



**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA
PROYECTO PARQUE LOGÍSTICO CEDI G.R,
PACORA, PROV. DE PANAMÁ”**

PARQUE LOGÍSTICO CEDI G.R

Ref.: DLP-2027 Rev.1

Mayo, 2020

PARQUE LOGÍSTICO CEDI G.R.

Arq. Eliecer Alastre

Arq. Juan Benavides

Ing. Luis Beitia

Ref: DLP-2027 Rev.1

Asunto: ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA PROYECTO PARQUE LOGÍSTICO
CEDI G.R., PACORA, PROV. DE PANAMÁ.

Estimados Señores:

Geolabs, S.A. se complace en entregarle este informe técnico Estudio Geotécnico para Proyecto Parque Logístico CEDI G.R., Pacora, Prov. de Panamá.

Estamos a la orden para aclarar cualquier duda o comentario al mismo, a la vez que agradecemos a su empresa por habernos contratado.

Cordialmente,



Iván Ordóñez, MSc.
Gerente Técnico



Izlia Vargas
Ingeniera Civil

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA PROYECTO PARQUE LOGÍSTICO CEDI G.R,

PACORA, PROV. DE PANAMÁ

INFORME FINAL

GEOLABS, S.A.

GERENTE DE PROYECTO: Iván Mauricio Ordóñez, MSc.

PERSONAL TÉCNICO: Sandra Souki, MSc.
Izlia Vargas, Ing.

PERSONAL DE CAMPO: Bladimir Jaramillo, Perforador
Gabriel Valdelamar, Ayudante
Juan Dimas, Ayudante

PERSONAL DE LABORATORIO: Manuel Picota, Tec.

POR EL CLIENTE

COORDINADORES: Arq. Eliecer Alastre
Arq. Juan Benavides
Ing. Luis Beitia

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	5
1.1 OBJETIVO	6
1.2 ALCANCE	6
2. CONSIDERACIONES GENERALES.....	6
2.1 GEOLOGÍA REGIONAL.....	6
2.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	9
3. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	11
3.1 PERFORACIONES GEOTÉCNICAS	11
3.2 TRABAJOS DE LABORATORIO.....	14
3.2.1 <i>Ensayos de Clasificación</i>	15
3.2.2 <i>Ensayos de Peso Unitario.....</i>	18
3.2.3 <i>Ensayos de expansión</i>	18
4. RESULTADO DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	20
4.1 LITOLOGÍA DEL SUBSUELO	20
4.2 POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN.....	21
4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	22
5. RECOMENDACIÓN DE FUNDACIÓN	24
5.1 FUNDACIONES PROFUNDAS TIPO PILOTES HINCADOS	24
5.1.1 <i>Calculo de capacidad de carga.....</i>	25
5.1.2 <i>Resultado de los análisis de capacidad de carga para Pilotes Hincados</i> 27	27
5.2 RECOMENDACIONES PARA PILOTES HINCADOS	28
5.2.1 <i>Recomendaciones de Diseño</i>	28
5.2.2 <i>Recomendaciones de Construcción</i>	29
5.3 RECOMENDACIONES PARA EL CONTROL DE EXPANSIÓN.....	30
5.3.1 <i>Construcción de Drenajes Perimetrales (dren francés)</i>	30
5.4 RECOMENDACIONES PARA LA LOSA DE PISO	31
6. ACLARACIÓN	32
7. REFERENCIAS	33

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de sitio (tomada de REP-2004)	11
Tabla 2. Ubicación de las Perforaciones	12
Tabla 3. Resultados de los Ensayos de Peso Unitario	18
Tabla 4. Cambio de Potencial de Volumen (PVC) Lambe, 1960.....	19
Tabla 5. Resultado del Ensayo para Determinar el Potencial de Expansión.....	20
Tabla 6. Estimación del potencial de licuación en el área del proyecto.....	23
Tabla 7. Parámetros Geotécnicos del Suelo en el Área de las Perforaciones	23

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del Área de estudio.....	5
Figura 2. Representación del Bloque de Panamá	7
Figura 3. Sismos mayores a 6.0 detectados en las cercanías de Panamá en los últimos cien años.....	7
Figura 4. Fragmento del mapa geológico de Panamá.....	8
Figura 5. Mapa de aceleración Pico del terreno (PGA).....	9
Figura 6. Mapa de aceleración espectral de 0.2 seg. (Ss)	10
Figura 7. Mapa de aceleración espectral de 1.0 seg. (S1).....	10
Figura 8. Ubicación de las perforaciones	13
Figura 9. Gráfico NsPT Vs. Profundidad, Sección A-A'.....	14
Figura 10. Gráfico NsPT Vs. Profundidad, Sección B-B'.....	14
Figura 11. Propiedades índices Vs. Profundidad	16
Figura 12. Clasificación de materiales y Variación de Índice de Liquidez	18
Figura 13. Cambio de Potencial de Volumen, Lambe (1960)	19
Figura 14. Capacidad de carga última de pilotes hincados	28
Figura 15. Detalle típico de drenaje francés (Fuente: https://www.pinterest.com.mx)	31

ANEXOS

ANEXO A:	PLANILLAS DE PERFORACIÓN
ANEXO B:	RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO
ANEXO C:	PERFIL LITOLÓGICO DEL ÁREA DE ESTUDIO
ANEXO D:	REGISTRO FOTOGRÁFICO

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe muestra los resultados correspondientes al "ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA PROYECTO PARQUE LOGÍSTICO CEDI G.R, PACORA, PROV. DE PANAMÁ", que GEOLABS S.A realizó para la empresa PARQUE LOGÍSTICO CEDI G.R. La Figura 1 muestra la ubicación del proyecto.



Imagen tomada y modificada de Google Earth
Figura 1. Ubicación del Área de estudio

1.1 OBJETIVO

El objetivo de la investigación fue determinar las características geotécnicas del área, definir los parámetros geotécnicos, determinar la estratificación y constitución litológica del subsuelo y proporcionar recomendaciones de fundación.

1.2 ALCANCE

Para la evaluación geotécnica del sitio de estudio se contó con los resultados de los ensayos de campo y laboratorio reportados de muestras recuperadas en once (11) perforaciones distribuidas en el área de estudio. Estos análisis permitieron:

- Generar el perfil litológico del área de estudio, sobre la base del material detectado en las perforaciones ejecutadas,
- Estimar los parámetros geotécnicos que caracterizan al material en sitio,
- Analizar los riesgos de expansión y licuefacción de los materiales y proporcionar recomendaciones para mitigar su efecto en caso de detectarse,
- Determinar la calidad del material, para evaluarlo como material de fundación,
- Recomendar el tipo de fundación más adecuado.

2. CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto consiste en la construcción de diversas galeras, ubicadas en Pacora, Provincia de Panamá.

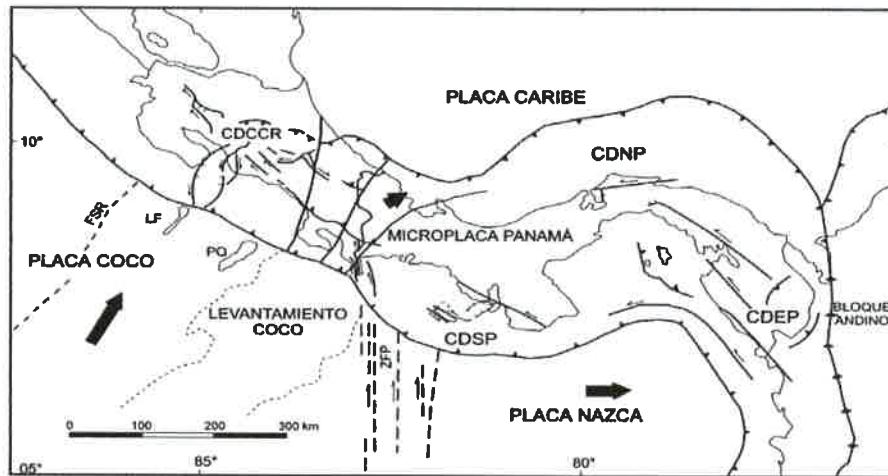
Para la fecha del presente informe, se desconocen las cargas de las estructuras, por lo que se realizarán los análisis para un rango de cargas estimado en función del tamaño de las mismas. Por tanto, el promotor debe realizar un proceso de evaluación y diseño estructural cónsono con la utilización del proyecto y de acuerdo con los volúmenes de carga estimados a manejar durante su funcionamiento, de manera que se puedan estimar con precisión las cargas transmitidas a las fundaciones.

2.1 GEOLOGÍA REGIONAL

Panamá se encuentra ubicada en la zona de convergencia de las Placas de Cocos, Suramericana, Nazca y Caribe, denominándose así el Bloque o microplaca de Panamá como se observa en la Figura 2. En este bloque, los límites de placa están definidos por fallas amplias y activas, mientras que, hacia el interior de la República, las fallas son de longitud corta y suelen estar inactivas.

Debido a esta configuración, la mayor parte de la historia sísmica de Panamá está relacionada a los elementos estructurales que se encuentran entre los límites de placas adyacentes, tal y como se muestra en la Figura 3, donde se observan los

sismos ocurridos en las cercanías de la República de Panamá y cuya magnitud ha sido mayor a 6.0 en los últimos 100 años.



Marco neotectónico del Sur de Centro América. Leyenda: Lineas dentadas, son fallas inversas y las líneas con una flecha al lado indican fallas de desplazamiento de rumbo con el movimiento relativo. Las fallas con líneas cortas son de desplazamiento normal del lado del bloque descendente. CDCCR, CDSP, CDNP y CDEP, son respectivamente los cinturones deformados del centro de Costa Rica y sur, norte y este de Panamá. ZFP, es la falla transformada de Panamá. FSR, LF, PQ son respectivamente la frontera suave-rugosa, el levantamiento de Fisher y el plateau de Quepos. Las líneas en forma de abanico muestran las direcciones esfuerzo principal máximo horizontal relacionadas con la indentación tectónica causada por el levantamiento del Coco (de acuerdo con Montero, 1994a). Tomado y modificado de la Revista Geológica de América Central (2000)

Figura 2. Representación del Bloque de Panamá



Imagen tomada de <https://www.usgs.gov/>

Figura 3. Sismos mayores a 6.0 detectados en las cercanías de Panamá en los últimos cien años.

