ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO EN EL BARRIO SANTA LUISA DE MARILLAC DEL MUNICIPIO DE CALARCÁ.

CONTRATO DE CONSULTORIA 004 DE 2025

ALCADIA DE CALARCÁ.



TRM-005-2025

Agosto de 2025 (Armenia-Quindío)

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

Armenia, Julio del 2025. TRM-005-2025

Señores
ALCALDIA DE CALARCÁ
L.C.

Ref.: ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO EN EL BARRIO SANTA LUISA DE MARILLAC DEL MUNICIPIO DE CALARCÁ. CONTRATO DE CONSULTORIA 004 DE 2025.

Respetados señores:

Atendiendo los requerimientos establecidos en el contrato de consultoría 004 de 2025 celebrado entre las partes, el cual tiene por objeto ***"ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO EN EL BARRIO SANTA LUISA DE MARILLAC DEL MUNICIPIO DE CALARCÁ"***; nos permitimos hacer entrega del Informe que corresponde al estudio de suelos y geotecnia.

En el Informe se presenta una descripción de los trabajos de campo, el análisis geotécnico correspondiente y las recomendaciones de estabilización y cimentación para las estructuras a construir dentro del sector de análisis.

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 JOSE PIEDRAHITA RIOS.
RP Terram Consultoría y Construcción S.A.S
Ingeniero Civil
M.Sc. Geotecnia
MP. 25202-57736 CND

ANDRES FELIPE EGUIS VIVAS
Ingeniero Civil
Esp. Mecánica de suelos y cimentaciones
M.P. 05202-087589 ANT

INDICE DE MODIFICACIONES

Índice de Revisión	Fecha de Modificación	Observaciones
0	20/07/2025	Para revisión y aprobación
1	15/08/2025	Optimización de la solución propuesta
2	15/04/2026	Ajuste implantación propuesta

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Documento	TRM-005-2025
Título del Documento:	INFORME ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA
Fecha:	15/08/2025

Control Interno	
Elaboró	ANDRES FELIPE EGUIS VIVAS INGENIERO CIVIL ESP.MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. M.P. 05202-087589 ANT
Vo.Bo. Director Consultoria	JUAN JOSE PIEDRAHITA RIOS INGENIERO CIVIL M.SC GEOTECNIA. M.P. 25202-57736 CND

SUPERVISIÓN	
Revisó	LUCAS RINCON MUÑOZ APOYO A LA SUPERVISIÓN
Aprobó	JOSE JOAQUIN CAICEDO MORA SECRETARIO DE PLANEACIÓN

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO **4**
1 GENERALIDADES **8**
1.1 Preliminares 8
1.2 Generalidades y Definición del Proyecto 8
1.2.1 Zona de estudio del proyecto: Barrio Santa Luisa de Marillac 9
1.3 Metodología 11
1.4 Información de referencia 11
2 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA REGIONAL **12**
2.1 Contexto geológico: 12
2.2 Geomorfología 13
2.3 Geología estructural 14
2.4 Detalle de Actividades [Método] 16
2.5 Ensayos de laboratorio 16
3 PERFIL DE SUELOS **17**
3.1 Estratigrafía 17
3.2 Nivel freático 17
3.3 Parámetros de Resistencia para el Material del Suelo 18
4 DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO **21**
4.1 Condiciones Especiales del Subsuelo. 21
4.2 Coeficiente de Aceleración Horizontal Pico Efectiva para diseño Aa 24
4.3 Coeficientes de amplificación para períodos cortos e intermedios 24
4.4 Coeficiente de importancia 25
4.5 Espectro de Diseño 26
1.1 Efectos sísmicos locales – Resumen de parámetros estimados 26
5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES **27**
5.1 Definición 27
5.2 Método del equilibrio límite (LEM) 27

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

5.2.1 Método de las rebanadas....28
5.2.2 Método de Bishop (1955)....29
5.2.3 Método de Janbu (1967)....29
5.2.4 Método de Morgenstern y Price (1965)....31
5.3 Búsqueda de la Superficie de Deslizamiento crítica....32
5.4 Análisis Seudoestático....33
5.5 Modelo Matemático....35
5.5.1 Análisis de estabilidad sector 1....36
5.5.2 Análisis de estabilidad sector 2....37
5.5.3 Análisis de estabilidad sector 3....40
5.5.4 Estabilidad de taludes utilizando pozos perforados....42
6 DISEÑO GEOTÉCNICO CIMENTACIONES....46
6.1 Consideraciones generales de diseño de cimentaciones....46
6.2 Diseño de cimentaciones....46
6.3 Cimentación estructuras tipo puente - cimentación profunda – pilotes pre-excavados....46
Capacidad por fricción en el fuste....48
Capacidad por punta....48
6.4 Eficiencia de Grupo....53
6.5 Módulo de reacción horizontal del suelo....54
6.6 Asentamientos en los pilotes....56
7 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE TALUDES TEMPORALES Y PERMANENTES. 59
7.1 Obras de manejo de aguas subsuperficiales....59
7.2 Protección y revestimiento de taludes....60
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....62
9 LIMITACIONES DEL ESTUDIO....65

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación del municipio de Calarcá. Fuente: Google Earth. 9

Ilustración 2. Ubicación Barrio Santa Luisa de Marillac. 10

Ilustración 3. Vista Panorámica de las cabeceras municipales de Calarcá y Armenia, ciudades que se establecieron sobre depósitos laháricos próximos más conocidos como abanico del Quindío. Visual NE-SW. Tomado de (Calvache et al., 2012). 13

Ilustración 4. Método de las Rebanadas 28

Ilustración 5. Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Janbu y representación de la totalidad de la masa 30

Ilustración 6. Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Mongester y Price y representación del conjunto 32

Ilustración 7. Secciones de análisis representativas. 35

Ilustración 8. Factores de Seguridad Condición actual sector 1 - análisis estático. 36

Ilustración 9. Factores de Seguridad Condición actual sector 1 - análisis Pseudoestático. 36

Ilustración 10. Factores de Seguridad Condición actual sector 2 - análisis estático. 37

Ilustración 11. Factores de Seguridad Condición actual sector 2 - análisis Pseudoestático. 38

Ilustración 12. Factores de Seguridad Condición diseño sector 2 - análisis estático. 39

Ilustración 13. Factores de Seguridad Condición diseño sector 2 - análisis Pseudoestático. 39

Ilustración 14. Factores de Seguridad Condición actual sector 3 - análisis estático. 40

Ilustración 15. Factores de Seguridad Condición actual sector 3 - análisis Pseudoestático. 40

Ilustración 16. Factores de Seguridad Condición diseño sector 3 - análisis estático. 41

Ilustración 17. Factores de Seguridad Condición diseño sector 3 - análisis Pseudoestático. 42

Ilustración 18. Método generalizado. 43

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Relación del Número, localización y profundidad de sondeos. 17

Tabla 2. Tabla A.2.4-1 Clasificación de los tipos de perfil de suelo 22

Tabla 3. Clasificación tipo de perfil de suelo zona de estudio 23

TABLA 4: NSR-10 - APÉNDICE A-4 – VALORES DE AA, AV, AE Y AD Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS 24
TABLA 5: TABLA A.2.5-1 (NSR-10) 25
TABLA 6. TABLA H.5.2-1 VALORES DE ST MAX K A MÍNIMOS PARA ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO DE TALUDES . 33
TABLA 7 DETERMINACIÓN DE KST 34
TABLA 8 PARAMETROS GEOTECNICOS. 35
TABLA 9 RESULTADOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SECTOR 1 37
TABLA 10 RESULTADOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SECTOR 2 38
TABLA 11. RESULTADOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SECTOR 2 – CONDICIÓN DISEÑO. 39
TABLA 12 RESULTADOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SECTOR 3 – CONDICIÓN ACTUAL 41
TABLA 13. RESULTADOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SECTOR 3 – CONDICIÓN DISEÑO. 42
TABLA 14 TABLA C.15.11-1 — CUANTÍAS MÍNIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAJONES DE CIMENTACIÓN VACIADOS EN SITIO 47
TABLA 15. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES. 49
TABLA 16. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES W+L 51
TABLA 17. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES W+L+S 52
TABLA 18. ECUACIONES PARA CÁLCULO DE EFICIENCIA PARA GRUPO DE PILOTES. FUENTE FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA. BRAJA M. DAS. 54
TABLA 19. RESUMEN EFICIENCIA GRUPO DE PILOTES. FUENTE PROPIA. 54
TABLA 20. VALORES DE F 55
TABLA 21. MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL DEL SUELO 55
TABLA 22. ASENTAMIENTOS DE PILOTES 57

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

1 GENERALIDADES

1.1 PRELIMINARES

La ALCALDIA DE CALARCÁ es la encargada transformar a Calarcá en un municipio próspero, sostenible e inclusivo, donde la igualdad, la innovación y la justicia ambiental sean pilares fundamentales para el desarrollo integral de la comunidad, fomentando una gestión pública transparente y participativa, que ponga en el centro de sus acciones a cada ciudadana y ciudadano natal o no natal, reconociendo la diversidad como una fortaleza para el progreso.

Dentro de sus objetivos como entidad a través de la secretaria de Planeación busca promover, impulsar y ejecutar todas las políticas, planes, programas y proyectos que contribuyan a la satisfacción de las necesidades de la comunidad y que logren el desarrollo que demanda el territorio. Motivo por el cual el Municipio de Calarcá desarrolla esfuerzos importantes para adelantar los **"ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO EN EL BARRIO SANTA LUISA DE MARILLAC DEL MUNICIPIO DE CALARCÁ".**

En este orden de ideas, nos ha encargado la elaboración del informe de estudio de suelos y geotecnia del proyecto en mención. Con el propósito de compilar los estudios técnicos correspondientes, y cumpliendo con los requerimientos establecidos, se contrataron los servicios de esta compañía en lo referente al estudio de suelos y la geotecnia y las respectivas las recomendaciones de estabilización.

Basados en los resultados del plan exploratorio y los requerimientos de las diferentes construcciones, se incluyen en este informe los parámetros geomecánicos del suelo y las recomendaciones de estabilización correspondientes desde el punto de vista técnico, constructivo y económico.

1.2 GENERALIDADES Y DEFINICIÓN DEL PROYECTO

El municipio de Calarcá está ubicado en el departamento del Quindío (Ilustración 1.), en la región andina de Colombia. Es reconocido como la segunda ciudad más poblada del departamento y forma parte del área de influencia metropolitana de Armenia. Su territorio presenta una geografía montañosa, típicamente andina, con una altitud que varía desde los 1.000 hasta los 3.600 metros sobre el nivel del mar, lo que le otorga condiciones climáticas templadas con una temperatura promedio cercana a los 20 °C y una alta pluviosidad anual que oscila entre 1.700 y 2.400 mm.

Calarcá ocupa un área aproximada de 219 km², de los cuales la mayor parte corresponde a suelo rural. La economía del municipio se basa fundamentalmente en la agricultura, destacándose la producción de café, plátano y cítricos, así como en el turismo cultural y natural. Es uno de los municipios que integran el Paisaje Cultural Cafetero, declarado Patrimonio Mundial por la UNESCO.

Un aspecto importante que se presenta en Calarcá, y demás localidades de la zona cafetera esta relacionado con el crecimiento urbano desorganizado en zonas de ladera, la ocupación informal del suelo, la presión sobre los recursos naturales y la exposición a fenómenos de remoción en masa, especialmente en su área urbana periférica.

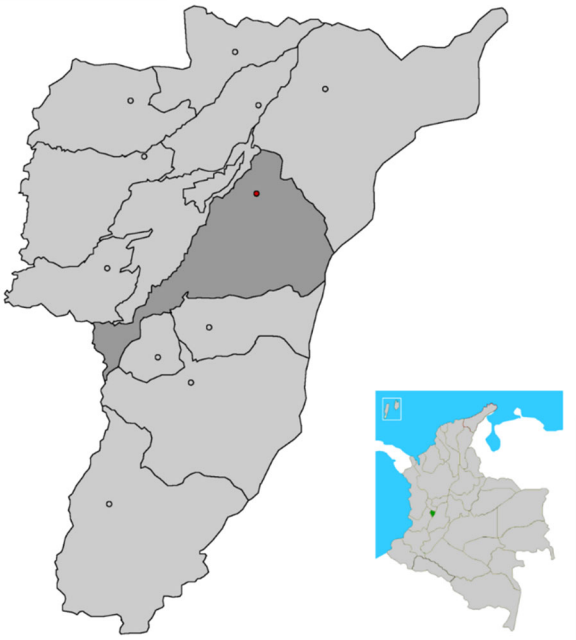


Ilustración 1. Ubicación del municipio de Calarcá. Fuente: Google Earth.

1.2.1 Zona de estudio del proyecto: Barrio Santa Luisa de Marillac

La zona de intervención del presente proyecto corresponde al barrio Santa Luisa de Marillac, ubicado en la zona urbana del municipio de Calarcá en las coordenadas geográficas 4° 31’ 10’’ N y -75° 38’ 38’’ O aproximadamente. Este sector se encuentra sobre una ladera con pendientes pronunciadas, en donde se ha desarrollado un proceso de ocupación urbana que ha carecido, en muchos casos, de planificación técnica, generando condiciones de vulnerabilidad frente a la seguridad estructural y ambiental del entorno.

El barrio está conformado por aproximadamente 18 viviendas, y ha sido históricamente afectado por el mal manejo de aguas, las cuales son vertidas de manera directa a un canal natural o caño que cruza por la parte inferior del barrio. Este canal recogía vertimientos provenientes de otras zonas, entre ellas el asentamiento irregular conocido como San Felipe.

Las condiciones geotécnicas serán analizadas de acuerdo con los fenómenos de erosión y deslizamientos presentados como consecuencia de la saturación de los suelos, la pérdida de cobertura vegetal, la construcción sin control técnico en zonas de alto riesgo. Esta situación

ha sido objeto de múltiples denuncias por parte de la comunidad, lo que llevó a la interposición de una acción popular por parte de la Defensoría del Pueblo Regional Quindío, con la cual se ordenó la realización de estudios técnicos y la formulación de soluciones estructurales para mitigar los riesgos presentes en la zona.

La intervención en esta área demanda un enfoque técnico integral que permita caracterizar el estado actual del terreno, identificar los factores detonantes del riesgo y formular alternativas de solución que incluyan tanto obras civiles de estabilización como estrategias de manejo ambiental, gestión de aguas y control del uso del suelo.

