INFORME DE RESULTADOS
ESTUDIO GEOTÉCNICO

ESTACIÓN DE POLÍCIA DE GARAGOA BOYACÁ

Contrato

PN DILOF Nro 06-3-10299-25

ELABORACIÓN DEL ESTUDIO DE SUELOS PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN Y DOTACIÓN DEL DISTRITO Y ESTACIÓN DE POLICÍA GARAGOA-DEBOY

INFORME FINAL V1

OCTUBRE DE 2025

Estudios Geotécnicos Colombianos S. A. S.

Cel. +(57) 312 553 1484

E-mail: gerencia@estudiosgeotecnicos.com.co

www.estudiosgeotecnicos.com.co

Tabla de contenido

1. GENERALIDADES 6
   1.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 6
   1.2. ALCANCE DEL ESTUDIO 7
   1.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 8
2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA 9
   2.1. MORFOLOGÍA DEL TERRENO 11
   2.2. EVALUACIÓN DE REMOCIÓN EN MASA Y ESTABILIDAD DE TALUDES NATURALES. 12
3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 14
   3.1. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS 14
   3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO 16
4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y PARÁMETROS DE DISEÑO 16
   4.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO 16
   4.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO 17
      4.2.1. Módulo de Young (Kpa): 17
      4.2.2. Relación de vacíos eo: 17
      4.2.3. Parámetros de drenados de resistencia del suelo 18
      4.2.4. Resumen parámetros geotécnicos de diseño 19
   4.3. FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO 20
5. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 23
   5.1. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO 23
      5.1.1. SUELOS EXPANSIVOS 23
      5.1.2. SUELOS DISPERSIVOS 23
      5.1.3. SUELOS COLAPSABLES 23
      5.1.4. CUERPOS DE AGUA CERCANOS Y VEGETACIÓN 24
      5.1.5. ANÁLISIS DE LICUACIÓN 25
   5.2. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN 26
   5.3. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS 26
      5.3.1. ASENTAMIENTOS 27
      5.3.1. CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD 29
      Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva 29

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima 29
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 30
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal) 30
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima) 31
Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático) 32
5.3.2. CAPACIDADES ADMISIBLES 33
5.4. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS 34
5.4.1. ASENTAMIENTOS 35
5.4.1. CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD 37
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva 37
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima 37
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 37
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal) 38
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima) 39
Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático) 40
5.4.2. CAPACIDADES ADMISIBLES 41
5.5. LOSA DE CONTRAPISO 41
5.6. DRENAJES 41
5.7. RECOMENDACIONES PARA TANQUES 44
- Presión Hidrostática 45
- Presión producto de la sobrecarga 46
5.8. Evaluación de estabilidad de taludes 50
5.9. TRINCHOS 55
5.10. Recomendaciones para los gaviones del costado oriental 57
ANDENES 64
ZONAS VERDES 66

RECOMENDACIONES PAVIMENTO DE CONCRETO 67
Modulación ante la presencia de estructuras hidráulicas: 68
Recomendaciones de construcción de la juntas de pavimento rígido. 70
6. SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO 74
6.1. ESCENARIO ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN 74
6.2. ESCENARIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN 74
6.3. ESCENARIO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN 76
7. LIMITACIONES DEL DISEÑO 77

Índice de Figuras

Figura 1. Localización especifica del proyecto. Tomado de Google maps 6
Figura 2. Localización regional del proyecto. Tomado de Google Earth. 7
Figura 3. Corte del proyecto 8
Figura 4. Clasificación según tabla H.3.1-1 8
Figura 5. Mapa geológico Garagoa . PBOT 11
Figura 6. Corte topográfico de la zona del proyecto. 11
Figura 7. Panorámica de la zona del proyecto 12
Figura 8. Movimientos en masa. POMCA Río Garagoa 13
Figura 9. Plano exploraciones y sondeos 14
Figura 10. CBR realizados. 15
Figura 11. Potencial expansivo 23
Figura 12. Daños en la zona occidental 25
Figura 13. Asentamientos inmediatos 28
Figura 14. Asentamientos Consolidación 29
Figura 15. Asentamientos inmediatos 36
Figura 16. Asentamientos Consolidación 36
Figura 17. Esquema Cunetas con recubrimientos flexibles. 43
Figura 18. Análisis de estabilidad – Condición estática 47
Figura 19. Análisis de estabilidad – Condición sismo 48
Figura 20. Corte analizado. 52
Figura 21. Evaluación de estabilidad para condiciones extremas estado actual (sismo y agua)(FS=0,655) 52
Figura 22. Evaluación de estabilidad condiciones normales estado actual(FS=2,82) 53

