

**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

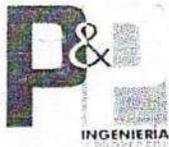
**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**

**INFORME GEOTECNICO PARA EL DISENO DE CIMENTACIONES
EDIFICACION CALLE 15 No.8-52(Esquina) B/POLICARPA
MUNICIPIO DE QUIMBAYA – DEPARTAMENTO DEL QUINDIO**

**Estudios de suelos, Estabilidad de Taludes, diseño de Pavimentos, diseño y
Construcción de Cimentaciones
Interventorías
Construcción de Obras de Urbanismo
Movimientos de Tierra**

IDP-JJP-P&P-1222-2771

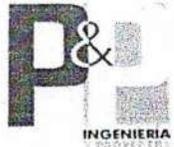
Diciembre del 2022. Armenia, Quindío

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

INFORME GEOTECNICO PARA EL DISENO DE CIMENTACIONES EDIFICACION CALLE 15 No.8-52(Esquina) B/POLICARPA MUNICIPIO DE QUIMBAYA – DEPARTAMENTO DEL QUINDIO

TABLA DE CONTENIDO

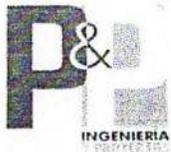
1. GENERALIDADES	4
1.1. Preliminares	4
1.2. Generalidades y Definición del Proyecto	4
1.3. Información de referencia	6
2. PLAN EXPLORATORIO	7
2.1. Detalle de Actividades [Método]	7
2.2. Perforaciones y Ensayos en Sitio	7
2.3. Ensayos de Laboratorio	8
3. PERFIL DE SUELOS	9
3.1. Contexto Geológico:	9
3.2. Estratigrafía	9
3.3. Nivel Freático	10
4. DISEÑO GEOTÉCNICO CIMENTACIONES	12
4.1. Consideraciones Generales de Diseño de Cimentaciones	12
4.2. Diseño de Cimentaciones	12
4.2.1. Cimentación Superficial – Zapatas aisladas	12
4.2.2. Cimentación Profunda – Pilotes Pre-excavados	13
4.2.3. Asentamientos en los pilotes	14
4.3. Eficiencia de Grupo	15
4.4. Placa de Contrapiso	17
4.5. Coeficientes de Presión Lateral del Suelo	17
5. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO	19
6. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO	20
6.1. Coeficiente de aceleración horizontal Pico efectiva para diseño Aa	21
6.2. Coeficientes de amplificación para períodos cortos e intermedios	21
6.3. Espectro de aceleraciones	22
7. DISEÑO DE TALUDES TEMPORALES Y PERMANENTES.	23
7.1. Recomendaciones para proceso de excavación de los sótanos	23
7.1.1. Procedimiento	23
7.1.2. Conclusiones Generales Proceso Constructivo	24
7.2. Protección y revestimiento de taludes.	25

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

8. LIMITACIONES DEL ESTUDIO	26
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	27
10. BIBLIOGRAFIA	30
11. ANEXOS	31

Ilustración 1. Localización del proyecto. Fuente: Google maps	5
Ilustración 2. Planta Arquitectónica nivel 01 del proyecto. Fuente: IMAKA	5
Ilustración 3. Registro fotográfico elaboración sondeos.	11
Ilustración 4 Excavación Sótano	23

Tabla 1. Relación del Número, Localización y Profundidad de Sondeos	10
Tabla 2. Parámetros Geomecánicos diseño cimentación superficial	13
Tabla 3. Tabla C.15.11-1 — Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio	14
Tabla 4. Ecuaciones para cálculo de eficiencia para grupo de pilotes. Fuente Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das.	17
Tabla 5. Resumen eficiencia grupo de pilotes. Fuente Propia.	17
Tabla 6. Coeficientes de presión.	18
Tabla 7. Tabla A.2.4-1 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos A, B C, D, E ó F	20
Tabla 8. Comparación de los métodos de cálculo de VS30	21
Tabla 9. Valores de Fa y Fv para la zona de periodos intermedios del espectro	22

	<p style="text-align: center;">EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p style="text-align: center;">GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------

1. GENERALIDADES

1.1. PRELIMINARES

Los Sres GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S., nos ha encargado la elaboración del Estudio Geotécnico para el diseño de las obras de cimentación y movimientos de tierra correspondientes al proyecto denominado "EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 ESQUINA B/POLICARPA", localizado en el municipio de Quimbaya. Este capítulo incluye la determinación de los parámetros para el diseño de las cimentaciones de las diferentes construcciones.

Con el propósito de compilar los estudios técnicos correspondientes, y cumpliendo con los requerimientos para la ejecución de la obra en mención, se contrataron los servicios de esta compañía en lo referente al estudio de suelos, cuyos resultados se presentan en este informe.

Basados en los resultados del plan exploratorio y los requerimientos de las diferentes construcciones, se incluyen en este informe los parámetros geomecánicos del suelo, las recomendaciones de cimentación correspondientes, evaluadas desde el punto de vista técnico, constructivo y económico, para el posterior desarrollo de la obra.

1.2. GENERALIDADES Y DEFINICIÓN DEL PROYECTO

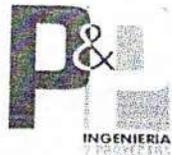
El proyecto contempla la construcción de una torre de apartamentos de 12 niveles, de áreas habitables-apartamentos-cubierta. La topografía del lote se puede catalogar como plana. Se encuentra delimitado por otros predios con edificaciones y vías (Calle 15 /Carrera 9). El área de la proyección de la edificación en planta es de 500m². Se estiman cargas a nivel de cimentación entre 40.0 y 225.0 ton, para luces máximas de 4m.

A continuación, me permito definir el grupo de tipo de uso y el valor del coeficiente de importancia según la NSR-10.

A.2.5.1.4 — *Grupo I* — Estructuras de ocupación normal — Todas las edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Según la definición del grupo de uso – I, el valor del coeficiente de importancia es de 1.00.

El proyecto es de categoría ALTA según Tabla H.3.2-1.



**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**



Ilustración 1. Localización del proyecto. Fuente: Google maps

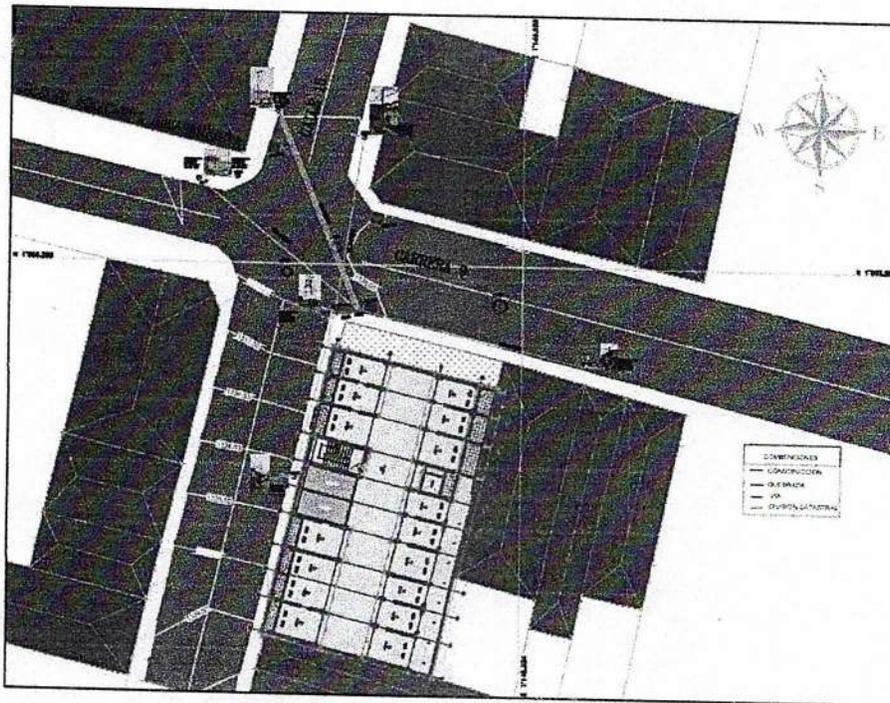


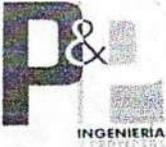
Ilustración 2. Planta Arquitectónica nivel 01 del proyecto. Fuente: IMAKA

 <p>P&I INGENIERIA Y PROYECTOS</p>	<p>EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p>GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------

1.3. INFORMACIÓN DE REFERENCIA

Para el Desarrollo del presente estudio fue necesario acudir a dos tipos de fuentes de información: La Información Primaria, que consiste en aquel producto de las fases de exploración, muestreo y laboratorio al material objeto de estudio y la Información Secundaria, aquella que se encuentra elaborada y que sirve de complemento para enriquecer la identificación del material de estudio, previo su análisis e interpretación geomecánica. A continuación se relacionan algunos documentos que sirven de referencia para la realización del presente informe:

- Levantamiento Topográfico.
- Diseño Arquitectónico N1.
- ZONIFICACION DE AMENAZAS GEOLOGICAS PARA LOS MUNICIPIOS DEL EJE CAFETERO AFECTADOS POR EL SISMO DEL 25 DE ENERO DE 1999. Ingeominas. Diciembre de 1999.
- Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR-10. Ley 400 de 1997; Decreto 33 de 1998; Decreto 34 de 1999. AIS. 1999
- Normas Técnicas Colombianas Contenidas en las NSR – 10. ICONTEC 1998.

	<p style="text-align: center;">EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p style="text-align: center;">GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------

2. PLAN EXPLORATORIO

2.1. DETALLE DE ACTIVIDADES [MÉTODO]

Con el propósito de lograr un acercamiento a una adecuada caracterización geomecánica del suelo que conforma la zona en estudio, como punto de partida para la elaboración del presente estudio; a grandes rasgos se han realizado las siguientes actividades.

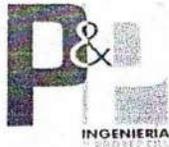
- Reconocimiento del Lugar.
- Definición del Número, Profundidad y Localización de los Sondeos de Exploración.
- Exploración del Subsuelo con Equipo Manual/Mecánico, Determinación de Posibles Niveles de Aguas Subterráneas, Muestreo y Ensayos "In Situ".
- Realización de Ensayos de Laboratorio sobre "Muestras Remoldadas" obtenidas mediante el tubo de "Cuchara Partida", inalteradas con muestreador tipo tubo de pared delgada Shelby.
- Definición del Perfil Estratigráfico del Subsuelo y Caracterización de los Parámetros Geomecánicos.
- Análisis Geotécnico a fin determinar las recomendaciones geotécnicas para la elaboración del proyecto, la zonificación del área de acuerdo con sus características y amenazas geotécnicas, diseño geotécnico.

2.2. PERFORACIONES Y ENSAYOS EN SITIO

Con el objeto de conocer las características físicas y los espesores de los diferentes estratos que conforman el perfil del subsuelo y obtener muestras de cada una de ellas, se llevaron a cabo 5 sondeos. Todos repartidos de tal manera que se diera cobertura total al área del proyecto y específicamente en los sitios de interés. Los sondeos se encuentran distribuidos a lo largo del área del proyecto tal como se muestra en la planta de localización general de sondeos en el *Anexo 1*.

Las perforaciones se realizaron empleando el método de percusión con un equipo manual (*barreno de mano*). Simultáneamente se llevó a cabo el ensayo de penetración estándar para establecer un índice complementario de la firmeza del subsuelo.

En los Anexos se presentan los registros de perforación de las perforaciones realizadas, que incluyen información sobre la estratigrafía, el nivel freático y la resistencia del perfil de suelos.

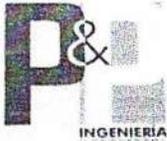
 <p>P&A INGENIERIA Y PROYECTOS</p>	<p>EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p>GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------

2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre muestras remoldeadas obtenidas mediante el tubo de “*cuchara partida*”, se realizaron ensayos de laboratorio, definidas como Normas NTC por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, de la Sociedad americana para ensayos y Materiales ASTM, a las cuales se hace referencia en el Capítulo H.2 de la NSR – 10, que incluyen:

- NTC 1493 [ASTM D 4318]: Ensayo Para Determinar los Límites Líquido y Plástico y el Índice de Plasticidad del Suelo
- NTC 1495 [ASTM D 2216]: Ensayo Para Determinar el Contenido de Humedad Natural
- [ASTM D 421-58 y D422-63]: Ensayo Para Determinar la Clasificación Granulométrica del Suelo (pasa tamiz 40 y 200).
- NTC 1527 [ASTM D 2166]: Ensayo Para Determinar la Resistencia a la Compresión Inconfinada
- NTC 1528 y/o 1568 [ASTM D 2167 y/o D 1556]: Ensayo Para Determinar los Pesos Volumétricos del Suelo en Estudio

En los Anexos se incluyen el resumen de los ensayos de laboratorio efectuados.

	<p style="text-align: center;">EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p style="text-align: center;">GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------

3. PERFIL DE SUELOS

3.1. CONTEXTO GEOLÓGICO:

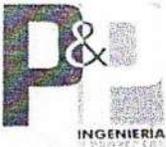
En este capítulo se describen las unidades geológicas superficiales y los aspectos tectónicos (fallas geológicas) de la región, los cuales tienen especial importancia debido a su asociación con los daños causados por el sismo, principalmente a edificaciones en la ciudad de Armenia y poblaciones aledañas.

Desde el punto de vista geológico, la zona de interés se localiza sobre un gran depósito volcánico - sedimentario conocido como "Glacis del Quindío", constituido por numerosas intercalaciones lenticulares donde alternan flujos piroclásticos y laháricos, y en menor proporción materiales fluvio-torrenciales, aluviales y glaciales. Los materiales que lo conforman provienen de la Cordillera Central, ubicada al oriente de la zona de interés. Estos depósitos en su mayoría son producto de la actividad de los Volcanes Nevados del Quindío, Santa Isabel y Cerro Santa Rosa. Las erupciones volcánicas generaron flujos piroclásticos e indujeron lahares por deshielo de los glaciares, descendiendo principalmente por el Río Quindío, depositando su carga en valles intracordilleranos (INGEOMINAS, 1992). Finalmente erupciones volcánicas aportaron gran cantidad de material piroclástico de caída, de tamaño cenizas y lapilli que cubrieron la región con una capa de 10 a 12 m de espesor, cubriendo las geoformas de los flujos mencionados. La estratigrafía está definida por materiales relacionados con depósitos volcánicos, diferenciados entre sí por su textura, grado de consolidación y origen, una descripción general de los diferentes niveles estratigráficos es:

- *Nivel superior:* compuesto por depósitos fluvio volcánicos. Estrato en el cual se desarrollará el 100% del proyecto.
- *Nivel Intermedio:* Compuesto por arenas, tobos y bloques embebidos en una matriz limo-arcillosa.
- *Nivel inferior:* Compuesto por aglomerados consolidados intercalados con capas de depósitos de lahares, con cantos angulares de rocas volcánicas embebidos en matriz granolimoso consolidada.