Tomando en cuenta el mapa geológico de Panamá, se destaca que localmente se han documentado fallas interpretadas con imágenes LANDSAT, MSS, Radar y fotografías aéreas en cercanías del proyecto.

Dentro del marco litológico, en el área de estudio se pueden encontrar rocas pertenecientes a los siguientes grupos y formaciones:

- Grupo Panamá, Formación Panamá (TO-PA), compuesto por Arenisca tobácea, lutita, tobácea, caliza algácea y foraminífera.
- Grupo Aguadulce, Formación Las Lajas (QR-Ala), compuesto por Aluviones, sedimentos consolidados, areniscas, corales, manglares, conglomerados, lutitas carbonosas, deposiciones tipo delta.

Se resalta que las descripciones de los materiales proporcionadas anteriormente se basan en lo relacionado en el Mapa Geológico de Panamá, sin embargo, para conocer exactamente las características del lecho rocoso que se encuentra por debajo del suelo estudiado, se debe realizar por lo menos un corte en el mismo.

En la Figura 4, se muestra un extracto del mapa geológico con la ubicación del proyecto.

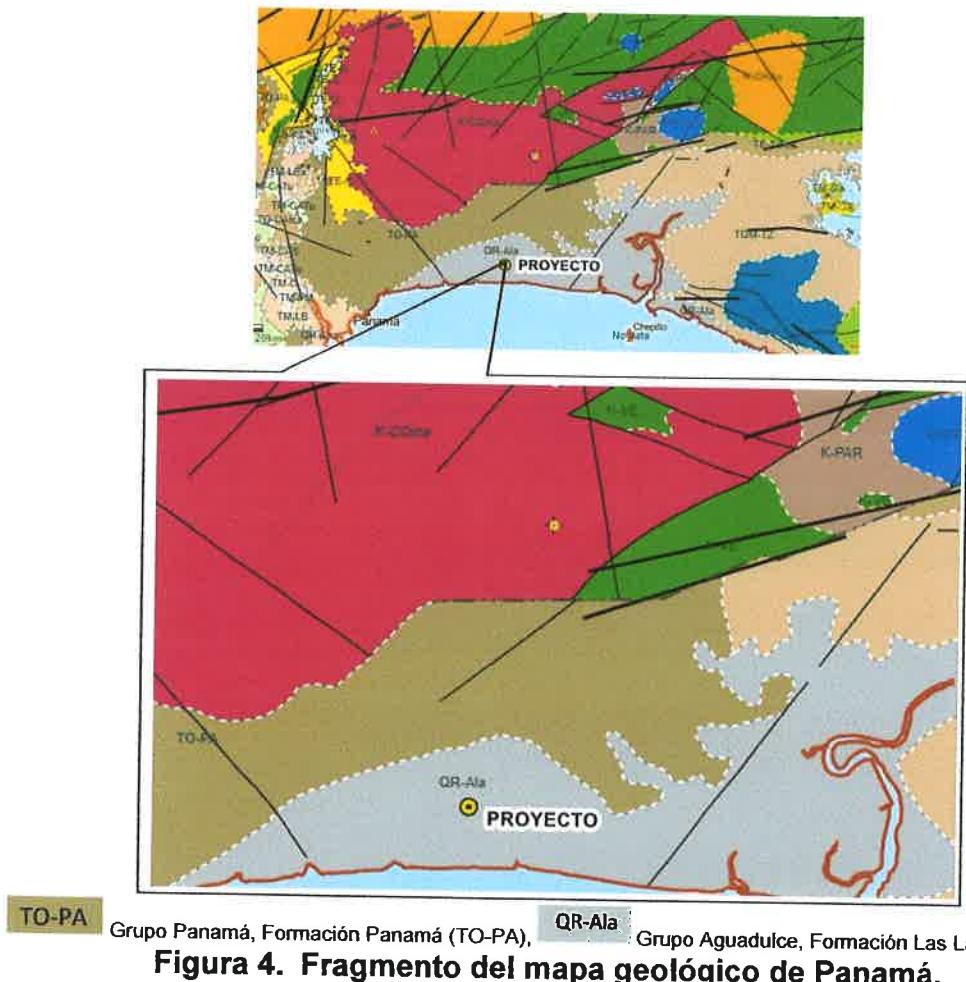


Figura 4. Fragmento del mapa geológico de Panamá.

2.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá REP-2014, para un período de retorno de 2,500 años, el área de estudio presenta los siguientes valores espectrales de aceleración sísmica:

- aceleración pico del terreno (PGA) = 0.42g
- aceleración espectral (Ss) para un período de la estructura de 0.2s= 0.96g
- aceleración espectral (S1) para un período de la estructura de 1.0s= 0.38g.

Dichos valores fueron obtenidos de los mapas de aceleración especificados en el capítulo 5, inciso 5.12 de dicho reglamento, correspondientes a la ciudad de Panamá, Prov. de Panamá.

A continuación, en las figuras 5, 6 y 7, se presentan los mapas relacionados.

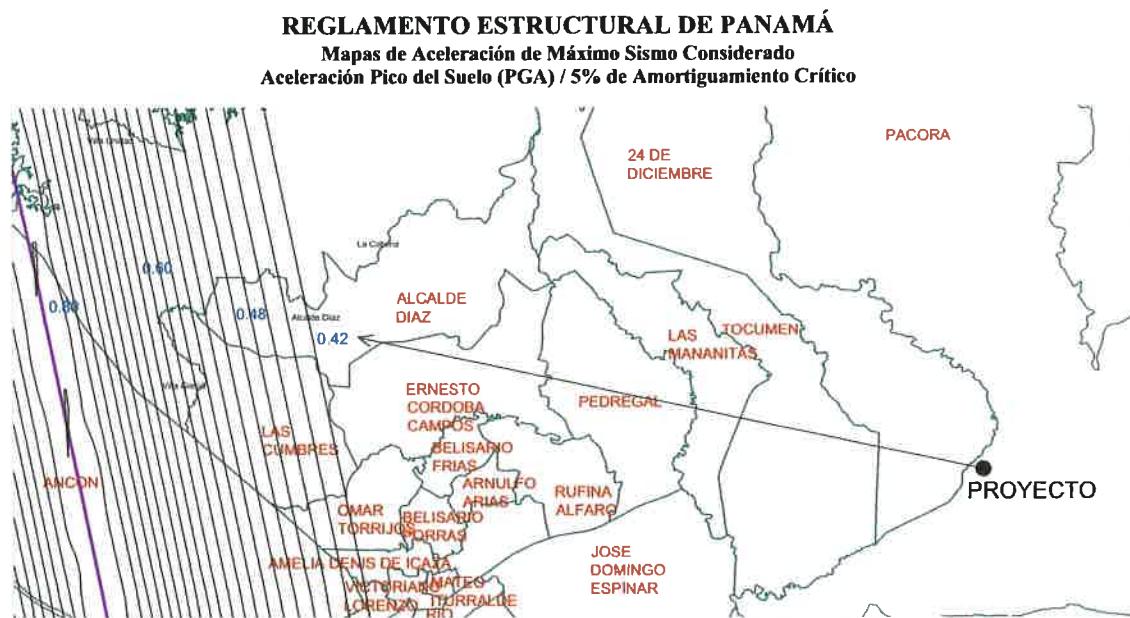


Figura 5. Mapa de aceleración Pico del terreno (PGA).

De acuerdo con la Tabla 1 (tomada de la Tabla 4.1.4.2 del REP-2004), y teniendo como referencia el número de golpes promedio del ensayo SPT, el perfil característico del suelo para el momento en que se realizó el estudio es tipo D. En caso de querer corroborar esta clasificación, se recomienda realizar mediciones de velocidades de onda de corte. Geolabs está en capacidad de realizar estas mediciones bajo un nuevo alcance de trabajo.

REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ
Mapas de Aceleración de Máximo Sismo Considerado
Aceleración Espectral de 0.2 seg. (S_s) / 5% de Amortiguamiento Crítico

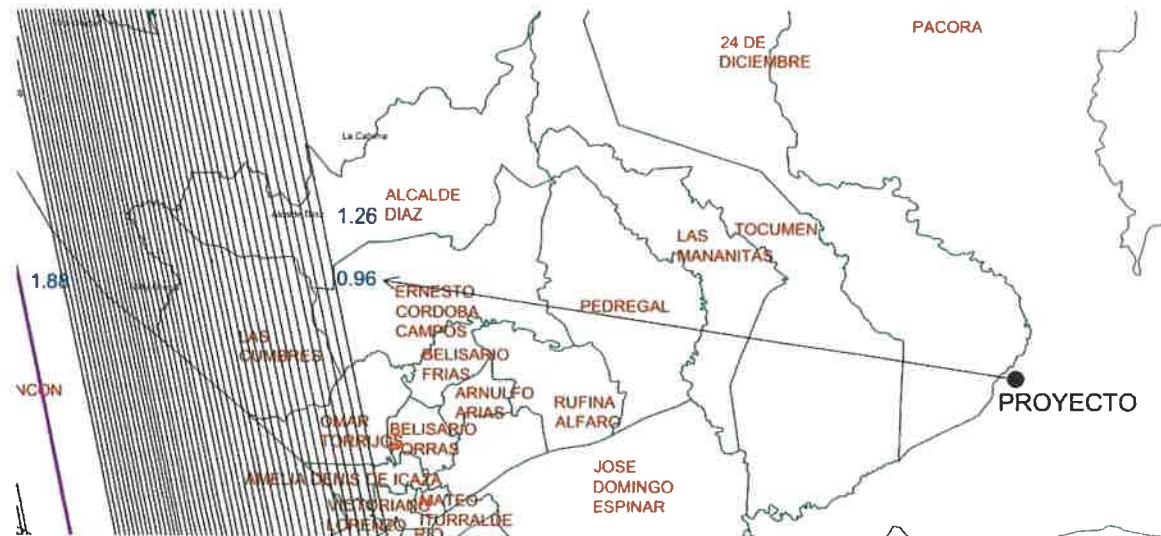


Figura 6. Mapa de aceleración espectral de 0.2 seg. (S_s)

REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ
Mapas de Aceleración de Máximo Sismo Considerado
Aceleración Espectral de 1.0 seg. (S₁) / 5% de Amortiguamiento Crítico

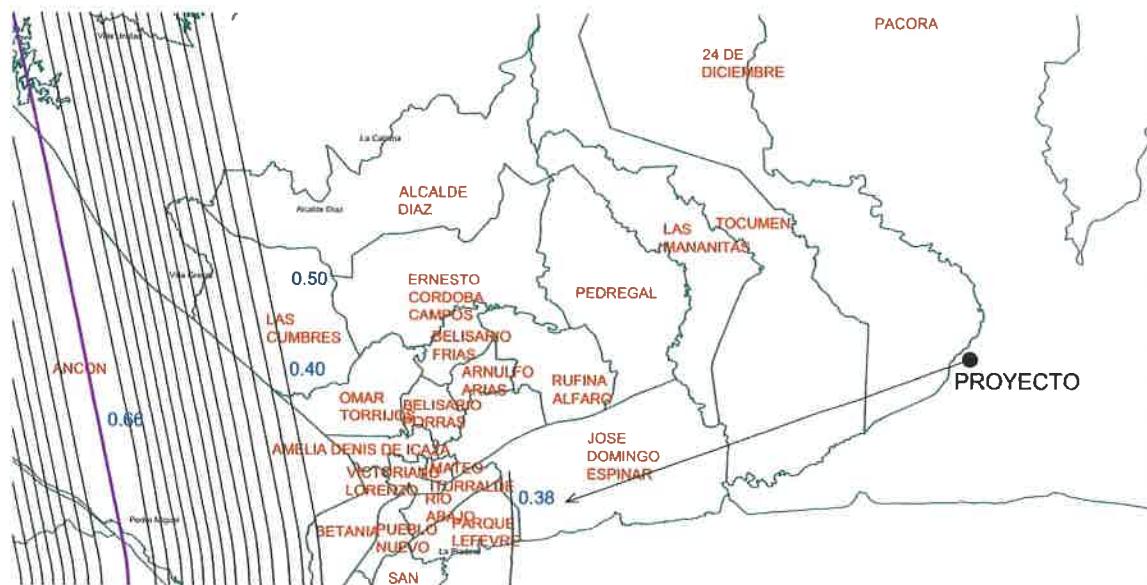


Figura 7. Mapa de aceleración espectral de 1.0 seg. (S₁)

Tabla 1. Clasificación de sitio (tomada de REP-2004)

TABLA 4.1.4.2			
Clasificación de tipo de perfil de suelo			
Tipo de perfil de suelo	v_s	N ó N_{cr}	s_u
A	>1500 m/s	No es aplicable	No es aplicable
Roca dura			
B	760 a 1500 m/s	No es aplicable	No es aplicable
Roca			
C	370 a 760 m/s	>50	>100 kPa
Suelo muy denso y roca suave			
D	180 a 370 m/s	15 a 50	50 a 100 kPa
Suelo rígido			
E	<180 m/s	<15	<50 kPa
Suelo			
F			
Suelo que requiere evaluación específica del sitio	1. Suelos vulnerables a falla potencial o colapso 2. Arcillas altamente orgánicas 3. Arcillas de plasticidad muy alta 4. Arcillas suaves o medianas muy espesas		

3. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

La exploración de campo se realizó con el fin de conocer las características del subsuelo y estimar la capacidad portante del suelo en el área donde se planea la construcción de las estructuras. La empresa Geolabs, S.A, fue la encargada de realizar los trabajos de perforación, y culminó once (11) perforaciones con profundidades entre 4.95 y 12.45m aproximadamente.

3.1 PERFORACIONES GEOTÉCNICAS

Las perforaciones se ejecutaron a máquina con un equipo portátil, modelo Derrick empleando el método de percusión. Se realizó la toma de muestras los dos primeros metros continuos y luego a cada metro y medio, hasta encontrar rechazo o completar la longitud requerida, obteniéndose muestras de 36 mm de diámetro. Las muestras se etiquetaron y sellaron debidamente con el objeto de preservar las características originales de las mismas.

Simultáneamente a la toma de muestras en suelo, se realizó el Ensayo Normal de Penetración (Standard Test Method for Standard Penetration Test, SPT, and Split-Barrel Sampling of Soils) siguiendo las especificaciones establecidas en la norma ASTM D-1586 (American Society for Testing and Materials). Esta prueba consiste en hincar en el subsuelo un toma muestras de tipo cuchara partida de 36 mm de diámetro interno, mediante golpes de un martillo de 63,5 kg (140 libras) de peso en caída libre de 76 cm.

El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar los últimos 30 cm (1 pie) del total de 45 cm penetrados en el toma muestras se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo (Nspt), la cual es una medida de la compacidad o densidad relativa en suelos granulares y de la consistencia en suelos finos.

La ubicación de los sondeos exploratorios en el área fue replanteada en campo por GEOLABS, S.A, según la información proporcionada por el Cliente.

En la Tabla 2 se presentan las coordenadas de cada perforación y la profundidad alcanzada en cada una.

Tabla 2. Ubicación de las Perforaciones

Perforación	Coordenadas WGS84		Prof. de la perforación (m)
	Norte	Este	
P-1	1,003,231	684,577	7.95
P-3	1,003,243	684,915	10.95
P-4	1,003,231	685,040	4.95
P-6	1,003,170	685,380	8.60
P-8	1,003,018	684,615	4.95
P-9	1,003,006	684,761	4.95
P-10	1,002,996	684,876	9.45
P-11	1,002,988	685,015	12.45
P-12	1,002,973	685,182	8.60
P-13	1,002,956	685,318	7.95
P-14	1,002,944	685,445	12.45

(*) Las coordenadas fueron tomadas con un GPS manual y puede tener un error entre 5 y 10 mts.

Durante la ejecución de las perforaciones, se encontró el nivel freático en las siguientes perforaciones como se muestran a continuación:

- P-1 No se detectó a las 10:01 a.m.
- P-3 2.50 a las 11:20 a.m.
- P-4 No se detectó a las 01:10 p.m.
- P-6 3.00 a las 11:20 a.m.
- P-8 No se detectó a las 02:15 p.m.
- P-9 3.50 a las 09:55 a.m.
- P-10 3.00 a las 11:25 a.m.
- P-11 3.25 a las 10:40 a.m.
- P-12 6.00 a las 01:40 a.m.
- P-13 2.00 a las 03:55 p.m.
- P-14 3.50 a las 02:35 p.m.

En la Figura 8 se muestra la ubicación aproximada de las perforaciones.



Imagen tomada y modificada de Google Earth
Figura 8. Ubicación de las perforaciones

En la Figura 9 y la Figura 10 se muestran los gráficos por secciones con el resumen de los resultados de los ensayos SPT, ejecutados en las perforaciones.

En las planillas litológicas del anexo A se presenta el perfil del subsuelo detectado con base en la descripción visual y en los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras recuperadas en cada perforación, incluyendo los resultados numéricos y gráficos del ensayo SPT.

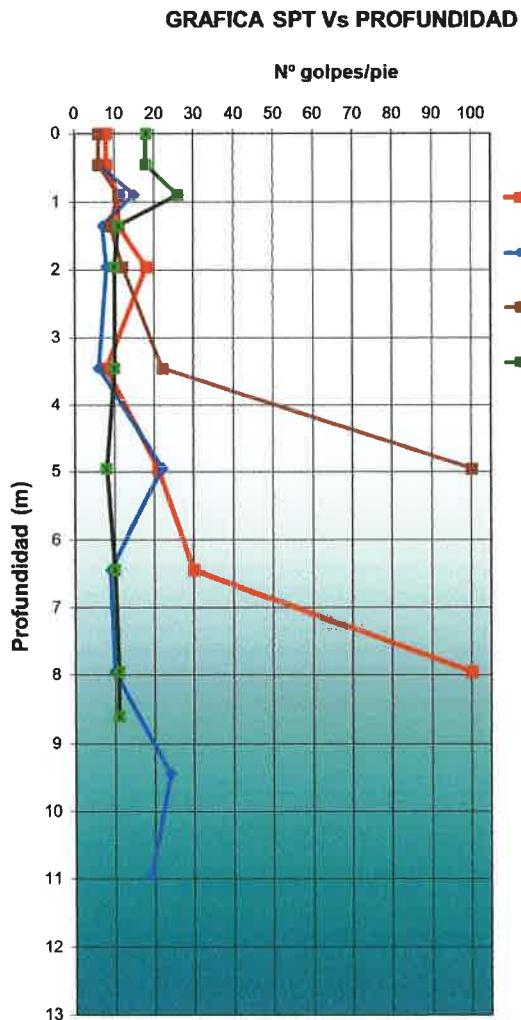


Figura 9. Gráfico NsPT Vs. Profundidad, Sección A-A'