Figura 23. Evaluación de estabilidad condiciones normales estado con gavión(FS=1,55) 54
Figura 24. Evaluación de estabilidad condiciones normales estado con gavión(FS=1,07) 54
Figura 25. Esquema básico de trinchos vivos 56
Figura 26. Corte de trinchos vivos. 57
Figura 27. Disposición típica de entrabamiento para gaviones. 60
Figura 28. Verificación del muro 61
Figura 29. Sauco. 62
Figura 30. Maní forrajero 63
Figura 31. Pasto Vetiver. 63
Figura 32. Detalle de elemento en el andén 64
Figura 33. Estructura de anden tráfico exclusivamente peatonal. 65
Figura 34. Estructura de anden tráfico de vehículos pesados (hasta 25000 ejes equivalentes) 65
Figura 35. Estructura de anden tráfico de vehículos pesados (hasta 50000 ejes equivalentes) 66
Figura 36. Detalle de modulación cuando se presentan estructuras hidráulicas y la junta de expansión coincide con la junta longitudinal 68
Figura 37. Detalle de modulación si la junta de expansión no coincide con la junta longitudinal. 69
Figura 38. Detalle de modulación de las losas en concreto cuando se presentan sumideros 69
Figura 39.Detalles de juntas transversales y longitudinales 70
Figura 40. Detalle de junta de expansión con dovela 72
Figura 41.Detalle junta de expansión sin Dovela 72

Índice de Tabla

Tabla 1. Relación de valores de qu y N (SPT) 17
Tabla 2. Rangos de valores de relación de vacíos de acuerdo al tipo de suelo. 18
Tabla 3 Parámetros geotécnicos de Diseño. 19
Tabla 4 Parámetros de diseño sísmico (fuente: Reglamento NSR-10) 20
Tabla 5. Materiales de recubrimiento para cunetas. 42

1. GENERALIDADES

1.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en la Carrera 9 No. 13A-125 Barrio San Rafael en el municipio de Garagoa, Boyacá. En la figura 1 se muestra la localización del proyecto.



