	CAMERINOS CANCHA LINDARAJA **ARMENIA, QUINDIO**	

INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN
CAMERINOS CANCHA LINDARAJA
MUNICIPIO ARMENIA - DEPARTAMENTO DEL QUINDIO



IDP-JJP-0226-3126 v01

Febrero del 2026. Armenia, Quindío

CALLE 9 No.12-37 Telefax (096)746-3714. Armenia, Quindío
e-mail: jjpiedrahita@yahoo.com

Armenia, Enero del 2026.

Señores
ALCALDIA DE ARMENIA
L.C.

En referencia a: Carta de Responsabilidad al Estudio de Suelos Proyecto "CAMERINOS CANCHA LINDARAJA". Armenia, Quindío. IDP-JJP 0226-3126v01.

Respetados Señores:

Atendiendo a su solicitud para la realización de un Estudio Geotécnico y Recomendaciones de Cimentación para el proyecto denominado "CAMERINOS CANCHA LINDARAJA", localizado en la Zona Urbana del Municipio de Armenia, Departamento del Quindío; nos permitimos hacer entrega del Informe Final.

En el Informe se presentan los resultados de los trabajos de campo y laboratorio. Además, se incluye en este informe la localización de los sondeos, registros de perforación y el resumen de los resultados de laboratorio.

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 PIEDRAHÍTA R.
Ic. – M.Sc Geotecnia.

INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN CAMERINOS CANCHA LINDARAJA MUNICIPIO ARMENIA - 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 5
1.4. Metodología - Alcance 5
2. PLAN EXPLORATORIO 6
2.1. Sondeos exploratorios 6
2.2. Ejecución de ensayos de campo y toma de muestras 7
2.3. Detalle de Actividades [Método] 8
2.4. Perforaciones y Ensayos en Sitio 8
2.5. Ensayos de Laboratorio 9
3. PERFIL DE SUELOS 11
3.1. Geología regional 11
3.2. Estratigrafía 11
3.3. Nivel Freático 12
4. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO 14
5. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO-NSR 10 15
5.1. Coeficiente de aceleración horizontal Pico efectiva para diseño Aa 16
5.2. Coeficientes de amplificación para períodos cortos e intermedios 16
5.3. Espectro de aceleraciones 17
6. DISEÑO GEOTÉCNICO CIMENTACIONES 18
6.1. Consideraciones Generales de Diseño de Cimentaciones 18
6.2. Diseño de Cimentaciones 18
6.3. Placa de Contrapiso 20
6.4. Coeficientes de Presión Lateral del Suelo 20
7. CONDICIONES GEOTECNICAS ESPECIALES DEL SUBSUELO 21
7.1. Suelos Licuables 21
7.2. Suelos Expansivos 22
7.3. Suelos Colapsables 23
7.4. Suelos Dispersivos 24
8. LIMITACIONES DEL ESTUDIO 25
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 26

10. ANEXOS _____ 29

INDICE TABLAS, ILUSTRACIONES Y FOTOGRAFIAS

Tabla 1. Relación del Número, Localización y Profundidad de Sondeos _____ 12
Tabla 2. Tabla A.2.4-1 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos A, B C, D, E ó F _ 15
Tabla 3. Comparación de los métodos de cálculo de VS30 _____ 16
Tabla 4. Valores de Fa y Fv para la zona de periodos intermedios del espectro _____ 17
Tabla 5. Parámetros Geo mecánicos diseño cimentación superficial _____ 19
Tabla 6. Coeficientes de presión. _____ 20
Tabla 7. Calculo potencial de Licuación _____ 22
Tabla 8. Calculo colapsabilidad _____ 23

Ilustración 1. Equipo de Perforación por sistema de percusión, utilizado para ensayos de penetración estándar. 6
Ilustración 2. Muestreador estándar o cuchara partida (Split Spoon) utilizado durante la realización del ensayo de penetración estándar (SPT). _____ 7

Fotografía 1. Perforaciones. _____ 9
Fotografía 2. Localización Perforaciones _____ 10

1. GENERALIDADES

1.1. PRELIMINARES

La ALCALDIA DE ARMENIA., nos ha encargado la elaboración del Estudio Geotécnico para el diseño de cimentaciones del CAMERINOS CANCHA LINDARAJA. 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 lote hace parte del área urbana del municipio de Armenia (Quindío). El proyecto consiste en la construcción de una edificación para un uso institucional, de 1 nivel; con un sistema constructivo conformado por pórticos convencionales en concreto reforzado. El área construida en planta es de 66.38m^2. Se estiman cargas entre 2ton y 8ton, para luces máximas de 4m. La topografía del lote es plana. Está rodeado por otros lotes, edificaciones comerciales y vías.

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 BAJA según Tabla H.3.2-1

En el Anexo 1 se presenta la localización general del proyecto.

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 de relacionan algunos documentos que sirven de referencia para la realización del presente informe:

- Levantamiento topográfico del lote.
- Diseños Proyecto.
- 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.
- Normas Técnicas Colombianas Contenidas en las NSR – 98-1087, 1748, 2697, 3640, 3721, 3722 y 4764. ICONTEC 1998.
- Especificaciones de Construcción INVIAS-13. Art. 600, 610, 621, 622 y 810.

1.4. METODOLOGÍA - ALCANCE

Con el propósito de definir y caracterizar de tipo general los sistemas de cimentación a implementar, recomendaciones de obras para el tratamiento de taludes temporales y definitivos; se sigue en términos generales la metodología descrita a continuación:

- Con base en la información de referencia, la visita de campo realizada, los resultados de los trabajos de perforación, las pruebas de campo y de laboratorio ejecutadas sobre las muestras recuperadas, se definió la estratigrafía del sector, representada en un perfil(es) de diseño promedio.

- De acuerdo con este perfil de diseño adoptado se estimaron las propiedades geomecánicas de los diferentes materiales presentes.