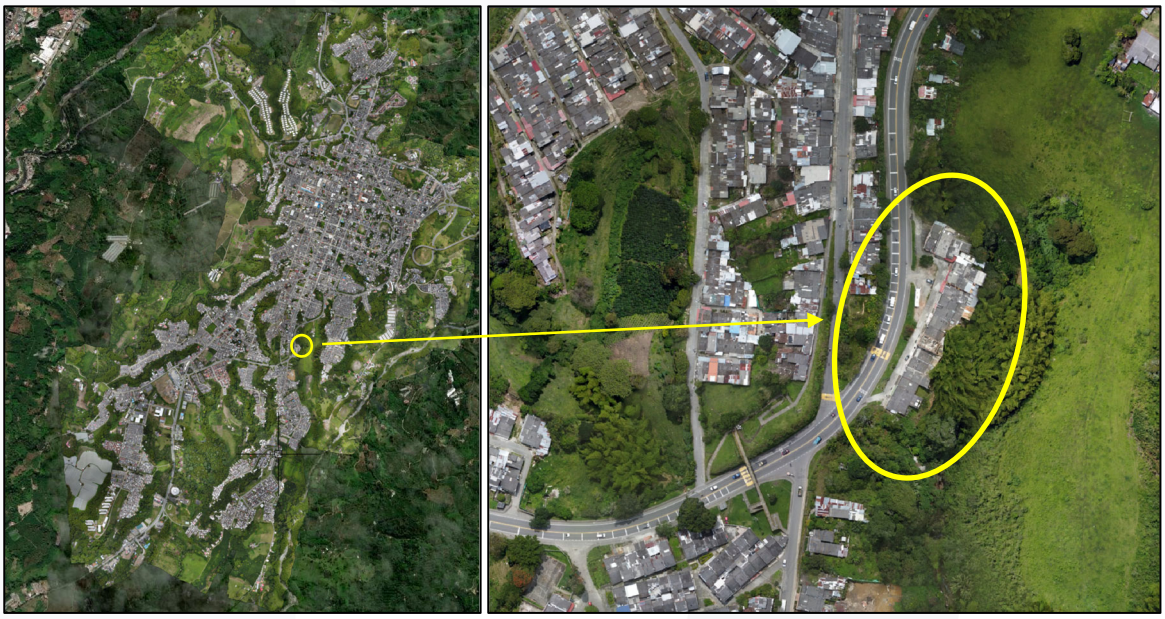


Ilustración 2. Ubicación Barrio Santa Luisa de Marillac.

Para la elaboración del estudio geotécnico se ejecutaron cuatro (4) sondeos con una profundidad de aproximada de 10 ml en la parte superior a intermedia del talud, y cuatro sondeos (4) visuales con profundidad aproximada de 2 a 3 m en la parte baja del talud. En este documento se presentará la localización de las diferentes exploraciones realizadas, así como las propiedades geomecánicas que permitan identificar las condiciones del suelo para evaluar la estabilidad, parámetros sísmicos y recomendaciones constructivas.

1.3 METODOLOGÍA

Con el propósito de definir y caracterizar la zona de estudio, así como la concepción de las medidas y el diseño de las obras de cimentación necesarias 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 el 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 propuso la alternativa de solución a implementar para las obras que conforman el proyecto.
- Una vez analizadas las alternativas inicialmente planteadas, se determinó desde el punto de vista técnico, económico, ambiental y constructivo la solución más adecuada, para la cual se desarrollarán los cálculos y diseños necesarios, así como el dimensionamiento de los elementos que componen esta solución.

1.4 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 relaciona la información de referencia facilitada por el contratante y utilizada en el diseño:

- 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 – 98-1087, 1748, 2697, 3640, 3721, 3722 y 4764. ICONTEC 1998.
- Resolución No. 0330 de 08 de junio de 2017
- Especificaciones de Construcción INVIAS-13. Art. 600, 610, 621, 622 y 810.
- Levantamiento topográfico.

2 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA REGIONAL

2.1 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 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 intra cordilleranos (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.

Formación Armenia.

La geología correspondiente al área de estudio se asocia a la Formación Armenia, definida por McCourt et al., (1985)(Ingeominas) y redefinida como Glacis del Quindío (Gonzáles y Nuñez, 1991), es una secuencia fluviovolcánica que consta de numerosas intercalaciones lenticulares con espesor variable, producto de la actividad volcánica ocurrida sobre la cordillera Central de los volcanes nevados del Quindío, Santa Isabel y Santa Rosa que genero el descenso de múltiples flujos por el valle del rio Quindío y Otún, estos flujos se depositaron en una antigua depresión del pie de monte de la cordillera central producto del levantamiento del basamento cretácico al occidente del departamento a causa del cambio del régimen tectónico ocurrido durante el cenozoico (López et al., 2009). Estos flujos

generaron secuencias alternadas de depósitos piroclásticos y lahares además de acumulaciones fluviales, derivándose de este fenómeno suelos rojizos con tendencias a litologías arcillosas de consistencia plástica que afloran al oeste del municipio de Armenia enmascarando las relaciones geológicas de las unidades pre existentes, esta unidad se le asigna una edad Plio-Pleistocena (McCourt et al., 1985).

2.2 GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio ubicada dentro del casco urbano de la ciudad de armenia corresponde a una unidad geomorfológica de origen volcánico, conocido como cono lahárico (Vcl), su origen se asocia a la acumulación de fragmentos volcánicos solidificados mezclados o removidos por cuerpos de agua superficiales por las laderas de la cordillera donde además se incluye flujos de escombro y lodos, estos de origen fluviovolcánico productos de deshielos de casquetes glaciares durante actividad volcánica durante el pleistoceno. La morfología corresponde a una superficie en forma de abanico suavemente inclinado (2^o - 5^o) con escarpes de diferente altura donde predominan patrones dendríticos y colinas denudacionales como producto de la erosión actuante (Calvache et al., 2012), localmente el proyecto se encuentra en áreas urbanizadas, donde el terreno ha sido modificado a manera de cortes y rellenos por intervenciones antrópicas para urbanización, este se encuentra limitando por drenajes con patrones dendríticos y colinas denudacionales característicos de la unidad geomorfológica dominante.



Ilustración 3. Vista Panorámica de las cabeceras municipales de Calarcá y Armenia, ciudades que se establecieron sobre depósitos laháricos próximos más conocidos como abanico del Quindío. Visual NE-SW. Tomado de (Calvache et al., 2012).

2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

A nivel regional el rasgo estructural más prominente dentro del área es la presencia de cuatro sistemas regionales de fallas, de orientación predominantemente N-S en su mayoría de componente inverso de ángulo alto, no obstante, algunas registran movimientos de rumbo durante su evolución estas. Las fallas N-S se presentan como zonas de cizallamiento regional principalmente con movimientos horizontales de sentido restringidos a la cordillera Central. Estas zonas de cizallamiento se interpretan como estructuras relacionadas con el movimiento principal del Sistema de fallas Romeral, como fallas de rumbo en el terciario inferior y las fallas NE-SW que probablemente se relacionen con estos mismos eventos. Sin embargo, es probable que las fallas con dirección E-W representan estructuras más antiguas, estas paleofallas de transformación han sido sometidas a reorientación y desplazamiento por los movimientos del sistema predominante de Romeral, debido a la complejidad estructural y a los diversos eventos tectónicos sumado al enmascaramiento de los depósitos fluviovolcánicos es difícil determinar patrones claros en la evolución tectónica de la zona, no obstante las fallas más jóvenes orientadas NW-SE se les identifica principalmente como lineamientos región.

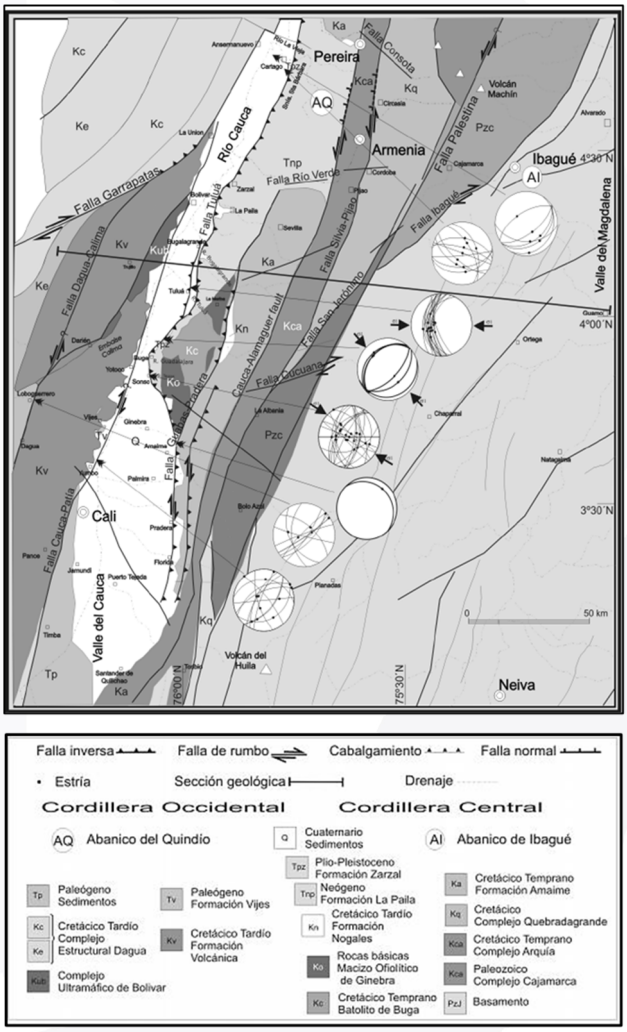
Falla Cauca – Almaguer

Esta falla fue descrita con anterioridad como falla Montenegro que es como se le conoce en la regio, corresponde a la traza principal del citado Sistema de Falla Romeral, esta cruza el departamento al este de los municipios de La Tebaida y Montenegro y se prolonga hasta el SE del municipio de Ulloa (Valle) constituye uno de los rasgos morfológicos más sobresalientes de la región.

Es una estructura de carácter regional que continua su trazo hasta Ecuador, Según Nivia (1997) separa rocas volcánicas básicas al occidente de la provincia cortical siálica al oriente, además dada la presencia de un cinturón discontinuo bien definido de esquistos azules y lentes de eclogitas asociadas a rocas ultramáficas fuertemente tectonizadas se puede considerar a la Falla Cauca-Almaguer como una paleo-zona de subducción que actuó durante el Cretácico (Guzmán et al., 1998). Según se puede interpretar del mapa neotectónico de Colombia (Paris et. al., 1994), la Falla de Cauca- Almaguer presenta tramos hacia el sur de Armenia de actividad neotectónica representados en rupturas de rocas pleistocénicas. McCourt et. al., (1984) postula que ésta falla tuvo deslizamiento dextral durante el Paleógeno, como consecuencia de la acreción de la cordillera Occidental; esta acreción ocurrió desde el sureste y la aproximación oblicua del segmento produjo el deslizamiento destral en el bloque acrecido (Nivia, 1997).

Falla Armenia

Definida por (Cline et al.,1981), es un rasgo neotectónico notable en esta zona, que posee escarpes entre los 10m a los 50m. La Falla Armenia, con 35 km de longitud de los cuales aproximadamente 2 km se encuentran dentro del casco urbano de la ciudad de Armenia, esta posee un componente inverso con una disposición estructural NNE/60ºNW, como rasgos morfotectónicos presenta control de drenajes, basculamiento al occidente, tectónica de bloques con presencia de lomos de presión, drenajes decapitados y empozamiento de corrientes, (Laliende, 2004). Guzmán et al. (1998) describe la actividad de la falla armenia como modera a alta y le asigna un sismo máximo de Mw 6.2 con un periodo de recurrencia de 500 a 1.000 años.



Representación de las principales estructuras tectónicas de la cordillera central, en un rombo amarillo, la localización aproximada del área de estudio; Tomado de (López et al.,2009).

2.4 DETALLE DE ACTIVIDADES [MÉTODO]

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

- Reconocimiento del Lugar.
- Análisis de información de referencia.
- Definición del Número, Profundidad y Localización de los Sondeos de Exploración.
- Exploración del Subsuelo con Equipo 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.

2.5 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 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 1528 y/o 1568 [ASTM D 2167 y/o D 1556]: Ensayo Para Determinar los Pesos Volumétricos del Suelo en Estudio

3 PERFIL DE SUELOS

3.1 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 intercalaciones de LIMOS ARENOSOS con índices de plasticidad baja, media y alta; y ARENAS LIMOSAS, procedentes de la meteorización de cenizas volcánicas y suelos residuales. Superficialmente se detectó un estrato de material vegetal y/o lleno de mezcla limos y/o mezcla lleno escombros de consistencia blanda y con espesores máximos de 2.00 m.

Tal como se puede observar en el Anexo 2. Los Registros de Perforación de los sondeos realizados en la parte del talud superior 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.

Tabla 1. Relación del Número, localización y profundidad de sondeos.

Número	Tipo	Profundidad sondeo	Profundidad Lleno/Vegetal	Presencia de NAF
S1	Perforación mecánica [S.M.]	-10.00 M	-2.00 M	NO
S2	Perforación mecánica [S.M.]	-10.00 M	-1.90 M	NO
S3	Perforación mecánica [S.M.]	-10.00 M	-1.00 M	NO
S4	Perforación mecánica [S.M.]	-10.50 M	-0.90 M	NO
S5	Perforación mecánica [S.M.]	-2.00 M	-1.70 M	NO
S6	Perforación mecánica [S.M.]	-2.50 M	-2.30 M	NO
S7	Perforación mecánica [S.M.]	-2.20 M	-1.50 M	NO
S8	Perforación mecánica [S.M.]	-3.00 M	-2.50 M	NO

3.2 NIVEL FREÁTICO

Como característica general del proyecto durante la etapa de exploración no se detectó presencia del nivel freático, sin embargo, este puede variar dependiendo de la temporada de lluvias.

3.3 PARÁMETROS DE RESISTENCIA PARA EL MATERIAL DEL SUELO

Los parámetros geo mecánicos de resistencia del suelo, se determinaron a partir de los resultados de laboratorio. De esta manera se obtienen las siguientes correlaciones geotécnicas para los estratos.

$$N_{CRR} = C_N * N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

$$N_{CRR} = valor\ de\ N\ corregido$$

$$N = valor\ de\ N\ en\ campo$$

$$\eta_1 = factor\ de\ energía\ del\ martillo\ (0.45 < \eta_1 < 1)$$

$$\eta_2 = factor\ por\ longitud\ de\ varilla\ (0.75 < \eta_2 < 1)$$

$$\eta_3 = factor\ por\ revestimiento\ interno\ de\ tomamuestras\ (0.8 < \eta_1 < 1)$$

$$\eta_4 = factor\ por\ diámetro\ de\ la\ perforación.$$
$$C_N = factor\ de\ corrección\ por\ confinamiento\ efectivo.$$

- Corrección por energía (η_1)

$$N_{e1} = N_{e2} * \left(\frac{e_2}{e_1}\right) = N_{60} = N_{45} * \left(\frac{45}{60}\right) = 0.75N_{45}\ (Skempton\ 1953\ e_1 = 60\%)$$

- Corrección por confinamiento (sobrecarga)

  Esta corrección se hace por medio del factor C_n (Gibbs & Holz 1957)

$$N_{corr} = N_1 = C_n * N$$

  Se estandarizó a un esfuerzo vertical de referencia $\sigma'_{vr} = 1\ {}^{kg}/_{cm^2} \approx 1\ atm = P_a$ como una función del parámetro Rs definido por:

$$R_s = \frac{\sigma'_v}{P_a}$$

AUTOR	ECUACIÓN
$Peck$	$Cn = Log(20 / Rs) / \log(20)$
$Seed$	$Cn = 1 - 1.25\log(Rs)$
$Meyerhof - Ishihara$	$Cn = 1.7 / (0.7 + Rs)$
$Liao - Whitman$	$Cn = (1 / Rs)^{0.5}$
$Skempton$	$Cn = 2 / (1 + Rs)$
$Seed - Idriss\ (Marcuson)$	$Cn = 1 - K * \log(Rs)$

$K = 1.41, para\ Rs < 1; K = 0.92\ para\ Rs \geq 1)$

$Gonzales\ (Logaritmo)$	$Cn = \log(10 / Rs)$
$Schmertmann$	$Cn = 32.5 / (10.2 + 20.3Rs)$

En general se recomienda que Cn ≤2.0, por lo cual la formulación de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para Rs=0. A continuación, se presentan los valores de Ncorregido en función de una energía de referencia de 60%

$$N_{60} = N_{45} * \left(\frac{45}{60}\right) = 0.75N_{45}$$

Para Colombia y salvo mediciones al respecto (p. ej. Villafañe et al 1997) se debe tomar conservativamente e=45%

- Angulo de Fricción Interna del Suelo (Φ): Utilizando los conceptos propuestos por Shioi-Fukuni 1982 (Japanese National Rail Way) 1, Hatanaka y Uchida (1996)2, y Meyerhof (1957) y Peck (1973)3. Cohesión No Drenada (Cu): Utilizando los valores obtenidos de la prueba de compresión simple en el laboratorio, Terzagui y Peck (Braja M. Das).