Figura 1. Localización especifica del proyecto. Tomado de Google maps

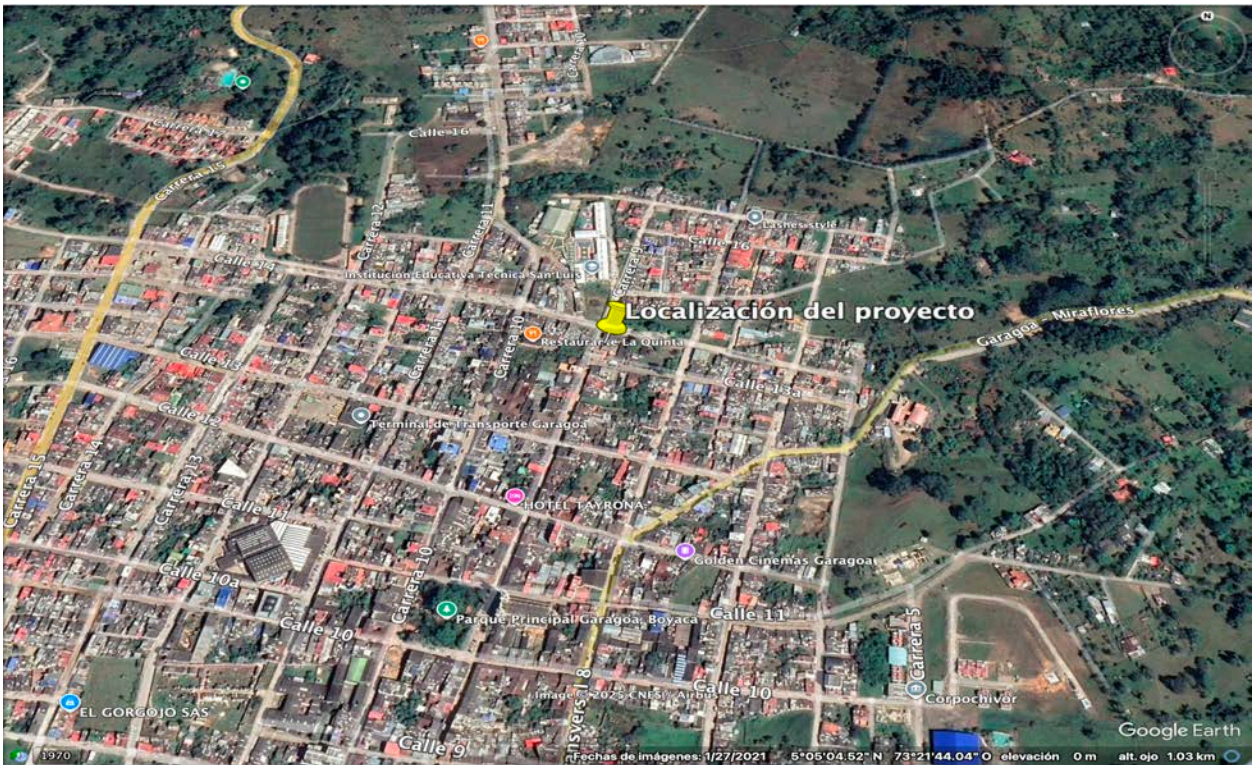


Figura 2. Localización regional del proyecto. Tomado de Google Earth.

1.2. ALCANCE DEL ESTUDIO

- DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELO: Basados en la información y exploración realizada, se definirá el perfil de suelo y sus propiedades principales de compresibilidad y resistencia al cortante.
- ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN: Usando las cargas, dimensiones y configuraciones de la estructura de cubierta, se procederá a calcular asentamientos elásticos. De acuerdo con las características del proyecto a construir (diseño estructural) y características geotécnicas del subsuelo, se evaluarán los estados límite de falla (capacidad de carga admisible) y servicio (asentamientos).
- GENERACIÓN DE UN INFORME: El producto final contendrá un resumen de los pasos descritos anteriormente, esquemas y detalles y observaciones o recomendaciones generales a tener en cuenta.

1.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la construcción de la nueva estación de policía de Garagoa compuesto por 4 bloques de hasta 3 pisos de altura y tiene un sistema estructural de pórticos, con cargas puntuales de hasta 50 toneladas.