- Con base en las necesidades del sector y las propiedades geomecánicas de los materiales existentes se proponen diferentes alternativas de cimentación a implementar. Finalmente se proponen una serie de alternativas para el tratamiento de los taludes temporales y definitivos del proyecto.

2. PLAN EXPLORATORIO

2.1. SONDEOS EXPLORATORIOS

La exploración del subsuelo de los sitios de interés, se realizó mediante la ejecución de sondeos geotécnicos profundos, que consisten en una prospección manual o mecánica que permite conocer las características del subsuelo. Esta metodología de exploración radica en la ejecución de perforaciones de pequeños diámetros (entre 65 y 140 mm) que, aunque no permiten la visión "in situ" del terreno, facilitan la recuperación de testigos o muestras del substrato perforado, así como realizar determinados ensayos en su interior.

Dependiendo de la calidad de los materiales, la dureza y meteorización, las perforaciones se ejecutaron mediante un sistema a percusión y lavado, rotación o roto-percusión.

Las perforaciones a percusión, son sondeos mecánicos realizados en suelos, donde se utiliza un cilindro hueco (muestreador estándar) que dejándolo caer desde una altura suficiente permite la entrada de suelo. El cilindro lleva un dispositivo que retiene el material, evitando la caída del suelo durante su extracción. El equipo típico de perforaciones por sistema a percusión se presenta en la Ilustración 1.

Las perforaciones a rotación, son sondeos mecánicos, con extracción de testigo continuo, con o sin agua, mediante barrenas simples o dobles que llevan en su borde inferior una corona cortadora. Sirven para todo tipo de suelos o rocas, aunque la corona puede presentar problemas de abrasión, o desviaciones al atravesar bolos o gravas gruesas.

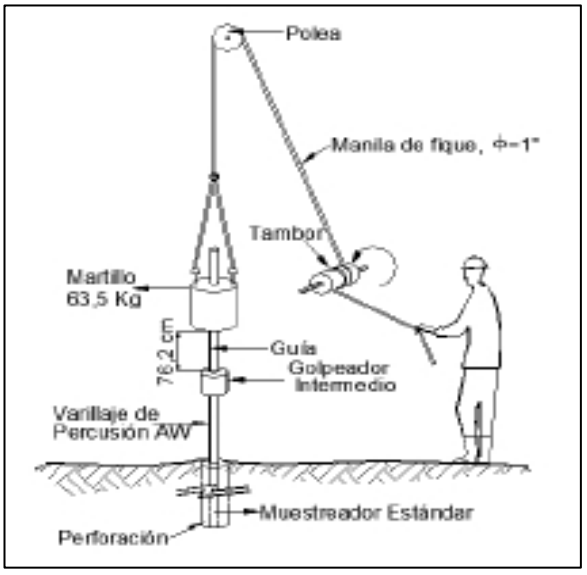


Ilustración 1 Equipo de Perforación por sistema de percusión, utilizado para ensayos de penetración estándar.

En el sistema de perforación a rotación, generalmente el agua favorece la perforación, minimiza la abrasión de las barrenas, y contribuye a la evacuación de los detritos.

Algunos de los materiales encontrados en el corredor vial evaluado son difíciles de perforar a rotación, como los depósitos de flujo de lodo o depósitos aluviales, conformados por gravas y bolas de roca o arenas finas muy densas bajo el nivel freático, debido al arrastre del fluido de perforación, sin embargo, mediante la combinación de los dos sistemas de perforación, rotación y percusión, fue posible alcanzar las profundidades necesarias para la evaluación acertada de cada uno de los sitios estudiados.

En la Ilustración 2 se presenta el esquema típico de un equipo a rotación. Teniendo en cuenta las características del proyecto, y la litología sobre la cual se construirán las estructuras de estabilización y mitigación de los procesos de inestabilidad, se programó la ejecución de los sondeos exploratorios, los cuales se relacionan más adelante.

2.2. EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE CAMPO Y TOMA DE MUESTRAS

En los sondeos ejecutados por el sistema a percusión se ejecutó el ensayo de penetración estándar, comúnmente conocido como SPT (*Standard Penetration Test*), que consiste (según la norma ASTM D-1586) en penetrar en el suelo un saca-muestras (*Split Spoon – Ver* Ilustración 2) normalizado, dejando caer un martillo de 63,5 Kg de peso, sobre la barra de perforación desde una altura de 76 cm; el número de golpes necesarios para introducir el saca-muestras 30 cm en el suelo es definido como el factor N. De acuerdo a la norma, este ensayo puede ser realizado sobre suelos granulares, arcillas y rocas suaves.

Acorde a las características del subsuelo, y el detalle requerido en la caracterización del subsuelo, este ensayo se efectúa de manera continua o discontinua, generalmente cada metro de profundidad.



Ilustración 2. Muestreador estándar o cuchara partida (Split Spoon) utilizado durante la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).

A partir del número de golpes y del tipo de suelo, mediante el uso de correlaciones internacionalmente conocidas es posible estimar las propiedades y parámetros geo-mecánicos del suelo.

De cada ensayo de SPT realizado se recupera una muestra de 45 cm de longitud que permite además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo (*Split Spoon*), deducir conceptos relativos a

las propiedades cualitativas del material, su génesis y clasificación estratigráfica. Las muestras representativas de cada paquete estratigráfico fueron posteriormente enviadas al laboratorio de suelos.

Las muestras recuperadas con la cuchara normal de muestreo (*Split Spoon*), se denominan muestras alteradas, y son almacenadas en bolsas plásticas; durante la ejecución de la perforación.

2.3. 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, 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 apropiadas para la elaboración del proyecto, la zonificación del área de acuerdo con sus características y amenazas geotécnicas, diseño geotécnico.

2.4. 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 una serie de sondeos manuales; además se tuvo en cuenta la información de referencia existente en nuestros archivos para el proyecto. 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.