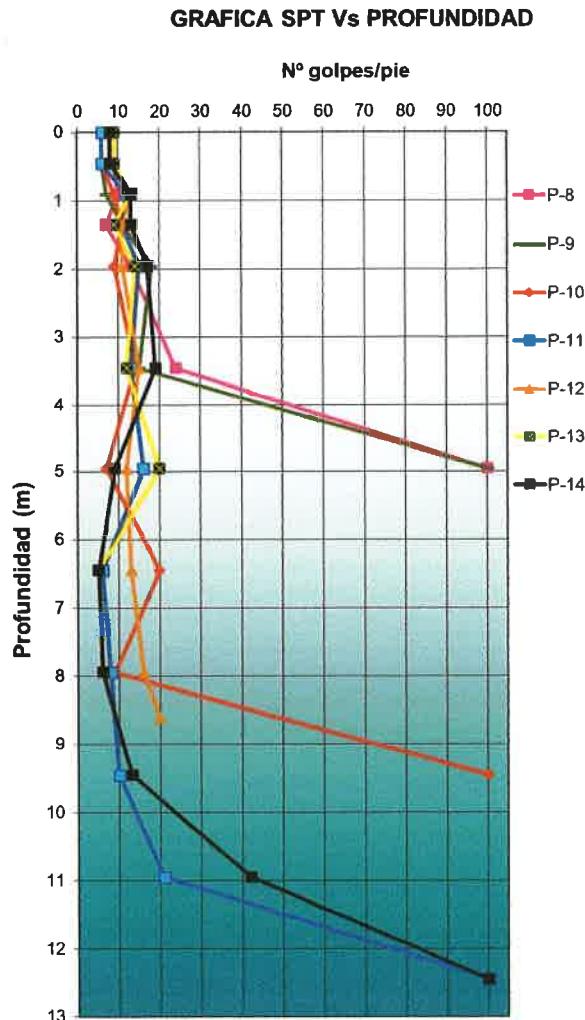


Figura 10. Gráfico NsPT Vs. Profundidad, Sección B-B'

3.2 TRABAJOS DE LABORATORIO

Todas las muestras recuperadas de las perforaciones fueron identificadas y colocadas en bolsas plásticas debidamente selladas para evitar en lo posible, la pérdida de humedad natural. Posteriormente, fueron llevadas al laboratorio donde se realizaron los siguientes ensayos para la clasificación y determinación de las características geotécnicas, siguiendo las especificaciones de la Norma ASTM:

- Clasificación visual.
- Determinación del porcentaje de humedad natural.
- Granulometría por tamizado.
- Ensayo de Peso Unitario.
- Ensayo de Expansión.

En el anexo B se presentan los resultados de los ensayos del laboratorio.

3.2.1 Ensayos de Clasificación

La clasificación del suelo, con base en sus propiedades ingenieriles, se realizó de conformidad con la norma ASTM D-2487-11 (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS). Los ensayos de clasificación incluyen el contenido de humedad, la granulometría y los límites de Atterberg (realizados por lo general en los suelos cohesivos) con el fin de determinar las propiedades físicas de los suelos.

Los ensayos para determinar el contenido de humedad se realizaron en todas las muestras de suelo recuperadas y de conformidad con la norma ASTM D-2216-10. El contenido de humedad de las muestras osciló entre 15 y 65 %.

Los Límites de Atterberg se ejecutaron en las muestras de suelo con alto contenido de finos y de conformidad a la norma ASTM D-4318-10. El límite plástico (LP) es el contenido de humedad en el que el suelo cambia de un estado plástico, moldeable, a un estado sólido y el límite líquido (LL) es el contenido de humedad en el que el suelo cambia de un estado plástico a líquido. El índice de plasticidad (IP) es la diferencia entre los límites líquido y plástico (LL-LP).

De acuerdo con los resultados obtenidos en estos ensayos, los materiales presentes en el proyecto se agrupan en cohesivos y granulares. Dentro de los materiales cohesivos se encuentra una Arcilla de alta plasticidad (CH) con contenido de arena variable y Arcilla de baja plasticidad (CL) con contenido de arena variable. Dentro de los materiales granulares se encuentra una Arena arcillosa (SC).

La Arcilla de alta plasticidad (CH) presenta un contenido de arena variable entre 4 y 42 %, valores de LL entre 50 y 81 %, e IP entre 25 y 45 %, aproximadamente. La Arcilla de baja plasticidad arenosa (CL) presenta un contenido de arena variable entre 20 y 30 %, valores de LL entre 43 y 47 %, e IP entre 20 y 23 %, aproximadamente.

La Arena arcillosa (SC) presenta valores de LL entre 25 y 33 %, IP entre 11 y 16 % y un porcentaje de finos (pasante del tamiz #200) entre 17 y 38% aproximadamente.

Los resultados de los ensayos de clasificación se muestran en detalle en el Anexo B.

En la Figura 11 se muestran las variaciones de las propiedades índices con la profundidad de cada perforación. De igual manera, en la Figura 12, se presenta un resumen de la clasificación de los materiales más finos y la variación del índice de liquidez (IL) con la profundidad. Este parámetro está asociado a la resistencia al corte no drenada en suelos cohesivos y se define de la siguiente manera:

$$IL = \frac{w_n - LP}{IP}$$

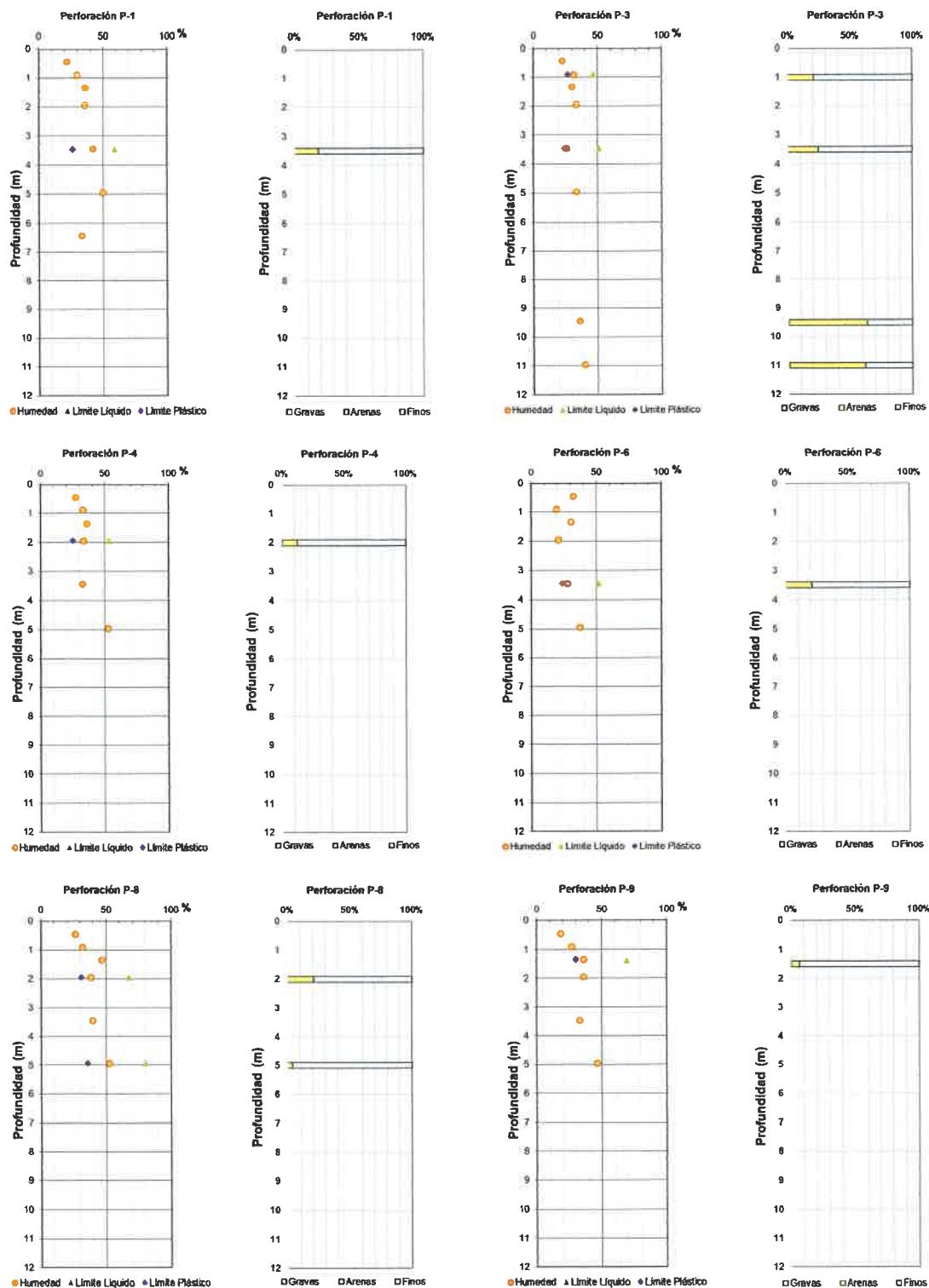


Figura 11. Propiedades índices Vs. Profundidad

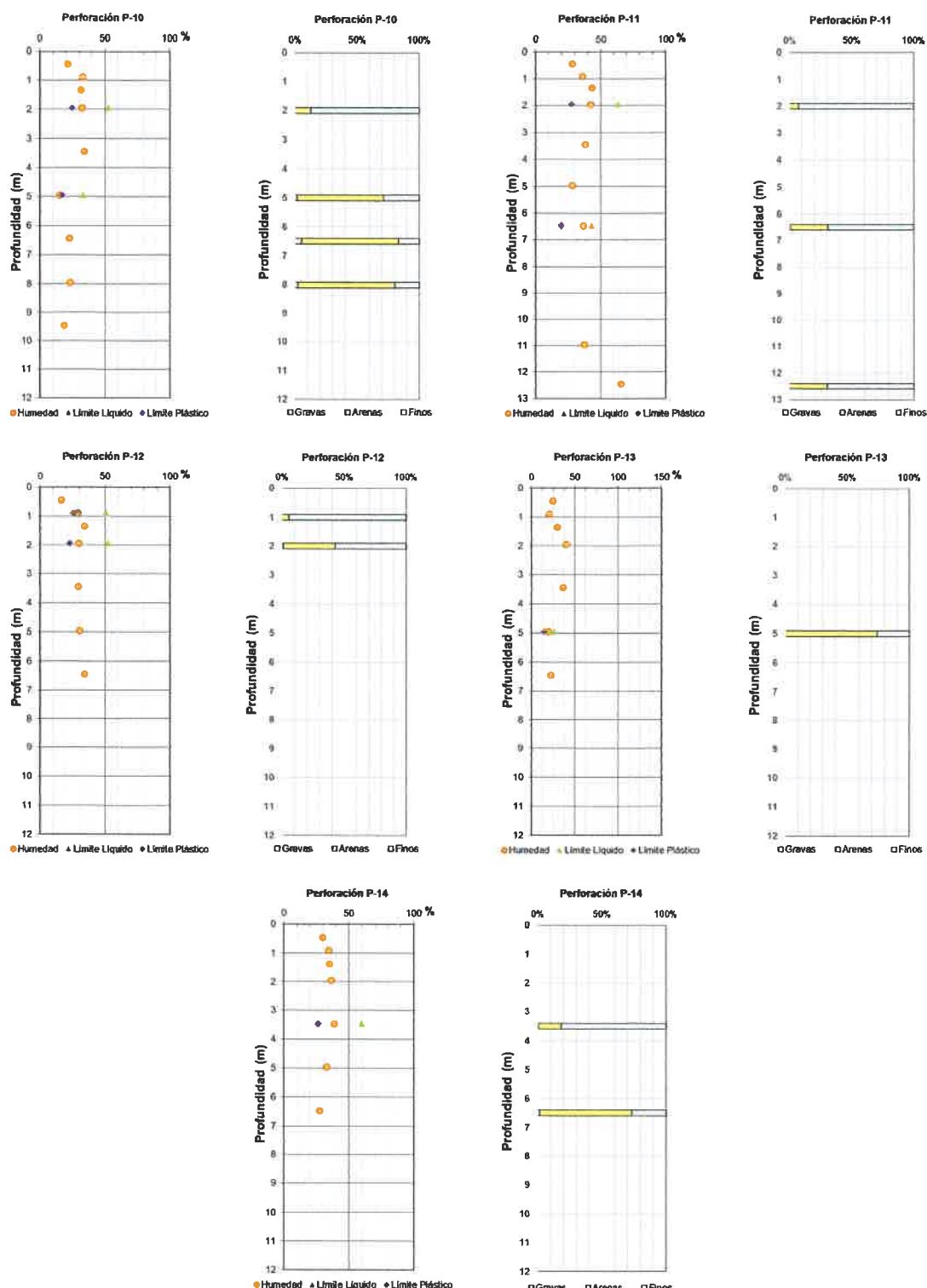


Figura 11 cont. Propiedades índices Vs. Profundidad

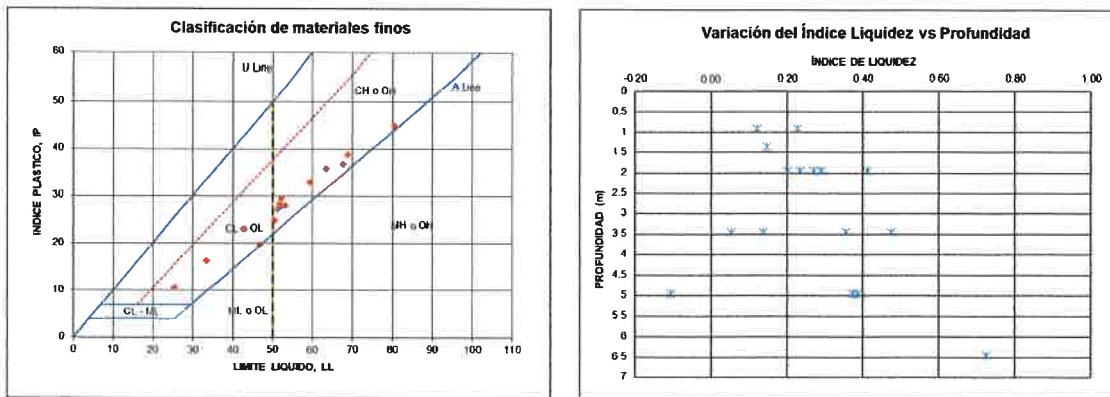


Figura 12. Clasificación de materiales y Variación de Índice de Liquidez

3.2.2 Ensayos de Peso Unitario

Los ensayos de peso unitario se realizaron de conformidad con la norma ASTM D-7263, y sirven para calcular la masa de un suelo por unidad de volumen.

Los ensayos se realizaron sobre muestras reconstituidas, midiendo las dimensiones y peso de la mismas dentro de un molde cilíndrico.

El resumen obtenido de las muestras seleccionadas se presenta en la Tabla 3. Los resultados se detallan en el Anexo B.

Tabla 3. Resultados de los Ensayos de Peso Unitario

Perforación	Prof. (m)	Peso Unitario húmedo (Kg/m ³)
P-1	0.00 – 0.45	1747
P-6	0.45 – 0.90	1691
P-8	0.45 – 0.90	1792
P-11	0.00 – 0.45	1702
P-14	0.45 – 0.90	1893

3.2.3 Ensayos de expansión

Los ensayos de expansión se realizaron de conformidad con la norma UNE 103600. Esta norma describe un método para la identificación rápida de suelos que puedan presentar problemas de expansión, es decir de cambio de volumen, como consecuencia de variaciones en su contenido de humedad.

El método consiste en la determinación del Cambio Potencial del volumen (PVC) que experimenta una probeta de suelo compactado, bajo una presión inicial, añadiéndose agua y midiéndose la presión de expansión. Obtenida la presión de expansión se

determina el índice de hinchamiento, y de acuerdo con la Figura 13 propuesta por Lambe (1960), se determina el PVC.

Para estos efectos, el cambio de volumen potencial de un suelo queda comprendido dentro de uno de los cuatro grupos presentados en la Tabla 4.

Tabla 4. Cambio de Potencial de Volumen (PVC) Lambe, 1960

Grado del Cambio Potencial de Volumen PVC	Categoría
<2	No crítico
2 – 4	Marginal
4 - 6	Crítico
> 6	Muy Crítico

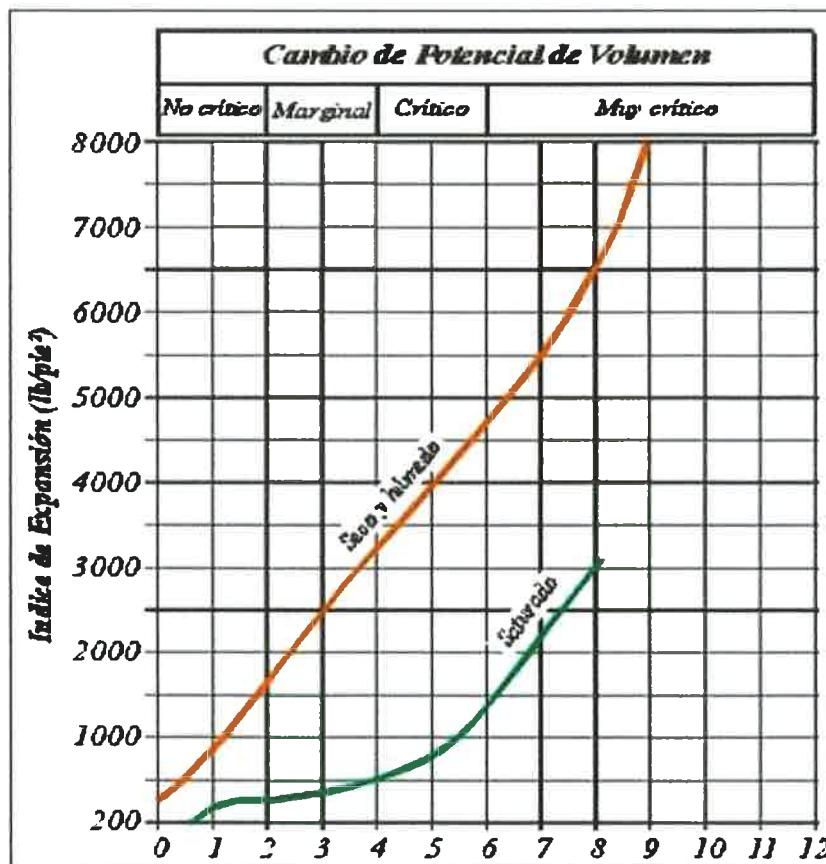


Figura 13. Cambio de Potencial de Volumen, Lambe (1960)

Para este proyecto se realizaron (siete) ensayos de expansión. Los resultados obtenidos se presentan en el Anexo B y se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5. Resultado del Ensayo para Determinar el Potencial de Expansión

Perforación	Profundidad (m)	Descripción	Presión de expansión (kPa)	Cambio potencial de volumen	Categoría
P-1	0.90 – 1.35	Arcilla de alta plasticidad con arena (CH)	26.55	4.1	Crítico
P-4	0.45 – 0.90	Arcilla de alta plasticidad (CH)	13.16	3.2	Marginal
P-6	0.90 – 1.35	Arcilla de alta plasticidad con arena (CH)	16.99	3.4	Marginal
P-9	0.45 – 0.90	Arcilla de alta plasticidad (CH)	13.16	3.2	Marginal
P-10	0.90 – 1.35	Arcilla de alta plasticidad (CH)	20.81	3.7	Marginal
P-12	0.90 – 1.35	Arcilla de alta plasticidad (CH)	16.99	3.4	Marginal
P-13	0.45 – 0.90	Arcilla de alta plasticidad (CH)	13.16	3.2	Marginal

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos, la presión de expansión varía entre 13 y 27 kPa, por lo tanto, el Cambio Potencial de Volumen se encuentra en la categoría Marginal a Crítico. Por tal razón, se tendrá en cuenta esta condición en las recomendaciones de fundación.