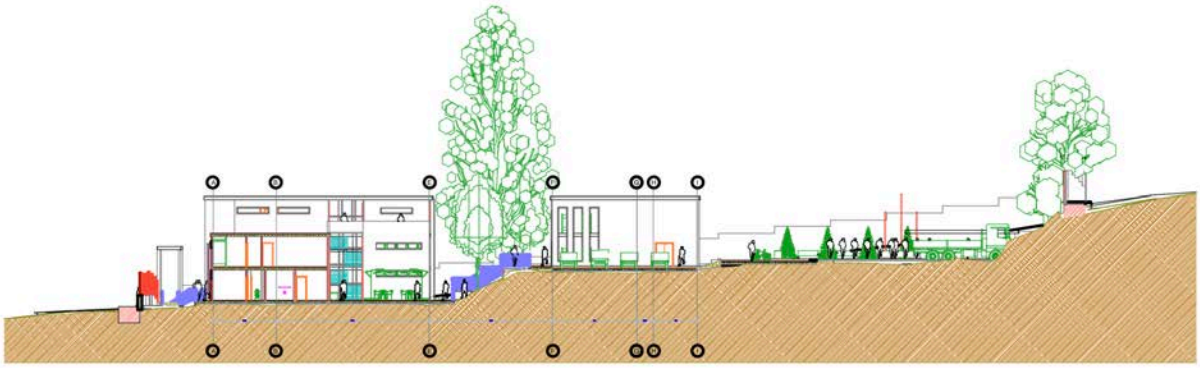


Figura 3. Corte del proyecto

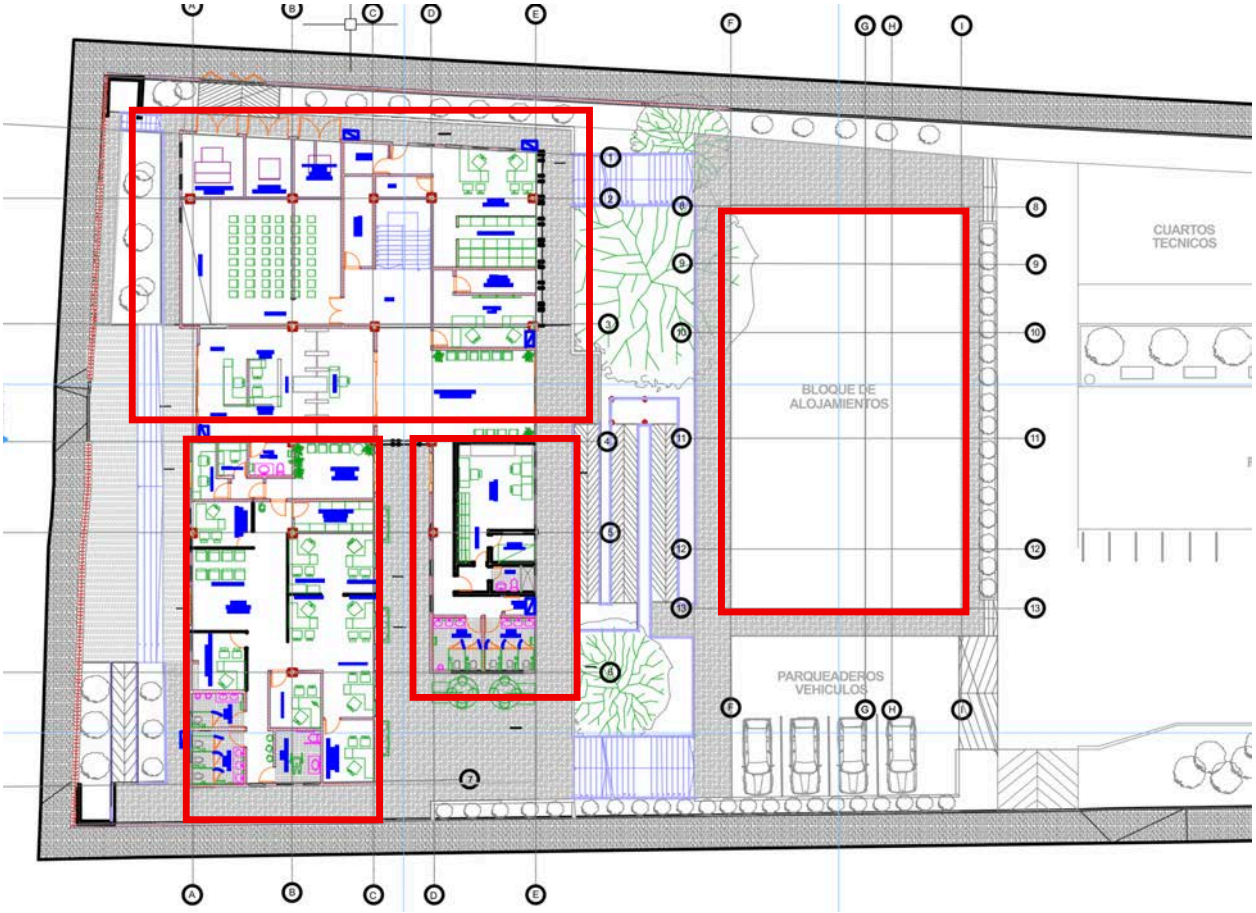
Teniendo en cuenta las características del proyecto y según la tabla H.3.1-1 del Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, el proyecto se enmarca en una edificación de categoría baja.

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Figura 4. Clasificación según tabla H.3.1-1

Se evidenció de acuerdo a la distribución de las edificaciones que existen 4 unidades de construcción de categoría BAJA como se observa a continuación:



2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

El área urbana del municipio de Garagoa se desarrolla principalmente sobre depósitos cuaternarios de origen coluvial (Qc), conformados por materiales transportados por gravedad y procesos de remoción en masa producto de la erosión hídrica y antrópica (deforestación, escorrentía superficial y socavación de laderas). Estos depósitos están constituidos por una mezcla heterométrica de fragmentos angulosos y subangulosos de areniscas, lutitas y limolitas provenientes de las formaciones cretácicas adyacentes, embebidos en una matriz arcillo-limosa de mediana a alta plasticidad. La potencia de estos depósitos es variable y genera condiciones diferenciales de soporte que deben ser consideradas en el diseño geotécnico.