3.2. ESTRATIGRAFÍA

A partir de los registros de perforación y la interpretación de los resultados de laboratorio, se ha logrado tipificar el perfil de suelo hasta la profundidad explorada como ARENAS LIMOSAS con índices de plasticidad medios intercaladas con ARENAS, LIMOS Y LIMOS ARENOSOS CON DIFERENTES GRADOS DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD, procedentes de la meteorización de cenizas volcánicas y suelos residuales que de acuerdo a sus propiedades (granulometría, plasticidad) puede variar – Suelos residuales y Saprophyto (Qsr). Superficialmente se detectó un estrato de material vegetal y llenos antrópicos de consistencia blanda y con espesores máximos de 1.20m.

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

Tal como se puede observar en el Anexo 2. Los Registros de Perforación de los sondeos realizados incluyen información sobre la estratigrafía, el nivel freático y la resistencia del perfil de suelos. En la Tabla 1, a continuación, se presenta una relación del número y profundidad de los sondeos realizados.

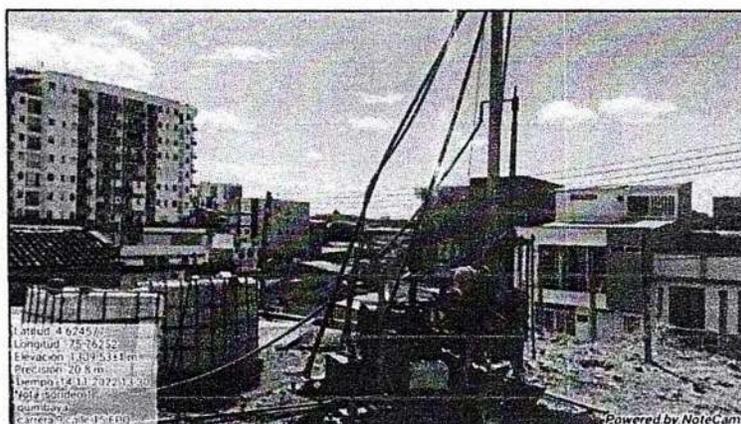
Número	Tipo	Profundidad Sondeo	Profundidad Lleno/Vegetal	Presencia de NAF
S1	Sondeo Mecánico [C. M.]	-13.80m	-0.80m	NAF
S2	Sondeo Mecánico [C. M.]	-28.50m	-0.70m	-10.20m
S3	Sondeo Mecánico [C. M.]	-25.50m	-0.90m	-12.20m
S4	Sondeo Mecánico [C. M.]	-15.00m	-1.20m	-14.20m
S5	Sondeo Mecánico [C. M.]	-10.50m	-0.80m	-8.20m

Tabla 1 Relación del Número, Localización y Profundidad de Sondeos

3.3. NIVEL FREÁTICO

Como característica general del proyecto durante la etapa de exploración se detectó presencia del nivel freático a profundidades variables dependiendo de la localización y profundidad del sondeo. Ver Tabla 1.

La estratificación del sector permite que el agua subterránea se encuentre confinada entre los estratos de suelos impermeables, a presiones de poros mayores que la atmosférica, formando acuíferos artesianos. Por lo tanto, la temporada invierno-verano ejerce una influencia directa en los niveles freáticos y piezométricos del área del proyecto.



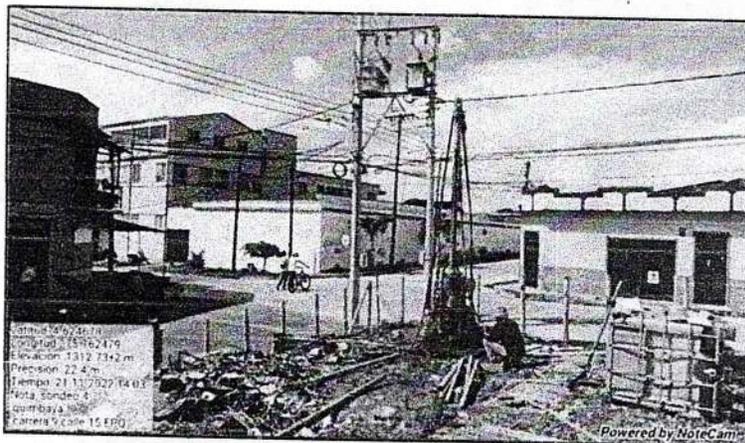
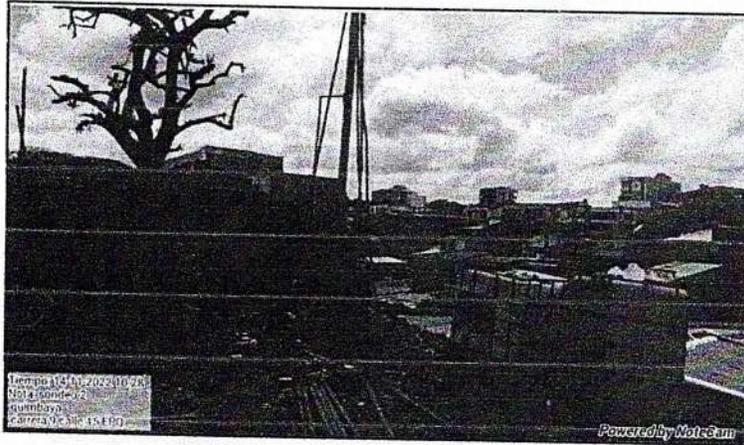
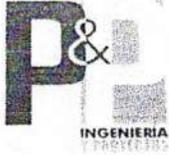


Ilustración 3. Registro fotográfico elaboración sondeos.



EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO

GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.

4. DISEÑO GEOTÉCNICO CIMENTACIONES

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el diseño de las estructuras de cimentación se debe tener en cuenta que: El control de las cargas frente a la capacidad portante del suelo y el nivel de cimentación; además que los asentamientos máximos admisibles para que no se cause daño en la estructura. Para ello, la cimentación de las estructuras propuestas debe satisfacer tres criterios básicos e independientes.

- ✓ *Primero*, la fatiga neta no debe ser mayor a la capacidad portante última del suelo reducida por un factor de seguridad apropiado.
- ✓ *Segundo*, los asentamientos debidos a la compresión del suelo de fundación durante la vida de las estructuras deben ser de una magnitud tal que no causen daños estructurales o deterioro de la apariencia de las mismas.
- ✓ *Tercero*, el potencial de expansión del suelo de fundación puede ser controlado de forma que los hinchamientos o movimientos verticales hacia arriba que presente la cimentación se mantenga bajo límites tolerables.

4.2. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Inicialmente se hace un análisis de la Capacidad Portante del Estrato de Cimentación y posteriormente un Dimensionamiento del Sistema de Cimentación Propuesto.

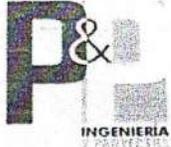
Considerando la magnitud de las cargas a transmitir al nivel de cimentación, las características de resistencia y compresibilidad del perfil de subsuelo encontrado y profundidad de cimentación y tipo de edificación, a continuación, se presentan las alternativas de cimentación recomendadas, incluyendo los parámetros para el diseño correspondiente.

4.2.1. Cimentación Superficial – Zapatas aisladas

Teniendo en cuenta que el sistema estructural a emplear, son pórticos convencionales en concreto reforzado, la solución de cimentación propuesta, consiste en apoyar las columnas de la estructura por medio de zapatas aisladas en concreto reforzado, unidas entre sí mediante vigas de amarre apoyadas sobre un colchón de material granular, con un espesor mínimo de 0.20m.

El estrato de cimentación para todas las estructuras será el descrito en el numeral 3.2, y que se encuentra a una profundidad máxima de 1.20m; sin embargo, al excavar el sótano, se retira este material no apto para cimentar.

Para efectos de dimensionamiento y diseño de la cimentación para las diferentes estructuras, a continuación, me permito presentar los parámetros geomecánicos del material.

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

Tipo de Cimentación	qa (ton/m ²)	S (cm)	Ks (ton/m ³)	Df (m)	F.S.
Zapatas Aisladas	24.56	5.43	450.0	1.50	3.00

Tabla 2. Parámetros Geomecánicos diseño cimentación superficial

Nota: En el caso de que la profundidad del terreno natural sea mayor a la especificada, se debe sustituir el material existente con material granular hasta alcanzar los niveles recomendados.

4.2.2. Cimentación Profunda – Pilotes Pre-excavados

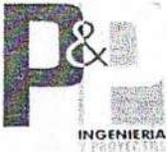
La alternativa propone el uso de *pilotes* en concreto del tipo pre excavado y fundido "*in-situ*", los cuales trabajarán soportando la totalidad de la carga bajo cada elemento estructural. El conjunto de pilotes estará unido por un dado estructural o por una viga cabezal donde se apoyará la estructura.

Se evaluaron diferentes tipos de pilotes, de los cuales se proponen pilotes con diámetros entre 0.30m y 2.00m y longitudes totales entre 6 y 15m. Estos pilotes están diseñados a partir de un coeficiente lateral variable y un factor de seguridad de 2.0/2.5. Ver Anexo 4 "*Memorias de Cálculo*".

Todos los pilotes que conforman cada dado deberán tener la misma longitud efectiva sin excepción, aunque se podrán tener diferentes diámetros. Sin embargo, por ningún motivo deberá mezclarse diferentes diámetros en un mismo cabezal. Para efectos de dimensionamiento, los pilotes se distribuirán con una separación mínima de tres (3) diámetros centro a centro de pilotes.

El refuerzo de los pilotes de concreto se deja a criterio del Ingeniero Estructural, sin embargo, se recomienda reforzar toda su longitud con una cuantía *mínima* de 0.50% y deben seguir los lineamientos del título C.15.11.4 (Tabla 3) para estructuras DES.

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DMI) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico indique que se debe utilizar una longitud mayor	Tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	Mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") o 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") o 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") o 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DMI) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Tabla 3 Tabla C.15.11-1 — Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio

Nota 1: Cuando el diseño indica que se presentará disipación de energía en el rango inelástico en la zona superior del pilote o cajón, deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo C.21 y deben tomarse las precauciones necesarias para garantizar que la articulación plástica se presenta en la zona confinada.

4.2.3. Asentamientos en los pilotes

Siguiendo los lineamientos expresados en H.4.4 “Los asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas de gravedad se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta...” también aplica cuando dice “...para pilotes por punta o pilas los asentamientos se calcularán teniendo en cuenta la deformación propia bajo la acción de las cargas, incluyendo si es el caso la fricción negativa, y la de los materiales bajo el nivel de apoyo de las puntas”, con respecto a lo anterior, me permito realizar los siguientes análisis para el cálculo de los asentamientos del proyecto con pilotes.

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo Q_w está dada por:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

Donde:

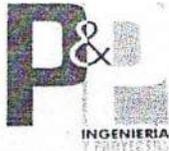
$S_{e(1)}$ =asentamiento elástico del pilote

$S_{e(2)}$ =asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$S_{e(3)}$ =asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

De esta manera tenemos:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$



EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO

GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.

Q_{wp} = carga soportada en la punta del pilote en condicion de carga de trabajo

Q_{ws} = carga soportada por la resistencia por friccion en condicion de carga de trabajo

A_p = área de la seccion transversal del pilote

L = Longitud del pilote

E_p = Modulo de elasticidad del pilote

ξ = Se puede tomar en promedio de 0.585

$$S_{e(2)} = \frac{(q_{wp} D)}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

D = Diámetro del Pilote

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p}$$

E_s = Modulo de elasticidad del suelo

μ_s = Relación de poisson del suelo

I_{wp} = Factor de influencia ≈ 0.85

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

p = Perimetro del pilote

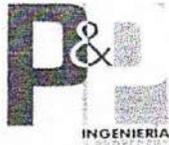
L = Longitud empotrada del pilote

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

En los Anexos, se presentan los resultados obtenidos para las consideraciones del proyecto.

4.3. EFICIENCIA DE GRUPO

Normalmente los pilotes se agrupan para formar cimentaciones a las que se da continuidad mediante UN DADO Y/O VIGA CABEZAL, el cual permite recoger los esfuerzos de los pilotes/pilas de una estructura y transmitirlos a las cabezas de un grupo de pilotes, consiguiendo que las cargas sean transmitidas adecuadamente al terreno. En general, la forma del dado depende del número y disposición de los pilotes que recoge. El dado es un elemento estructural cuya misión es transmitir las cargas a los pilotes y no al terreno. De hecho, su apoyo al terreno será débil o inexistente debido a la elevada rigidez de los pilotes. La separación entre pilotes es una variable fundamental tanto para el comportamiento del terreno como para la distribución de cargas en el grupo. Dicha separación suele estar en el rango de 2.5Φ a 4Φ .



EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO

GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.

En pilotes en arenas se ha observado una mejora de la resistencia al hundimiento debido a la compactación del suelo en las inmediaciones del grupo. El máximo efecto se observa para $s = 3.5\phi$. Para valores muy superiores ($s \gg 3.5\phi$) los pilotes se comportarán como aislados y la mejora por efecto grupo será despreciable. Para valores muy inferiores ($s \approx 2\phi$) queda poco suelo entre los pilotes y se pierde eficiencia.

El máximo efecto correspondería a:

$$Q_h^{s\text{ ó }q} = 1.25 \sum Q_h^i$$

Como en la práctica es difícil de garantizar esta eficiencia, suele tomarse:

$$Q_h^{s\text{ ó }q} = \sum Q_h^i$$

En el caso de pilotes de **extracción en arenas** la descompresión del terreno puede dar lugar a una disminución de la resistencia por fuste, lo que llevaría evaluar la carga de hundimiento del grupo como:

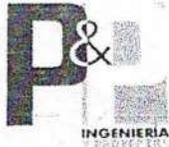
$$Q_h^{s\text{ ó }q} = 0.7 \sum Q_h^i \quad 2\phi \leq s \leq 4\phi$$

En suelos arcillosos, independientemente de la forma de ejecución, se produce remoldeo de la arcilla lo que suele reducir la eficiencia del grupo de pilotes. Normalmente se puede expresar como:

$$Q_h^{s\text{ ó }q} = \eta \sum Q_h^i$$

En la que η recibe el nombre de coeficiente de eficiencia. Dicho coeficiente se puede calcular:

Nombre	Ecuación
Ecuación de Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right]^\theta$ <p>donde θ (grados) = $\tan^{-1}(D/d)$</p>
Ecuación de Seiler-Keeney (Seiler y Keeney, 1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ <p>donde d está en pies</p>



EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO

GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.

De la ecuación (11.119), si el espaciamiento centro a centro d es lo suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Así pues, en la práctica, si $\eta < 1$, entonces

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

y si $\eta \geq 1$, entonces

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

Tabla 4. Ecuaciones para cálculo de eficiencia para grupo de pilotes. Fuente Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das.

Al evaluar la eficiencia y teniendo en cuenta que existe incidencia tanto la separación de los pilotes como su diámetro, a continuación, me permito presentar la siguiente tabla de donde se puede obtener un valor de eficiencia de pilotes para grupo de pilotes, teniendo en cuenta la sensibilidad de cada una de las variables.