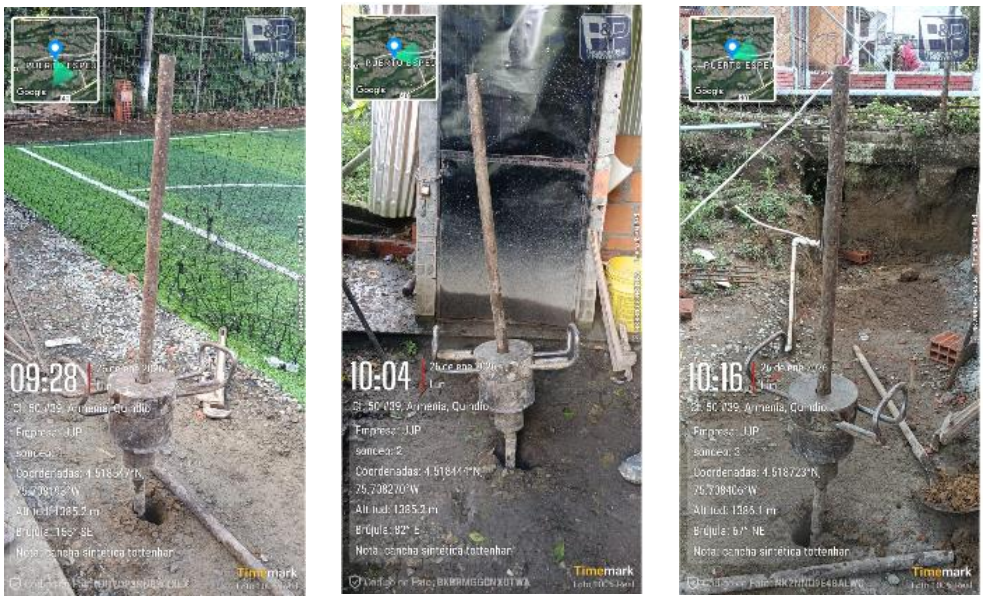
En el Anexo 2 se presentan los registros de perforación de las perforaciones realizadas, que incluyen información sobre la estratigrafía, el nivel freático y la resistencia del perfil de suelos.

2.5. 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 él 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 el Anexo 3 se incluye el resumen de los ensayos de laboratorio efectuados.



Fotografía 1 Perforaciones.



Fotografía 2 Localización Perforaciones

3. PERFIL DE SUELOS

3.1. GEOLOGÍA REGIONAL

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 volcano - sedimentario conocido como "*Glacis del Quindío"*, constituido por numerosas intercalaciones lenticulares donde alternan flujos piroclásticos y laháricos, y en menor proporción materiales fluviotorrenciales, 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 a12 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, tobas 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 granolimosa 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/ARENAS ARCILLOSA con índices de plasticidad bajos y medios intercaladas con ARCILLAS, LIMOS INORGÁNICOS, SUELOS FINOS ARENOSOS O LIMOSOS 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 Saprofito (Qsr).

A continuación, se presenta una relación del número y profundidad de los sondeos realizados en donde se muestra la tabla de los sondeos realizados y como información de referencia.

Número	Tipo	Profundidad Sondeo	Profundidad Lleno/Vegetal	Presencia de NAF
S1	Barreno Manual [C. M.]	-6.00m	-0.40m	NO
S2	Barreno Manual [C. M.]	-1.50m	-	NO
S3	Barreno Manual [C. M.]	-6.00m	-1.80m	NO

Tabla 1 Relación del Número, Localización y Profundidad de Sondeos

3.3. NIVEL FREÁTICO

Como característica general del proyecto durante la etapa de exploración NO se detectó presencia del nivel freático hasta la profundidad alcanzada. 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.

Para los sondeos realizados, se tuvo en cuenta el numeral H.3.2.5 — PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS, de la NSR-10, el cual estipula en el aparte d, lo siguiente "*En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:*

- Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;
- Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;
- Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

Se ha logrado tipificar la estratigrafía como se presenta a continuación:

a. 0.00 – 0.00/1.80m	**LLENO MATERIAL DEL SITIO Y MAT. VEGETAL**
	Este material se detectó en todos los sondeos. Consistencia blanda.

b. 0.00/1.80m – 1.50/6.00m	**LIMOS ARENOSOS PLASTICOS / ARENAS LIMOSAS CAFÉ AMARILLOSO, CAFE GRIS, GRIS HABANO CLARO, HABANO Y CAFÉ OSCURO. CON ALGUNAS VETAS DE OXIDO, MICA Y FERROZAS.**
	Este material se encuentra intercalado con lentes Arcillas, Arenas Arcillosas y limos plásticos algo arenosos. W = 40.30 a 68.90%, wL = NL a 55.60%, wP = NP a 38.10%, IP= NIP a 17.50%, P40 = 94.20 a 97.60%, P200 = 38.10 a 66.90%, qu = 0.41 a 0.61kg/cm^2, γ_S = 0.860 a 1.110gr/cc, γ_{sat} = 1.435 a 1.557gr/cc, N(SPT)=2 a 4golpes/pie. Consistencia entre muy blanda y media.

Nomenclatura adoptada - Parámetros físicos del suelo	
w	: Humedad Natural (%)
wL	: Límite liquido (%)
wP	: Límite Plástico (%)
IP	: Índice de Plasticidad (%)
qu	: Resistencia a la compresión inconfinada (kg/cm²)

De la información obtenida hasta el momento, se puede determinar que el perfil de suelo detectado presenta un grado de variabilidad BAJO.

4. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

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

- Aa = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- Av = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- Fa = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- Fv = 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_o: 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.
- Sa: 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.

5. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO-NSR 10

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	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ 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> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
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 2 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:

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)	231,70				D	
VS30 (con Yoshida y Motonori)	161,66				E	
Japan Road association (m/s)	181,59				D	
VS Seed (m/s)	163,43				E	
VS Imai y Fumoto (m/s)	207,41				D	
VS Imai y Yoshimura (m/s)	172,38				E	
VS Ohba Toriumi (m/s)	180,76				D	
Vs max	231,70					
Vs min	161,66					
Vs prom	185,56				D	

Tabla 3 Comparación de los métodos de cálculo de VS30

5.1. COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO EFECTIVA PARA DISEÑO AA

Conforme a la NSR-10 (A.2.4) y la zonificación de amenazas geológicas para los municipios del eje cafetero afectados por el sismo del 25 de enero de 1999, 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.

5.2. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN PARA PERÍODOS CORTOS E INTERMEDIOS

Al cruzar los valores de Aa y Av 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.

Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro (NSR-10 Tabla A.2.4-3)									
	Intensidad de los movimientos sísmicos								
Tipo de Perfil	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 períodos intermedios del espectro (NSR-10 Tabla A.2.4-4)									
	Intensidad de los movimientos sísmicos								
Tipo de Perfil	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 4 Valores de Fa y Fv para la zona de periodos intermedios del espectro

5.3. ESPECTRO DE ACELERACIONES

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

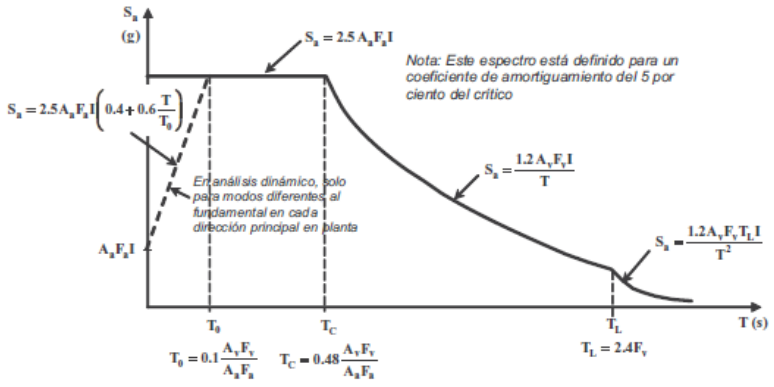


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

6. DISEÑO GEOTÉCNICO CIMENTACIONES

6.1. 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.

6.2. 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.

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 y/o VC 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 3.1.A, y que se encuentra a profundidades máximas de 1.80m, para el área donde se desarrollará la edificación.

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

Tipo de Cimentación	qa (ton/m²)	S (cm)	Ks (ton/m³)	Df (m)	F.S.
Zapatas Aisladas	9.12	1.76	517.00	1.20	3.00
VC	4.98	1.39	360.00	0.60	3.00

Tabla 5. Parámetros Geo mecánicos diseño cimentación superficial

Nota 1: 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.

Nota 2: Los asentamientos elásticos se estiman de 2.00cm, los cuales se dan durante construcción en su gran mayoría.

Nota 3: La cimentación debe quedar apoyada sobre terreno natural, en el caso de que la profundidad de este sea mayor a los niveles de recomendados, se debe sustituir el material (limo vegetal o lleno), con material granular tipo Afirmado tipo INVIAS y/o Subbase Granular tipo INVIAS, hasta alcanzar los niveles de cimentación recomendados. Dicho material se debe compactar hasta alcanzar una densidad mínima igual al 95% del PM del material.

En todos los textos de la literatura de la mecánica de suelos y fundaciones generalmente se incluyen las ecuaciones básicas para determinar los factores de capacidad portante para cimientos superficiales (N_c, N_q, N_γ). En términos generales, el concepto general de la capacidad de carga, es que en cierto punto se producirá una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación cuando se aplique una carga por área unitaria igual a q_u, la cual, es conocida como capacidad de carga ultima de la cimentación. A continuación, se presenta el cálculo de la capacidad de carga.

La metodología de cálculo de la capacidad portante se realizó utilizando la formulación general de Terzaghi y los factores de capacidad de Prandtl y Reissner que se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$q_u = C' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q\ N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\ B\ \gamma N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde;

$c\text{^}' = Cohesión.$
$q = Esfuerzo\ efectivo\ al\ nivel\ del\ fondo\ de\ la\ cimentación.$
$\gamma = Peso\ específico\ del\ suelo.$
$B = ancho\ de\ la\ cimentación.$
$F_cs, F_qs, F_\gamma s = Factores\ de\ forma.$
$F_cd, F_qd, F_\gamma d = Factores\ de\ profundidad.$
$F_ci, F_qi, F_\gamma i = Factores\ de\ inclinación\ de\ la\ carga.$
$N_c, N_q, N_\gamma = Factores\ de\ capacidad\ de\ carga.$

6.3. PLACA DE CONTRAPISO

Para el tipo de cimentación profundo, se recomienda como complemento a la estructura de cimentación de la placa de contrapiso un colchón de material granular con un espesor mínimo de 0.15m. 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 m^2 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 m^2.

6.4. 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. El Ingeniero Estructural deberá partir de los siguientes parámetros geomecánicos:

Material	ϕ	γ (ton/m^3)	Ka	Kp	Kad
Sitio-NAT	23.90	1,485	0,445	2.362	0,692
Mat. Granular importado	35.00	1.850	0.271	3.690	0.515

Tabla 6 Coeficientes de presión.

7. CONDICIONES GEOTECNICAS ESPECIALES DEL SUBSUELO

7.1. SUELOS LICUABLES

Algunos de los suelos identificados en la campaña de exploración realizada, son de textura arenosa no plástica, los cuales se encuentran sumergidos. Esta condición en particular, crea la necesidad de evaluar el potencial de licuefacción de los suelos; la licuación se define como una consecuencia del aumento progresivo de la presión intersticial del agua.