La estructura geológica dominante en el entorno urbano es el anticlinal de Garagoa, el cual atraviesa el municipio con dirección general N 30°E. Su eje presenta un buzamiento promedio de 35° hacia el noroeste en el flanco occidental. En el núcleo del anticlinal afloran rocas de la Formación Areniscas de las Juntas (Kiaj), compuestas por areniscas cuarzosas finas a medianas, compactas y de alta permeabilidad relativa, intercaladas con niveles de lutitas que actúan como horizontes semiconfinantes. Estos materiales conforman un acuífero potencial que alimenta nacimientos de agua y humedales presentes dentro del casco urbano, lo cual se refleja en surgencias naturales y suelos con alta humedad permanente en sectores topográficamente bajos.

Los flancos del anticlinal están conformados por rocas de la Formación Fómeque, caracterizadas por secuencias de lutitas, limolitas y areniscas delgadas, de resistencia media a baja, susceptibles a procesos de meteorización y pérdida de rigidez. Su presencia condiciona la estabilidad local de laderas y la formación de depósitos coluviales secundarios en las zonas de pie de monte, donde se emplaza una parte del desarrollo urbano.

Desde el punto de vista geomorfológico, el norte del área urbana presenta acumulaciones de bloques rocosos sueltos y depósitos coluviales gruesos con comportamiento errático en su capacidad portante, lo que genera alta variabilidad geotécnica y riesgo de asentamientos diferenciales si no se implementan cimentaciones profundas o sistemas de mejoramiento del terreno. Hacia el sector sur, los depósitos coluviales son más homogéneos y de menor espesor, aunque se identifican niveles de arcillas expansivas que pueden inducir deformaciones volumétricas estacionales por cambios en el contenido de humedad.

Adicionalmente, sobre el eje comprendido entre el Instituto Técnico y la intersección de la Calle 6 con Carrera 9, se han reportado suelos de comportamiento altamente compresible y expansivo, cuya extensión lateral no ha sido definida mediante estudios geotécnicos previos, pero que han afectado pavimentos y edificaciones livianas por la ausencia de sistemas de cimentación adecuados. Estos materiales requieren un tratamiento especial en las obras de urbanización, dado que su comportamiento geomecánico puede comprometer la estabilidad estructural si no se realiza una caracterización detallada y un diseño de cimentación acorde.

La presencia de nacimientos, humedales y zonas con alta permeabilidad producto de la estructura anticlinal y los depósitos cuaternarios confiere al municipio una dinámica hidrogeológica activa, que debe ser tenida en cuenta en la planificación del drenaje urbano y en el control de subpresiones durante la construcción de cimentaciones.

En síntesis, la geología del área urbana de Garagoa se caracteriza por una marcada influencia estructural del anticlinal de Garagoa, depósitos coluviales cuaternarios de comportamiento altamente variable y condiciones hidrogeológicas activas que hacen necesario el diseño geotécnico específico para cada sector urbano, priorizando sistemas de cimentación que mitiguen los efectos de humedad, expansividad y asentamientos diferenciales.