Correlaciones ensayo SPT. Ángulo de fricción.

$Hatanaka$	$\varphi' eq = 20 + \sqrt{20N_{45}}$
$Shioi - Fukuni$	$\varphi' eq = 15 + \sqrt{18N_{45}}$
$Peck$	$\varphi' eq = (28.5 + 0.25 * N1_{45})^{0.5}$
$Peck, Hanson\ y\ Thornburn$	$\varphi' eq = 26.25 * (2 - \exp(-N1_{45} / 62))$
$Kishida$	$\varphi' eq = 15 + (12.5 * N1_{45})^{0.5}$
$Schmertmann$	$\varphi' eq = \arctan(N1_{45} / 43.3)^{0.34}$
$Japan\ National\ Railway\ (JNR)$	$\varphi' eq = 27 + 0.1875 * N1_{45}$

1 Foundation Analysis and Design. Joseph E. Bowles.

2 Fundamentos de la Ingenieria Geotécnica. Braja M. Das.

3 Devicency y Frank. (2004)

Japan Road Bureau (JRB) $\varphi' eq = 15 + (9.375 * N1_{45})^{0.5}$

Correlaciones ensayo SPT. Cohesión.

$$Inconfinada, Cu = \frac{Su}{2}\ {kN}/{m^2}$$

N_{SPT}	$C_U\ kg/cm^2$
<2	<0.125
2-4	0.125-0.25
4-8	0.25-0.5
8-15	0.5-1
15-30	1-2
>30	>2

Valores de C_u en función de N_{SPT}, según Terzaghi y Peck (1948) solo para arcillas saturadas.

Peso Unitario (γ húmedo): se determinó mediante los resultados de laboratorio, de acuerdo con cada una de las muestras obtenidas en campo.

4 DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELASTICO 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/s2).
- 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].
- To: Período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño.
- Tc: 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.
- TL: 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.

4.1 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 30 metros 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 2. Tabla A.2.4-1 Clasificación de los tipos de perfil 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 3. Clasificación tipo de perfil de suelo zona de estudio

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<180m/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)	229.90				D	
VS30 (con Yoshida y Motonori)	159.83				E	
Japan Road association (m/s)	178.61				E	
VS Seed (m/s)	265.70				D	
VS Imai y Fumoto (m/s)	203.97				D	
VS Imai y Yoshimura (m/s)	169.55				E	
VS Ohba Toriumi (m/s)	177.90				E	
Vs max	265.70					
Vs min	159.83					
Vs prom	197.92				D	

De acuerdo con la información anterior, el perfil de suelos para la zona de estudio se puede clasificar como tipo D.

4.2 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 Aa=0.25 y Av= 0.25.

Tabla 4: NSR-10 - Apéndice A-4 – Valores de Aa, Av, Ae y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Departamento del Quindío						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Armenia	63001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Buenavista	63111	0.25	0.20	Alta	0.19	0.09
Calarcá	63130	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Circasia	63190	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Córdoba	63212	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Filandia	63272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Génova	63302	0.25	0.20	Alta	0.20	0.09
La Tebaida	63401	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Montenegro	63470	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Pijáo	63548	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Quimbaya	63594	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Salento	63690	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09

4.3 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 anteriormente.

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

4.4 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Teniendo en cuenta el tipo de edificación a la que se refiere el presente estudio y su servicio se define su grupo de uso, que permitirá identificar el coeficiente de importancia a tener en cuenta al momento de realizar los correspondientes análisis estructurales y que se cumpla con lo establecido en la norma vigente. En este caso, se toma un coeficiente de importancia I.

Tabla 5: Tabla A.2.5-1 (NSR-10)

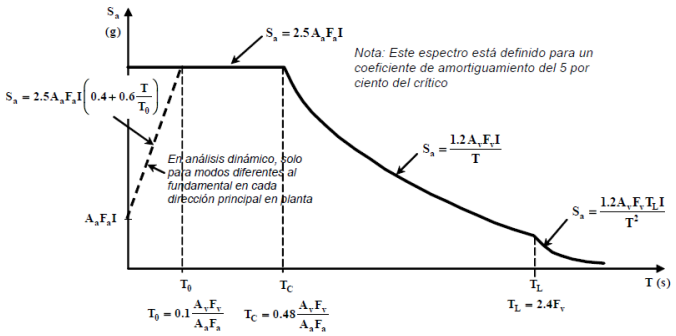
Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

4.5 ESPECTRO DE DISEÑO

Conforme a lo estipulado por la NSR-10 (A.2.6), la forma del espectro elástico de aceleraciones Sa, expresado como fracción de la gravedad y para un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%, que se debe utilizar en el diseño se presenta en 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.



CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DE SUELO = D

1.1 EFECTOS SÍSMICOS LOCALES – RESUMEN DE PARÁMETROS ESTIMADOS

A continuación, y teniendo en cuenta la información anteriormente relacionada, se presenta los parámetros con los cuales debe efectuarse el análisis de los efectos sísmicos locales en el presente proyecto:

Perfil del suelo:	D
Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa:	0.25
Av:	0.25
Coeficiente de importancia (I):	1.00
Fa:	1.30
Fv:	1.90

5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

En este capítulo se estudia la estabilidad de los taludes objeto de estudio, así mismo como la alternativa de solución seleccionada en el análisis de alternativas del producto 2, la alternativa que cumple con mayor grado los criterios técnicos, económicos, ambientales, sociales e institucionales es la Alternativa #2 la cual consiste en realizar una criba de pilotes en la corona del talud, en este análisis se evaluará a detalle la longitud final, diámetro y separación definitiva que cumpla con los requerimientos mínimos para garantizar la estabilidad.

5.1 DEFINICIÓN

Por talud se entiende una porción de vertiente natural cuyo perfil original ha sido modificado con intervenciones artificiales relevantes con respecto a la estabilidad. Por derrumbe se entiende una situación de inestabilidad que concierne vertientes naturales y comprende considerables espacios de terreno.

5.2 MÉTODO DEL EQUILIBRIO LÍMITE (LEM)

El método del equilibrio límite consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τ_f), calculada según el criterio de rotura de Coulomb:
De tal comparación deriva la primera indicación de estabilidad, con el coeficiente de seguridad:

$$F = \tau_f / \tau$$

Entre los métodos del equilibrio último hay algunos que consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (Culman) mientras que otros, por falta de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas y consideran el equilibrio de cada una (Fellenius, Bishop, Janbu, etc.).

A continuación, se discuten los métodos del equilibrio último de las rebanadas.

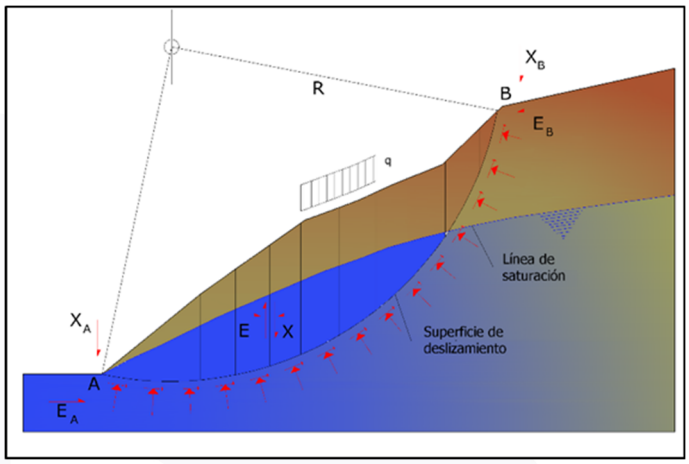


Ilustración 4. Método de las Rebanadas

5.2.1 Método de las rebanadas

La masa susceptible al deslizamiento se subdivide en un número conveniente de rebanadas. Si el número de rebanadas es igual a *n*, el problema presenta las siguientes incógnitas:

- n valores de las fuerzas normales N_i en la base de cada rebanada
- n valores de las fuerzas de corte en la base de la rebanada T
- (n-1) fuerzas normales E_i en la conexión de las rebanadas
- (n-1) fuerzas tangenciales X_i en la conexión de las rebanadas
- n valores de la coordenada del punto de aplicación de las E_i
- (n-1) valores de la coordenada del punto de aplicación de las X_i
- una incógnita constituida por el factor de seguridad F.

En total las incógnitas son (6n-2).

Mientras las ecuaciones a disposición son:

- Ecuaciones de equilibrio de momentos n
- Ecuaciones de equilibrio en la traslación vertical n
- Ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal n
- Ecuaciones del criterio de rotura n

Total, número de ecuaciones 4n

El problema es estáticamente indeterminado y el grado de indeterminación es igual a:

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

El grado de indeterminación se reduce a (n-2). Al asumir que N_i se aplica en el punto medio de la franja, esto equivale a crear la hipótesis de que las tensiones normales totales están distribuidas uniformemente.

Los diferentes métodos que se basan en la teoría del equilibrio límite se diferencian por el modo en que se eliminan las (n-2) indeterminaciones.

5.2.2 Método de Bishop (1955)

Con este método se toman en cuenta todas las fuerzas actuantes en los bloques. Fue el primero en describir los problemas relacionados con los métodos convencionales.

Las ecuaciones usadas para resolver el problema son:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \text{Criterio de rotura}$$

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

Los valores de F y de ΔX que satisfacen esta ecuación dan una solución rigurosa al problema.

Como primera aproximación conviene plantear $\Delta X = 0$ e iterar para el cálculo del factor de seguridad. Este procedimiento se conoce como método de **Bishop ordinario** y los errores con respecto al método completo son de alrededor de un 1 %.

5.2.3 Método de Janbu (1967)

Janbu extendió el método de Bishop a superficies de deslizamiento de cualquier forma.

Cuando se tratan superficies de deslizamiento de cualquier forma el brazo de las fuerzas cambia (en el caso de las superficies circulares queda constante e igual al radio), por este motivo es mejor valorar la ecuación del momento respecto al ángulo de cada bloque.

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan \alpha_i}$$

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

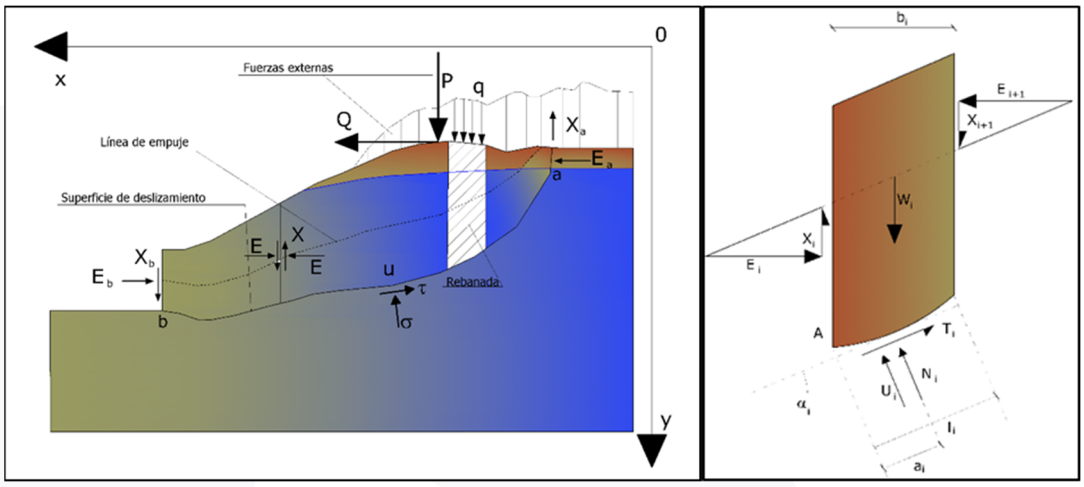


Ilustración 5. Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Janbu y representación de la totalidad de la masa

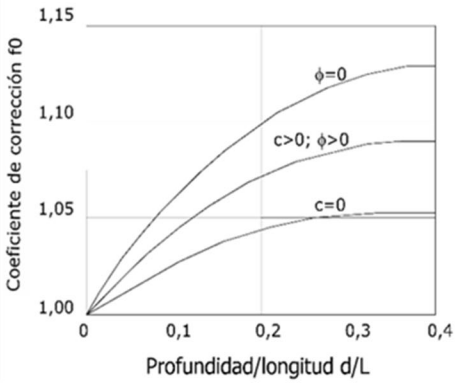
Asumiendo $\Delta X = 0$ se obtiene el método ordinario.

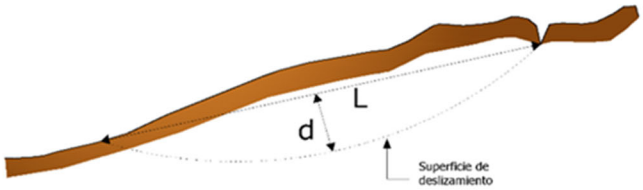
Janbu propuso además un método para la corrección del factor de seguridad obtenido con el método ordinario según lo siguiente:

$$F_{corregido} = f_0 \cdot F$$

Donde f_0 depende de la geometría y de los parámetros geotécnicos y esto se puede encontrar en tablas y gráficos.

Esta corrección es muy confiable para taludes poco inclinados.





$$F_{sm} = F_{sf}$$

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

5.2.4 Método de Morgenstern y Price (1965)

Se establece una relación entre los componentes de las fuerzas de interconexión de tipo X = λ f(x)E, donde λ es un factor de escala y f(x) es la función de la posición de E y de X que define una relación entre las variaciones de la fuerza X y de la fuerza E dentro la masa deslizante. La función f(x) se escoge arbitrariamente (constante, sinusoide, semisinusoide, trapecio, fraccionada) e influye poco sobre el resultado, pero se debe verificar que los valores obtenidos de las incógnitas sean físicamente aceptables.