	Separación en función del diámetro			
Eficiencia	1.5d	2.0d	2.5d	3.0d
η	81.0%	85.0%	88.0%	100.0%

Tabla 5. Resumen eficiencia grupo de pilotes. Fuente Propia.

Nota: La separación propuesta, debe medirse entre los ejes de los diferentes elementos.

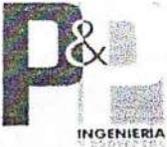
4.4. PLACA DE CONTRAPISO

Se recomienda como complemento a la estructura de cimentación de la placa de contrapiso un colchón de material granular con un espesor mínimo de 0.10m. Dicho colchón deberá ser compactado garantizando por lo menos una densidad mínima de 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Próctor Modificado. Para su verificación, se recomienda realizar un ensayo de densidad de campo para cada 100 m² de cada una de las capas compactadas.

El Diseño de la placa se dará a criterio del Ingeniero Estructural; sin embargo, se recomienda que ésta cuente con juntas de dilatación y constructivas para conformar recuadros máximos de 16 m². Su espesor mínimo debe ser de 0.10m.

4.5. COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL DEL SUELO

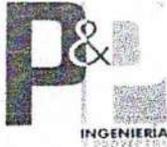
Para el diseño de las estructuras de contención, para taludes de corte de carácter definitivos con alturas superiores a 1.20m. Esto teniendo en cuenta que, dado las características topográficas del lote, se hace

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

necesario la construcción de una serie de estructuras de contención, esta condición depende del diseño arquitectónico del proyecto. El Ingeniero Estructural deberá partir de los siguientes parámetros geomecánicos:

Material	ϕ	γ (ton/m ³)	Ka	Kp	Kad
Sitio	29.10	1.553	0.367	2.894	0.609
Mat. Granular importado	35.00	1.850	0.271	3.690	0.515

Tabla 6 Coeficientes de presión.



**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**

5. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Los espectros Elásticos de aceleración, velocidad y desplazamiento se definen en función de los siguientes parámetros:

- A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_v = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s^2).
- T : Valor del período fundamental del edificio, calculado de acuerdo con la prescrito en A.5 de la Normas Sismo Resistentes Colombianas NSR-10 [Método del Análisis Dinámico].
- T_0 : Período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño.
- T_c : Período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.
- T_l : Período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos largos.
- S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .
- I : Coeficiente de importancia definido en A.2.5.1 de la Normas Sismo Resistentes Colombianas NSR-10

En los ordinales a continuación se hace el detalle de la obtención de los parámetros sísmicos.

	EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------

6. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30m superiores del perfil; para el diseño del espectro elástico de aceleración se deben emplear los coeficientes espectrales definidos en el estudio de Zonificación Sísmica de Colombia, descritos en el título A de la norma NSR-10 – Capitulo A.2.

De acuerdo con los efectos locales descritos en las normas Colombianas de diseño y construcción, y al mapa de zonificación sísmica de Colombia, el área del proyecto se encuentra dentro de la zona de amenaza sísmica alta. Respecto a los tipos de perfil de suelo para la definición de efectos locales, se obró según las disposiciones del numeral A.2.4 de las NSR-10, así partiendo de los valores del número de golpes NSPT (A partir de la caracterización del suelo y del cuadro resumen de propiedades del suelo, Anexo), medio para los diferentes estratos, para todos los casos al obtener la velocidad de cortante, se utilizan los valores promedio de las relaciones propuestas por Yoshida y Motonori (1988), Seed (1972), Imai y Fumoto (1975), Imai y Yoshimura (1970), Ohba y Toriumi (1970), Ohta y Goto (1978), Japan Road Association (2002).

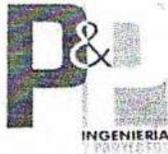
Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$, o $\bar{\sigma}_{vs} \geq 100$ kPa (+1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$, o 100 kPa (+1 kgf/cm ²) $> \bar{\sigma}_{vs} \geq 50$ kPa (+0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> V_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (+0.50 kgf/cm ²) $> \bar{\sigma}_{vs}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F ₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas) F ₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F ₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Tabla 7 Tabla A.2.4-1 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos A, B, C, D, E ó F

En las memorias de cálculo Geotécnico se anexa los cálculos para determinar el perfil de suelo según NSR-10 A.2.4

Conclusión:



**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**

Método de cálculo de VS30	Valor en m/seg	Suelos licuables?	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas (VS30<180 m/s)?	Clasificación de los perfiles de suelo según NSR-10, Tabla A.2.4-1
VS30 (medido en el sitio con métodos directos)	NO APLICADO			-
VS30 (Derivado mediante VP y modulo de Poisson)	NO APLICADO			-
VS30 (con Ohta y Goto)	274,48			D
VS30 (con Yoshida y Motonori)	196,48			D
Japan Road association (m/s)	217,93			D
VS Seed (m/s)	221,91			D
VS Imai y Fumoto (m/s)	250,23			D
VS Imai y Yoshimura (m/s)	206,83			D
VS Ohba Toriumi (m/s)	213,57			D
Vs max	274,48			
Vs min	196,48			
Vs prom	225,92			D

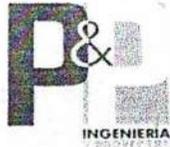
Tabla 8 Comparación de los métodos de cálculo de VS30

6.1. COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO EFECTIVA PARA DISEÑO AA

Conforme a la NSR-10 (A.2.4) y el mapa de zonificación sísmica de Colombia, el área del proyecto se encuentra dentro de la zona de amenaza sísmica Alta (Zona 5), con un valor de $A_a=0.25$ y $A_v=0.25$

6.2. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN PARA PERÍODOS CORTOS E INTERMEDIOS

Al cruzar los valores de A_a y A_v definidas en las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 con el tipo de perfil de suelo (D), definido en el numeral 6



EG EDIFICACION
 CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
 QUIMBAYA, QUINDIO

GRUPO IMAKA
 CONSTRUCCIONES S.A.S.

Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro (NSR-10 Tabla A.2.4-3)									
Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos								
	Aa=0.10	Aa=0.20	Aa=0.30	Aa=0.40	Aa=0.50	Aa=0.15	Aa=0.25	Aa=0.35	Aa=0.45
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00	1.20	1.15	1.05	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.40	1.00	1.50	1.30	1.30	1.20
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90	2.10	1.45	1.05	0.90
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota

Valores del coeficiente Fv, para la zona de periodos intermedios del espectro (NSR-10 Tabla A.2.4-4)									
Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos								
	Av=0.10	Av=0.20	Av=0.30	Av=0.40	Av=0.50	Av=0.15	Av=0.25	Av=0.35	Av=0.45
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.65	1.55	1.45	1.35
D	2.40	2.00	1.80	1.50	1.50	2.20	1.90	1.65	1.50
E	3.50	3.20	2.80	2.40	2.40	3.35	3.00	2.60	2.40
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota

Tabla 9 Valores de Fa y Fv para la zona de periodos intermedios del espectro

6.3. ESPECTRO DE ACCELERACIONES

Conforme a lo estipulado por la NSR-10 (A.2.6), la forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresado como fracción de la gravedad, para un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%, que se debe utilizar en el diseño, se da la figura A.2.6-1 y se define mediante la ecuación A.2.6-1 con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1 a A.2.6.1.3.

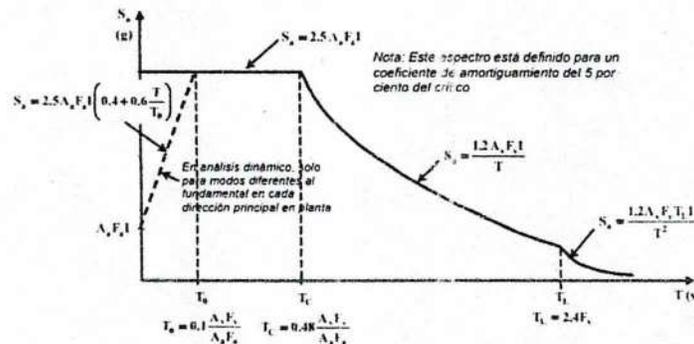
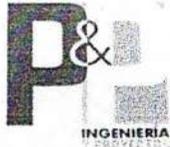


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g



EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO

GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.

7. DISEÑO DE TALUDES TEMPORALES Y PERMANENTES.

Existen muchos factores que afectan el análisis de la estabilidad de un talud; dichos factores incluyen la geometría del talud, los parámetros geológicos y geomecánicos del suelo que lo conforma, además del efecto de factores “detonantes” que ayudan al proceso de desestabilización (agua, sobrecargas en las partes altas, sismos, grietas de tensión, libre exposición al agua y flujos inadecuados de escorrentías, etc.). Con respecto a estos flujos de agua no controlados, se deben generar los mecanismos necesarios para que el agua no escurra por las laderas libremente, esta debe ser captada y conducida al sitio final por canales abiertos.

La temporalidad de los taludes generados se mide según el tiempo que dura la ejecución de la obra, por lo tanto, en mi concepto estos pasan de una categoría a la otra en el momento que se termine la obra y se dé una configuración final al sector.

7.1. RECOMENDACIONES PARA PROCESO DE EXCAVACIÓN DE LOS SÓTANOS

7.1.1. Procedimiento

Esta alternativa de solución consiste en la excavación para el sótano que comprende el proyecto.

Para esto es necesario realizar una berma perimetral con un ancho mínimo de 1.5m, es decir, se debe separar la excavación 1.5m de las edificaciones existentes (vías, viviendas, etc) y desde ese punto realizar corte con una pendiente 1H:4V hasta el nivel de sótano 1 (nivel -3.00m aprox).

Se recomiendan obras drenaje que permitan evacuar adecuadamente el agua de escorrentía subterránea y superficial, teniendo en cuenta que esta, actúa como elemento detonante acelerando los procesos de deslizamientos.

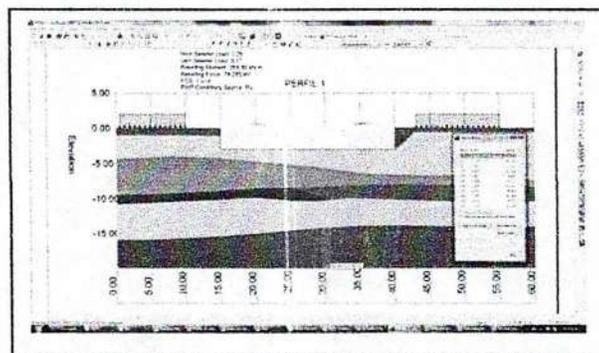
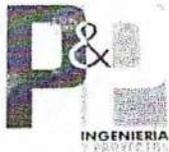


Ilustración 4 Excavación Sótano



**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**

7.1.2. Conclusiones Generales Proceso Constructivo

Considerando las condiciones específicas del proyecto, se requiere tener en cuenta las siguientes consideraciones:

El trazado y replanteo habrá delimitado el área de excavación en el terreno y al ingresar se sugiere utilizar maquinaria (retro excavadora y volquetas para hacer la extracción del grueso del volumen de manera rápida, sin acercarse a la periferia del terreno y diseñando la posición de la rampa para que dichas maquinarias puedan lograr un ascenso y descenso favorable.

Una vez extraído el volumen central se procederá a delimitar la excavación hacia los extremos, siendo muy importante la mano de obra con herramientas de excavación para empezar a acercarse a la periferia, tomando en cuenta que no se debe realizar excavaciones netamente verticales, así las características del terreno sean optimas, puesto que los terrenos muchas veces son variables entre sí y no tenemos conocimiento sobre la mecánica de los predios vecinos.

Una vez se realice la excavación del sótano, se debe dar inicio a la construcción del sistema de contención, para lo cual se debe de acometer una serie de cortes verticales. Las excavaciones verticales deben realizarse por tramos no mayores de 4m, de manera intercalada e iniciando desde el nivel 0, hasta el nivel del sótano.

El entibado se realiza colocando puntales rollizos de extremo a extremo del talud realizando empujes a los mismos, posicionándolos de forma consecutiva en toda la superficie lateral de los elementos de soporte.

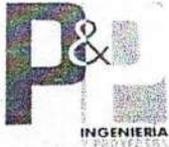
Los puntales deben tener mayor longitud a la del entibado, y se deben colocar de manera diagonal en su posición, para luego golpearlos de tal forma que lleguen a una posición totalmente horizontal, soportando a sus extremos tablas de madera para que puedan sustentar áreas mayores.

En las excavaciones verticales deberán vaciarse los segmentos de los muros de contención respectivos y una vez estabilizados y fraguados, se podrá extraer el talud de soporte convirtiéndolo en una nueva excavación vertical para completar el vaciado de la estructura.

Se debe tener en cuenta que en todos los casos la excavación presentará diferencias, de este modo el supervisor podrá tomar medidas y decisiones de acuerdo a la comodidad, a manera de aminorar posibles riesgos en edificaciones y personal.

La excavación no puede contener agua en el interior por lo tanto se podrá incluir en el ítem el achicamiento, incluyendo el uso bombas de agua para la extracción de volúmenes, de otra forma será imposible realizar el ítem. Durante la excavación no se espera la presencia de flujos de agua subterránea, a lo sumo la que caiga por periodos lluviosos o por escorrentía superficial.

Este proceso debe ser ajustado una vez se defina el sistema estructural del proyecto.

	<p style="text-align: center;">EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p style="text-align: center;">GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------

7.2. PROTECCIÓN Y REVESTIMIENTO DE TALUDES.

La revegetalización no constituye una alternativa, sino que son de ejecución obligatoria con cualquier esquema de mitigación de los procesos de movimientos en masa, debido a que son preconditionantes en el favorecimiento los mismos y en general en el deterioro prematuro de las obras.

La protección superficial de los taludes se logra con la instalación de diversos tipos de revestimientos, bien sean con vegetación, flexibles, rígidos livianos o rígidos pesados que se describen a continuación:

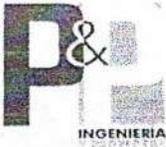
- Con vegetación: Se emplea vegetación que puede fijarse con geomallas mientras germina o enraíza. También pueden colocarse cespedones de pasto asegurados al talud con estacas de madera.
- Flexibles: Se utilizan para evitar la caída de roca, están formados por mallas metálicas ancladas al talud con pernos para roca o con varillas insertadas en las discontinuidades. Se emplean para controlar la caída de bloques, extendiendo la malla a lo largo del talud y dejando amarres muy espaciados, con el fin que la malla atrape bloques desprendidos y reduzca su energía.
- Rígidos Livianos: Consisten en la colocación de mallas metálicas y aplicación de concreto lanzado. El talud debe ser alisado, escalonado para mejorar el anclaje de la malla.
- Rígidos Pesados: Incluye los entramados de concreto prefabricados o fundidos en sitio, los bloques de concreto y las pantallas de concreto.

 <p>P&A INGENIERIA Y PROYECTOS</p>	<p>EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p>GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------

8. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Las recomendaciones contenidas en el presente informe se basan en los datos obtenidos del plan exploratorio realizado, y en la información suministrada por la empresa contratante y están sujetas a cambios de acuerdo a los resultados que arroje el estudio de microzonificación sísmica del municipio y las disposiciones específicas que para este tipo de proyectos estime el Plan de Ordenamiento Territorial.