Bajo condiciones drenadas, la aplicación de ciclos de esfuerzo cortante de corta amplitud sobre arenas en estado saturado resulta en una reducción progresiva del volumen, inclusive en las arenas densas cuyo potencial de dilatancia es elevado. Así mismo, cuando un depósito de arena saturada es sometido a las ondas de corte, la estructura de la arena tiende a generar reducción de volumen. Sin embargo, como la duración de la aplicación de las ondas sísmicas es corta comparada con el tiempo requerido para que se desarrolle el drenaje de agua en el depósito, la tendencia a la densificación resulta en un progresivo incremento en la presión intersticial, una reducción en el esfuerzo efectivo y un descenso de la resistencia al corte de la arena.

Cuando la presión intersticial crece hasta alcanzar los estados de esfuerzos la envolvente de resistencia o hasta igualar al esfuerzo de confinamiento inicial del suelo, el esfuerzo efectivo se reduce a cero, se produce la falla por resistencia al esfuerzo cortante, y se considera que el material entra en licuefacción

La evaluación del potencial de licuefacción se realizó mediante la metodología de Seed & Idriss (1982). La evaluación del factor de seguridad de licuefacción se lleva a cabo con la estimación de dos variables, a saber: la relación de esfuerzo cíclico CSR (Cyclic Stress Ratio) y la relación de resistencia cíclica CRR (Cyclic Resistance Ratio).

- Relación de resistencia a licuefacción (cíclica) CRR: se calcula en función de la magnitud, del número de golpes, de la presión vertical efectiva y de la densidad relativa.
- Relación de esfuerzo cíclico (CSR): representa la demanda de esfuerzos impuesta por el sismo sobre la capa de suelo.

El potencial de licuación puede cuantificarse de una manera comprensible mediante el uso de un factor de seguridad definido como:

Fs : CRR / CSR

Donde se considera que un depósito con un factor de seguridad por encima de 1,3 no es licuable.

Partiendo de la caracterización geomecánica de los diferentes estratos y de la presencia de un nivel freático, se ha realizado la evaluación del potencial de Licuación teniendo en cuenta un sismo con una Mu = 6.8 y una Aa

= 0.25g, y según se observa en las memorias de cálculo el subsuelo en estudio NO Presenta Susceptibilidad a la Licuación para Los Estratos naturales.

Nivel Freatico Incial	6,0 m	Analisis de Licuación sondeo:	S-1
Nivel Freatico Estimado	6,0 m	Proyecto:	CAMERINOS CANCHA LINDARAJA. ARMENIA, Q
Diametro Perforación	65 mm	NOTA: SE MIDE A PARTIR DE -5,00m	

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

Capa No	USCS	Prof. m	γ_{hum} KN/m³	Finos %	IP %	N SPT	a	b	C_E %	C_N	C_B	C_P	N_1 (60)	σ_o Kpa	m_1 Kpa	m_2 Kpa	CRR	Comentario	FS
1	MH	1,5	14,4	61,5	15,6	2	5,00	1,20	51	2,00	1,00	1,10	9	21,5	0,0	0,0	0,13	NO LICUABLE	1,09
2	SM	3,0	15,6	38,1	3,0	3	5,00	1,20	52	1,46	1,00	1,00	10	46,7	0,0	0,0	0,14	NO LICUABLE	1,22
3	MH	4,5	14,9	66,9	17,5	2	5,00	1,20	53	1,22	1,00	1,10	8	67,1	0,0	0,0	0,11	NO LICUABLE	1,01
4	MH	6,0	15,4	66,9	17,5	3	5,00	1,20	54	1,04	1,00	1,10	9	92,4	0,0	0,0	0,13	NO LICUABLE	1,13

Tabla 7 Calculo potencial de Licuación

7.2. SUELOS EXPANSIVOS

De acuerdo al numeral de la NSR-10 H.9.1.3, en la tabla siguiente se observan los criterios de laboratorio más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos, basados en altos valores de límite líquido, límite de plasticidad entre otros. De acuerdo a estos parámetros se identifican el potencial de expansión que se tiene para los suelos del presente estudio, identificando estos valores en la tabla resumen que se encuentra en los anexos del informe.

Como se mencionó anteriormente, de la tabla resumen de laboratorio de los anexos, determina los valores promedios, máximos y mínimos para los valores de límite líquido de la siguiente manera:

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm²	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

LL_{prom}= NL-55.60%

De acuerdo a lo anterior las propiedades expansivas del suelo se puede decir que el suelo de fundación presenta un potencial de expansión *Medio/Alto* hasta la profundidad alcanzada de 6m.

Teniendo en cuenta el estado de saturación de los suelos detectados, la excavación proyectada, las cargas del proyecto y que el mismo será cimentado en profundidad no se presentan riesgos de expansión que puedan afectar la estabilidad del proyecto. Sin embargo se deben de considerar las siguientes consideraciones: Perimetralmente a las construcciones, en una franja no inferior a 2.0m, se deben construir las obras necesarias

para evitar la infiltración del agua de escorrentía, para lo cual se deben de construir andenes, cunetas, zonas duras, dotar de obras de drenaje y subdrenaje vías y zonas verdes aledañas; finalmente en las áreas aledañas a las edificaciones no sembrar árboles con sistemas radiculares agresivos que en algún momento puedan afectar la integridad de las viviendas o de las misma redes de servicios. También se debe mencionar que el colchón de material granular recomendado bajo la cimentación (e_{min}: 0.15m), también nos ayuda a controlar dicho fenómeno.

7.3. SUELOS COLAPSABLES

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan. Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{\left(\frac{1}{Gs}\right) + wl}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1 \text{El suelo es estable o expansivo}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} < 1 \text{El suelo es colapsable}$$

γ_d	0,997 ton/m3				
γ_w	1 ton/m3	γ_{dcrit}	0,987	γ_d / γ_{dcrit}	1,010
Gs	2,1 ton/m3	**SUELO ESTABLE**			
LL	53,7 %				

Nota	
γ_d	Peso unitario seco del suelo
γ_w	Peso unitario del agua
Gs	Peso especifico del suelo
LL	Limite Liquido

Tabla 8 Calculo colapsabilidad

7.4. SUELOS DISPERSIVOS

Los suelos dispersivos se caracterizan por reaccionar súbitamente en solución al entrar en contacto con agua, primero, como una mezcla de materia en suspensión. Teniendo en cuenta el comportamiento observado del material en el momento que se realizaron los ensayos de laboratorio no se evidencio ningún tipo de comportamiento dispersivo. Adicionalmente en el lote donde se adelantará el proyecto, no se detectaron cárcavas, socavones o asentamientos en superficie se puede concluir que material de tipo dispersivo, no se encuentra en el lote donde se adelantara el proyecto.