La particularidad del método es que la masa se subdivide en franjas infinitesimales, a las cuales se aplican las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical y de rotura en la base de las franjas. Se llega a una primera ecuación diferencial que une las fuerzas de conexión incógnitas E, X, el coeficiente de seguridad Fs, el peso de la franja infinitésima dW y el resultado de las presiones neutras en la base dU.

Se obtiene la llamada "ecuación de las fuerzas":

$$c'\sec^2\frac{\alpha}{F_s}+tg\varphi'\left(\frac{dW}{dx}-\frac{dX}{dx}-tg\alpha\frac{dE}{dx}-\sec\alpha\frac{dU}{dx}\right)=$$

$$=\frac{dE}{dx}-tg\alpha\left(\frac{dX}{dx}-\frac{dW}{dx}\right)$$

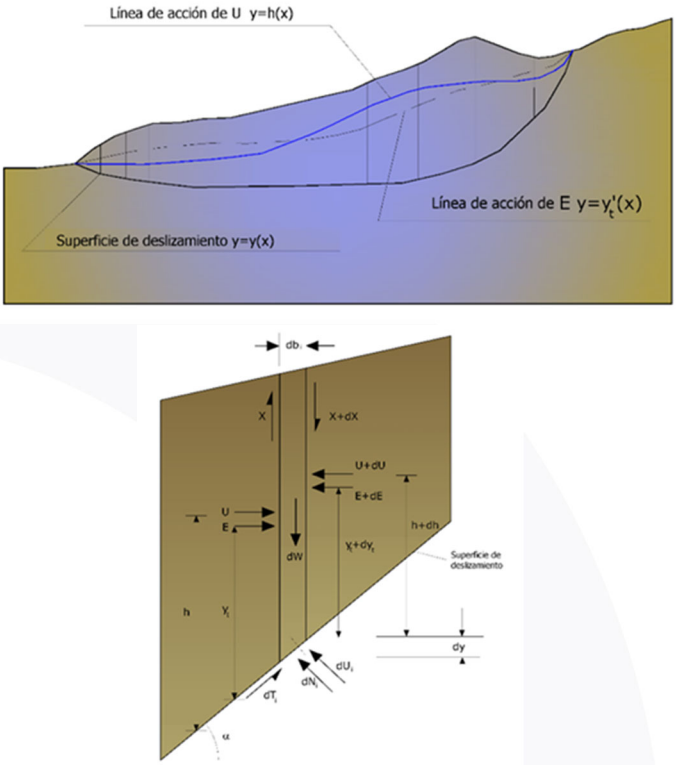


Ilustración 6. Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Mongester y Price y representación del conjunto

Una segunda ecuación, llamada "**ecuación de los momentos**", se escribe imponiendo la condición de equilibrio a la rotación respecto a la base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

Estas dos ecuaciones se extienden por integración a toda la masa deslizante.

El método de cálculo satisface todas las ecuaciones de equilibrio y se aplica a superficies de cualquier forma, pero implica necesariamente el uso de computador.

5.3 Búsqueda de la Superficie de Deslizamiento crítica

En presencia de suelos homogéneos no se dispone de métodos para individuar la superficie de deslizamiento crítica y se debe examinar un elevado número de superficies potenciales.

En caso de superficies de forma circular la búsqueda se hace más sencilla, ya que después de haber colocado una malla centros de m líneas y n columnas, se examinan todas las superficies cuyo centro sea el nudo genérico de la malla mxn con radio variable dentro un determinado rango de valores, de forma tal que se examinan superficies cinemáticamente admisibles.

5.4 Análisis Seudoestático

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas seudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen, que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos kh y kv expresada en términos de veces la aceleración g, producida por el sismo.

Se analiza cada superficie potencial de falla con carga sísmica seudoestática identificada en el análisis estático. La magnitud del coeficiente sísmico simula la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de amax y se admiten los siguientes valores mínimos de KST/amax, dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla 6. Tabla H.5.2-1 Valores de ST max K a Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

$$kh_0 = Fa * Aa * I$$
$$kh = (100\% - 50\%)kh_0$$
$$kh = 0.8kh_0$$
$$kh = 0.80 * 0.25 * 1.30 * 1 = 0.26$$

Tabla 7 Determinación de Kst

Tipo de perfil	Tipo D	tabla
Fa	1.30	Tabla A.2.4-1 NSR-10
I	1	Tabla A.2.4-3 NSR-10
Aa	0.25	
amáx. (g)	0.325	
KST/amax	0.80	
KST (g)	0.26	

⇒ Para el Análisis Con Carga Muerta + Carga Viva Normal [Sin Sismo] [Diseño]

- FS <1,50: INESTABLE!
- FS ≥ 1,50: ESTABLE!

⇒ Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño [Con Sismo] [Diseño]

- FS < 1,05: INESTABLE!
- FS ≥ 1,05: ESTABLE!

El análisis de estabilidad propuesto se realiza en los sectores donde la topografía y los parámetros geomecánicos del suelo indican que existe una probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad del talud. Con los parámetros efectivos obtenidos mediante correlaciones con el SPT, se construye el modelo geotécnico para el talud en estado proyectado debido al interés de conocer el comportamiento. Los parámetros de resistencia suelo mostrado en las tablas anteriores, así como las secciones transversales corresponden a información primaria.

De acuerdo con lo anterior, se analiza la estabilidad para tres secciones críticas, ubicadas en los sectores 1, 2 y 3.

5.5 MODELO MATEMÁTICO

De acuerdo con lo anterior, se analiza la estabilidad para tres secciones críticas, sector 1, 2 y 3. Para dichos sectores representativos se contempla una sobrecarga correspondiente a las viviendas de 2 ton/m2. Para sector se evalúa la estabilidad en la condición estática y la condición pseudoestatica.

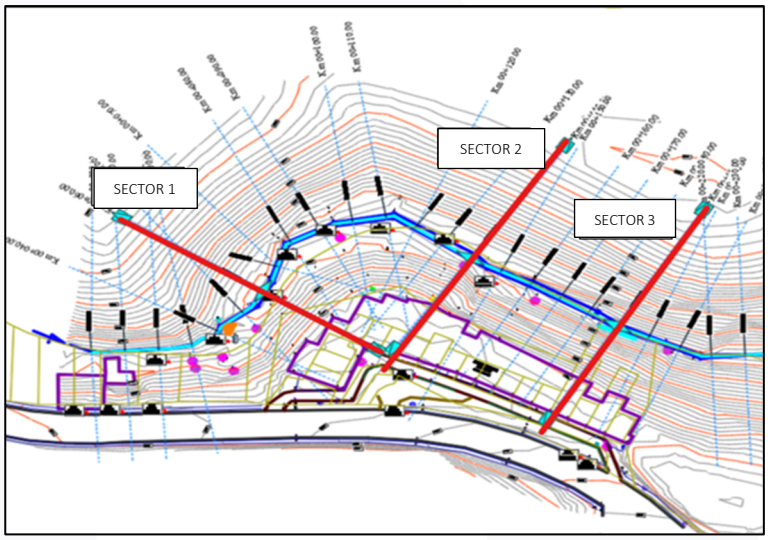


Ilustración 7. Secciones de análisis representativas.

Respecto a los parámetros de geotécnicos para evaluar la estabilidad, se estableció que la estratigrafía del sector es similar y homogénea a lo largo de la ladera objeto de estudio, en este orden de ideas se presentan los parámetros geotécnicos como se muestra a continuación.

Tabla 8 Parametros geotecnicos.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
LLeno		14.05	Mohr-Coulomb	10	20	None	0.35
Limo arenoso gris		15.41	Mohr-Coulomb	15	23.9	None	0.35
Limo arenoso amarillo		15.29	Mohr-Coulomb	21	23.9	Water Surface	
Limo plastico amarillo		15.29	Mohr-Coulomb	25	25	Water Surface	
Limo plastico amarillo-		15.48	Mohr-Coulomb	25	26	Water Surface	
Limo plastico amarilla		15.5	Mohr-Coulomb	25	26.8	Water Surface	

5.5.1 Análisis de estabilidad sector 1.

5.5.1.1 Condición actual sector 1.

Se evalúa la estabilidad del sector en la condición actual para el sector de análisis del sector 1 bajo los parámetros obtenidos a partir de la exploración geotécnica. El análisis se realiza contemplando una sobrecarga de 2 ton/m^2 correspondiente a las viviendas ubicadas en la corona del talud. En primer lugar, se analiza el modelo para la condición estática y, en segundo lugar, para la condición pseudoestatica, como se muestra a continuación.

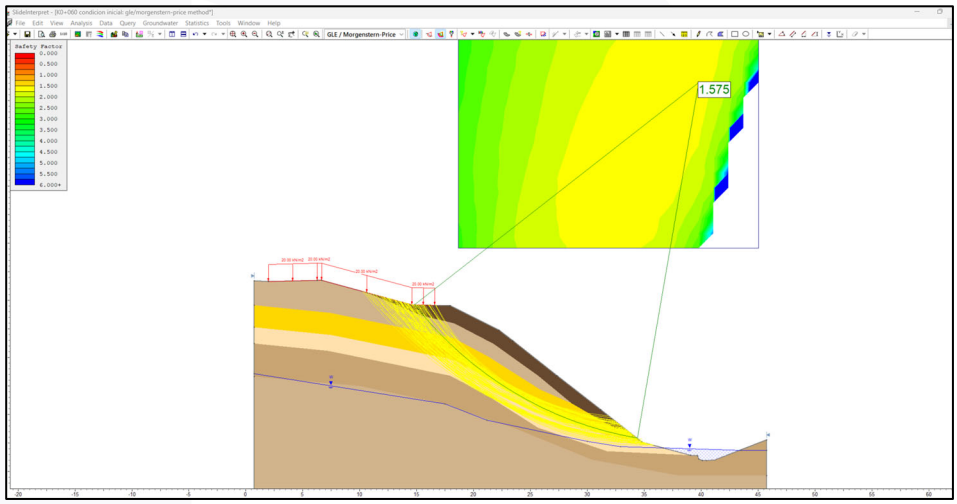


Ilustración 8. Factores de Seguridad Condición actual sector 1 - análisis estático.

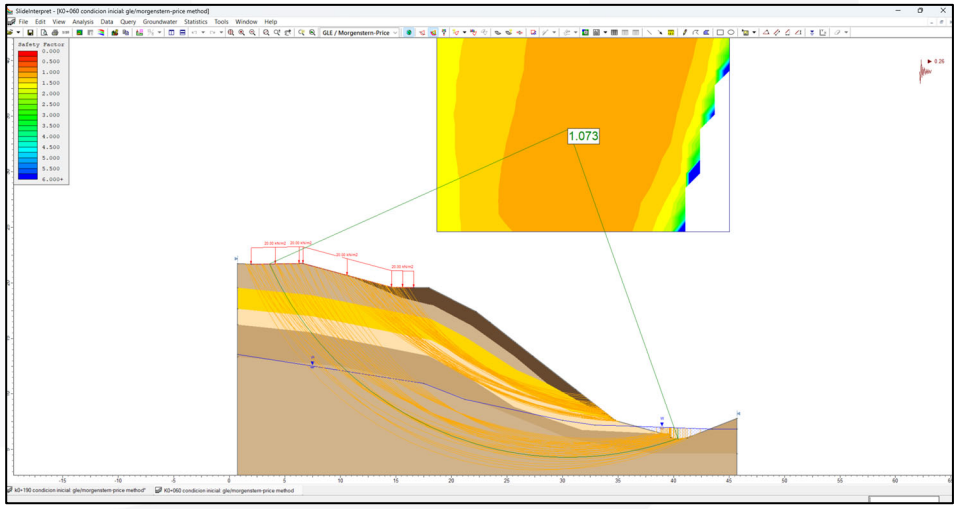


Ilustración 9. Factores de Seguridad Condición actual sector 1 - análisis Pseudoestático.

Tabla 9 Resultados análisis de estabilidad sector 1

Método de Análisis	N.F	Sobrecarga	Sismo Ah y Av	F.S.	CRITERIO	Condición de Estabilidad
BISHOP	SI	20KN/m2	Ah: 0.00g Av:0.00g	1.582	FS>=1.50	ESTABLE!!!
SPENCER				1.578	FS>=1.51	ESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.575	FS>=1.52	ESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.578	FS>=1.50	ESTABLE!!!
BISHOP			Ah: 0.260g	1.063	FS>=1.05	ESTABLE!!!
SPENCER				1.073	FS>=1.05	ESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.073	FS>=1.05	ESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.070	FS>=1.05	ESTABLE!!!

Para la condición estática del talud en la situación simulada se alcanzan factores de seguridad mayores a los mínimos establecidos en la norma, por lo cual, el talud es considerado como "ESTABLE"; al incluirle el sismo el talud presenta factores de seguridad superiores a 1.05 por lo cual el talud es considerado como "ESTABLE". De acuerdo con el análisis de estabilidad en este sector no se recomienda la construcción de una obra de estabilización, sin embargo, si se recomiendan las obras complementarias como la construcción de subdrenes subhorizontales.

5.5.2 Análisis de estabilidad sector 2.

5.5.2.1 Condición actual sector 2

Se evalúa la estabilidad del sector en la condición actual para el sector de análisis de la abscisa sector 2 bajo los parámetros obtenidos a partir de la exploración geotécnica. El análisis se realiza contemplando una sobrecarga de 2 ton/m2 correspondiente a las viviendas ubicadas en la corona del talud. En primer lugar, se analiza el modelo para la condición estática y, en segundo lugar, para la condición pseudoestatica, como se muestra a continuación.

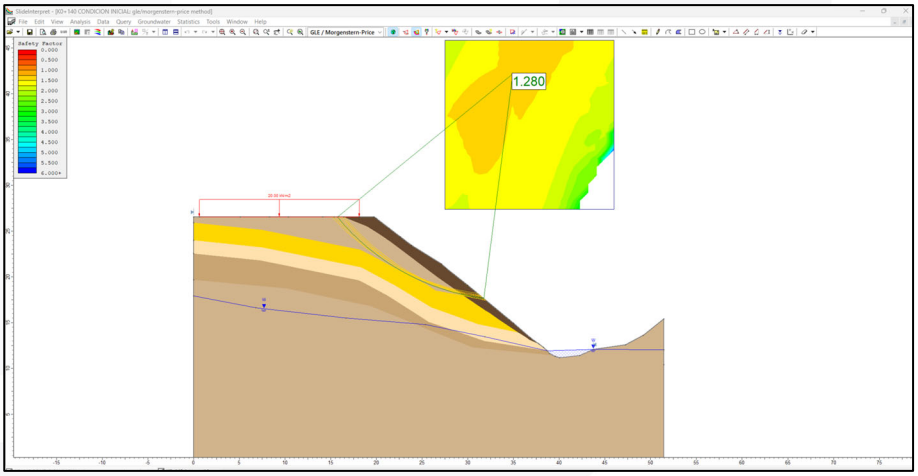


Ilustración 10. Factores de Seguridad Condición actual sector 2 - análisis estático.