Si durante la construcción se presentan situaciones o condiciones no previstas en este informe, deberá darse aviso oportuno a esta oficina para estudiar la solución más adecuada.

	<p style="text-align: center;">EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p style="text-align: center;">GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el numeral 4, del presente documento, se plantean dos alternativas de cimentación técnicamente viables. La escogencia de la alternativa a implementar obedece a factores funcionales de la estructura o factores económicos.

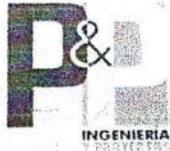
Se debe tener mucho cuidado con la cimentación de las construcciones vecinas y recibir sus apoyos hasta el nivel más bajo de la zapata o viga. Para lo cual se deben emplear soportes lo suficientemente resistentes y separados de manera tal que no permitan movimientos ni sobre esfuerzos de dichos elementos. En este caso se recomienda el siguiente procedimiento alternativo:

- Realizar las excavaciones para la cimentación de manera alternada, esto con el fin de que no se descubran tramos importantes de la cimentación de la edificación existente (aledaña).
- Realizar submuraciones en los sectores que coincidan con los ejes de la cimentación para la edificación nueva, excavaciones para las zapatas, esto manteniendo la recomendación, de que sea de manera alternada.
- Sin embargo, es importante que las excavaciones realizadas, no se dejen abiertas mucho tiempo, una vez fundidos los elementos recomendados, se deben de rellenar técnicamente las excavaciones realizadas.
- Se deben de construir en su orden las submuraciones, luego las zapatas y finalmente las vigas de cimentación perimetrales.

Para la construcción de los muros de contención de los sótanos, una vez alcanzado el nivel de excavación requerido, se realizará la construcción de las vigas principales de cimentación, las cuales, se vincularán al muro de contención. Para la construcción del muro se usará el sistema de trinchera alternadas con anchos no mayores a 3m, e iniciando en los tramos de muro, que coinciden con los ejes de las vigas de cimentación. Como sistema de contención muro se propone el uso de un muro en concreto reforzado apoyado sobre una zarpa o sobre la placa de fondo. Adicionalmente, se recomienda la colocación de un filtro con geotextil a la espalda del muro, el cual deberá estar conectado con una tubería que evacue eficientemente las aguas captadas al sistema general de desagüe.

Una vez alcanzado el nivel de cimentación, este deberá ser compactado o cilindrado, esto con el fin de minimizar deformaciones inmediatas y para detectar fallos.

El material producto de las excavaciones deberá ser dispuesto de manera tal que:



**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

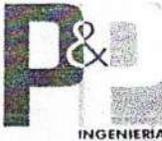
**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**

- No se generen concentraciones de esfuerzos en las paredes de las excavaciones o laderas aledañas por sobrecargas. Este se debe acumular guardando cierta distancia del borde de la excavación o taludes aledaños y en forma lineal.
- Se debe proteger de las aguas lluvias, de manera tal que, en el momento de realizar rellenos, este no se encuentre saturado y no permita una compactación óptima.
- Debe ser dispuesto en zonas estables y en sitios tales que no amenacen o disturben el bienestar y a integridad de las personas y edificaciones vecinas.
- No se contamine con materiales no aptos para el LLENADO de las excavaciones (material vegetal, basuras, etc.).

El contratista es el responsable de la estabilidad de los taludes temporales y permanentes, por lo tanto, debe soportar y proteger a satisfacción del interventor todas las superficies expuestas por las excavaciones hasta la terminación de la obra.

A continuación, me permito hacer unas consideraciones al respecto:

- A fin de prevenir los desmoronamientos y los riesgos de accidentes, por una parte y para disminuir la superficie total ocupada por otra, es conveniente entibar las excavaciones. Las posibles infiltraciones de agua, trepidaciones provocadas por maquinas, cargas externas, etc. Son elementos que modifican los planos de rotura del terreno.
- Los entibados en la mayoría de los casos se hace de acuerdo a las costumbres de cada región a las experiencias recogidas, sin embargo, es muy importante tener en cuenta: Es necesario entibar a tiempo y material destinado al revestimiento de la excavación debe estar a pie de obra con la suficiente antelación, en buen estado y cantidad suficiente.
- La distancia libre entre las tablas depende del tipo de terreno, para terrenos movedizos estas deber ir pegadas a tope y así sucesivamente y de acuerdo al comportamiento del terreno se puede ir modificando la distribución de los elementos.
- El material producto de las excavaciones deber quedar separado por lo menos 1m de la arista del talud, El revestimiento debe quedar por lo menos 0.10m por encima de la cota del terreno para evitar la caída de material a la excavación.
- Se debe dotar el área de un sistema temporal para el manejo de aguas de escorrentía de manera que el agua no ingrese en las excavaciones alterando las propiedades del material.
- En los procesos de excavación donde se noten desprendimientos en las paredes, se recomienda además de los entibados, Conformar el talud en una disposición 1H:2V a partir de la profundidad donde se presentan los desprendimientos, esta profundidad varía dependiendo de las condiciones encontradas durante la construcción.
- No se deberán dejar las excavaciones abiertas más del tiempo necesario, esto con el objeto de evitar derrumbes que desestabilicen las paredes de la excavación, principalmente en épocas o periodo de lluvias.

	<p style="text-align: center;">EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p style="text-align: center;">GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------

Así mismo, debe evitar la contaminación del material de fundación antes de la colocación de los respectivos concretos y rellenos. La protección de los taludes incluye el suministro y remoción de soportes, incluyendo los entibados y acodamientos que sean necesarios, la desviación de aguas superficiales, el retiro de aguas subterráneas en las excavaciones, el suministro y mantenimiento de un sistema de drenaje y bombeo que sea requerido.

En el caso que se necesiten realizar rellenos, se deberá utilizar como material de relleno, el material granular arenoso a utilizar como apoyo de las diferentes cimentaciones. Dicho material deberá tener las mismas características de composición y compactación. Dicho material granular debe tener un $I_p < 7\%$ y $P_{200} < 20\%$. La capa granular recomendada deberá ser compactada en capas no mayores a 0.15m de espesor o aquel que permita garantizar una densidad mínima de 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo *Proctor Modificado*. Para su verificación, se recomienda realizar un ensayo de densidad en campo para cada sector u zapata.

Si durante la etapa de excavación se encuentran sitios de fallos (hundimientos o bolsas de material blando u orgánico), se removerá el material alterado y húmedo. La zona se estabilizará con rajón grueso o piedra media zonja. También se podrá estabilizar el sitio con geotextil del tipo no tejido tipo *PAVCO 1600* o similar.

Se recomienda construir un andén perimetral a las diferentes construcciones de por lo menos 1.0m de ancho, con pendiente hacia el exterior, como mecanismo para el manejo de aguas lluvias y control de humedad del suelo en los alrededores y bajo la cimentación. El andén deberá estar apoyado sobre un colchón de material granular de las mismas características del mencionado para la placa de contrapiso.

El sistema de patios deberá complementarse con un sistema de cunetas y drenajes que impidan el empozamiento de agua en el sector. El agua lluvia que escurre de las cubiertas deberá captarse y conducirse al sistema general de drenaje, evitando que se infiltren aguas a las estructuras inferiores que componen el pavimento y las cimentaciones de las construcciones vecinas.

Para aquellos sitios donde se detecten aguas subterráneas durante la excavación, se recomienda construir filtros longitudinales (drenaje sub-superficial), el cual deberá estar conectado al sistema general de desagüe.

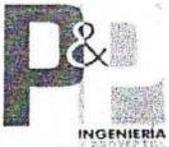
Es recomendable dar aviso a esta oficina una vez se hayan realizado los movimientos de tierra para el inicio de las obras, esto con el fin de realizar una inspección y ver la conformación definitiva del terreno y si es del caso emitir recomendaciones en cuanto a la conformación de rellenos y al manejo de taludes de corte y terraplén.

 <p>P&I INGENIERIA Y PROYECTOS</p>	<p>EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p>GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------

10. BIBLIOGRAFIA

Para el desarrollo del presente estudio, se consultó la siguiente bibliografía:

- INVIAS (1998). Manual de Estabilidad de Taludes. Editorial ECI.
- SUAREZ, J (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Ediciones UIS.
- BOWLES, J. (1996), "Foundation Analysis and Design" 5th Edition, McGraw-Hill.
- Estabilidad de Taludes, E. Hoek, 1980.

 <p>P&I INGENIERIA Y PROYECTOS</p>	<p>EG EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA QUIMBAYA, QUINDIO</p>	<p>GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------

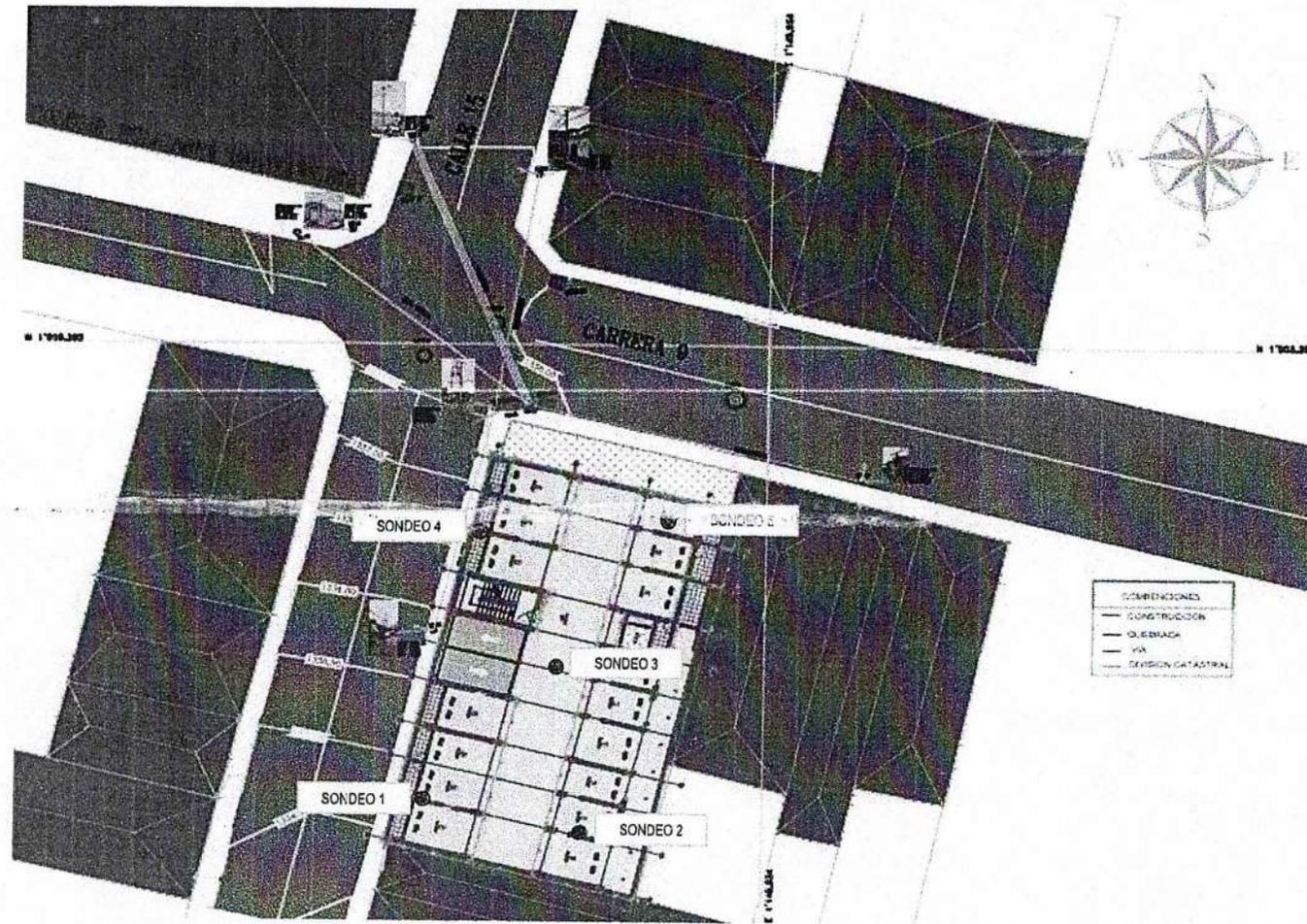
11. ANEXOS

Como complemento a este informe, se incluyen los siguientes anexos:

- Anexo 1 : Localización de General y de Sondeos
 - Anexo 2 : Registros de Perforación
 - Anexo 3 : Resumen de Ensayos de Laboratorio
 - Anexo 4 : Memorias de Cálculo
-

ANEXO 1

LOCALIZACIÓN GENERAL Y DE SONDEOS EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 ESQUINA B/POLICARPA. QUIMBAYA, QUINDIO PLANTA GENERAL



JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
I.c. M.Sc Geotecnia

Proyecto: EDIFICACION CALLE 15 No.8-52
Contiene: Localización sondeos

Fecha: 12/2022
Archivo: fig.xls

Figura No.1/1
Esc:Ninguna

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localización:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUINDI	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	
Sondeo No:	1	Nivel Freático:	NAE
Equipo:	PERFORACION MECÁNICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	5	10	15		
0.00													0.00-0.80 m LIMO VEGETAL CONTAMINADO.
1.00	M-1 SS	1.00-1.50	2.6"	2.6"	3.6"								0.00-1.70 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO CAFÉ AMARILLOSO.
2.00													
3.00	M-2 SS	2.50-3.00	3.6"	4.6"	5.6"								1.70-3.20 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ GRIS HABANO AMARILLOSO CLARO CON TRAZAS DE ARENA FINA.
4.00													
5.00	M-3 SH	4.00-4.50											
6.00													
7.00	M-4 SS	5.50-6.00	3.6"	4.6"	7.6"								3.20-4.20 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ AMARILLOSO CLARO CON RASTROS DE MICA Y ALGUNAS TRAZAS DE ARENA FINA.
8.00													
9.00	M-5 SH	7.00-7.50											
	M-6 SS	8.50-9.00	3.6"	3.6"	8.6"								8.20-9.30 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
													9.30-10.50 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA. COLOR CAFÉ HABANO AMARILLOSO CLARO CON RASTROS DE ARENA. RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUINDIA	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No:	1	Nivel Freático:	NAE
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	23	40	60	100	3	10	15	25			
10.00	M-7 SH	10.00-10.50												
11.00														
12.00	M-8 SS	11.50-12.00	2/6"	2/6"	6/6"									10.50-12.00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFÉ HABANO AMARILLO CLARO CON RASTROS DE ARENA, RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.
13.00	M-9 SH	13.00-13.50												12.00-13.80 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ HABANO AMARILLO CLARO CON RASTROS DE ARENA, RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.
14.00														FIN DE SONDEO 13,80 ML
15.00														
16.00														
17.00														
18.00														
19.00														

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUINCE	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitado:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	
Sondeo No:	2	Nivel Freático:	10,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECÁNICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	5	10	15			20
0.00-0.70														0,00-0,70 m LIMO VEGETAL CONTAMINADO.
0.70-2,20	M-1 SS	1,00-1,50	26"	4/6"	5/6"									0,70-2,20 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, CAFE AMARILLOSO.
2,20-3,00	M-2 SH	2,50-3,00												
3,00-4,00	M-3 SS	4,00-4,50	4/6"	6/6"	10/6"									2,20-6,30 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFE AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES.
4,00-5,50	M-4 SH	5,50-6,00												
5,50-7,00	M-5 SS	7,00-7,50	4/6"	6/6"	8/6"									
7,00-8,30	M-6 SH	8,50-9,00												8,30-9,60 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFE AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
9,60-11,00														9,60-11,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFE HABANO AMARILLOSO CLARO.