4. RESULTADO DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

4.1 LITOLOGÍA DEL SUBSUELO

Con base en la clasificación visual y en los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras recuperadas en las perforaciones, se observa que, en el área del proyecto, el perfil del suelo está constituido por dos estratos que se describen a continuación:

Estrato I: material conformado por Arcilla de alta plasticidad (CH) con contenido de arena variable y Arcilla de baja plasticidad (CL) con contenido de arena variable. Este material es de color marrón y marrón claro, se encuentra en un estado de consistencia variable entre blanda a muy firme, alcanzando valores de resistencia a la penetración NsPT corregida entre 3 y 27 golpes/pie. Este estrato se encontró desde la superficie actual del terreno hasta la profundidad máxima explorada de 12.45 m aproximadamente.

Estrato II: material conformado por Arena arcillosa (SC). Este material es de color marrón, se encuentra en un estado de densidad variable entre suelta a media, alcanzando valores de resistencia a la penetración NsPT corregida entre 2 y 23 golpes/pie. Este estrato se encontró desde una profundidad de 3.0 hasta la profundidad máxima explorada de 12.45 m aproximadamente.

En el Anexo C se presenta el perfil Litológico del área de estudio.

4.2 POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN.

Para que un terreno se licue, las ondas sísmicas deben tener suficiente energía para producir el trabajo mecánico en el esqueleto mineral del suelo que genere un incremento en la presión de poros para tal fin. La licuación es propia de suelos de comportamiento granular (arenas y limos no plásticos o poco plásticos) y se considera un fenómeno no drenado. Resumiendo, para que un suelo sea potencialmente licuable se debe presentar las siguientes condiciones:

- Material granular de gradación uniforme a poca profundidad.
- Poco contenido de finos
- Material de densidad suelta
- Material saturado (presión de poros elevada)
- Ondas sísmicas con suficiente energía

Utilizando el método de Idriss y Boulanger (2004) se presentan gráficas que relacionan el número de golpes N_{spt} del ensayo de penetración estándar S.P.T con la relación de resistencia cíclica CRR y el porcentaje de finos pasante #200 de las muestras. El valor de la acción sísmica se cuantifica con la siguiente expresión:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_v} \right) \approx 0.65 * \frac{a_{\max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} * \frac{r_d}{MSF}$$

donde

a_{\max}	aceleración horizontal máxima en la superficie
g	aceleración de la gravedad
σ_v	esfuerzo vertical total
σ_v'	esfuerzo vertical efectivo
r_d	factor de reducción de esfuerzo, dado por: $\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z) * M$
$\alpha(z)$	$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 * \text{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$
$\beta(z)$	$\beta(z) = 0.106 + \text{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$
z	Profundidad
M	magnitud del sismo
MSF	factor de ajuste por la magnitud del sismo dado por: $MSF = 6.9 * e^{\left(\frac{-M}{4} \right)} - 0.058$

De acuerdo con los resultados de campo y laboratorio, **existe potencial de licuación en al menos la mitad de área estudiada, según se muestra en la Tabla 6.**

Se resalta que, para el cálculo de la aceleración máxima empleada se utilizó una fracción (2/3) de la aceleración pico del terreno (PGA), calculada para un periodo de retorno de 475 años. Es decir:

$$a_{max} = \frac{2 \text{ PGA}(T_R 475 \text{ años})}{3} = \frac{2 * 0.28g}{3} = 0.19g$$

El cálculo resulta en una aceleración con un 15% de probabilidad ser excedida en un periodo de 50 años, es decir, con un periodo de retorno de 300 años aproximadamente.

Este valor se adoptó teniendo en cuenta que, al emplear cálculos de amenaza sísmica probabilísticos (como los realizados para obtener los mapas en el REP-2014), se ha observado un incremento significativo en las aceleraciones sísmicas para el diseño de estructuras, lo cual no ha sido considerado en la metodología señalada para la evaluación de la licuación. Por esta razón, se decidió adoptar un valor menor al PGA correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

En todo caso, como producto de los análisis, se concluye que la máxima aceleración que se puede presentar sin que se produzca licuación correspondería a una aceleración con una probabilidad de ser excedida cercana al 80% en los próximos 50 años, es decir con un periodo de retorno de aproximadamente 30 años, lo cual resulta en un valor importante a tener en cuenta para efecto del diseño del proyecto.

Por lo anterior, se tendrá en cuenta esta condición en las recomendaciones de fundación.

4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

En la Tabla 7 se presenta el resumen de los parámetros geotécnicos que caracterizan al material detectado en el área de estudio. Estos valores se obtuvieron de los ensayos de laboratorio, de varias correlaciones publicadas en la literatura internacional y del Reglamento Estructural de Panamá 2014.

En las perforaciones donde la litología presenta variaciones locales, se consideró tomar el perfil de suelo que representase los parámetros más desfavorables para diseño.

Lo anterior con el fin de utilizar el escenario más crítico que puede presentarse en el área de estudio para realizar la evaluación y recomendación de fundaciones a considerar durante la fase de diseño, que será desarrollada posteriormente por el promotor, en donde se considerarán las cargas vivas y muertas para el desarrollo de todos los elementos estructurales.

Tabla 6. Estimación del potencial de licuación en el área del proyecto
EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

DATOS DE ENTRADA												
Sondeo = Varios												
Magnitud del sismo, M_w = 6.00												
Aceleración máxima esperada (a_{max}) = 0.19 g												
Peso unitario saturado (γ_{sat}) = 17.65 kN/m ³												
Peso unitario sumergido (γ_{sum}) = 7.84 kN/m ³												

Sondeo	Prof(m)	σ_v (kPa)	Nivel Freático (m)	σ'_v (kPa)	r_d	τ_{max} (kPa)	τ_{ave} (kPa)	CSR	N	C_N	$(N_1)_{60}$	% Finos	$(N_1)_{60,0}$	$(N_1)_{60,0}$	$CRR_{7,5}$	$CRR_{8,5}$	Liquefacción
P-3	3.00	52.95	1.00	32.95	0.979	9.85	6.41	0.19	6	1.438	9	17	12	12	0.13	0.23	SI
P-3	4.50	79.43	1.00	44.43	0.969	14.62	9.51	0.21	22	1.338	29	17	34				NO
P-3	6.00	105.90	1.00	55.90	0.958	19.27	12.53	0.22	9	1.251	11	17	15	15	0.16	0.28	SI
P-3	7.50	132.38	1.00	67.38	0.943	23.72	15.42	0.23	10	1.174	12	17	15	15	0.16	0.29	SI
P-3	9.00	158.85	1.00	78.85	0.923	27.86	18.11	0.23	24	1.106	27	36	37				NO
P-3	10.50	185.33	1.00	90.33	0.894	31.49	20.47	0.23	19	1.046	20	38	29	29	0.40	0.71	NO
P-6	6.00	105.90	1.00	55.90	0.958	19.27	12.53	0.22	10	1.251	13	30	19	19	0.21	0.36	SI
P-6	7.50	132.38	1.00	67.38	0.943	23.72	15.42	0.23	11	1.174	13	30	20	20	0.21	0.37	SI
P-6	9.00	158.85	1.00	78.85	0.923	27.86	18.11	0.23	11	1.106	12	30	19	19	0.20	0.35	SI
P-10	4.50	79.43	1.00	44.43	0.969	14.62	9.51	0.21	7	1.338	9	29	15	15	0.16	0.29	SI
P-10	6.00	105.90	1.00	55.90	0.958	19.27	12.53	0.22	20	1.251	25	17	30	30	0.44	0.77	NO
P-10	7.50	132.38	1.00	67.38	0.943	23.72	15.42	0.23	9	1.174	11	20	15	15	0.16	0.28	SI
P-11	4.50	79.43	1.00	44.43	0.969	14.62	9.51	0.21	16	1.338	21	20	27	27	0.33	0.59	NO
P-12	7.50	132.38	1.00	67.38	0.943	23.72	15.42	0.23	16	1.174	19	30	26	26	0.32	0.57	NO
P-12	9.00	158.85	1.00	78.85	0.923	27.86	18.11	0.23	20	1.106	22	30	30				NO
P-13	4.50	79.43	1.00	44.43	0.969	14.62	9.51	0.21	20	1.338	27	26	34				NO
P-13	6.00	105.90	1.00	55.90	0.958	19.27	12.53	0.22	5	1.251	6	26	11	11	0.13	0.22	SI
P-13	7.50	132.38	1.00	67.38	0.943	23.72	15.42	0.23	6	1.174	7	26	12	12	0.13	0.24	SI
P-14	4.50	79.43	1.00	44.43	0.969	14.62	9.51	0.21	9	1.338	12	27	18	18	0.19	0.34	SI
P-14	6.00	105.90	1.00	55.90	0.958	19.27	12.53	0.22	5	1.251	6	27	12	12	0.13	0.22	SI
P-14	7.50	132.38	1.00	67.38	0.943	23.72	15.42	0.23	6	1.174	7	27	12	12	0.14	0.24	SI
P-14	9.00	158.85	1.00	78.85	0.923	27.86	18.11	0.23	13	1.106	14	27	21	21	0.22	0.40	SI
P-14	10.50	185.33	1.00	90.33	0.894	31.49	20.47	0.23	42	1.046	44	27	54				NO

Tabla 7. Parámetros Geotécnicos del Suelo en el Área de las Perforaciones

MATERIAL		Profundidad (m)	Nspt corregida	γ (t/m ³)	ϕ	S_u (t/m ²)	E (t/m ²)	ν
ESTRATO I	Arcilla de alta plasticidad (CH) y Arcilla de baja plasticidad (CL) con contenido de arena variable	0.00 – 12.0	9	1.7	-	6.0	2200	0.42
		12.0 – 12.45	21	1.8	-	13.0	4800	0.47
ESTRATO II	Arena arcillosa (SC)	3.0 – 9.0	5	1.6	28	-	1200	0.23
		9.0 – 12.45	15	1.7	33	-	2100	0.33

 ϕ = Ángulo de fricción

 S_u = Resistencia al corte no drenada

 E = Módulo de Elasticidad del suelo

 ν = Módulo de Poisson

5. RECOMENDACIÓN DE FUNDACIÓN

Según información proporcionada por el Cliente, debido a la naturaleza del proyecto, se planea almacenar volúmenes importantes de mercancías diversas, por lo que se anticipa la transmisión de cargas considerables, producto de la operación dentro de las estructuras.