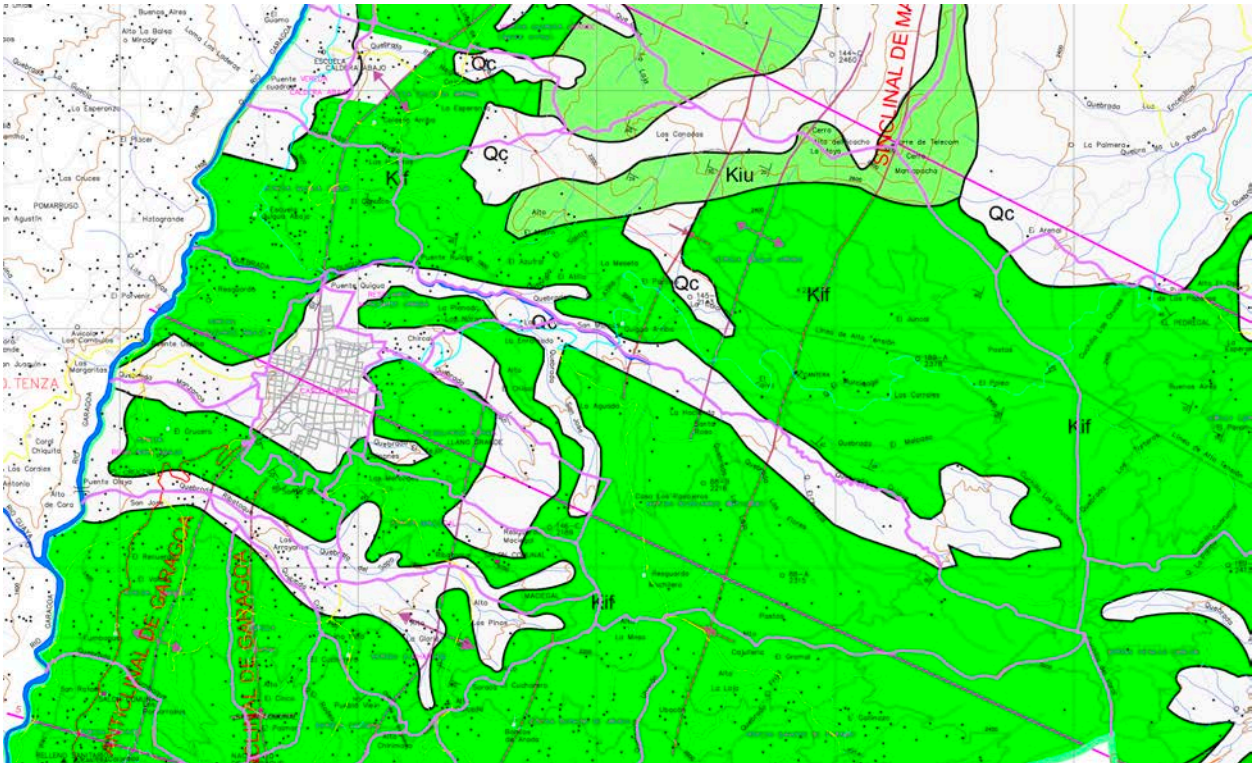


Figura 5. Mapa geológico Garagoa . PBOT

2.1. MORFOLOGÍA DEL TERRENO

De acuerdo con lo evidenciado durante las actividades de campo, se logró identificar que el terreno del proyecto tiene una pendiente del orden del 10% y una diferencia de nivel del orden de 11m de altura:

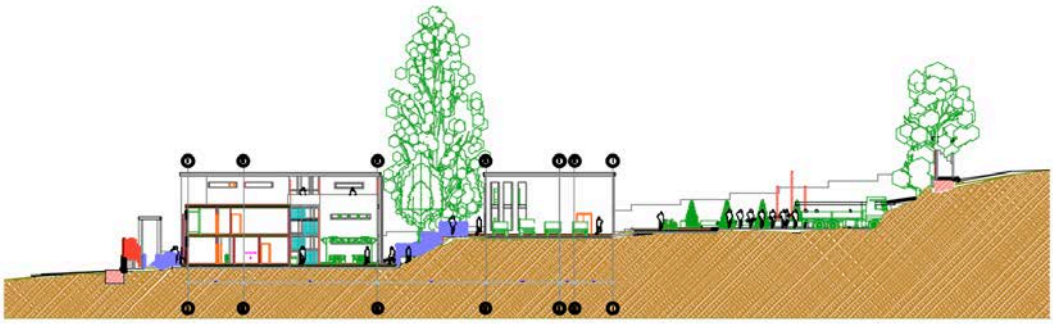


Figura 6. Corte topográfico de la zona del proyecto.



Figura 7. Panorámica de la zona del proyecto.

2.2. EVALUACIÓN DE REMOCIÓN EN MASA Y ESTABILIDAD DE TALUDES NATURALES.

De acuerdo con la Ficha Ambiental emitida por **CORPOCHIVOR** y el **POMCA del río Garagoa (2018)**, gran parte del área urbana del municipio se encuentra clasificada como **zona de amenaza alta por movimientos en masa**. Esta categorización se realiza a escala regional y tiene un carácter general, por lo que **no representa con precisión el nivel de estabilidad de cada predio o sector específico**. En consecuencia, resulta fundamental evaluar detalladamente las condiciones actuales del terreno y el impacto potencial de las obras proyectadas, a fin de diseñar intervenciones geotécnicas que mitiguen este fenómeno de manera localizada y adecuada a la realidad particular de cada sitio, tal como se desarrolla en el presente estudio.