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

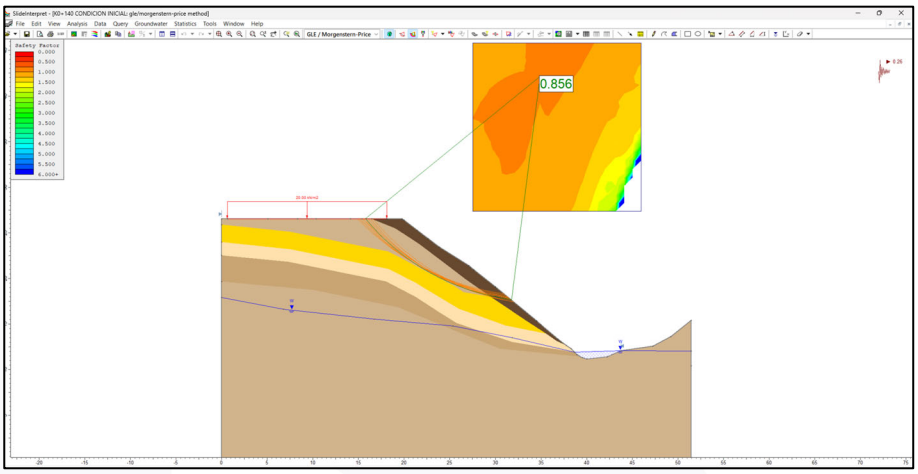


Ilustración 11. Factores de Seguridad Condición actual sector 2 - análisis Pseudoestático.

Tabla 10 Resultados análisis de estabilidad sector 2

k0+140 Condicion actual						
Método de Análisis	N.F	Sobrecarga	Sismo Ah y Av	F.S.	CRITERIO	Condición de Estabilidad
BISHOP	SI	20KN/m2	Ah: 0.00g Av:0.00g	1.283	FS>=1.50	INESTABLE!!!
SPENCER				1.278	FS>=1.50	INESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.280	FS>=1.50	INESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.280	FS>=1.50	INESTABLE!!!
BISHOP			Ah: 0.260g	0.853	FS>=1.05	INESTABLE!!!
SPENCER				0.850	FS>=1.05	INESTABLE!!!
MORGERSTEN				0.856	FS>=1.05	INESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				0.853	FS>=1.05	INESTABLE!!!

Para la condición estática del talud en la situación simulada se alcanzan factores de seguridad mayores a 1.0 por lo cual se supera la condición de equilibrio limite en la condición estática, sin embargo, estos valores de factores de seguridad son inferiores a los mínimos establecidos en la norma, por lo cual, el talud es considerado como "INESTABLE"; al incluirle el sismo el talud presenta factores de seguridad inferiores a los mínimos para esta condición por lo cual el talud es considerado como "INESTABLE".

5.5.2.2 Condición de diseño sector 2

Para el sector de análisis 2 se incluyó en el modelo una criba de pilotes de diámetro 50 cm, con una longitud mínima de 8.0 m, la separación máxima entre ejes de pilotes es de tres diámetros, es decir, 1.50 m. A continuación, se presentan los resultados de la estabilidad, tanto para la condición estática, como para la pseudoestatica.

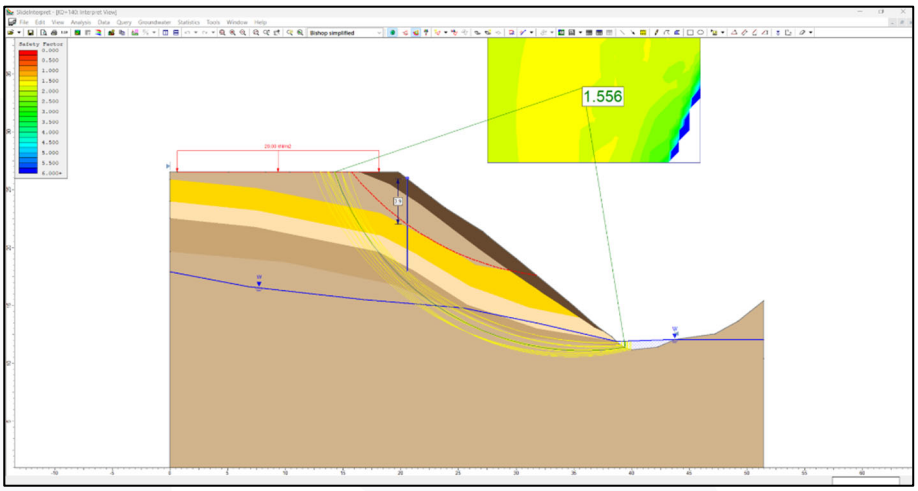


Ilustración 12. Factores de Seguridad Condición diseño sector 2 - análisis estático.

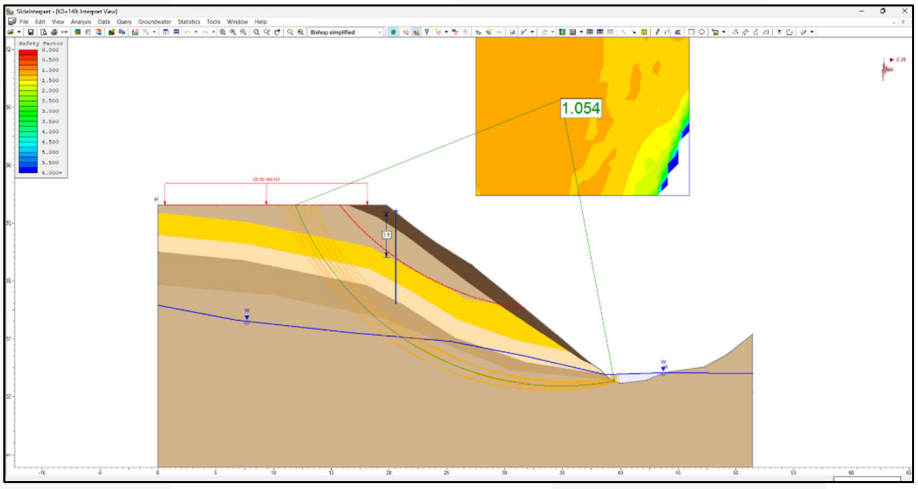


Ilustración 13. Factores de Seguridad Condición diseño sector 2 - análisis Pseudoestático.

Tabla 11. Resultados análisis de estabilidad sector 2 – condición diseño.

k0+140 Condicion de diseño						
Método de Análisis	N.F	Sobrecarga	Sismo Ah y Av	F.S.	CRITERIO	Condición de Estabilidad
BISHOP	SI	20KN/m2	Ah: 0.00g Av:0.00g	1.556	FS>=1.50	ESTABLE!!!
SPENCER				1.549	FS>=1.51	ESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.549	FS>=1.52	ESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.551	FS>=1.50	ESTABLE!!!
BISHOP			Ah: 0.260g	1.054	FS>=1.05	ESTABLE!!!
SPENCER				1.063	FS>=1.05	ESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.060	FS>=1.05	ESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.059	FS>=1.05	ESTABLE!!!

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

Una vez involucradas en el modelo las respectivas obras de estabilización se obtienen factores de seguridad superiores a los mínimos, tanto en la condición estática como en la pseudoestatica.

5.5.3 Análisis de estabilidad sector 3.

5.5.3.1 Condición actual sector 3

Se evalúa la estabilidad del sector en la condición actual para el sector de análisis 3 bajo los parámetros obtenidos a partir de la exploración geotécnica. El análisis se realiza contemplando una sobrecarga de 2.0 ton/m^2 correspondiente a las viviendas ubicadas en la corona del talud. En primer lugar, se analiza el modelo para la condición estática y, en segundo lugar, para la condición pseudoestatica, como se muestra a continuación.

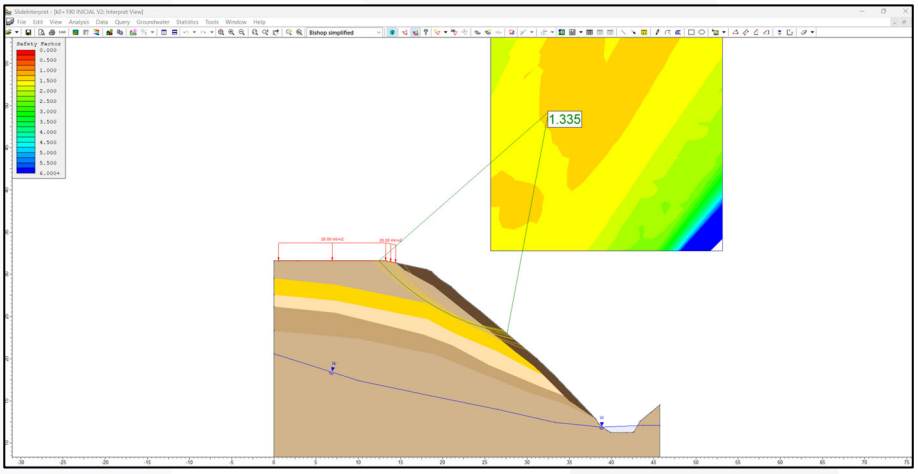


Ilustración 14. Factores de Seguridad Condición actual sector 3 - análisis estático.

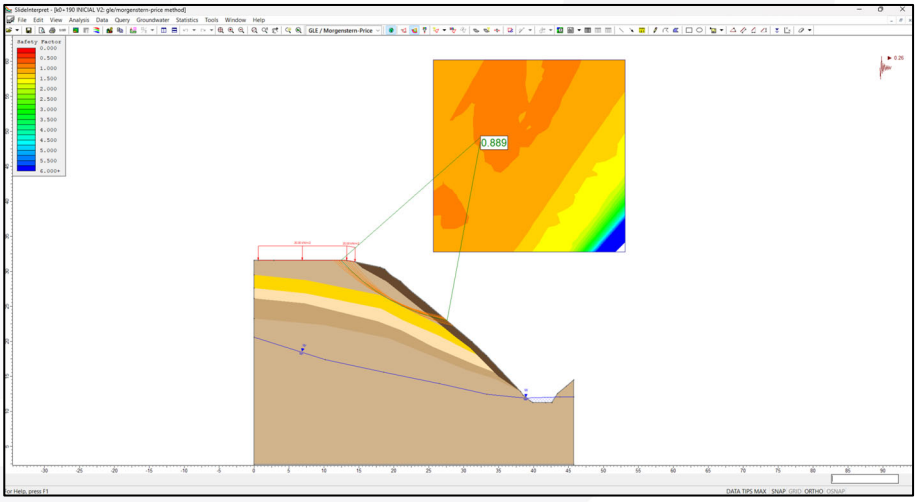


Ilustración 15. Factores de Seguridad Condición actual sector 3 - análisis Pseudoestático.

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

Tabla 12 Resultados análisis de estabilidad sector 3 – condición actual

k0+190 Condicion actual						
Método de Análisis	N.F	Sobrecarga	Sismo Ah y Av	F.S.	CRITERIO	Condición de Estabilidad
BISHOP	SI	20KN/m2	Ah: 0.00g Av:0.00g	1.335	FS>=1.50	INESTABLE!!!
SPENCER				1.334	FS>=1.51	INESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.330	FS>=1.52	INESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.333	FS>=1.50	INESTABLE!!!
BISHOP			Ah: 0.260g	0.888	FS>=1.05	INESTABLE!!!
SPENCER				0.888	FS>=1.05	INESTABLE!!!
MORGERSTEN				0.889	FS>=1.05	INESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				0.888	FS>=1.05	INESTABLE!!!

Para la condición estática del talud en la situación simulada se alcanzan factores de seguridad mayores a 1.0 por lo cual se supera la condición de equilibrio limite en la condición estática, sin embargo, estos valores de factores de seguridad son inferiores a los mínimos establecidos en la norma, por lo cual, el talud es considerado como "INESTABLE"; al incluirle el sismo el talud también presenta factores de seguridad inferiores a los mínimos para esta condición por lo cual el talud es considerado como "INESTABLE.

5.5.3.2 Condición de diseño sector 3.

Para el sector de análisis 3 se incluyó en el modelo una criba de pilotes de diámetro 50 cm, con una longitud mínima de 10 m, la separación máxima entre ejes de pilotes es de tres diámetros, es decir, 1.50 m. A continuación, se presentan los resultados de la estabilidad, tanto para la condición estática, como para la pseudoestatica.

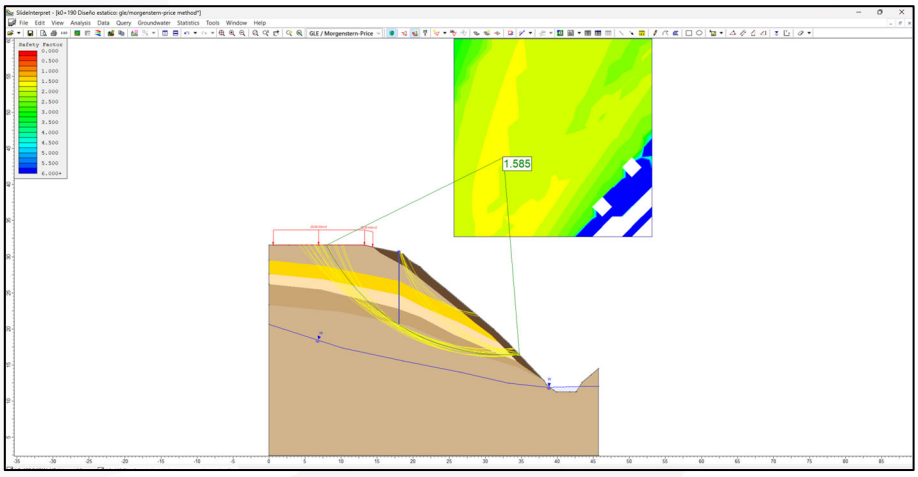


Ilustración 16. Factores de Seguridad Condición diseño sector 3 - análisis estático.

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

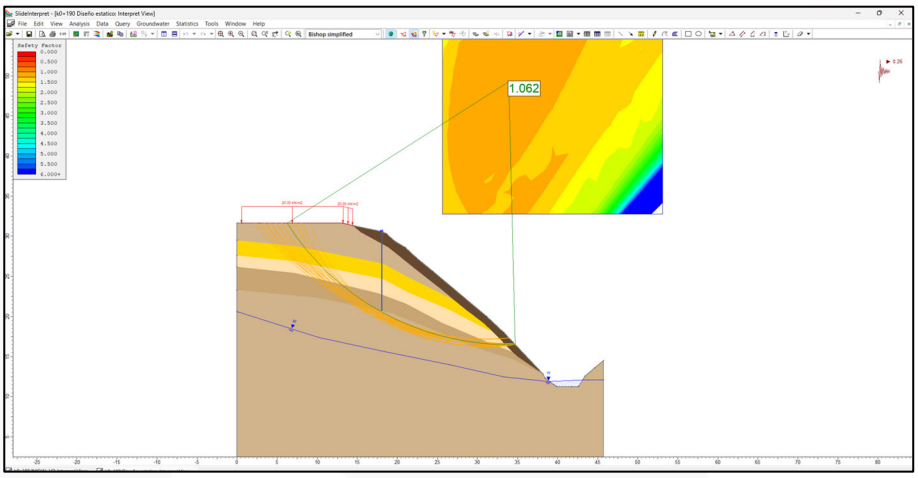


Ilustración 17. Factores de Seguridad Condición diseño sector 3 - análisis Pseudoestático.