Adicionalmente, teniendo en cuenta el tamaño de las naves con luces y altura significativas, se anticipan importantes esfuerzos horizontales y de flexión en los elementos.

Por otro lado, en el área de estudio, se encontraron materiales identificados como: Arcilla de alta plasticidad (CH), arcilla de baja plasticidad (CL) y arena arcillosa (SC). En estos últimos materiales arenosos, y según la información de campo, laboratorio, y los análisis de ingeniería, existe potencial de licuación en al menos la mitad del área explorada. Por esta razón, se recomienda el uso de:

Fundaciones profundas tipo pilotes hincados para minimizar o mitigar el daño en las estructuras como producto del posible movimiento del suelo.

Se resalta que, para el cálculo detallado de las fundaciones, en cuanto a longitud y tamaño, se deben evaluar las cargas últimas, Qult del proyecto en cada estructura, además evaluar en conjunto la cantidad de fundaciones propuesta (internas y perimetrales) y su distribución interna en cada galera, para encontrar la distribución óptima de las cargas.

Para el cálculo de las capacidades últimas y admisibles se tomaron en cuenta los parámetros geotécnicos descritos en el numeral 4.3 y la variabilidad en el perfil del suelo detectada las perforaciones ejecutadas. Para la estimación de los mismos, se adoptaron los valores más críticos y desfavorables de los resultados obtenidos.

5.1 FUNDACIONES PROFUNDAS TIPO PILOTES HINCADOS

El uso de pilotes hincados permite:

- Penetrar suelos de baja capacidad portante y potencial de licuación, para transmitir las cargas impuestas a los estratos de roca y suelo profundos, más firmes y con mayor capacidad de carga.
- Anclar las estructuras, permitiendo un comportamiento más rígido en caso de sismos, vientos o cargas laterales importantes.
- Controlar los asentamientos, tomando en cuenta la compresibilidad de los estratos superficiales.

5.1.1 Calculo de capacidad de carga

Los análisis de capacidad de carga se ejecutaron para pilotes de concreto de 0.3, 0.4 y 0.5m de lado, hincados, tomando en cuenta:

- Las características del subsuelo.
- La profundidad necesaria de empotramiento en material firme o más competente.
- La magnitud de las cargas impuestas.

La capacidad resistente de los pilotes se evalúa según la resistencia estructural del elemento y la capacidad portante o resistente del suelo, en función de la forma de trabajo del pilote. Los pilotes pueden considerarse que trabajan tanto por punta como por fricción lateral.

Los pilotes *trabajan por punta*, cuando aprovechan básicamente la capacidad portante del material más profundo y resistente donde se empotran; y *trabajan por fricción* cuando las cargas transmitidas por la superestructura son soportadas principalmente por la fricción lateral o adherencia entre el pilote y el suelo circundante, en toda la altura del fuste.

La capacidad última de un pilote depende de su capacidad por fricción lateral y de su capacidad por punta:

$$P_u = P_{uf} + P_{up}$$

La capacidad de carga admisible del pilote se determina según la siguiente ecuación:

$$P_{adm} = \frac{P_{ult}}{F.S.}$$

donde:

P_{adm} : Capacidad admisible o de servicio del pilote

P_{ult} : Capacidad última del pilote

F.S.: Factor de seguridad.

Si los pilotes no se empotran en la roca se evalúa la capacidad última y admisible de carga total, por fuste (P_{uf}) y por punta (P_{up}) para arcilla y roca, utilizando las bases y criterios teóricos que se describen a continuación:

Suelos Cohesivos

La capacidad de carga por fricción o fuste para pilotes hincados en arcilla, se calcula por el método alfa. La cohesión se puede determinar mediante ensayos o mediante

correlaciones y ésta se emplea para el cálculo del último valor de carga transferida a la profundidad z debajo de la superficie.

$$f_{sz} = \alpha_z C_{uz}$$

donde:

f_{sz} =: Última carga transferida en resistencia lateral a la profundidad z .

α_z = Factor empírico de adhesión que puede variar con la profundidad z .

C_{uz} = Cohesión.

Luego la carga total en resistencia lateral se calcula por la siguiente ecuación:

$$P_{uf} = \int_0^L f_{sz} dA$$

donde:

dA = Diferencial de perímetro a lo largo del pilote sobre la penetración.

L = Penetración del pilote debajo de la superficie.

La capacidad *última por punta* en arcillas se calcula, según Skempton (1.951). El trabajo de Skempton, se ha confirmado con aceptable exactitud de resultados obtenidos en pilotes hincados que han sido monitoreados y donde la falla en la base se ha observado. La siguiente ecuación es usada para calcular el esfuerzo último de capacidad de carga para pilotes hincados en arcillas.

$$P_{up} = A_p N_c C_{ub},$$

donde:

C_{ub} = Cohesión

A_p = Área de la punta del pilote Penetración del pilote.

Suelos Granulares

La resistencia al corte en las arenas y otros suelos no cohesivos se caracteriza por el ángulo de fricción interna que depende del tipo de granos y su arreglo. Se asume que la cohesión es 0. El ángulo de fricción en la superficie de separación entre el suelo y el concreto debe ser diferente que la del suelo mismo.

La capacidad de *carga por fricción o fuste* para pilotes hincados en arena se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_s = \int_0^L K \sigma'_z \tan \phi_c dA$$

$$f_{sz} = K \sigma'_z \tan \phi_c$$

donde:

f_{sz} = Resistencia lateral unitaria en arenas a la profundidad z.

K = Coeficiente de presión de tierra.

σ'_z = Esfuerzo efectivo en suelo a la profundidad z.

\emptyset_c = Ángulo de fricción interna del concreto y el suelo.

dA = Área diferencial sobre el perímetro a lo largo del pilote a la profundidad de penetración.

La capacidad de carga por punta para pilotes hincados en arena se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_p = A_p q' Nq^*$$

donde:

A_p = Área de la punta del pilote

q' = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.

Nq^* = Factor de capacidad de carga

\emptyset = Ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

5.1.2 Resultado de los análisis de capacidad de carga para Pilotes Hincados

Para este estudio se han analizado tres posibles tamaños de pilotes de concreto hincados hasta el estrato competente, (el cual puede ser encontrado a profundidades variables entre 5.0 y 12.5m). Los análisis fueron realizados empleando el programa APILE 2014 (A Program for the Study of Driven Piles under Axial Loads) producido por la empresa Ensoft.

La selección del tamaño del pilote será realizada por el diseñador estructural dependiendo de las cargas esperadas en cada uno de los pilotes proyectados.

Se recomienda emplear un factor de seguridad de 3 para calcular las capacidades de carga admisibles, es decir.

$$Q_{adn} = \frac{Q_{ult}}{FS} = \frac{Q_{ult}}{3}$$

En la Figura 14 se muestra el gráfico de la **capacidad de carga última, Q_{ult}** para los distintos tamaños de pilotes cuadrados hincados, por debajo del nivel actual del terreno. Para el empleo de estas figuras, el diseñador debe calcular la carga última necesaria del pilote, multiplicando la carga de trabajo del mismo por el factor de seguridad recomendado (FS=3). Al tener la carga última, debe seleccionar la profundidad y el tamaño del pilote necesarios para alcanzar este valor.

En caso de requerir los valores de capacidad de carga de otros tamaños de pilote, estamos en capacidad de proporcionarlos.

Se resalta que estos valores podrán ser modificados, bajo un nuevo alcance de trabajo, una vez se cuente con información de las características de los equipos que podrían ser empleados para la hinca.