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2,50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA. QUIMBAYA, QUINDIA	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No.:	2	Nivel Freático:	10,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA					Humedad (%)					Golpes/pie					Perfil	DESCRIPCION
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes			20	40	60	80	100	5	10	15	20			
11,00	M-7 SS	10,00-10,50	5/6"	7/6"	11/6"												
12,00	M-8 SS	11,50-12,00															11,00-13,50 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA. COLOR CAFE ROJIZO AMARILLOSO CON GRAVAS Y VETAS DE MICA.
13,00	M-9 SS	13,00-13,50	18/6"	38/6"	45/2"												
14,00	M-10 NQ	13,50-14,50	RECOBRO:15%														13,50-14,00 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA. COLOR CAFE AMARILLOSO CLARO. RETORNA EL 90% DE AGUA
15,00	M-11 SS	14,50-15,00	11/6"	13/6"	15/6"												14,00-15,70 m ARCILLA LATA PLASTICIDAD. COLOR CAFE ROJIZO AMARILLOSO CON GRAVAS Y VETAS DE MICA.
16,00	M-12 SH	16,00-16,50															
18,00	M-13 SS	17,50-18,00	5/6"	5/6"	8/6"												15,70-24,30 m ARCILLA ALTA PLASTICIDAD. COLOR CAFE AMARILLOSO CLARO CON VETAS OXIDANTES. VETAS HABANAS Y RASTROS DE MICA
19,00	M-14 SH	19,00-19,50															

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barra: 2,50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localización:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUIND	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No.:	2	Nivel Freático:	10,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION		
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	2"	4"	6"	8"	10"	12"	14"	16"			18"	
20.00	M-15 SS	20.50-21.00	1/16"												
21.00															
22.00	M-16 SS	22.00-22.50	1/12"	1/6"											
23.00															
24.00	M-17 SS	23.50-24.00	1/6"	4/6"	6/6"										
25.00	M-18 SS	25.00-25.50	5/6"	8/6"	23/6"										24.30-26.50 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFÉ CON OXIDACIONES, RASTROS DE MICA Y ALGUNAS GRAVAS.
26.00															
27.00	M-19 SS	26.50-27.00	15/6"	17/6"	33/6"										
28.00	M-20 SS	28.00-28.50	21/6"	27/6"	45/6"										
29.00															FIN DE SONDEO 28,50 ML

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA. QUIMBAYA, QUINC	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitado:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañia:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	
Sondeo No:	3	Nivel Freático:	12,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECÁNICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)					Golpes/pie					Perfil	DESCRIPCION
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	1	10	15	25			
0.00															0,00-0,30 m LIMO VEGETAL CONTAMINADO.
1.00	M-1 SS	1,00-1,50	4/6"	6/6"	8/6"										0,90-3,00 m ARENA ALGO PLASTICA. CAFE HABANO GRIS.
2.00	M-2 SS	2,50-3,00	5/6"	5/6"	5/6"										
3.00															3,00-5,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. CAFE HABANO GRIS.
4.00	M-3 SH	4,00-4,50													
5.00															6,00-7,50 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA. COLOR OLIVO CAFE AMARILLOSO CLARO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
6.00	M-4 SS	5,50-6,00	2/6"	4/6"	6/6"										
7.00	M-5 SH	7,00-7,50													7,50-9,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR OLIVO CAFE AMARILLOSO CLARO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
8.00															
9.00	M-6 SS	8,50-9,00	4/6"	8/6"	11/6"										8,90-10,50 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFE GRIS HABANO CON RASTROS DE MICA.

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la berrana 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localización:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUINDI	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No:	3	Nivel Freático:	12,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)					Golpes/pie					Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	70	40	60	80	100	5	10	15	20				
10,00	M-7 SH	10,00-10,50														
11,00																
12,00	M-8 SS	11,50-12,00	6,6"	8,6"	9,6"											10,50-12,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFÉ GRIS HABANO CON OXIDACIONES Y RASTROS DE MICA.
13,00	M-9 NQ	12,00-13,00	RECOBRO: 40%													12,00-13,00 m ARCILLA ALTA PLASTICIDAD, COLOR CAFÉ ROJIZO MARILLOSO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES, RETORNA EL 70% DE AGUA.
14,00	M-10 SS	13,00-13,50	4,6"	5,6"	11,6"											
15,00	M-11 SH	14,50-15,00														
16,00	M-12 SS	16,00-16,50	2,6"	4,6"	5,6"											13,00-16,50 m ARCILLA ALTA PLASTICIDAD, COLOR CAFÉ ROJIZO AMARILLOSO CON GRAVAS, OXIDACIONES Y VETAS DE MICA.
17,00	M-13 NQ	16,50-17,50	RECOBRO: 110%													16,50-17,50 m ARCILLA ALTA PLASTICIDAD, COLOR OLIVO CAFÉ ROJIZO AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA, RETORNA EL 80% DE AGUA.
18,00	M-14 SS	17,50-18,00	3,6"	3,6"	7,6"											17,50-18,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR OLIVO CAFÉ ROJIZO AMARILLOSO CLARO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
19,00	M-15 NQ	18,00-19,00	RECOBRO: 61%													18,00-19,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR OLIVO CAFÉ ROJIZO AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA, RETORNA EL 30% DE AGUA.
	M-16 SS	19,00-19,50	3,6"	4,6"	5,6"											19,00-22,50 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ ROJIZO AMARILLOSO CON VETAS DE MICA, VETAS OXIDANTE Y VETAS HARANAS.

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA. QUIMBAYA, QUININDIA	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicito:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañia:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No:	3	Nivel Freático:	12,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	5	10	15			20
20.00	M-17 SS	20.50-21.00	4/6"	4/6"	6/6"									
21.00														
22.00	M-18 SS	22.00-22.50	4/6"	3/6"	6/6"									
23.00														22.50-23.85 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA. COLOR CAFÉ AMARILLO CON RASTROS DE GRAVAS, RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.
24.00	M-19 SS	23.50-23.65	4/6"	45/1"	RECHAZO									
25.00														23.65-25.50 m DEPOSITO MATRIZ SOPORTADO CON GRAVAS FRACTURADAS COLOR CAFÉ GRIS CON VETAS OSCURAS, RASTROS DE MICA Y VETAS OXIDANTES. TM DE GRAVAS 2". RETORNA EL 80% DE AGUA.
25.00	M-20 SS	23.65-25.00			RECOBRO 40%									
25.00	M-21 SS	25.00-25.50	6/6"	13/6"	45/6"									
26.00														FIN DE SONDEO 25,50 ML
27.00														
28.00														
29.00														

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra: EDIFICACION QUIMBAYA Realizo: JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
 Localizacion: CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUINÉ Fecha informe: 25 de noviembre de 2022
 Solicito: Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ Tipo de material: LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
 Compañía: GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S. Fuente material: Exploraciones en sitio (sondeos)
 Fecha Ensayo: 5 de noviembre de 2022 Orden de ensayo:
 Sondeo No: 4 Nivel Freático: 14,20 ML
 Equipo: PERFORACION MECÁNICA

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)					Golpes/pie					Perfil	DESCRIPCION
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	5	10	15	20			
0.00-0.15															0.00-0.15 m PLACA DE CONCRETO.
0.15-1.20															0.15-1.20 m LLENO LIMO CAFÉ AMARILLOSO.
1.20-4.60	M-1 SS	2.50-3.00	4/6"	4/6"	6/6"										1.20-4.60 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ GRIS AMARILLOSO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES
4.00-4.50	M-3 SH	4.00-4.50													
5.50-6.00	M-3 SS	5.50-6.00	3/6"	5/6"	9/6"										4.60-7.70 m LIMO BAJA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ AMARILLOSO CON OXIDACIONES Y RASTROS DE MICA.
7.00-7.50	M-4 SH	7.00-7.50													
8.50-9.00	M-5 SS	8.50-9.00	3/6"	3/6"	4/6"										7.70-10.00 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ HABANO AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotación

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localización:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUINDI	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No:	4	Nivel Freático:	14,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)					Golpes/pie					Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	3	10	15	25				
	M-6 SH	10.00-10.50														10,00-10,70 m: LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ HABANO AMARILLOSO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
	M-7 SS	10.70-10.83	45.5"	RE	RE											10,70-10,83 m: LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
11,00	M-8 NQ	10.83-11.50	RECOBRO: 53,73%													10,83-11,50 m: LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO CONSOLIDADO, COLOR CAFÉ GRIS ROJIZO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES. RETORNA EL 99% DE AGUA
12,00	M-9 SS	11.50-12.00	8/6"	13/6"	17/6"											11,50-12,00 m: LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA CAFÉ ROJIZO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.
13,00	M-10 SH	13.00-13.50														
14,00																12,60-15,00 m: LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFÉ AMARILLOSO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.
15,00	M-11 SS	14.50-15.00	8/6"	8/6"	12/6"											
16,00																
17,00																
18,00																
19,00																
																FIN DE SONDEO 15,00 ML

- Observaciones:
- Nivel freático medido al finalizar la perforación
 - SH = Tubo Shelby
 - SS = Split-Spoon
 - NQ = Broca-Rotacion
 - Longitud de la barrena 2.50m

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localización:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUININDIA	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicitó:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	
Sondeo No.:	5	Nivel Freático:	8,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA			Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes	20	40	60	80	100	5	10	15			20
														0,00-0,20 m LLENO MATERIAL CONTAMINADO CON CONCRETO.
														0,20-0,80 m LLENO LIMO HABANO AMARILLOSO
1,00	M-1 SS	1,00-1,50	3/6"	3/6"	4/6"									0,80-1,50 m LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA, COLOR CAFE GRIS HABANO AMARILLOSO CON OXIDACIONES Y RASTROS DE MICA.
2,00														
3,00	M-2 SH	2,50-3,00												1,50-3,10 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFE GRIS HABANO AMARILLOSO CON OXIDACIONES Y RASTROS DE MICA.
4,00														
5,00	M-3 SS	4,00-4,50	3/6"	3/6"	6/6"									3,10-4,10 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFE GRIS HABANO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES
6,00	M-4 SH	5,50-6,00												4,10-6,40 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CFE AMARILLOSO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.
7,00	M-5 SS	7,00-7,50	4/6"	8/6"	13/6"									6,40-7,50 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFE HABANO AMARILLOSO CLARO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
8,00														
9,00	M-6 SH	8,50-9,00												7,50-9,50 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR CAFE HABANO AMARILLOSO CLARO CON VETAS OXIDANTES Y RASTROS DE MICA.
														9,50-10,30 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO, COLOR ROJIZO AMARILLOSO CON RASTROS DE MICA Y OXIDACIONES.

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barra: 2,50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	EDIFICACION QUIMBAYA	Realizo:	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	CLL 15 No. 8-52 B/ POLICARPA, QUIMBAYA, QUININDIA	Fecha informe:	25 de noviembre de 2022
Solicito:	Dra. MARIA DEL CARMEN GRANADA GOMEZ	Tipo de material:	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.	Fuente material:	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	5 de noviembre de 2022	Orden de ensayo:	0
Sondeo No:	5	Nivel Freático:	8,20 ML
Equipo:	PERFORACION MECANICA		

PROF. (m)	MUESTRA					Humedad (%)				Golpes/pie				Perfil	DESCRIPCION	
	No. y Clase	Profund. (m)	Golpes			20'	40'	60'	80'	10'	15'	20'	25'			
	M-7 SS	10.00-10.50	18/6"	35/6"	43/6"											
11.00																
12.00																
13.00																
14.00																
15.00																
16.00																
17.00																
18.00																
19.00																

Observaciones: 1. Nivel freático medido al finalizar la perforación 5. Longitud de la barrena 2.50m
 2. SH = Tubo Shelby
 3. SS = Split-Spoon
 4. NQ = Broca-Rotacion

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS

Ic MSc Geotecnia

RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO: EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/ POLICARPA. QUIMBAYA, QUINDÍO

FECHA:

nov-22

SONDEO	MUESTRA				w	CLASIFICACION						CONSOLIDACION				RESISTENCIA				%	%	%	%	TABLA	PESO	PESO	
No.	Nc.	TIPO	PROF. (m)	%	wL	wP	IP	IG	AASHTO	U.S.C.	wC	Cc	e _o	Po' (kg/cm ²)	qu (kg/cm ²)	qu SPT (kg/cm ²)	φ	φ _{corr}	cu-qu/2 (kg/cm ²)	PASA T # 4	PASA T # 10	PASA T # 40	PASA T # 200	PERFILES	γ _d (gm/cm ³)	γ _{hum} (gm/cm ³)	
1	1	SS	1,00-1,50	54,8											0,58	0,63	25,0		0,29					LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,041	1,610	
	2	SS	2,50-3,00	44,6											0,85	1,25	29,1		0,43						1,058	1,530	
	3	SH	4,00-4,50	51,9											0,56				0,28						1,040	1,580	
	4	SS	5,50-6,00	52,5											0,99	1,38	29,8		0,50						1,030	1,570	
	5	SH	7,00-7,50	50,5											0,52				0,26						1,056	1,590	
	6	SS	8,50-9,00	62,8											1,00	1,38	29,8		0,50						LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,891	1,450
	7	SH	1,00-10,50	50,1											0,62				0,31						LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,040	1,560
	8	SS	11,50-12,00	61,5											0,74	1,00	27,6		0,37						LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,935	1,510
	9	SH	13,00-13,50	55,1											0,65				0,33						LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	1,038	1,610
2	1	SS	1,00-1,50	61,6	55,3	36,1	19,2	8		MH ó OH					0,88	1,13	28,4		0,44	100,0	100,0	97,5	85,6	LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,947	1,531	
	2	SH	2,50-3,00	52,1	45,2	35,1	10,1	0		ML ó OL					0,62				0,31	100,0	100,0	98,9	50,0	LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	0,958	1,457	
	3	SS	4,00-4,50	47,8											0,98	2,00	32,9		0,49						1,076	1,590	
	4	SH	5,50-6,00	51,9											0,85				0,43						0,983	1,493	
	5	SS	7,00-7,50	51,0											0,92	1,75	31,7		0,46						1,036	1,564	
	6	SH	8,50-9,00	62,7											56,8	34,2	22,6	10							MH ó OH		
	7	SS	10,00-10,50	51,3	44,5	34,7	9,8	0		ML ó OL					1,02	2,38	34,5		0,51	100,0	100,0	98,9	50,2	LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,045	1,580	
	8	SH	11,50-12,00	61,1	56,7	32,9	23,8	11		MH ó OH										0,00	100,0	100,0	97,5	85,7	LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,971	1,565
	9	SS	13,00-13,50	50,9											1,23	6,25	46,6		0,62	1,041						1,570	
	10	NQ	13,50-14,50	49,9											0,68				0,34	1,068						1,600	
	11	SS	14,50-15,00	33,8											1,12	3,50	38,7		0,56	1,202						1,608	
	12	SH	16,00-16,50	63,7	51,2	26,4	24,8	13		CH					0,76				0,38	100,0	100,0	99,9	97,0	ARCILLA ALTA PLASTICIDAD	0,989	1,619	
	13	SS	17,50-18,00	61,2											0,84	1,63	31,1		0,42						0,984	1,586	
	14	SH	19,00-19,50	60,7											0,65				0,33						0,976	1,569	
	15	SS	20,50-21,00	61,5															0,13						0,952	1,538	
	16	SS	22,00-22,50	60,9															0,25						0,977	1,572	
	17	SS	23,50-24,00	61,9											0,86	1,25	29,1		0,43						0,977	1,581	
	18	SS	25,00-25,50	45,6															1,06						3,88	39,9	
	19	SS	26,50-27,00	45,6	42,2	36,7	5,5	-3		ML ó OL				1,25	6,25	46,6		0,63	LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,116	1,625						
	20	SS	28,00-28,50	45,6					1,65	6,25	46,6		0,63	LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,130	1,646											

RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO: EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/ POLICARPA. QUIMBAYA, QUINDÍO

FECHA:

nov-22

SONDEO	MUESTRA			w	CLASIFICACION						CONSOLIDACION		RESISTENCIA					%	%	%	%	TABLA	PESO	PESO				
	No.	TIPO	PROF. (m)		%	wL	wP	IP	IG	AASHTO	U.S.C.	wC	Cc	e _o	Po' (kg/cm ²)	qu (kg/cm ²)	qu SPT (kg/cm ²)								φ	φ _{corr}	cu-qu/2 (kg/cm ²)	PASA T # 4
3	1	SS	1,00-1,50	42,6										0,76	1,75	31,7			0,38						ARENA ALGO PLASTICA	1,150	1,640	
	2	SS	2,50-3,00	43,1										0,62	1,25	29,1			0,31								1,167	1,670
	3	SH	4,00-4,50	53,0										0,58					0,29							LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	0,993	1,520
	4	SS	5,50-6,00	51,9										0,79	1,25	29,1			0,40								1,060	1,610
	5	SH	7,00-7,50	59,5										0,68					0,34							LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,571	1,390
	6	SS	8,50-9,00	50,2										0,82	2,38	34,5			0,41								1,025	1,540
	7	SH	10,00-10,50	52,3										0,56					0,28							LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,037	1,580
	8	SS	11,50-12,00	50,8										1,02	2,13	33,4			0,51								1,001	1,510
	9	NQ	12,00-13,00	59,4										0,58					0,29								0,985	1,570
	10	SS	13,00-13,50	58,8										0,96	2,00	32,9			0,48								0,981	1,557
	11	SH	14,50-15,00	58,2										0,78					0,39							ARCILLA ALTA PLASTICIDAD	0,978	1,547
	12	SS	16,00-16,50	60,7										0,85	1,13	28,4			0,43								0,986	1,585
	13	NQ	16,50-17,50	53,4										0,74					0,37								0,984	1,510
	14	SS	17,50-18,00	53,0										0,82	1,25	29,1			0,41							LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,026	1,570
	15	NQ	18,00-19,00	50,0										0,75					0,38								1,060	1,590
	16	SS	19,00-19,50	62,1										0,72	1,13	28,4			0,36								0,962	1,560
	17	SS	20,50-21,00	44,7										1,02	1,50	30,5			0,51							LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	1,085	1,570
	18	SS	22,00-22,50	62,7										0,86	1,13	28,4			0,43								0,982	1,597
	19	SS	23,50-23,65	47,4												6,13	46,3			3,06							1,068	1,574
	20	NQ	23,65-25,00																							DEPOSITO MATRIZ SOPORTADO		
	21	SS	25,00-25,50	45,8												6,25	46,6			3,13						LIMO BAJA PLASTICIDAD CON ARENA	1,113	1,623

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic MSc Geotecnia

RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO: EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/ POLICARPA. QUIMBAYA, QUINDÍO

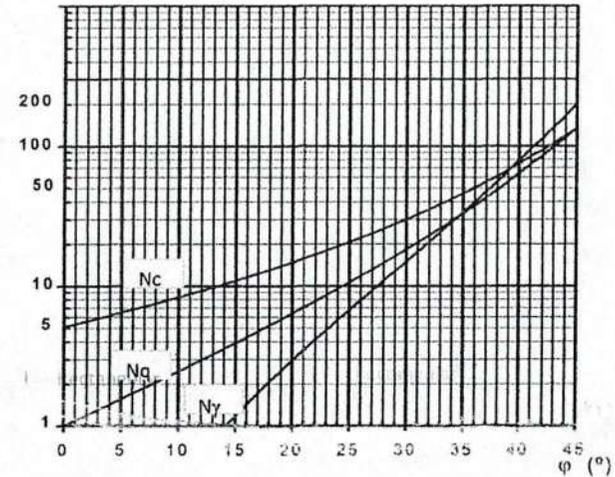
FECHA: nov-22

SONDEO		MUESTRA			w	CLASIFICACION						CONSOLIDACION			RESISTENCIA					%	%	%	%	TABLA	PESO	PESO	
No.	Nc.	TIPO	PROF. (m)	%	wL	wP	IP	IG	AASHTO	U.S.C.	wC	Cc	e o	Po' (kg/cm²)	qu (kg/cm²)	qu SPT (kg/cm²)	φ	φcorr	cu-qu/2 (kg/cm²)	PASA T # 4	PASA T # 10	PASA T # 40	PASA T # 200	PERFILES	γ _d (qm/cm³)	γ _{hum} (qm/cm³)	
4	1	SS	2,50-3,00	50,0											0,75	1,25	29,1		0,38					LIMO BAJA PLASTICIDAD CON ARENA	1,042	1,562	
	2	SH	4,00-4,50	49,3											0,54				0,27							1,025	1,530
	3	SS	5,50-6,00	50,4											0,86	1,75	31,7		0,43							1,052	1,583
	4	SH	7,00-7,50	49,1											0,54				0,27							1,025	1,528
	5	SS	8,50-9,00	62,8											0,62	0,88	26,8		0,31					LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,928	1,510	
	6	SH	10,00-10,50	50,5											0,64				0,32					LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,020	1,535	
	7	SS	11,50-12,00	51,9											1,02	5,63	45,0		0,51						1,043	1,584	
	8	NQ	10,83-11,50	53,2											0,62				0,31					LIMO ALTA PLASTICIDAD	1,010	1,548	
	9	SS	11,50-12,00	58,2											0,95	3,75	39,5		0,48						0,991	1,567	
	10	SH	13,00-13,50	55,8											0,58				0,29						1,025	1,597	
	11	SS	14,50-15,00	63,9											0,86	2,50	35,0		0,43						0,979	1,605	
5	1	SS	1,00-1,50	42,5											0,52	0,88	26,8		0,26					ARENA ARCILLOSA	1,096	1,562	
	2	SH	2,50-3,00	62,8											0,58				0,29					LIMO ALTA PLASTICIDAD CON ARENA	0,951	1,548	
	3	SS	4,00-4,50	61,4											0,65	1,13	28,4		0,33						0,972	1,569	
	4	SH	5,50-6,00	60,6											0,70				0,35						0,954	1,533	
	5	SS	7,00-7,50	62,4											0,66	2,63	35,5		0,33						0,942	1,530	
	6	SH	8,50-9,00	52,0											0,72				0,36					LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO	1,010	1,536	
	7	SS	10,00-10,30	61,0											1,00	6,25	46,5		0,50						1,017	1,637	

NOTA: EL VALOR DEL Cc SE CALCULÓ EMPLEANDO CORRELACIONES

Capacidad de carga última usando El factor Brinch-Hansen Ng
 Parámetros Geométricos y Geotécnicos para el Cimiento
 EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA. QUIMBAYA, QUINDIO

Peso Volumétrico del Suelo (Tnf/m ³)	γ	1,553	tnf/m ³
Ancho del cimiento (m)	b		m
Longitud del Cimiento (m)	L		m
Profundidad del desplante del cimiento (m)	D	1,50	m
Ángulo de Fricción Interna del suelo (°)	ϕ	29,10	°
Ángulo de inclinación de la reacción de la columna	δ	-	°
Cohesión sel suelo (Tnf/m ²)	C	2,90	Tnf/m ²
Profundidad del Nivel Freático (m)	Df	8,20	m
Factor de seguridad	Fs	3,00	
Forma		Rectangular	
Carga en Tnf		107,55	Tnf
Ng (BH for Brinch-Hansen) (M for Meyerhof)			bh



GRAFICA. FACTORES DE BRINCH-HANSEN

Capacidad de carga última usando El factor Brinch-Hansen Ng

qu (Incluyendo los factores de forma, profundidad e inclinación)	80,66	Tnf/m ²
qu (Incluyendo los factores de forma, profundidad e inclinación)/FS	26,89	Tnf/m ²
Asentamientos de consolidación $\Delta t =$	5,43	cm
Factor de seguridad actual Fsa	3,19	
Módulo de Balasto Ks =	452,26	Tnf/m ³
qa _{neto} : (Incluyendo los factores de forma, profundidad e inclinación)/FS	24,56	Tnf/m ²

Brinch Hansen (1970): Considera la formulación general de Terzaghi y los factores de capacidad de Prandtl y Reissner.

Factores de Capacidad de carga			Factores de Inclinación de carga (Meyerhof)	
(Prandtl-Reissner)	Nq	16,628	iq	1,000
(Prandtl-Reissner)	Nc	28,078	ic	1,000
(Brinch-Hansen)	N γ	13,048	iy	1,000
(Meyerhof)	N γ	13,461		
(Caquot y Kerisel)	N γ	17,397		

Factores de profundidad (Brinch-Hansen)		Factores de forma (Terzaghi & Peck)	
dq	1,220	Sq	1,200
dc	1,206	Sc	1,200
d γ	1,000	S γ	0,600
q	2,330		Tnf/m ²

D= 0,30 m		SFp= 2,5		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 8,00 m		SFs= 2,5		Factor de Seguridad por Fuste						
		Nivel Desplante: -3,00m								
#	Profundidad	c	ϕ	γ	Nq	6	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qttotal
	Prof Pilote (m)	ton/m ²		ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	11,79	7,70	18,48
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	13,15	8,45	20,42
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	13,67	9,24	21,56
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	14,12	10,07	22,67
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	14,57	10,93	23,81
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	15,07	11,83	25,04
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	15,56	12,77	26,30
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	16,06	13,75	27,61
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	16,54	14,77	28,94
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	17,06	15,83	30,35

D= 0,40 m m		SFp= 2,5		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 8,00 m m		SFs= 2,5		Factor de Seguridad por Fuste						
		Nivel Desplante: -3,00m								
#	Acum (m)	c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qttotal
		ton/m ²		ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	20,96	10,28	29,43
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	23,38	11,28	32,55
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	24,29	12,34	34,22
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	25,09	13,44	35,82
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	25,89	14,59	37,46
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	26,79	15,79	39,26
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	27,67	17,05	41,10
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	28,54	18,36	42,98
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	29,4	19,72	44,90
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	30,32	21,13	46,93

D= 0,50 m m		SFp= 2,5		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 8,00 m m		SFs= 2,5		Factor de Seguridad por Fuste						
		Nivel Desplante: -3,00m								
#	Acum (m)	c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qttotal
		ton/m ²		ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	32,74	12,84	42,75
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	36,53	14,09	47,32
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	37,95	15,41	49,59
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	39,2	16,79	51,75
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	40,46	18,23	53,98
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	41,86	19,73	56,41
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	43,23	21,30	58,88
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	44,6	22,93	61,40
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	45,94	24,63	63,97
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	47,38	26,39	66,70

LOS ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS SERÁN LOS ESTABLECIDOS EN C.15.11.3 DE LA NSR-10
 Estudios de suelos, Estabilidad de Taludes, diseño de Pavimentos, diseño y Construcción de Cimentaciones

D=		0,60 m	m	SFp=		2,5	Factor de Seguridad por Punta			
NF=		8,00 m	m	SFs=		2,5	Factor de Seguridad por Fuste			
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	47,15	15,40	58,48
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	52,6	16,90	64,75
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	54,65	18,48	67,70
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	56,45	20,13	70,47
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	58,26	21,85	73,32
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	60,27	23,65	76,46
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	62,24	25,53	79,63
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	64,22	27,49	82,89
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	66,15	29,52	86,17
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	68,22	31,64	89,68

D=		0,80 m	m	SFp=		3,0	Factor de Seguridad por Punta			
NF=		8,00 m	m	SFs=		2,5	Factor de Seguridad por Fuste			
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	69,85	20,54	83,15
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	77,92	22,54	92,02
3	8	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	80,96	24,65	95,96
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	83,63	26,85	99,62
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	86,3	29,15	103,39
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	89,29	31,55	107,57
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	92,21	34,06	111,79
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	95,13	36,67	116,12
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	98	39,38	120,49
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	101,07	42,20	125,17

D=		1,00 m	m	SFp=		3,0	Factor de Seguridad por Punta			
NF=		8,00 m	m	SFs=		2,5	Factor de Seguridad por Fuste			
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	109,13	25,68	123,50
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	121,74	28,18	136,73
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	126,49	30,81	142,22
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	130,67	33,56	147,27
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	134,84	36,43	152,42
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	139,51	39,43	158,21
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	144,08	42,56	164,02
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	148,64	45,82	169,96
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	153,12	49,21	175,94
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	157,91	52,73	182,37

D=	1,20 m	m	SFp=	3,0	Factor de Seguridad por Punta					
NF=	8,00 m	m	SFs=	2,5	Factor de Seguridad por Fuste					
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	157,15	30,80	171,66
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	175,31	33,80	190,11
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	182,15	36,96	197,40
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	188,16	40,26	203,99
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	194,17	43,70	210,73
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	200,9	47,30	218,34
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	207,47	51,06	225,96
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	214,04	54,97	233,72
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	220,5	59,03	241,53
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	227,4	63,26	249,94

D=	1,50 m	m	SFp=	3,0	Factor de Seguridad por Punta					
NF=	8,00 m	m	SFs=	2,5	Factor de Seguridad por Fuste					
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	245,54	38,50	258,59
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	273,91	42,25	286,47
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	284,6	46,20	296,87
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	294	50,33	306,16
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	303,39	54,63	315,61
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	313,9	59,13	326,38
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	324,17	63,82	337,10
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	334,44	68,71	348,02
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	344,52	73,79	358,93
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	355,3	79,07	370,75