Tabla 13. Resultados análisis de estabilidad sector 3 – condición diseño.

k0+190 Condicion de diseño						
Método de Análisis	N.F	Sobrecarga	Sismo Ah y Av	F.S.	CRITERIO	Condición de Estabilidad
BISHOP	SI	20KN/m2	Ah: 0.00g Av:0.00g	1.590	FS>=1.50	ESTABLE!!!
SPENCER				1.585	FS>=1.51	ESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.585	FS>=1.52	ESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.587	FS>=1.50	ESTABLE!!!
BISHOP			Ah: 0.260g	1.062	FS>=1.50	ESTABLE!!!
SPENCER				1.064	FS>=1.51	ESTABLE!!!
MORGERSTEN				1.067	FS>=1.52	ESTABLE!!!
CONCLUSIÓN				1.064	FS>=1.05	ESTABLE!!!

Una vez involucradas en el modelo las respectivas obras de estabilización se obtienen factores de seguridad superiores a los mínimos, tanto en la condición estática como en la pseudoestatica.

5.5.4 Estabilidad de taludes utilizando pozos perforados.

Los pilotes/caissons ayudan a aumentar la resistencia al corte en ciertas superficies de deslizamiento. La operación puede ser el resultado de una estabilidad ya establecida, donde se conoce la superficie de deslizamiento, o bien de forma preventiva, se puede proyectar según hipotéticas superficies de rotura que responsablemente, se asumen como las más probables. En ambos casos, se opera considerando una masa de terreno en movimiento sobre un cúmulo estable en el cual se atesta la alineación de pilotes.

El terreno de ambas zonas tiene una influencia distinta sobre el elemento uniaxial (pilote): solicitaciones en la parte superior (pilote pasivo – terreno activo) y resistencia en la zona inferior (pilote activo – terreno pasivo). De esta interferencia, entre “barrera” y masa en

movimiento derivan las acciones estabilizadoras, las cuales deben perseguir los siguientes objetivos:

- Conferir al talud un coeficiente de seguridad mayor del que posee;

ser absorbidas por la estructura garantizando su integridad (las tensiones internas, derivadas de las solicitaciones máximas transmitidas a las diferentes secciones de cada pilote, deben ser inferiores a las admisibles del suelo) y resultar inferiores a la carga última que soporta el terreno calculado.

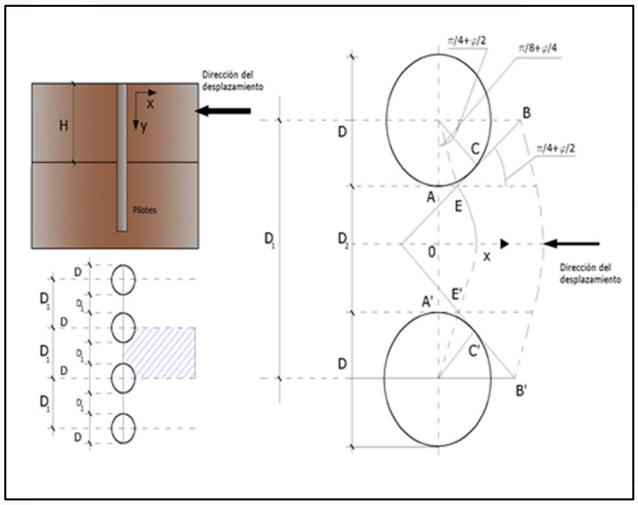


Ilustración 18. Método generalizado.

Estableciendo además que la carga absorbida por el terreno sea igual a la de la condición límite hipotética y que entre dos pilotes consecutivos, como consecuencia del empuje activo, se instaure una especie de efecto arco, los autores Beer y Carpentier (1977) obtuvieron la relación que permite determinar la carga última. Esto se logra refiriéndose al esquema estático diseñado en la figura anterior y a las hipótesis citadas.

Esta teoría se basa en la deformación plástica presentada por Ito & Matsui en la modificación de las suposiciones realizadas para dicho método.

$$p = \frac{\gamma z}{N_\phi}\left(1+\frac{\sin\phi}{2}N_\phi\right)\left[D_1\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{F_1(\phi)} e^{\frac{D_1-D_2}{D_2}F_2(\phi)} - D_2\right] +$$

$$+\frac{c}{\tan\phi}\left[D_1\frac{\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{F_1(\phi)}}{N_\phi}\left(1+\frac{\sin\phi}{2}N_\phi\right)e^{\frac{D_1-D_2}{D_2}F_2(\phi)} - D_1 - D_2\frac{\left(1+\frac{\sin\phi}{2}N_\phi\right)}{N_\phi} + D_2\right]$$

Donde;

$$F_1(\phi) = \frac{N_\phi}{\tan\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\phi}{2}\right)}(1-\sin\phi)\tan\phi + N_\phi(1-\sin\phi) - 1$$

$$F_2(\phi) = \frac{1-\sin^2\phi}{1+\sin^2\phi}\tan\phi\tan\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\phi}{4}\right)$$

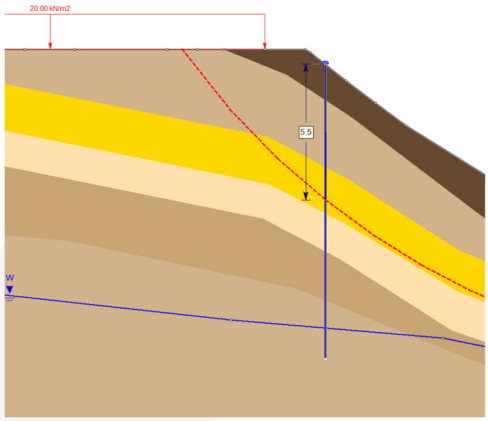
La fuerza total, con respecto a un estrato de terreno en movimiento de espesor H, se obtiene integrando la expresión anterior. El dimensionado de la cortina de pilotes que, como ya se ha mencionado, debe conferir al talud un incremento del coeficiente de seguridad y garantizar la integridad del mecanismo pilote-terreno. profundidad.

Empujes sobre el pilote Sector 2

γ=	15.39	KN/m³
C=	15	KN/m²
ϕ=	23.9	grados

Z (m)	P (KN/m)	P (ton/m)
0	10.01	1.00
0.5	16.13	1.61
1	22.25	2.23
1.5	28.37	2.84
2	34.50	3.45
2.5	40.62	4.06
3	46.74	4.67
3.5	52.86	5.29
4	58.99	5.90

D=	0.50
D1=	1.50
D2=	1.00
Nϕ=	2.362
tanϕ=	0.443
tan(π/8+ϕ/4)=	0.542
senϕ=	0.405
D1/D2=	1.500
(D1-D2)/D2=	0.500
tan(π/4+ϕ/2)=	1.537
F1ϕ	0.810
F2ϕ	0.1726



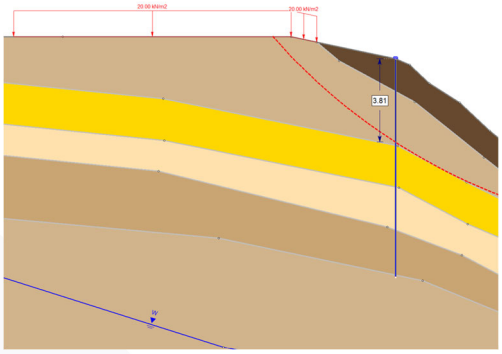
Empujes sobre pilotes sector 3.

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

γ=	15.39	KN/m³
C=	15	KN/m²
ϕ=	23.9	grados

Z (m)	P (KN/m)	P (ton/m)
0	10.01	1.00
0.5	16.13	1.61
1	22.25	2.23
1.5	28.37	2.84
2	34.50	3.45
2.5	40.62	4.06
3	46.74	4.67
3.5	52.86	5.29
4	58.99	5.90

D=	0.50
D1=	1.50
D2=	1.00
Nϕ=	2.362
tanϕ=	0.443
tan(π/8+ϕ/4)=	0.542
senϕ=	0.405
D1/D2=	1.500
(D1-D2)/D2=	0.500
tan(π/4+ϕ/2)=	1.537
F1ϕ	0.810
F2ϕ	0.1726



informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

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 reducido 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 Estructura, a continuación, se presenta la alternativa de cimentación recomendada, incluyendo los parámetros para el diseño correspondiente.

6.3 CIMENTACIÓN ESTRUCTURAS TIPO PUENTE - CIMENTACIÓN PROFUNDA – PILOTES PRE-EXCAVADOS

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

Se evaluaron diferentes tipos de pilotes, de los cuales se proponen pilotes con diámetros entre 0.80 m y 2.00 m y longitudes totales entre 6 y 20 m. Estos pilotes están diseñados a partir de un coeficiente lateral variable y un factor de seguridad de 2.50/2.20. (Punta/Fuste). 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 9) 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.
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 14 Tabla C.15.11-1 — Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio

Generalmente las cimentaciones profundas están compuestas de grupos de pilotes, sin embargo, su carga última estimada está dada por la capacidad individual de un pilote. El procedimiento correspondiente a la obtención de la capacidad de carga de un pilote corresponde a un planteamiento semiempírico para los pilotes cargados axialmente, realizando cálculos para las capacidades ultimas de sus componentes (Punta y Fuste). De esta manera tenemos la siguiente ecuación:

$$Q_T = \frac{Q_S}{SF_s} + \frac{Q_p}{SF_p} - W_p$$

Donde:

Q_T = *Capacidad* de carga total

Qs = *Capacidad* por friccion en el fuste

Q_P = *Capacidad* por punta

W_P = *Peso* del Pilote

SF_s = Factor de seguridad por fuste

SF_P = Factor de seguridad por punta

Ahora procedemos a especificar las fórmulas de cada componente:

Capacidad por fricción en el fuste

$$Q_S = D * \pi * K_0 * \sigma v' * \tan(\frac{2}{3} * \phi)$$

Donde:

Qs = *Capacidad* por friccion en el fuste

D = *Diametro* del Pilote

K_0 = Coeficiente de presi*on* de suelo en reposo

$\sigma v'$ = Esfuerzo vertical efectivo

ϕ = Angulo de fricci*ón* interna del material

Capacidad por punta

$$Q_P = A_g * (C * N_c + \sigma v' * N_q)$$

Donde:

Q_P = *Capacidad* por punta

A_g = *Area* efectiva del pilote

N_c ,N_q = Factores adimensionales de capacidad de carga obtenidos por teoria de plasticidad

$\sigma v'$ = Esfuerzo vertical efectivo

Tabla 15. Capacidad de Carga de Pilotes.

D=	1.50 m		ϕqp=	0.40	FR Fuste en Arcilla		ϕqp=	0.50	FR Punta en Arena				
NF=	9.40 m		ϕqs=	0.45	FR Fuste en Arcilla		ϕqs=	0.55	FR Fuste en Arena				
		* 1224.64 ton		Limitado al 0.33Agf'c									
	Profundidad	Tipo de Suelo	N60	Su	α	γ	Nq	Nc	ϕqpRp	ϕqpRs	R_R	Traccion
#	Prof Pilote (m)			ton/m²		ton/m³			ton	ton	ton	ton
1	6	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	55.21	23.09	78.31	48.54
2	7	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	55.21	26.94	82.16	56.63
3	8	Suelo Cohesivo	9.00	3.30	0.55	1.55	15.42	26.66	62.19	30.79	92.98	64.72
4	9	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	92.80	34.99	127.79	73.16
5	10	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	92.80	39.19	131.99	81.60
6	11	Suelo Cohesivo	15.00	3.40	0.55	1.58	24.07	36.47	87.65	43.15	130.80	89.81
7	12	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	117.39	47.35	164.74	98.25
8	13	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	117.39	51.55	168.94	106.69
9	14	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.61	87.96	95.90	244.04	55.75	299.79	115.13
10	15	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	243.93	59.95	303.88	123.57
11	16	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	243.93	64.15	308.08	132.01
12	17	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.66	97.96	104.24	265.26	68.35	333.60	140.45
13	18	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	265.26	72.54	337.80	148.89
14	19	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	265.26	76.74	342.00	157.33
15	20	Suelo NO Cohesivo	50.00	3.60	0.55	1.88	175.04	164.59	256.24	153.87	410.10	238.69

D=	1.60 m		fqp=	0.40	FR Fuste en Arcilla		fqp=	0.50	FR Punta en Arena			
NF=	9.40 m		fqs=	0.45	FR Fuste en Arcilla		fqs=	0.55	FR Fuste en Arena			
	*	1393.36 ton		Limitado al 0.33Agf'c								
	Profundidad	Tipo de Suelo	N60	Su	α	γ	Nq	Nc	fqpRp	fqpRs	RR	Traccion
#	Prof Pilote (m)			ton/m²		ton/m³			ton	ton	ton	ton
1	6	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	62.82	24.63	87.45	53.59
2	7	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	62.82	28.74	91.56	62.52
3	8	Suelo Cohesivo	9.00	3.30	0.55	1.55	15.42	26.66	70.76	32.84	103.60	71.45
4	9	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	105.59	37.32	142.91	80.75
5	10	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	105.59	41.80	147.39	90.06
6	11	Suelo Cohesivo	15.00	3.40	0.55	1.58	24.07	36.47	99.73	46.03	145.76	99.11
7	12	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	133.56	50.51	184.07	108.42
8	13	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	133.56	54.99	188.55	117.72
9	14	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.61	87.96	95.90	277.66	59.47	337.13	127.02
10	15	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	277.54	63.95	341.49	136.33
11	16	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	277.54	68.42	345.97	145.63
12	17	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.66	97.96	104.24	301.81	72.90	374.71	154.94
13	18	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	301.81	77.38	379.19	164.24
14	19	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	301.81	81.86	383.67	173.54
15	20	Suelo NO Cohesivo	50.00	3.60	0.55	1.88	175.04	164.59	291.54	164.13	455.67	260.64