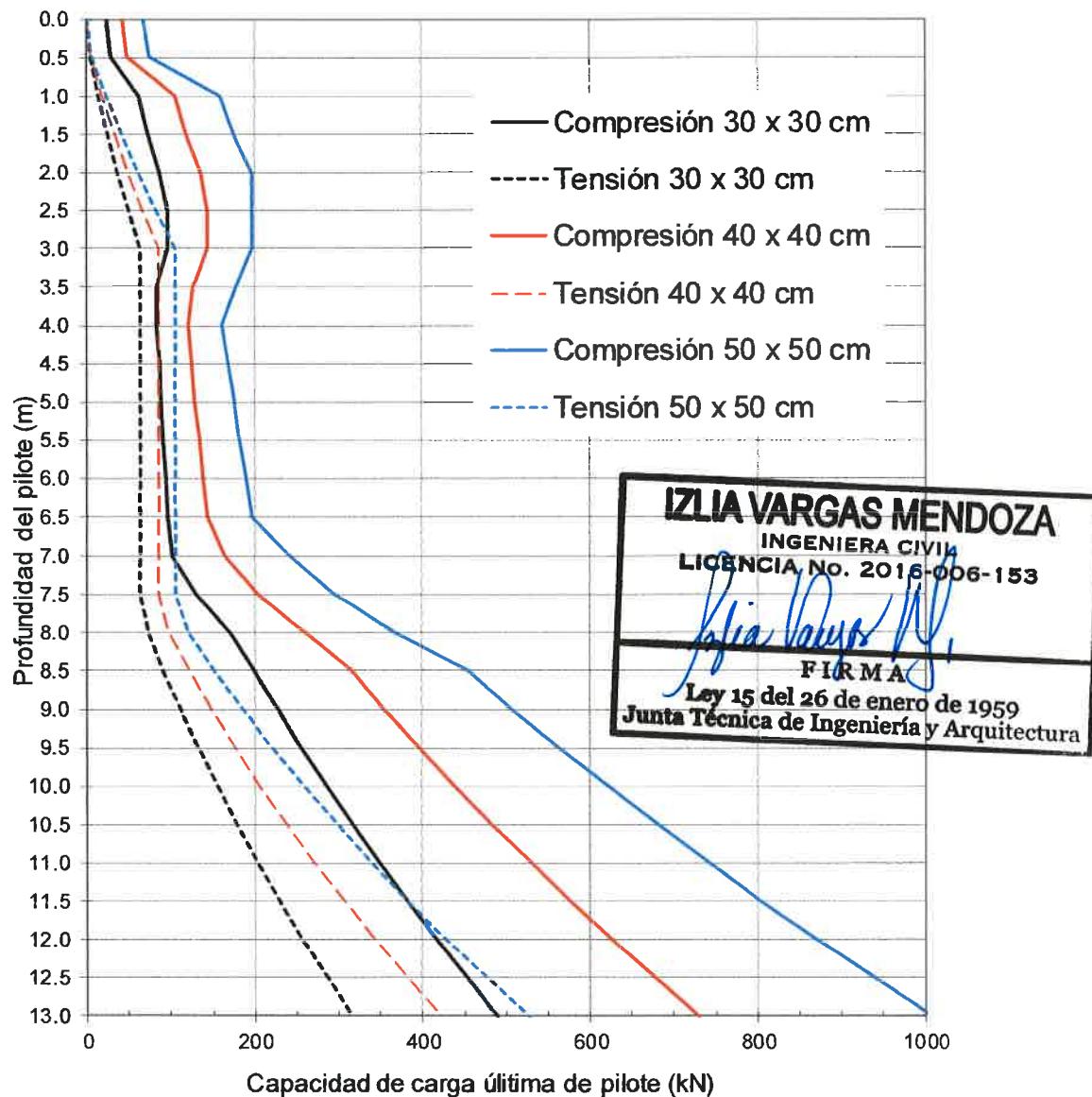


Figura 14. Capacidad de carga última de pilotes hincados

5.2 RECOMENDACIONES PARA PILOTES HINCADOS

5.2.1 Recomendaciones de Diseño

- Las capacidades de cargas reportadas en el presente informe corresponden a las capacidades de carga axial. Una vez definidas las cargas actuantes en cada

pórtico se deberá realizar un análisis considerando la carga lateral aplicada, con el objeto de verificar el adecuado comportamiento de la estructura para las condiciones de empotramiento definidas.

- El diseño de pilotes debe llevarse a cabo para la combinación de cargas más desfavorables, determinándose así las dimensiones y características del elemento.
- El diseño estructural de los pilotes deberá chequearse para sismos, a fin de ajustar la cantidad de acero requerida bajo estas condiciones. Así mismo, deberá realizarse el diseño estructural del sistema pilote-cabezal.

5.2.2 Recomendaciones de Construcción

- En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapos en el acero de refuerzo longitudinal.
- Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.
- Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud.
- El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.
- La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.
- Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca.
- Se debe llevar un registro del tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

- Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no disminuyan la capacidad estructural de éstos.
- Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.
- Si un pilote de fricción se rechaza por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y llenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

5.3 RECOMENDACIONES PARA EL CONTROL DE EXPANSIÓN

Los materiales constituidos por suelos con un alto grado de expansión, **no podrán ser utilizados para la ejecución de rellenos estructurales** con el objeto de no contaminarlos. Adicionalmente se recomienda lo siguiente:

- A objeto de minimizar las variaciones de humedad del subsuelo que puedan ocurrir en la zona perimetral a las estructuras, debido a los cambios estacionales típicos de la región, se deberá conformar el terreno en el perímetro de las estructuras con una pendiente de 3.0 % hacia los sistemas de drenaje.
- Es importante recalcar que se deben evitar zonas verdes que impliquen riegos y proveer juntas flexibles a tuberías enterradas, de manera que se evite la rotura de las mismas y posterior saturación de los materiales.
- Se recomienda que las losas contra el terreno sean colocadas sobre una capa de relleno granular de al menos 50cm o suelo mejorado, para evitar problemas de empujes producto de la potencial expansión del terreno.
- Se recomienda la construcción de drenajes perimetrales según lo indicado a continuación.

5.3.1 Construcción de Drenajes Perimetrales (dren francés)

Esta alternativa considera la construcción de drenajes de tipo "dren francés" en todo el perímetro de las estructuras, ubicados a una profundidad de 1.5m por debajo de la superficie del terreno. Mediante esta alternativa se busca canalizar de manera controlada las aguas que fluyen por el subsuelo evitando la saturación de los

materiales de fundación de las estructuras, y consecuentemente disminuyendo su potencial de expansión. El esquema típico de estos drenajes es el que se muestra en la Figura 15.

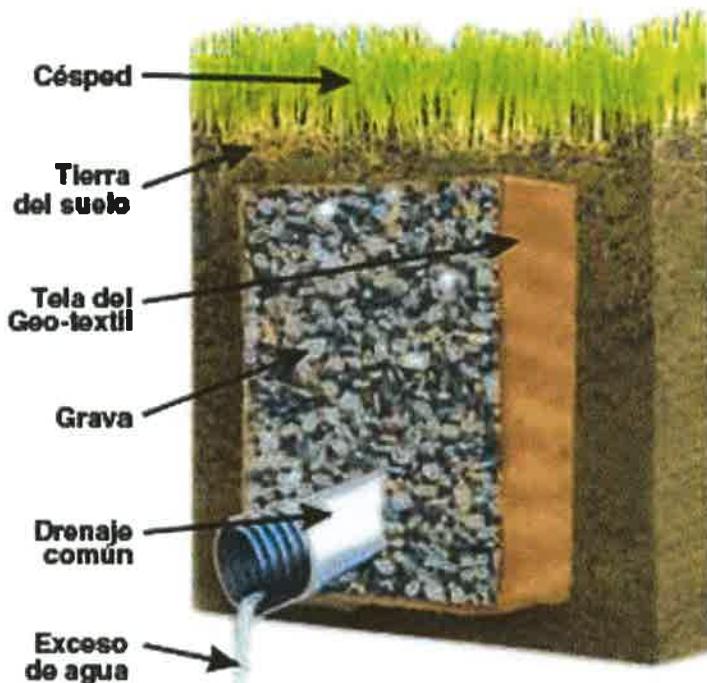


Figura 15. Detalle típico de drenaje francés (Fuente: <https://www.pinterest.com.mx>)

La descarga de las aguas recolectadas de este sistema debe realizarse al sistema de alcantarillado pluvial existente en el sitio.

5.4 RECOMENDACIONES PARA LA LOSA DE PISO

Para la construcción de la losa de piso se recomienda sustituir 0.5m, de material natural por un suelo que clasifique como A-2-4 compactado en capas de máximo 25cm al 95% de la densidad seca y con humedad en el rango de $\pm 1\%$ de la óptima según el Ensayo Proctor Estándar ASTM D-1557.

Los suelos A-2-4 poseen las siguientes características típicas:

- Contenido de finos menor o igual a 35 % (% pasante por el tamiz No. 200)
- Límite líquido menor o igual a 40% e índice de plasticidad menor o igual a 10 %, para el material pasante por el tamiz No. 40.

6. ACLARACIÓN

Geolabs ha preparado este informe para uso exclusivo del Cliente como guía de los aspectos geotécnicos envueltos en el diseño y construcción de la estructura. El estudio se ha realizado siguiendo un estándar de calidad normalmente practicado por firmas de ingeniería. Se espera que este informe esté disponible para los contratistas como información de referencia más no como garantía de las condiciones del subsuelo, Geolabs no se hace responsable por condiciones del suelo variables en zonas no exploradas durante este estudio.

7. REFERENCIAS

- ASTM, (1997). **“Annual Books of ASTM Standard. ASTM”**, West Conshohocken, USA.
- AUTORIDAD NACIONAL DEL AMBIENTE / GOBIERNO NACIONAL, REPÚBLICA DE PANAMÁ (2010). **“Atlas Ambiental de la República de Panamá”**. Panamá.
- Braja M. Das (1.995) **“Principles of Foundation Engineering”**. California State University, Sacramento. Third Edition. USA.
- Cornell University (1.990). **“Manual on Estimation Soil Properties for Foundation Design”**. Geotechnical Engeneering Group. New York, USA.
- González de Vallejo, Ferrer, M., Ortúño, L., Oteo, C. (2002) **“Ingeniería Geológica”**. Pearson Educación, Madrid.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1.991). **“Mecánica de Suelos”**. Editorial Limusa, México.
- Montero, W. (1994a). **“Neotectonics and related stress distribution in subduction – collisional zone: Costa Rica. – En: Seyfried, H (ed.): Geology of an envolving island arc: southeastern Central America. Profil, 7: 125-141.**
- Montero, W. (2.001) en Revista Geológica de América Central, 24: 29-56. **“Neotectónica de la región central de Costa Rica: frontera oeste de la microplaca de Panamá”**.
- M. J. Tomlinson (1.977) **“Pile Design and Constrution Practice”**. London.
- Peck, Hanson & Thornburn (1.973). **“Foundation Engineering”**. Second Edition. USA.
- Stewart & R.H. (1980) **“Geological Map of Canal Zone and Vicinity”**
- Van Der Merwe (1964) **“The Civil Engineer”**. Institute of Civil Engineers, Johannesburg, South Africa.
- A.W.W.A-Standard Methods 23rd Edition 2017

REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

- <http://www.arcgis.com/home/webmap/viewer.html?useExisting=1&layers=a7137072efad4040a24f0f2e35b1c789>, geología de la República de Panamá MICI 1990
- http://hidromet.com.pa/documentos/Nota_Explicativa_Hidrogeologico.pdf
- <http://biogeodb.stri.si.edu/bioinformatics/dfm/metas/view/28096>
- <https://www.usgs.gov/>

ANEXO A:
PLANILLAS DE PERFORACIÓN

36

Geolabs

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA
PROYECTO PARQUE LOGÍSTICO CEDI
PACORA, PROV. DE PANAMÁ
CÓDIGO INTERNO CI-B-2022

PARQUE LOGÍSTICO CEDI G B

1