D=	1,80 m	m	SFp=	3,0	Factor de Seguridad por Punta					
NF=	8,00 m	m	SFs=	2,5	Factor de Seguridad por Fuste					
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	353,57	46,20	363,13
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	394,43	50,70	402,38
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	409,82	55,44	416,40
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	423,35	60,39	428,77
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	436,89	65,55	441,37
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	452,01	70,95	455,78
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	466,8	76,58	470,09
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	481,59	82,44	484,64
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	496,11	88,53	499,14
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	511,63	94,87	514,89

LOS ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS SERÁN LOS ESTABLECIDOS EN C.15.11.3 DE LA NSR-10
Estudios de suelos, Estabilidad de Taludes, diseño de Pavimentos, diseño y Construcción de Cimentaciones

D=	2,00 m	m	SFp=	3,0	Factor de Seguridad por Punta					
NF=	8,00 m	m	SFs=	2,5	Factor de Seguridad por Fuste					
			Nivel Desplante: -3,00m							
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qttotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	436,51	51,34	442,61
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	486,95	56,34	490,51
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	505,95	61,60	507,23
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	522,66	67,10	521,90
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	539,36	72,84	536,80
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	558,03	78,84	553,93
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	576,29	85,10	570,91
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	594,55	91,62	588,15
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	612,48	98,39	605,31
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	631,64	105,43	623,97

D= 0,30 m		SFp= 2,0		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 15,00 m		SFs= 2,0		Factor de Seguridad por Fuste						
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Profundidad	c	ϕ	γ	Nq	6	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
	Prof Pilote (m)	ton/m ²		ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	14,74	9,64	23,37
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	16,44	10,58	25,84
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	18,19	11,66	28,50
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	19,86	12,87	31,21
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	21,52	14,21	34,04
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	23,26	15,69	37,09
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	24,98	17,30	40,25
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	26,7	19,05	43,55
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	28,41	20,93	46,97
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	29,06	22,86	48,99

D= 0,40 m m		SFp= 2,0		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 15,00 m m		SFs= 2,0		Factor de Seguridad por Fuste						
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
		ton/m ²		ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	26,2	12,84	37,23
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	29,22	14,09	41,20
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	32,33	15,53	45,45
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	35,29	17,14	49,72
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	38,26	18,92	54,16
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	41,35	20,89	58,92
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	44,41	23,04	63,83
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	47,47	25,37	68,92
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	50,51	27,88	74,17
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	51,66	30,45	77,59

D= 0,50 m m		SFp= 2,0		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 15,00 m m		SFs= 2,0		Factor de Seguridad por Fuste						
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
		ton/m ²		ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	40,93	16,04	54,14
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	45,66	17,60	59,96
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	50,51	19,39	66,13
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	55,15	21,40	72,31
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	59,78	23,63	78,70
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	64,6	26,09	85,51
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	69,39	28,77	92,51
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	74,17	31,68	99,72
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	78,92	34,81	107,13
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	80,72	38,03	111,68

LOS ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS SERÁN LOS ESTABLECIDOS EN C.15.11.3 DE LA NSR-10
Estudios de suelos, Estabilidad de Taludes, diseño de Pavimentos, diseño y Construcción de Cimentaciones

D= 0,60 m m		SFp= 2,0		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 15,00 m m		SFs= 2,0		Factor de Seguridad por Fuste						
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotai ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	58,93	19,26	74,12
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	65,74	21,14	82,13
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	72,73	23,29	90,59
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	79,41	25,70	99,00
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	86,08	28,37	107,66
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	93,03	31,32	116,89
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	99,91	34,54	126,31
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	106,8	38,03	136,01
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	113,64	41,79	145,93
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	116,23	45,65	151,70

D= 0,80 m m		SFp= 3,0		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 15,00 m m		SFs= 2,0		Factor de Seguridad por Fuste						
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotai ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	69,85	25,68	88,29
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	77,92	28,18	97,66
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	86,2	31,05	107,60
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	94,11	34,27	117,52
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	102,03	37,83	127,80
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	110,25	41,76	138,74
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	118,42	46,05	149,99
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	126,58	50,70	161,60
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	134,69	55,71	173,51
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	137,75	60,85	180,50

D= 1,00 m m		SFp= 3,0		Factor de Seguridad por Punta						
NF= 15,00 m m		SFs= 2,0		Factor de Seguridad por Fuste						
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotai ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	109,13	32,08	129,90
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	121,74	35,20	143,75
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	134,68	38,78	158,38
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	147,05	42,80	172,89
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	159,41	47,25	187,81
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	172,27	52,16	203,70
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	185,02	57,52	219,92
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	197,78	63,33	236,61
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	210,45	69,59	253,65
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	215,24	76,02	262,99

LOS ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS SERÁN LOS ESTABLECIDOS EN C.15.11.3 DE LA NSR-10
Estudios de suelos, Estabilidad de Taludes, diseño de Pavimentos, diseño y Construcción de Cimentaciones

D=		1,20 m	m	SFp=		3,0	Factor de Seguridad por Punta			
NF=		15,00 m	m	SFs=		2,0	Factor de Seguridad por Fuste			
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	157,15	38,50	179,36
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	175,31	42,25	198,56
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	193,94	46,55	218,78
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	211,74	51,37	238,68
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	229,55	56,71	259,12
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	248,06	62,60	280,80
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	266,43	69,03	302,89
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	284,8	76,00	325,51
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	303,04	83,51	348,55
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	309,94	91,22	360,44

D=		1,50 m	m	SFp=		3,0	Factor de Seguridad por Punta			
NF=		15,00 m	m	SFs=		2,0	Factor de Seguridad por Fuste			
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	245,54	48,12	268,21
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	273,91	52,80	297,02
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	303,03	58,17	327,27
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	330,85	64,19	356,87
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	358,67	70,87	387,13
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	387,60	78,23	419,18
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	416,29	86,27	451,67
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	444,99	94,98	484,84
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	473,50	104,36	518,48
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	484,28	114,00	534,66

D=		1,80 m	m	SFp=		3,0	Factor de Seguridad por Punta			
NF=		15,00 m	m	SFs=		2,0	Factor de Seguridad por Fuste			
Nivel Desplante: -3,00m										
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ ton/m ³	Nq	Nc	K0	Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Qtotal ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	353,57	57,76	374,69
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	394,43	63,38	415,06
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	436,35	69,82	457,31
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	476,42	77,05	498,50
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	516,48	85,06	540,47
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	558,14	93,89	584,85
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	599,46	103,53	629,70
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	640,78	113,98	675,37
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	681,84	125,24	721,58
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	697,36	136,80	742,55

LOS ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS SERÁN LOS ESTABLECIDOS EN C.15.11.3 DE LA NSR-10
 Estudios de suelos, Estabilidad de Taludes, diseño de Pavimentos, diseño y Construcción de Cimentaciones

D=	2,00 m	m	SFp=	3,0	Factor de Seguridad por Punta					
NF=	15,00 m	m	SFs=	2,0	Factor de Seguridad por Fuste					
			Nivel Desplante:		-3,00m					
#	Acum (m)	c ton/m ²	φ	γ	Nq	Nc	Kθ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
				ton/m ³				ton	ton	ton
1	6	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	436,51	64,16	455,43
2	7	2,90	34,49	1,54	31,28	44,07	0,43	486,95	70,40	504,57
3	8	2,90	34,49	1,58	31,28	44,07	0,43	538,71	77,56	555,95
4	9	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	588,17	85,59	605,90
5	10	2,90	34,49	1,51	31,28	44,07	0,43	637,63	94,49	656,72
6	11	2,90	34,49	1,57	31,28	44,07	0,43	689,06	104,30	710,42
7	12	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	740,07	115,01	764,60
8	13	2,90	34,49	1,56	31,28	44,07	0,43	791,09	126,63	819,70
9	14	2,90	34,49	1,55	31,28	44,07	0,43	841,78	139,14	875,36
10	15	2,90	34,49	1,59	31,28	44,07	0,43	860,94	151,99	899,83

D= 0.30 m									
		Capacidad Carga				Asentamientos elasticos			
#	Profundidad (m)	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
	Prof Pilote (m)	ton/m ²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	5097.28	0.35	11.73	7.70	0.632	7.322	0.251	8.205
2	7	5097.28	0.35	13.15	8.45	0.819	8.167	0.244	9.230
3	8	5229.68	0.35	13.67	9.24	0.987	8.275	0.235	9.496
4	9	4997.99	0.35	14.12	10.07	1.164	8.943	0.245	10.353
5	10	4997.99	0.35	14.57	10.93	1.355	9.228	0.246	10.829
6	11	5196.58	0.35	15.07	11.83	1.564	9.180	0.238	10.982
7	12	5154.88	0.35	15.36	12.77	1.787	9.555	0.243	11.585
8	13	5154.88	0.35	16.36	13.75	2.026	9.862	0.247	12.135
9	14	5121.78	0.35	16.54	14.77	2.279	10.223	0.253	12.755
10	15	5246.23	0.35	17.36	15.83	2.553	10.294	0.251	13.098

D= 0.40 m									
		Capacidad Carga				Asentamientos elasticos			
#	Acum (m)	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
		ton/m ²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	5097.28	0.35	20.96	10.28	0.589	9.763	0.315	10.666
2	7	5097.28	0.35	23.38	11.28	0.763	10.890	0.326	11.979
3	8	5229.68	0.35	24.29	12.34	0.917	11.027	0.314	12.258
4	9	4997.99	0.35	25.09	13.44	1.079	11.919	0.327	13.324
5	10	4997.99	0.35	25.89	14.59	1.252	12.299	0.328	13.878
6	11	5196.58	0.35	26.79	15.79	1.441	12.240	0.318	13.999
7	12	5154.88	0.35	27.67	17.05	1.643	12.744	0.324	14.711
8	13	5154.88	0.35	28.54	18.36	1.857	13.145	0.329	15.331
9	14	5121.78	0.35	29.40	19.72	2.084	13.628	0.337	16.050
10	15	5246.23	0.35	30.37	21.13	2.328	13.721	0.336	16.385

D= 0.50 m									
		Capacidad Carga				Asentamientos elasticos			
#	Acum (m)	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
		ton/m ²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	5097.28	0.35	32.74	12.84	0.562	12.200	0.377	13.138
2	7	5097.28	0.35	36.53	14.09	0.729	13.612	0.365	14.706
3	8	5229.68	0.35	37.95	15.41	0.874	13.783	0.350	15.007
4	9	4997.99	0.35	39.20	16.79	1.027	14.897	0.363	16.287
5	10	4997.99	0.35	40.40	18.23	1.190	15.376	0.363	16.929
6	11	5196.58	0.35	41.86	19.73	1.367	15.300	0.351	17.018
7	12	5154.88	0.35	43.23	21.30	1.555	15.928	0.357	17.841
8	13	5154.88	0.35	44.61	22.93	1.755	16.433	0.362	18.550
9	14	5121.78	0.35	45.94	24.63	1.966	17.036	0.370	19.372
10	15	5246.23	0.35	47.35	26.39	2.193	17.154	0.367	19.714

D= 0.60 m									
		Capacidad Carga				Asentamientos elasticos			
#	Acum (m)	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
		ton/m ²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	5097.28	0.35	47.15	15.40	0.545	14.641	0.437	15.622
2	7	5097.28	0.35	52.60	16.90	0.707	16.333	0.423	17.463
3	8	5229.68	0.35	54.65	18.48	0.846	16.540	0.404	17.791
4	9	4997.99	0.35	56.45	20.13	0.992	17.877	0.419	19.289
5	10	4997.99	0.35	58.26	21.85	1.148	18.450	0.419	20.017
6	11	5196.58	0.35	60.27	23.65	1.318	18.357	0.404	20.079
7	12	5154.88	0.35	62.24	25.53	1.497	19.111	0.411	21.019
8	13	5154.88	0.35	64.22	27.49	1.687	19.719	0.416	21.822
9	14	5121.78	0.35	66.15	29.52	1.888	20.443	0.424	22.755
10	15	5246.23	0.35	68.22	31.64	2.103	20.582	0.421	23.106

D= 0.80 m									
		Capacidad Carga				Asentamientos elasticos			
#	Acum (m)	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
		ton/m ²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	5097.28	0.35	69.85	20.54	0.447	16.267	0.555	17.269
2	7	5097.28	0.35	77.92	22.54	0.580	18.147	0.536	19.262
3	8	5229.68	0.35	80.96	24.65	0.694	18.377	0.511	19.582
4	9	4997.99	0.35	83.63	26.85	0.813	19.863	0.529	21.205
5	10	4997.99	0.35	86.30	29.15	0.940	20.498	0.527	21.965
6	11	5196.58	0.35	89.29	31.55	1.078	20.397	0.508	21.983
7	12	5154.88	0.35	92.21	34.06	1.223	21.235	0.516	22.974
8	13	5154.88	0.35	95.13	36.67	1.378	21.907	0.521	23.806
9	14	5121.78	0.35	98.00	39.38	1.541	22.714	0.531	24.786
10	15	5246.23	0.35	101.07	42.20	1.715	22.870	0.527	25.111

D= 1,00 m									
#	Acum (m)	Es ton/m ²	μ	Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
				Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Se(1) mm	Se(2) mm	Se(3) mm	Se mm
1	6	5097,28	0,35	139,13	25,68	0,433	20,332	0,670	21,436
2	7	5097,28	0,35	121,74	28,18	0,563	22,681	0,645	23,890
3	8	5229,68	0,35	136,49	30,81	0,673	22,970	0,615	24,258
4	9	4997,99	0,35	130,67	33,56	0,767	24,829	0,636	26,252
5	10	4997,99	0,35	134,84	36,43	0,909	25,621	0,633	27,162
6	11	5196,58	0,35	139,51	39,43	1,041	25,496	0,609	27,145
7	12	5154,98	0,35	144,08	42,58	1,180	26,544	0,617	28,341
8	13	5154,88	0,35	148,64	45,82	1,327	27,384	0,623	29,334
9	14	5121,78	0,35	153,12	49,21	1,482	28,391	0,634	30,508
10	15	5246,23	0,35	157,91	52,73	1,647	28,585	0,628	30,861

D= 1,20 m									
#	Acum (m)	Es ton/m ²	μ	Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
				Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Se(1) mm	Se(2) mm	Se(3) mm	Se mm
1	6	5097,28	0,35	157,15	30,80	0,425	24,399	0,783	25,606
2	7	5097,28	0,35	175,31	33,80	0,552	27,218	0,753	28,523
3	8	5229,66	0,35	182,15	36,96	0,669	27,564	0,716	28,940
4	9	4997,99	0,35	188,16	40,26	0,770	29,794	0,740	31,303
5	10	4997,99	0,35	194,17	43,70	0,888	30,746	0,735	32,369
6	11	5196,58	0,35	200,90	47,30	1,016	30,595	0,707	32,319
7	12	5154,88	0,35	207,47	51,06	1,151	31,852	0,716	33,719
8	13	5154,88	0,35	214,04	54,97	1,293	32,860	0,722	34,876
9	14	5121,78	0,35	220,50	59,03	1,443	34,071	0,735	36,248
10	15	5246,23	0,35	227,40	63,26	1,603	34,303	0,727	36,633