D=	1.70 m		fqp=	0.4	FR Fuste en Arcilla		fqp=	0.50	FR Punta en Arena			
NF=	9.40 m		fqs=	0.45	FR Fuste en Arcilla		fqs=	0.55	FR Fuste en Arena			
	*	1572.98		Limitado al 0.33Agf'c								
	Profundidad	Tipo de Suelo	N60	Su	α	γ	Nq	Nc	fqpRp	fqpRs	RR	Traccion
#	Prof Pilote (m)			ton/m²		ton/m³			ton	ton	ton	ton
1	6	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	70.92	26.17	97.09	58.86
2	7	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	70.92	30.53	101.45	68.67
3	8	Suelo Cohesivo	9.00	3.30	0.55	1.55	15.42	26.66	79.88	34.90	114.77	78.48
4	9	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	119.20	39.65	158.86	88.68
5	10	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	119.20	44.41	163.62	98.89
6	11	Suelo Cohesivo	15.00	3.40	0.55	1.58	24.07	36.47	112.58	48.91	161.49	108.83
7	12	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	150.78	53.67	204.44	119.04
8	13	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	150.78	58.42	209.20	129.24
9	14	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.61	87.96	95.90	313.45	63.18	376.63	139.45
10	15	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	313.32	67.94	381.26	149.65
11	16	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	313.32	72.70	386.02	159.86
12	17	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.66	97.96	104.24	340.71	77.46	418.17	170.07
13	18	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	340.71	82.22	422.93	180.27
14	19	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	340.71	86.98	427.69	190.48
15	20	Suelo NO Cohesivo	50.00	3.60	0.55	1.88	175.04	164.59	329.12	174.38	503.51	283.34

D=	1.80 m	fqp=	0.4	FR Fuste en Arcilla		fqp=	0.50	FR Punta en Arena				
NF=	9.40 m	fqs=	0.45	FR Fuste en Arcilla		fqs=	0.55	FR Fuste en Arena				
	*	1572.98 Limitado al 0.33Agf'c										

	Profundidad	Tipo de Suelo	N60	Su	α	γ	Nq	Nc	fqpRp	fqpRs	RR	Traccion
#	Prof Pilote (m)			ton/m²		ton/m³			ton	ton	ton	ton
1	6	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	79.51	27.71	107.22	64.36
2	7	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	79.51	32.33	111.84	75.08
3	8	Suelo Cohesivo	9.00	3.30	0.55	1.55	15.42	26.66	89.55	36.95	126.50	85.81
4	9	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	133.64	41.99	175.63	96.95
5	10	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	133.64	47.03	180.66	108.10
6	11	Suelo Cohesivo	15.00	3.40	0.55	1.58	24.07	36.47	126.21	51.78	178.00	118.96
7	12	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	169.04	56.82	225.86	130.11
8	13	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	169.04	61.86	230.90	141.26
9	14	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.61	87.96	95.90	351.41	66.90	418.31	152.40
10	15	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	351.26	71.94	423.20	163.55
11	16	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	351.26	76.98	428.24	174.69
12	17	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.66	97.96	104.24	381.97	82.02	463.99	185.84
13	18	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	381.97	87.05	469.03	196.98
14	19	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	381.97	92.09	474.06	208.13
15	20	Suelo NO Cohesivo	50.00	3.60	0.55	1.88	175.04	164.59	368.98	184.64	553.62	306.79

D=	2.00 m	fqp=	0.4	FR Fuste en Arcilla		fqp=	0.50	FR Punta en Arena				
NF=	9.40 m	fqs=	0.45	FR Fuste en Arcilla		fqs=	0.55	FR Fuste en Arena				
	*	1572.98 Limitado al 0.33Agf'c										

	Profundidad	Tipo de Suelo	N60	Su	α	γ	Nq	Nc	fqpRp	fqpRs	RR	Traccion
#	Prof Pilote (m)			ton/m²		ton/m³			ton	ton	ton	ton
1	6	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	98.16	30.79	128.95	76.03
2	7	Suelo Cohesivo	7.00	3.30	0.55	1.48	12.97	23.67	98.16	35.92	134.08	88.70
3	8	Suelo Cohesivo	9.00	3.30	0.55	1.55	15.42	26.66	110.56	41.05	151.61	101.37
4	9	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	164.99	46.65	211.64	114.51
5	10	Suelo Cohesivo	15.00	3.60	0.55	1.57	24.07	36.47	164.99	52.25	217.24	127.65
6	11	Suelo Cohesivo	15.00	3.40	0.55	1.58	24.07	36.47	155.82	57.54	213.36	140.48
7	12	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	208.69	63.14	271.82	153.61
8	13	Suelo Cohesivo	20.00	3.60	0.55	1.60	33.30	46.13	208.69	68.73	277.42	166.75
9	14	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.61	87.96	95.90	433.84	74.33	508.17	179.89
10	15	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	433.66	79.93	513.59	193.03
11	16	Suelo Cohesivo	37.00	3.60	0.55	1.68	87.92	95.86	433.66	85.53	519.19	206.17
12	17	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.66	97.96	104.24	471.57	91.13	562.70	219.31
13	18	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	471.57	96.73	568.30	232.44
14	19	Suelo Cohesivo	39.00	3.60	0.55	1.80	97.96	104.24	471.57	102.32	573.90	245.58
15	20	Suelo NO Cohesivo	50.00	3.60	0.55	1.88	175.04	164.59	455.53	205.16	660.69	355.95

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

Tabla 16. Capacidad de Carga de Pilotes W+L

D=	0.50 m			SFp=	3.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m			SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
	Profundidad	c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Prof Pilote (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.70	23.90	1.546	9.51	19.21	0.60	7.92	11.90	16.99
2	7	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	10.27	13.08	20.05
3	8	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	11.33	14.43	21.99
4	9	2.20	26.00	1.548	11.86	22.27	0.56	13.99	15.96	25.71
5	10	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	16.07	17.57	28.93
6	11	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	16.54	19.24	30.60
7	12	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	17	20.98	32.33
8	13	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	17.47	22.78	34.12
9	14	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	17.93	24.64	35.97
10	15	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	18.4	26.56	37.89

D=	0.60 m	m		SFp=	3.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m	m		SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
		c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.70	23.90	1.546	9.51	19.21	0.60	11.4	14.26	21.59
2	7	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	14.78	15.67	25.70
3	8	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	16.32	17.28	28.17
4	9	2.20	26.00	1.548	11.86	22.27	0.56	20.14	19.12	33.15
5	10	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	23.14	21.05	37.40
6	11	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	23.81	23.06	39.41
7	12	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	24.48	25.14	41.48
8	13	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	25.15	27.29	43.62
9	14	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	25.82	29.52	45.84
10	15	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	26.49	31.82	48.13

D=	0.80 m	m		SFp=	3.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m	m		SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
		c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.70	23.90	1.546	9.51	19.21	0.60	20.26	19.02	32.04
2	7	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	26.27	20.90	38.73
3	8	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	29.01	23.05	42.41
4	9	2.20	26.00	1.548	11.86	22.27	0.56	35.8	25.50	50.44
5	10	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	41.13	28.08	57.15
6	11	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	42.32	30.76	59.81
7	12	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	43.51	33.53	62.56
8	13	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	44.7	36.40	65.42
9	14	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	45.89	39.37	68.37
10	15	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	47.09	42.44	71.43

D=	1.00 m	m		SFp=	3.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m	m		SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
		c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.70	23.90	1.546	9.51	19.21	0.60	31.65	23.78	44.12
2	7	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	41.05	26.13	53.99
3	8	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	45.32	28.82	59.06
4	9	2.20	26.00	1.548	11.86	22.27	0.56	55.93	31.88	70.85
5	10	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	64.27	35.10	80.52
6	11	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	66.13	38.44	83.84
7	12	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	67.99	41.91	87.28
8	13	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	69.85	45.50	90.85
9	14	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	71.71	49.21	94.53
10	15	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	73.57	53.04	98.34

información.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

Tabla 17. Capacidad de Carga de Pilotes W+L+S

D=	0.50 m			SFp=	2.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m			SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
	Profundidad	c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Prof Pilote (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.70	23.90	1.546	9.51	19.21	0.60	11.87	11.90	20.94
2	7	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	15.4	13.08	25.18
3	8	2.00	25.00	1.529	10.67	20.74	0.58	17	14.43	27.66
4	9	2.20	26.00	1.548	11.86	22.27	0.56	20.98	15.96	32.70
5	10	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	24.1	17.57	36.96
6	11	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	24.8	19.24	38.86
7	12	2.50	26.80	1.550	12.92	23.60	0.55	25.5	20.98	40.83
8	13	2.50	26.80	1.55	12.92	23.60	0.55	26.2	22.78	42.85
9	14	2.50	26.80	1.55	12.92	23.60	0.55	26.89	24.64	44.93
10	15	2.50	26.80	1.55	12.92	23.60	0.55	27.59	26.56	47.08

D=	0.60 m	m		SFp=	2.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m	m		SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
		c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.7	23.9	1.546	9.51	19.21	0.595	17.09	14.26	27.28
2	7	2	25	1.529	10.67	20.74	0.578	22.17	15.67	33.09
3	8	2	25	1.529	10.67	20.74	0.578	24.47	17.28	36.32
4	9	2.2	26	1.548	11.86	22.27	0.562	30.21	19.12	43.22
5	10	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	34.71	21.05	48.97
6	11	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	35.71	23.06	51.31
7	12	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	36.72	25.14	53.72
8	13	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	37.72	27.29	56.19
9	14	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	38.72	29.52	58.74
10	15	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	39.73	31.82	61.37

D=	0.80 m	m		SFp=	2.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m	m		SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
		c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.7	23.9	1.546	9.51	19.21	0.595	30.38	19.02	42.16
2	7	2	25	1.529	10.67	20.74	0.578	39.41	20.90	51.87
3	8	2	25	1.529	10.67	20.74	0.578	43.51	23.05	56.91
4	9	2.2	26	1.548	11.86	22.27	0.562	53.7	25.50	68.34
5	10	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	61.7	28.08	77.72
6	11	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	63.48	30.76	80.97
7	12	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	65.27	33.53	84.32
8	13	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	67.05	36.40	87.77
9	14	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	68.84	39.37	91.32
10	15	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	70.63	42.44	94.97

D=	1.00 m	m		SFp=	2.0	Factor de Seguridad por Punta				
NF=	10.00 m	m		SFs=	2.5	Factor de Seguridad por Fuste				
				Nivel Desplante:		-0.00m				
		c	ϕ	γ	Nq	Nc	K0	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Qtotal
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³				ton	ton	ton
1	6	1.7	23.9	1.546	9.51	19.21	0.595	47.47	23.78	59.94
2	7	2	25	1.529	10.67	20.74	0.578	61.57	26.13	74.51
3	8	2	25	1.529	10.67	20.74	0.578	67.97	28.82	81.71
4	9	2.2	26	1.548	11.86	22.27	0.562	83.9	31.88	98.82
5	10	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	96.4	35.10	112.65
6	11	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	99.19	38.44	116.90
7	12	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	101.98	41.91	121.27
8	13	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	104.77	45.50	125.77
9	14	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	107.56	49.21	130.38
10	15	2.5	26.8	1.55	12.92	23.6	0.55	110.35	53.04	135.12

6.4 EFICIENCIA DE GRUPO

Normalmente los pilotes de agrupan para formar cimentaciones a las que se da continuidad mediante UNA VIGA CABEZAL, en este caso, 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 2.5Φa 4Φ.

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 = 3.5Φ. Para valores muy superiores (s >>3.5Φ) los pilotes se comportarán como aislados y la mejora por efecto grupo será despreciable. Para valores muy inferiores (s ≈ 2Φ) queda poco suelo entre los pilotes y se pierde eficiencia.

El máximo efecto correspondería a:

$$Q_h^{grupo} = 1.25 \sum Q_h^i$$

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

$$Q_h^{grupo} = \sum Q_h^i$$

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:

$$Q_h^{grupo} = 0.7 \sum Q_h^i \qquad 2\phi \le s \le 4\phi$$

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:

$$Q_h^{grupo} = \eta \sum Q_h^i$$

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

Tabla 18. Ecuaciones para cálculo de eficiencia para grupo de pilotes. Fuente Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das.

Nombre	Ecuación
Ecuación de Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2}\right]\theta$ donde $\theta(\text{grados}) = \tan^{-1}(D/d)$
Ecuación de Los Ángeles Group Action	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2}[n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$
Ecuación de Seiler-Keeney (Seiler y Keeney, 1944)	$\eta = \left\{1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)}\right]\left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1}\right]\right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ donde d está en pies

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

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

y si $\eta \geq 1$, entonces

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

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.

Tabla 19. Resumen eficiencia grupo de pilotes. Fuente Propia.

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

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

6.5 MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL DEL SUELO

Los módulos de reacción horizontal se obtienen de acuerdo a Bowles en su ecuación 16-33 y sugerida por NAFAC Design Manual DM7.2(1982).

$$k_s = \frac{fz}{D}$$

Donde:

f= factor correspondiente del tipo de suelo y se basa la tabla

z= profundidad de análisis

D= diámetro de pilote

Tabla 20. Valores de f

Valores para *f*			
	qu	**Dr**	***f***
Grano fino	20	0	200
	40		350
	60		550
	80	15	800
Grano grueso		30	
	110	40	800
	150	50	140
	190	60	2000
	230	70	2800
	270	80	3400
	310	90	4200
	370		4900

Tabla 21. Módulo de reacción horizontal del suelo

Método de Bowles y NAFAC Design Manual DM 7.2					
z	f	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)
(m)	(KN/m3)	0.5	0.6	0.8	1
1	350	700	584	438	350
2	350	1400	1167	875	700
3	350	2100	1750	1313	1050
4	350	2800	2334	1750	1400
5	550	5500	4584	3438	2750
6	550	6600	5500	4125	3300
7	800	11200	9334	7000	5600
8	800	12800	10667	8000	6400
9	800	14400	12000	9000	7200
10	800	16000	13334	10000	8000
11	802	17644	14704	11028	8822
12	802	19248	16040	12030	9624
13	803	20878	17399	13049	10439
14	803	22484	18737	14053	11242
15	804	24120	20100	15075	12060

6.6 ASENTAMIENTOS EN LOS PILOTES

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo Qw está dada por (Das, 2012):

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

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:

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

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

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

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para las consideraciones del proyecto.