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. Es de destacar, que el perfil estratigráfico utilizado para diseño es producto de una interpolación de los registros de perforación obtenidos del plan exploratorio.

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. Esto también incluye cambios significativos en el diseño del proyecto final, que puedan generar una variación en la localización, uso, niveles y cargas utilizados para este informe.

Este documento no podrá ser alterado o modificado sin autorización explícita de esta compañía.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El lote presenta una topografía plana, su morfología es fácilmente manejable para el cambio de uso, pues las características físicas de estos suelos ofrece grandes ventajas para su uso urbanístico, en especial la textura, se trata de suelos con textura limo-arenosa de consistencia blanda-media, con media plasticidad y permeabilidad, de diferente espesor, color, textura y compactación, estratos con espesores promedios de 1.5m que muestran en sus perfiles más superficiales el dominio de una textura limosa. Lo anterior permite definir los suelos encontrados como estables, y superficialmente, sin señales de inestabilidad recientes.

De la información obtenida hasta el momento, se puede determinar que el perfil de suelo detectado presenta un grado de variabilidad BAJO.

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.

La estructura debe tener amarres horizontales incluyendo cubierta incluyendo vigas cumbreras y amarres verticales en las esquinas, en los cruces de muros principales. Los muros divisorios deber ir sobre vigas.

Si por alguna circunstancia de tipo urbanístico, la construcción queda localizada sobre LLENOS, se debe garantizar que estos tengan por lo menos la capacidad portante de diseño del proyecto, además deben estar dotados de un sistema de confinamiento y/o contención que nos garantice su estabilidad (interna y general) y su capacidad de soporte (q_{adm} diseño).

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. Inicialmente la estabilidad de los taludes de corte será asumida por una geometría de taludes propuesta para los cortes a realizar para dar cabida a los sótanos del proyecto (Ver numeral 7). Una vez se construya el edificio, esta responsabilidad la tendrá el sistema de contención, el cual es adosado a la estructura del edificio.

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

- → 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 presenten 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.

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 acodalamientos 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 Ip<7% y P200<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. Él anden 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 apozamiento 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.

10. ANEXOS

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

Anexo 1 : Registros de Perforación
Anexo 2 : Resumen de Ensayos de Laboratorio
Anexo 3 : Memorias de Cálculo

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic M Sc Geotecnia

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	CAMERINOS CANCHA LINDARAJA	**Realizo:**	JAVIER CALDERÓN GÓMEZ
Localizacion:	B/LINDARAJA. ARMENIA, QUINDIO	**Fecha informe:**	15 de febrero de 2026
Solicito:	ALCALDIA DE ARMENIA	**Tipo de material:**	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	ALCALDIA DE ARMENIA	**Fuente material:**	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	26 de enero de 2026	**Orden de ensayo:**	
Sondeo No:	1	**Nivel Freático**:	NO
Equipo:	PERFORACION MANUAL-BM		

PROF. (m)	MUESTRA No. y Clase	Profund. (m)	Golpes			Humedad (%) 20 40 60 80 100	Golpes/pie 5 10 15 20	Perfil	DESCRIPCION
									0,00-0,40 m LLENO ARENA LIMOSA
1.00	M-1 SS	1,00-1,50	1/18"						0,40-1,80 m LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ AMARILLOSO.
2.00	M-2 SS	2,50-3,00	1/6"	1/6"	2/6"				1,80-3,20 m ARENA LIMOSA. COLOR CAFÉ GRIS.
3.00									3,20-3,80 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR GRIS HABANO CLARO CON VETAS FERROSAS Y RASTROS DE MICA.
4,00	M-3 SS	4,00-4,50	1/12"	1/6"					3,80-4,40 m LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO.COLOR CAFÉ HABANO AMARILLOSO CLARO, CONOXIDACIONES Y RASTROS DE MICA.
5.00									4,40-5,30 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ HABANO CLARO
6,00	M-4 SS	5,50-6,00	2/6"	1/6"	2/6"				5,30-6,00 m LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ OSCURO.
7,00									**FIN DE SONDEO 6,00 ML**
8,00									
9,00									

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

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic M Sc Geotecnia

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	CAMERINOS CANCHA LINDARAJA	**Realizo:**	Javier Calderon
Localizacion:	B/LINDARAJA. ARMENIA, QUINDIO	**Fecha informe:**	15 de febrero de 2026
Solicito:	ALCALDIA DE ARMENIA	**Tipo de material:**	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	ALCALDIA DE ARMENIA	**Fuente material:**	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	26 de enero de 2026	**Orden de ensayo:**	
Sondeo No:	2	**Nivel Freático**:	NO
Equipo:	PERFORACION MANUAL-BM		

PROF. (m)	MUESTRA No. y Clase	Profund. (m)	Golpes			Humedad (%) 20 40 60 80 100	Golpes/pie 5 10 15 20	Perfil	DESCRIPCION
									0,00-0,60 m LIMO BAJA PLASTICIDAD. COLOR CAFÉ OSCURO.
1.00									0,60-0,90 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ AMARILLOSO CLARO.
	M-1 SS	1,00-1,50	1/6"	1/6"	1/6"	◆	●		0,90-1,50 m LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ AMARILLOSO, CON RASTROS DE MICA Y VETAS FERROSAS.
2.00									**FIN DE SONDEO 1,50 ML**
3.00									
4,00									
5.00									
6,00									
7,00									
8,00									
9,00									