D= 1,50 m									
#	Acum (m)	Es ton/m ²	μ	Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
				Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Se(1) mm	Se(2) mm	Se(3) mm	Se mm
1	6	5097,28	0,35	245,54	38,50	0,416	30,498	0,949	31,863
2	7	5097,28	0,35	273,91	42,25	0,541	34,022	0,912	35,474
3	8	5229,68	0,35	284,80	46,20	0,645	34,454	0,866	35,965
4	9	4997,99	0,35	294,00	50,33	0,753	37,242	0,893	38,888
5	10	4997,99	0,35	303,39	54,63	0,867	38,432	0,887	40,186
6	11	5196,58	0,35	313,90	59,13	0,991	38,244	0,852	40,087
7	12	5154,88	0,35	324,17	63,82	1,122	39,814	0,862	41,798
8	13	5154,88	0,35	334,44	68,71	1,259	41,076	0,868	43,203
9	14	5121,78	0,35	344,52	73,79	1,404	42,587	0,882	44,873
10	15	5246,23	0,35	355,30	79,07	1,558	42,878	0,872	45,307

D= 1,80 m									
#	Acum (m)	Es ton/m ²	μ	Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
				Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Se(1) mm	Se(2) mm	Se(3) mm	Se mm
1	6	5097,28	0,35	353,57	46,20	0,410	36,597	1,114	38,120
2	7	5097,28	0,35	394,43	50,70	0,533	40,826	1,068	42,427
3	8	5229,68	0,35	409,82	55,44	0,635	41,345	1,013	42,994
4	9	4997,99	0,35	423,35	60,39	0,741	44,690	1,043	46,475
5	10	4997,99	0,35	438,89	65,55	0,853	46,119	1,035	48,007
6	11	5196,58	0,35	452,01	70,95	0,975	45,892	0,993	47,860
7	12	5154,88	0,35	466,80	76,58	1,103	47,777	1,004	49,883
8	13	5154,88	0,35	481,59	82,44	1,237	49,290	1,010	51,538
9	14	5121,78	0,35	496,11	88,53	1,378	51,105	1,026	53,509
10	15	5246,23	0,35	511,63	94,87	1,528	51,453	1,014	53,995

D= 2,00 m									
#	Acum (m)	Es ton/m ²	μ	Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
				Qp (Punta) ton	Qs (Fuste) ton	Se(1) mm	Se(2) mm	Se(3) mm	Se mm
1	6	5097,28	0,35	436,51	51,34	0,407	40,663	1,222	42,292
2	7	5097,28	0,35	486,95	56,34	0,529	45,362	1,171	47,062
3	8	5229,68	0,35	505,95	61,60	0,631	45,939	1,110	47,680
4	9	4997,99	0,35	522,66	67,10	0,736	49,656	1,143	51,534
5	10	4997,99	0,35	539,36	72,84	0,847	51,242	1,133	53,222
6	11	5196,58	0,35	558,03	78,84	0,967	50,990	1,087	53,044
7	12	5154,88	0,35	576,29	85,10	1,093	53,085	1,098	55,275
8	13	5154,88	0,35	594,55	91,62	1,226	54,767	1,105	57,097
9	14	5121,78	0,35	612,48	98,39	1,365	56,783	1,121	59,269
10	15	5246,23	0,35	631,64	105,43	1,513	57,170	1,107	59,790

Parámetros para el diseño de estructuras de contención INCLUYE SOBRECARGA 2 Tn/m² EN SUPERFICIE Y Sismo 0,25g

Fecha: jueves, 5 de enero de 2023

NOMBRE DEL PROYECTO: EDIFICIO CALLE 15 No.8-52, QUIMBAYA, QUINDIO

$\gamma = 1,553 \text{ Tn/m}^3$
 $\phi = 29,100$
 $K_{ad} = 0,609$ Coeficiente de presión activa de Mononobe Okabe
 $K_{ae} = 0,367$ Múller Breslau
 $K_p = 2,894$ Rankine
 Altura crítica de corte HC= 1,21 m

H = 3,00 m
 Pr = 5,45 Tn/m
 $\beta = -$
 $\alpha = 86,82$
 $a_h = 0,25$
 $a_v = 0,03$
 $Q_0 = 2,00 \text{ Tn/m}^2$

Altura del Muro
 Resultante de empujes

$\sigma_a = \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)}$
 $\sigma_{a(1)} = K_a \gamma_1 z$ (debida únicamente al suelo)
 $\sigma_{a(2)} =$ Debida a la sobrecarga externa

Tabla H.4-3 - Muros de contención

Descripción	Estado activo	Estado pasivo
Empuje total	$P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2}$	$P_P = K_P \frac{\gamma H^2}{2}$
Coulomb Estático $\alpha = \pi/2$ $\delta' = \beta = 0$	$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$	$K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$
Rankine Estático $\alpha = \pi/2$ $\delta' = \beta$	$K_A = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$	$K_P = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$
Mayneil Estático $\alpha = \pi/2$ $\beta = 0$	$K_A = \frac{\cos^2 \phi'}{D_A \cos \delta'}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin \phi'}{\cos \beta'}} \right]^2$	$K_P = \frac{\cos^2 \phi'}{D_P \cos \delta'}$ $D_P = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin \phi'}{\cos \beta'}} \right]^2$
Müller-Breslau Estático $\psi = 0$	$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi')}{D_A \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta')}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	$K_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi')}{D_P \sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta')}$ $D_P = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha + \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$
Mononobe-Okabe Análisis pseudo-estático $c' = \phi$	$K_A = \frac{(1 - a_v) \sin^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \psi \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta' - \psi)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta - \psi)}{\sin(\alpha - \delta' - \psi) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	Usease K_P según Müller-Breslau
Empuje total $c' \neq 0$	$P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2} - 2 c' H \sqrt{K_A}$	$P_P = K_P \frac{\gamma H^2}{2} + 2 c' H \sqrt{K_P}$

Donde:
 $\beta < (\phi' - \psi)$
 $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 - a_v} \right)$
 β = ángulo del terreno con la horizontal
 α = ángulo de la cara del muro con la horizontal
 δ' = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro
 a_h = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo
 a_v = aceleración vertical del terreno, debida al sismo

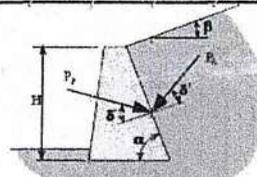
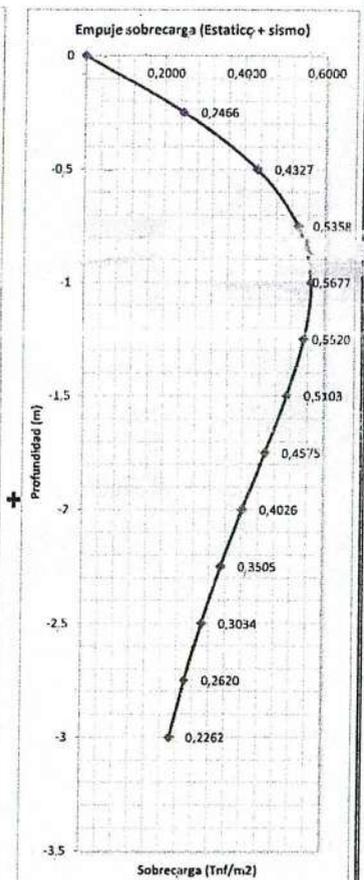
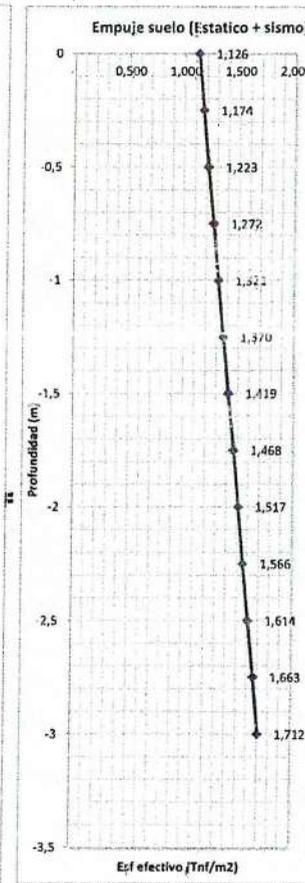
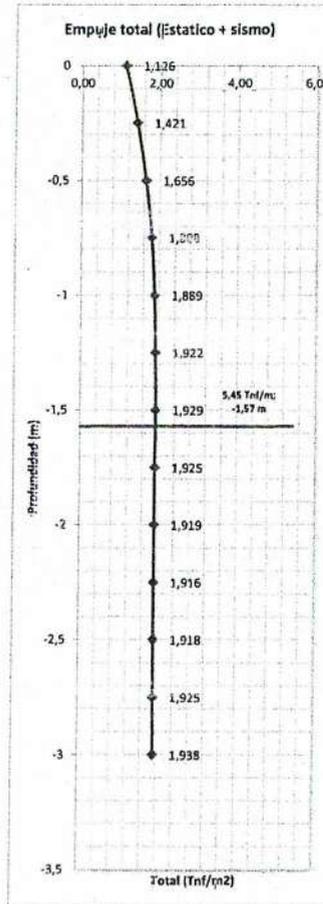


TABLA H.4-3 MUROS DE CONTENCIÓN



Comparación de los métodos de cálculo de V_{s30}

Clasificación de los perfiles de suelo (NSR-10 - Tabla A.2.4-1)

V_{s30}

h_i = Espesor en metros de la capa
 V_i = Velocidad de la onda de corte
 N = Número del estrato

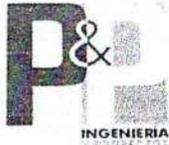
- A $V_{s30} \geq 1500$ m/s
- B $V_{s30} \geq 760$ m/s
- C $V_{s30} \geq 360$ m/s
- D 360 m/s $> V_{s30} \geq 180$ m/s
- E $V_{s30} < 180$ m/s
- F Evaluación realizada explícitamente en el sitio por un Ingeniero geotecnista de acuerdo al procedimiento A.2.10.

Espesor del estrato	Tipo de suelo	Espesor del estrato en m	N_{SPT}	V_p in situ (m/s)	V_s Medición en el sitio (m/s)	V_s con Poisson (m/s)	V_s con Ohta y Goto (m/s)	V_s con Yoshida e Motonori (m/s)
h_1	TIENOS CON MEZCLAS MATERIAL VEGETAL	20	14	-	-	-	250,87	176,00
h_2	ARENAS ARCILLOSAS	10	50	-	-	-	338,12	256,08
h_3	ARENAS ARCILLOSAS	0	36	-	-	-	322,44	0,00
h_4	ARENAS ARCILLOSAS	0	50	-	-	-	338,12	0,00
h_{total}		30						

Espesor del estrato	Tipo de suelo	Espesor del estrato en m	N_{SPT}	Japan Road association (m/s)	V_s Seed (m/s)	V_s Imai y Fumoto (m/s)	V_s Imai y Yoshimura (m/s)	V_s Ohba Toriumi (m/s)
h_1		20	14	192,81	187,08	220,85	183,01	190,36
h_2		10	50	294,72	353,55	340,90	279,62	282,46
h_3		0	36	268,96	308,22	310,44	255,20	259,43
h_4		0	50	294,72	353,55	340,90	279,62	282,46
h_{total}		30						

lucio.vivar@berkeley.edu

Método de cálculo de V_{s30}	Valor en m/seg	Suelos licuables?	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas o arenas ($V_{s30} < 180$ m/s)?	Clasificación de los perfiles de suelo según NSR-10, Tabla A.2.4-1
V_{s30} (medido en el sitio con métodos directos)	NO APLICADO			-
V_{s30} (Derivado mediante V_p y módulo de Poisson)	NO APLICADO			-
V_{s30} (con Ohta y Goto)	274,48			D
V_{s30} (con Yoshida y Motonori)	196,48			D
Japan Road association (m/s)	217,93			D
V_s Seed (m/s)	221,91			D
V_s Imai y Fumoto (m/s)	250,23			D
V_s Imai y Yoshimura (m/s)	206,83			D
V_s Ohba Toriumi (m/s)	213,57			D
V_s max	274,48			
V_s min	196,48			
V_s prom	225,92			D



**EG EDIFICACION
CALLE 15 No.8-52 B/POLICARPA
QUIMBAYA, QUINDIO**

**GRUPO IMAKA
CONSTRUCCIONES S.A.S.**

Armenia, Diciembre del 2022.

Señores
GRUPO IMAKA CONSTRUCCIONES S.A.S.
L.C

En referencia a: Carta de Responsabilidad al Estudio de Suelos y Recomendaciones de Cimentación Proyecto "EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 ESQUINA B/POLICARPA" Quimbaya, Quindío. IDP-JJP-P&P-1222-2771v01.

Respetados Señores:

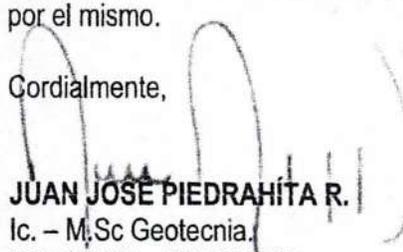
Atendiendo a su solicitud para la realización de un Estudio Geotécnico y Recomendaciones de Cimentación para el proyecto denominado "EDIFICACION CALLE 15 No.8-52 ESQUINA B/POLICARPA, localizado en el municipio de Quimbaya, Departamento del Quindío; nos permitimos hacer entrega del Informe Final.

En el Informe se presenta una descripción de los trabajos de campo, el análisis geotécnico correspondiente y las recomendaciones de cimentación para la estructura a edificar. Además, se incluye en este informe la localización de los sondeos, registros de perforación, el resumen de los resultados de laboratorio y las memorias de cálculo correspondientes.

Las Actividades de Exploración, Muestreo y Laboratorio necesarias para la realización del presente estudio están reguladas por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente [NSR – 10] (Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998, Decreto 34 de 1999, Decreto 2809 del 2000), en el Título H, de "Estudios Geotécnicos"; así como de Normas asociadas a la misma como NTC por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales ASTM, a las cuales se hace referencia en el Capítulo H.2 de la NSR – 10.

Esta oficina y Conforme a lo establecido por la Ley 400 de 1997, Artículo 28 "Experiencia del Ingeniero Geotecnista" [Título IV - Capítulo II: Profesionales Diseñadores], asumo la responsabilidad del Presente Estudio Geotécnico, conforme a lo establecido por la NSR – 10 [Ley 400 de 1997, Título III, Capítulo I, Artículo 5: Responsabilidad de los Diseños]. En cualquier caso, NO Asumo responsabilidad civil ni penal alguna, dado el caso en que las obras a que se hace referencia en el presente estudio no se ejecuten conforme a lo estipulado por el mismo.

Cordialmente,


JUAN JOSÉ PIEDRAHITA R.
Ic. – M.Sc Geotecnia.
Mat. 25202 – 57736 CND