Tabla 22. Asentamientos de Pilotes

D=	0.50 m	Dcampana=	0.00 m	SFp=									
				SFs=									
							Capacidad Carga		Asentamientos elasticos				
	Profundidad	c	ϕ	γ	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se	
#	Prof Pilote (m)	ton/m²		ton/m³	ton/m²		ton	ton	mm	mm	mm	mm	
1	6	1.70	23.90	1.55	4636.58	0.35	11.87	11.90	0.263	4.862	0.384	5.509	
2	7	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	15.40	13.08	0.376	6.379	0.377	7.131	
3	8	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	17.00	14.43	0.474	7.041	0.374	7.889	
4	9	2.20	26.00	1.55	4642.58	0.35	20.98	15.96	0.635	8.583	0.372	9.590	
5	10	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	24.10	17.57	0.800	9.847	0.376	11.024	
6	11	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	24.80	19.24	0.923	10.133	0.383	11.439	
7	12	2.50	26.80	1.55	4695.89	0.35	25.50	20.98	1.055	10.314	0.386	11.755	
8	13	2.50	26.80	1.55	4743.45	0.35	26.20	22.78	1.196	10.491	0.391	12.077	
9	14	2.50	26.80	1.55	4743.45	0.35	26.89	24.64	1.346	10.767	0.399	12.512	
10	15	2.50	26.80	1.55	4743.45	0.35	27.59	26.56	1.506	11.047	0.408	12.962	

D=	0.60 m	m		SFp=									
		m		SFs=									
							Capacidad Carga		Asentamientos elasticos				
		c	ϕ	γ	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se	
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³	ton/m²		ton	ton	mm	mm	mm	mm	
1	6	1.70	23.90	1.55	4636.58	0.35	17.09	14.26	0.247	5.834	0.445	6.525	
2	7	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	22.17	15.67	0.355	7.652	0.451	8.458	
3	8	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	24.47	17.28	0.447	8.446	0.447	9.341	
4	9	2.20	26.00	1.55	4642.58	0.35	30.21	19.12	0.602	10.299	0.445	11.347	
5	10	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	34.71	21.05	0.760	11.818	0.451	13.029	
6	11	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	35.71	23.06	0.875	12.159	0.459	13.492	
7	12	2.50	26.80	1.55	4695.89	0.35	36.72	25.14	0.997	12.377	0.463	13.837	
8	13	2.50	26.80	1.55	4743.45	0.35	37.72	27.29	1.128	12.586	0.468	14.182	
9	14	2.50	26.80	1.55	4743.45	0.35	38.72	29.52	1.267	12.920	0.478	14.665	
10	15	2.50	26.80	1.55	4743.45	0.35	39.73	31.82	1.415	13.257	0.489	15.161	

D=	0.80 m	m		SFp=								
		m		SFs=								
							Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
		c	ϕ	γ	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³	ton/m²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	1.70	23.90	1.55	4636.58	0.35	30.38	19.02	0.226	7.778	0.565	8.570
2	7	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	39.41	20.90	0.329	10.202	0.552	11.083
3	8	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	43.51	23.05	0.415	11.264	0.545	12.223
4	9	2.20	26.00	1.55	4642.58	0.35	53.70	25.50	0.561	13.731	0.541	14.833
5	10	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	61.70	28.08	0.710	15.756	0.546	17.013
6	11	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	63.48	30.76	0.815	16.211	0.554	17.580
7	12	1.70	23.90	1.55	4636.58	0.35	65.27	33.53	0.926	16.711	0.565	18.202
8	13	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	67.05	36.40	1.044	17.358	0.582	18.983
9	14	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	68.84	39.37	1.169	17.821	0.593	19.584
10	15	2.20	26.00	1.55	4642.58	0.35	70.63	42.44	1.302	18.060	0.598	19.960

D=	1.00 m	m		SFp=								
		m		SFs=								
							Capacidad Carga		Asentamientos elasticos			
		c	ϕ	γ	Es	μ	Qp (Punta)	Qs (Fuste)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se
#	Acum (m)	ton/m²		ton/m³	ton/m²		ton	ton	mm	mm	mm	mm
1	6	1.70	23.90	1.55	4636.58	0.35	47.47	23.78	0.214	9.723	0.682	10.619
2	7	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	61.57	26.13	0.313	12.751	0.665	13.729
3	8	2.00	25.00	1.53	4585.60	0.35	67.97	28.82	0.395	14.077	0.656	15.128
4	9	2.20	26.00	1.55	4642.58	0.35	83.90	31.88	0.537	17.162	0.650	18.349
5	10	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	96.40	35.10	0.680	19.694	0.655	21.030
6	11	2.50	26.80	1.55	4648.58	0.35	99.19	38.44	0.779	20.264	0.664	21.706
7	12	2.50	26.80	1.55	4695.89	0.35	101.98	41.91	0.883	20.624	0.667	22.175
8	13	2.50	26.80	1.55	4695.89	0.35	104.77	45.50	0.994	21.188	0.679	22.861
9	14	2.50	26.80	1.55	4695.89	0.35	107.56	49.21	1.111	21.752	0.692	23.555
10	15	2.50	26.80	1.55	4695.89	0.35	110.35	53.04	1.234	22.317	0.706	24.256

informacion.terram@gmail.com
Cel: 310 409 4063
Tel: (6) 7463714
Cll 9 No. 12-37. Armenia, Quindío

7 RECOMENDACIONES PARA EL 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.).

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. Para la condición actual para la estabilidad se contemplan como obras principales la construcción de cribas de pilotes para garantizar la estabilidad del talud y viviendas.

A continuación, me permito hacer la descripción de una serie de obras complementarias a implementar en el proyecto con el fin de mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes aledaños. Las medidas consisten principalmente en la construcción de una serie de obras para el manejo de las aguas subsuperficiales y/o mantener y/o generar una cobertura para las áreas expuestas.

7.1 OBRAS DE MANEJO DE AGUAS SUBSUPERFICIALES.

El control de las aguas subsuperficiales constituye un aspecto fundamental en la estabilidad de taludes como medida complementaria, particularmente en sectores donde se presentan materiales susceptibles a la pérdida de resistencia por incremento de presiones de poros. En este sentido, la implementación de sistemas de subdrenaje, como los subdrenes subhorizontales, se considera una medida efectiva para mejorar las condiciones de estabilidad global.

A continuación, se mencionan algunas de las principales características y funciones que deben cumplir dichos sistemas.

- Se recomienda el uso de tubería perforada (generalmente en PVC) con adecuada resistencia estructural, envuelta en material de geotextil no tejido, que evite el ingreso de finos y garantice la durabilidad del sistema.
- Los subdrenes deben integrarse de manera adecuada con otras medidas de estabilización, como cribas de pilotes o anclajes, asegurando que su instalación no comprometa la integridad estructural de estas obras. Su función es complementaria, orientada a reducir presiones de poros y mejorar la eficiencia del sistema global.
- Durante la ejecución, se debe garantizar la correcta perforación de los drenes, evitando colapsos en el barreno y asegurando la instalación continua de la tubería.

- La implementación de subdrenes representa una alternativa de bajo impacto ambiental en comparación con otras obras de drenaje superficial, en la medida en que reduce la intervención directa sobre la cobertura vegetal.
- Se recomienda que, en aquellos sectores donde la localización proyectada de subdrenes subhorizontales coincida con áreas de guadual o cobertura vegetal densa, se evalúe su reubicación puntual en campo sin que ello comprometa la funcionalidad del sistema de subdrenaje subsuperficial. Lo anterior, considerando que este tipo de vegetación aporta beneficios significativos a la estabilidad del talud, tanto por el refuerzo mecánico asociado a su sistema radicular como por su contribución al control de la humedad del suelo. En este sentido, se considera técnicamente más favorable preservar dichas coberturas vegetales y ajustar la disposición de los subdrenes dentro del área de influencia, garantizando la interceptación de flujos subsuperficiales o liberación de presión de poros sin generar una afectación innecesaria sobre elementos naturales que contribuyen a la estabilidad del terreno.

7.2 PROTECCIÓN Y REVESTIMIENTO DE TALUDES.

La revegetalizacion 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 precondicionantes 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

La Revegetalizacion es una técnica bastante aceptada actualmente para mejoramiento de la estabilidad de un talud, puesto que con ella se obtienen ventajas, como las siguientes:

- Intercepción del agua lluvia.
- Extracción de la humedad del suelo.
- Aumento de la resistencia al cortante
- Anclaje del suelo superficial con los estratos profundos.
- Aumento del peso sobre el talud.
- Disminución de la susceptibilidad a la erosión.

La influencia de la vegetación sobre la resistencia al corte del suelo, no tiene una base teórica plenamente sustentada que permita incluirla dentro de los análisis de estabilidad como alguna variación en el valor de los parámetros de resistencia del suelo, o en el factor de seguridad. Sin embargo, es importante tener en cuenta que las raíces de los árboles pueden servir como anclaje de las capas superficiales con los estratos duros, dependiendo de algunos factores como la profundidad de la raíz y la localización de los estratos débiles y fuertes.

Es recomendable que cualquier decisión que se deba tomar respecto a tipo de vegetación y la disposición de la misma sobre el talud, debe estar sujeta al criterio de un profesional encargado (p.e. ingeniero forestal o agrónomo), para que determine soluciones que involucren el efecto de la vegetación en los problemas de estabilidad de taludes, basado en la experiencia adquirida en este tipo de situaciones y en la literatura existente; puesto que la elección de una especie vegetal errónea dada las características del talud puede generar efectos contraproducente como grietas por desecación o transmisión al suelo de la fuerza del viento

Para los casos específicos de los taludes expuestos, se sugiere emprender un programa de Bioingeniería o Revegetalizacion con especies no muy altas, de gran forraje y sistema radicular profundo, en caso de aplicar, si se evidencia que la zona de estudio es altamente competente para su auto regeneración es preferible dejar que se revegetalice por sí misma.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados presentados, obtenidos de las exploraciones de campo y resultado de los ensayos de laboratorio, se presentan las recomendaciones desde el punto de vista técnico como constructivo. Se logra establecer el perfil de suelos y recomendaciones de estabilización generales para la zona.

De acuerdo con el análisis de estabilidad se dimensionaron las obras de estabilización correspondientes desde el punto de vista geotécnico, el diseño en general y la longitud de los elementos tipo pilote fue determinada para garantizar cortar y reducir las superficies de falla más probables cerca de la localización de las viviendas o corona del talud y así alcanzar el factor de seguridad mínimo requerido por la norma.

Con base en los análisis efectuados los menores factores de seguridad, se determinó que el sector más desfavorable es el sector 2, seguido por el sector 3. En el sector 1, bajos las condiciones topográficas y geotécnicas actuales cumple con los factores de seguridad mínimos establecidos con la norma en la condición actual, razón por la cual no se proyectan obras en este sector. A continuación, se presenta el cuadro de coordenadas de los sectores con obra de estabilización tipo criba.

SECTOR	ABSCISA		COORDENADAS			
	Inicial	Final	Inicial		Final	
			X	Y	X	Y
2	3.84	45.84	4706751.51	2057991.47	4706749.92	2057953.95
3	47.42	118.11	4706748.72	2057955.00	4706717.08	2057897.05

El análisis geotécnico identificó la necesidad de la construcción de una estructura de pilotes de diámetro mínimo de 0.50 m, separación tres diámetros y de longitud entre 8.0 m a 10.0 m para los sectores 2 y 3 respectivamente. El diseñador estructural será libre de emplear cualquier otra configuración siempre y cuando tanto el diámetro como la longitud especificada sea mayor. Como complemento a la obra de estabilización, se recomienda la construcción de subdrenes subhorizontales como se muestra en los planos de implantación. Se deberá garantizar la profundidad de empotramiento de los elementos principales igual que las obras de drenaje contempladas, en caso de presentar inconvenientes se solicita que sea informados a esta firma para realizar las recomendaciones pertinentes.

De acuerdo con la solicitud del contratante, se define a continuación un orden de prioridad para la ejecución de las obras de estabilización y/o complementarias de acuerdo con los análisis efectuados.

- En primer lugar, se recomienda la construcción de los elementos de criba de pilotes del sector 2.

- Posteriormente, se recomienda la construcción de los elementos tipo criba de pilotes del sector 3 con los elementos de subdrenaje con la tubería perforada.

Si bien este orden responde a criterios de prioridad y optimización de recursos, es importante resaltar que la mayor efectividad y durabilidad de la solución se alcanzará con la ejecución integral del conjunto de obras proyectadas, evitando intervenciones fragmentadas que podrían limitar el desempeño del sistema a mediano y largo plazo.

Respecto a las ampliaciones de las viviendas se recomienda a la entidad encargada de regular y restringir dichas ampliaciones hacia la dirección del talud. De acuerdo con las visitas de campo se identifica que estas ampliaciones sin supervisión ni experticia técnica alteran significativamente el equilibrio natural y aumentan el riesgo de deslizamientos, erosión y otras afectaciones. Las ampliaciones agregan peso adicional sobre el talud, lo que incrementa las tensiones normales en el suelo.

Si esta sobrecarga no es debidamente analizada, puede reducir el factor de seguridad y desencadenar fallas por deslizamiento, dado que estas ampliaciones no contemplan obras de contención con el rigor necesario comprometiendo aún más la seguridad global del sector.

Es importante mencionar que la obra de estabilización no podrá ser empleada como cimentación de ampliaciones o apoyo de cualquier otra estructura u obra que no esté contemplada en el presente informe.

La implementación de monocultivos en zonas de ladera o taludes con antecedentes de inestabilidad representa un riesgo geotécnico considerable. En este caso, por su configuración geomorfológica y condiciones generales de manejo de aguas, se considera que esta podría ser naturalmente susceptible a fenómenos de erosión superficial, que podrían dar paso a deslizamientos mayores y pérdida de masa vegetal estabilizadora. Cabe resaltar que esta práctica reduce significativamente la capacidad del terreno para retener agua de manera equilibrada lo que limita el anclaje del suelo y favorece la formación de canales de escorrentía.

Por otro lado, se recomienda emplear campañas de sensibilización con los residentes del sector respecto al manejo y disposición adecuada de los residuos, ya que la disposición inadecuada de residuos sólidos por parte de los residentes en zonas de ladera constituye un factor de degradación ambiental que puede acelerar procesos de inestabilidad geotécnica y erosión del suelo. Este fenómeno tiene múltiples efectos físicos, químicos y mecánicos que interactúan negativamente con la estabilidad del terreno.

Desde el punto de vista físico, la acumulación de basura genera cambios en la geometría del talud, alterando las pendientes naturales y sobrecargando el terreno en puntos localizados. La acumulación de bolsas, plásticos, llantas, escombros y otros residuos pueden provocar taponamientos de canales naturales o zanjas de drenaje, lo que conduce a encharcamientos

y aumento de la presión de poros en el suelo, un factor crítico en la activación de deslizamientos superficiales o profundos.

Adicionalmente, algunos residuos orgánicos al descomponerse generan líquidos lixiviados, los cuales se infiltran en el subsuelo alterando la composición química de este. Estos lixiviados suelen contener compuestos ácidos, metales pesados y materia orgánica en descomposición, lo cual afecta negativamente la estructura mineralógica del suelo, degradando sus propiedades de cohesión y su resistencia al corte.

Desde un punto de vista químico, la descomposición anaeróbica de los residuos puede generar gases que además de representar un riesgo ambiental y sanitario, contribuyen a la modificación del microambiente del suelo, afectando la actividad biológica de raíces y microorganismos beneficiosos. Además, la acumulación de basura favorece la proliferación de especies invasoras y la disminución de la vegetación nativa estabilizadora, reduciendo la cobertura vegetal protectora y favoreciendo la erosión laminar y en surcos.

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.
- Determine el espaciamiento de donde va a construir la zanja con ayuda de un nivel y empiece por la parte más alta de la ladera.
- Para minimizar los riesgos de desborde de las zanjas, cuando éstas son muy largas, se dejan tabiques a lo largo de la zanja (por ejemplo, a cada 10m). Así la zanja queda dividida en diferentes secciones.
- 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 estructuras vecinas.
- 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.

9 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 topográficos o 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.