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

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic M Sc Geotecnia

REGISTRO DE PERFORACION

Obra:	CAMERINOS CANCHA LINDARAJA	**Realizo:**	Javier Calderon
Localizacion:	B/LINDARAJA. ARMENIA, QUINDIO	**Fecha informe:**	15 de febrero de 2026
Solicito:	ALCALDIA DE ARMENIA	**Tipo de material:**	LLENOS ANTROPICOS Y MATERIAL ALUVIAL.
Compañía:	ALCALDIA DE ARMENIA	**Fuente material:**	Exploraciones en sitio (sondeos)
Fecha Ensayo:	26 de enero de 2026	**Orden de ensayo:**	
Sondeo No:	3	**Nivel Freático**:	NO
Equipo:	PERFORACION MANUAL-BM		

PROF. (m)	MUESTRA No. y Clase	MUESTRA Profund. (m)	Golpes			Humedad (%) 20 40 60 80 100	Golpes/pie 5 10 15 20	Perfil	DESCRIPCION
1.00									0,00-1,80 m LLENO LIMO VEGETAL CONTAMINADO CON ESCOMBROS.
2.00									1.80-3,20 m LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ HABANO AMARILLOSO.
3.00	M-1 SS	2,50-3,00	1/6"	1/6"	1/6"				
									3,20-4,00 m LIMO BAJA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ HABANO CLARO
4,00	M-3 SS	4,00-4,50	1/6"	1/6"	2/6"				4,00-6,00 m LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO. COLOR CAFÉ OSCURO.
5.00	M-4 SS	5,50-6,00	2/6"	2/6"	2/6"				
6,00									**FIN DE SONDEO 6,00 ML**
7,00									
8,00									
9,00									

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

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic MSc Geotecnia

RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO: CAMERINOS CANCHA LINDARAJA. ARMENIA QUINDÍO FECHA: ene-26

SONDEO	MUESTRA			w	CLASIFICACION							CONSOLIDACION			RESISTENCIA					%	%	%	%	TABLA	PESO	PESO
No.	No.	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 (gm/cm³)	γ_{hum} (gm/cm³)
1	1	SS	1,00-1,50	**55,5**	**51,8**	**36,2**	**15,6**	**5**		MH ó OH					0,45	0,25	21,3		0,12	100,0	100,0	96,3	61,5	LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO	0,923	1,435
	2	SS	2,50-3,00	**40,3**	**NL**	**NP**	**NIP**	1		SM					0,50	0,38	22,7		0,15	100,0	99,9	94,2	38,1	ARENA LIMOSA	1,110	1,557
	3	SS	4,00-4,50	**58,7**	**55,6**	**38,1**	**17,5**	**6**		MH ó OH					0,52	0,25	21,3		0,13	100,0	100,0	97,6	66,9	LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO	0,939	1,490
	4	SS	5,50-6,00	**51,6**											0,61	0,38	22,7		0,16						1,016	1,540
2	1	SS	1,00-1,50	**63,4**											0,58	0,50	23,9		0,18					LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO	0,900	1,470
3	2	SS	2,50-3,00	**68,9**											0,41	0,25	21,3		0,11					LIMO ALTA PLASTICIDAD ARENOSO	0,860	1,452
	3	SS	4,00-4,50	**56,8**											0,47	0,38	22,7		0,14						0,964	1,511
	4	SS	5,50-6,00	**54,7**											0,56	0,50	23,9		0,17						0,988	1,529

NOTA: EL VALOR DEL Cc SE CALCULÓ EMPLEANDO CORRELACIONES

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic MSc Geotecnia

Comparación de los métodos de cálculo de V_{S30}

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

V_{s30}

hi = Espesor en metros de la capa
Vi = Velocidad de la onda de corte
N = Número del estrato

A *Vs30 ≥ 1500m/s*
B *Vs30 ≥ 760 m/s*
C *Vs30 ≥360m/s*
D 360 m/s >*Vs30 ≥ 180 m/s*
E *Vs30 < 180 m/s*
F *Evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero* geotectista 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 Medida 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	LLENOS CON MEZCLAS MATERIAL	6	3	-	-	-	152,33	101,17
h_2	VEGETAL ARENAS	9	8	-	-	-	215,42	146,98
h_3	ARCILLOSAS ARENAS	5	20	-	-	-	266,83	192,42
h_4	ARCILLOSAS	10	50	-	-	-	338,12	256,08
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		6	3	115,38	86,60	130,61	109,57	118,08
h_2		9	8	160,00	141,42	182,49	151,89	160,04
h_3		5	20	217,15	223,61	249,42	206,09	212,62
h_4		10	50	294,72	353,55	340,90	279,62	282,46
h_{total}		**30**						

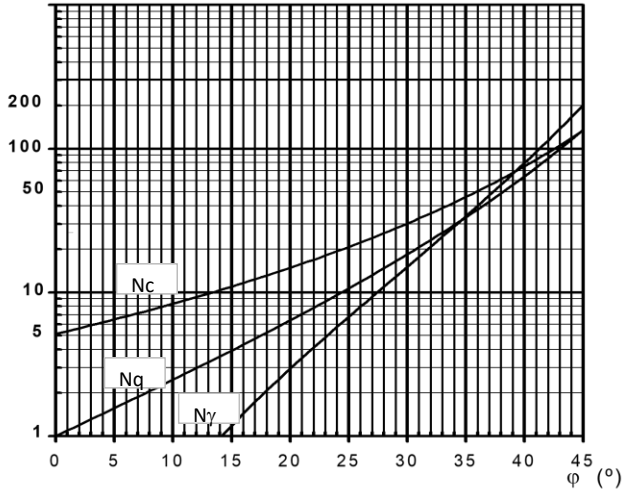
By jjpiedrahita@yahoo.com

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)	**231,70**				**D**	
VS30 (con Yoshida y Motonori)	**161,66**				**E**	
Japan Road association (m/s)	**181,59**				**D**	
VS Seed (m/s)	**163,43**				**E**	
VS Imai y Fumoto (m/s)	**207,41**				**D**	
VS Imai y Yoshimura (m/s)	**172,38**				**E**	
VS Ohba Toriumi (m/s)	**180,76**				**D**	
Vs max	**231,70**					
Vs min	**161,66**					
Vs prom	**185,56**				**D**	

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic MSc Geotecnia

Capacidad de carga última usando El factor Brinch-Hansen Ng
Parámetros Geométricos y Geotécnicos para el Cimiento
CAMERINOS CANCHA LINDARAJA. ARMENIA, QUINDIO

Peso Volumétrico del Suelo (Tnf/m3)	γ	1,485	tnf/m³
Ancho del cimiento (m)	b		m
Longitud del Cimiento (m)	L		m
Profundidad del desplante del cimiento (m)	D	1,20	m
Ángulo de Fricción Interna del suelo (˚)	ϕ	23,90	°
Ángulo de inclinación de la reacción de la columna	δ	-	°
Cohesión sel suelo (Tnf/m2)	C	1,50	Tnf/m²
Profundidad del Nivel Freático (m)	Df	6,00	m
Factor de seguridad	Fs	3,00	
Forma		Rectangular	
Carga en Tnf		10,91	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)	32,72	Tnf/m²
qu (Incluyendo los factores de forma, profundidad e inclinación)/FS	**10,91**	Tnf/m²
Asentamientos de consolidación Δt =	**1,76**	cm
Factor de seguridad actual Fsa	**3,39**	
Módulo de Balasto Ks =	**516,94**	Tnf/m³
qa_{neto}: (Incluyendo los factores de forma, profundidad e inclinación)/FS	**9,12**	Tnf/m²

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-Reisner)	Nq	9,504	iq	1,000
(Prandtl-Reisner)	Nc	19,191	ic	1,000
(Brinch-Hansen)	Nγ	5,653	iγ	1,000
(Meyerhof)	Nγ	5,620		
(Caquot y Kerisel)	Nγ	7,537		

Factores de profundidad (Brinch-Hansen)		**Factores de forma (Terzaghi & Peck)**	
dq	1,275	Sq	1,200
dc	1,242	Sc	1,200
dγ	1,000	Sγ	0,600

q 1,782 Tnf/m2

JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS
Ic MSc Geotecnia

Parámetros para el diseño de estructuras de contención INCLUYE SOBRECARGA 2 Tnf/m2 EN SUPERFICIE Y Sismo 0,25g — **Fecha:**

NOMBRE DEL PROYECTO: CAMERINOS CANCHA LINDARAJA. ARMENIA, QUINDIO

γ =	1,485 Tnf/m3		**H =**	3,00 m	Altura del Muro
ϕ=	23,900 °		**Pr =**	5,98 Tnf/m	Resultante de empujes
Kad =	0,692	Coeficiente de presión activa de Mononobe Okabe	**β =**	- °	
Kae =	0,445	Muller Breslau	**α =**	86,82 °	
Kp =	2,362	Rankine	**ah =**	0,25	
Altura crítica de corte HC=			**av =**	0,03	
			Qo =	2,00 Tnf/m2	Sobrecarga Externa

$$\sigma_a = \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)}$$

$$\sigma_{a(1)} = K_a \gamma_1 z \quad \text{(debida únicamente al suelo)}$$

$$\sigma_{a(2)} = \text{Debida a la sobrecarga externa}$$

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

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

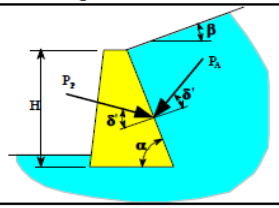
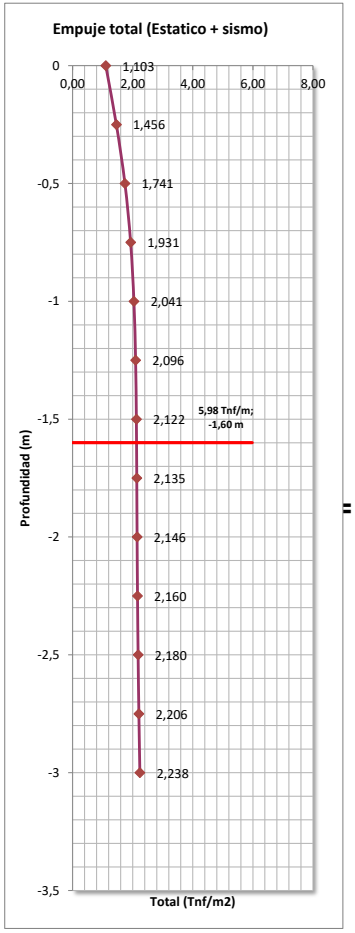
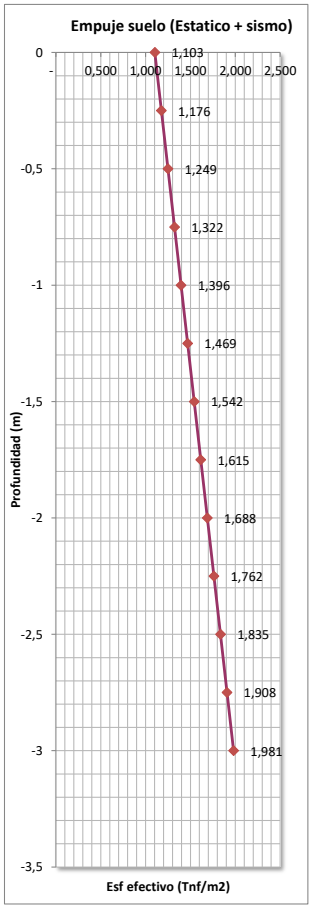


TABLA H.4-3 MUROS DE CONTENCIÓN



=



+