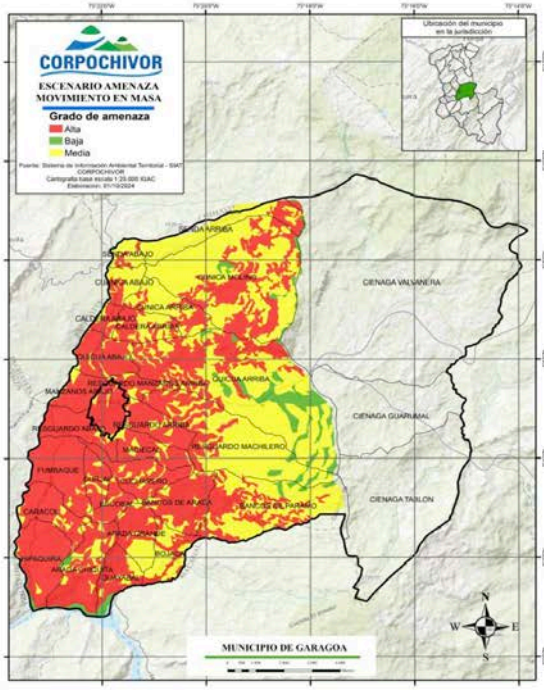
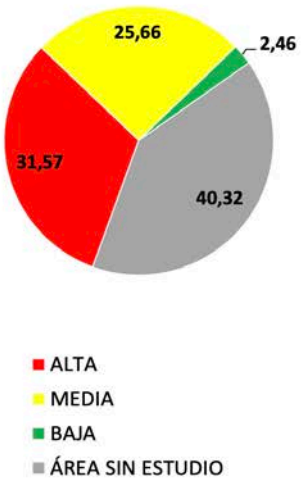
VI. ÁREA Y LOCALIZACIÓN DE LAS AMENAZAS DEFINIDAS EN EL POMCA DEL RIO GARAGOA		
ZONIFICACIONES POR TIPO DE AMENAZA	**ALCANCE**	**REPRESENTACIÓN DE LA DETERMINANTE AMBIENTAL EN EL ÁREA TOTAL MUNICIPIO (%)**
MOVIMIENTOS EN MASA	Los estudios y zonificaciones del POMCA Río Garagoa a escala 1:25000 para esta amenaza, deben ser empleados como insumo base para el estudio básico. Para la definición de áreas con condición de riesgo y amenaza por parte del municipio, deberán ser consideradas las áreas de amenaza alta.  *Mapa de amenaza por movimientos en masa para el municipio de Garagoa, según POMCA del Río Garagoa 2018.*	MOVIMIENTO EN MASA 

Figura 8. Movimientos en masa. POMCA Río Garagoa

3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

3.1. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS

El programa de exploración geotécnica se desarrolló con el fin de conocer las propiedades físicas de los estratos que componen el perfil de suelo en el lugar el proyecto. Así las cosas, se ejecutaron 5 sondeos manuales. A partir de esta exploración, se obtuvieron muestras alteradas para los respectivos ensayos de laboratorio. Además se realizaron 4 apiques para determinar la capacidad de los suelos más superficiales. El perfil de exploración del subsuelo y el registro fotográfico se presentan en el Anexo 1 y Anexo 3 respectivamente del presente informe. Toda la exploración se complementó con una línea de refracción sísmica que alcanzó los 30 m de profundidad.



Figura 9. Plano exploraciones y sondeos

Los sondeos tendrán las siguientes características:

Sondeo	Profundidad (m)	Ensayo de campo
1	6	SPT
2	4	SPT
3	5	SPT
4	1.5	SPT
5	2,0	SPT

Es importante resaltar que los sondeos se detuvieron al detectar rechazo de acuerdo a lo contenido en el numeral H.2.5 de la NSR-10.

Además se realizó la toma de 4 muestras de CBR:

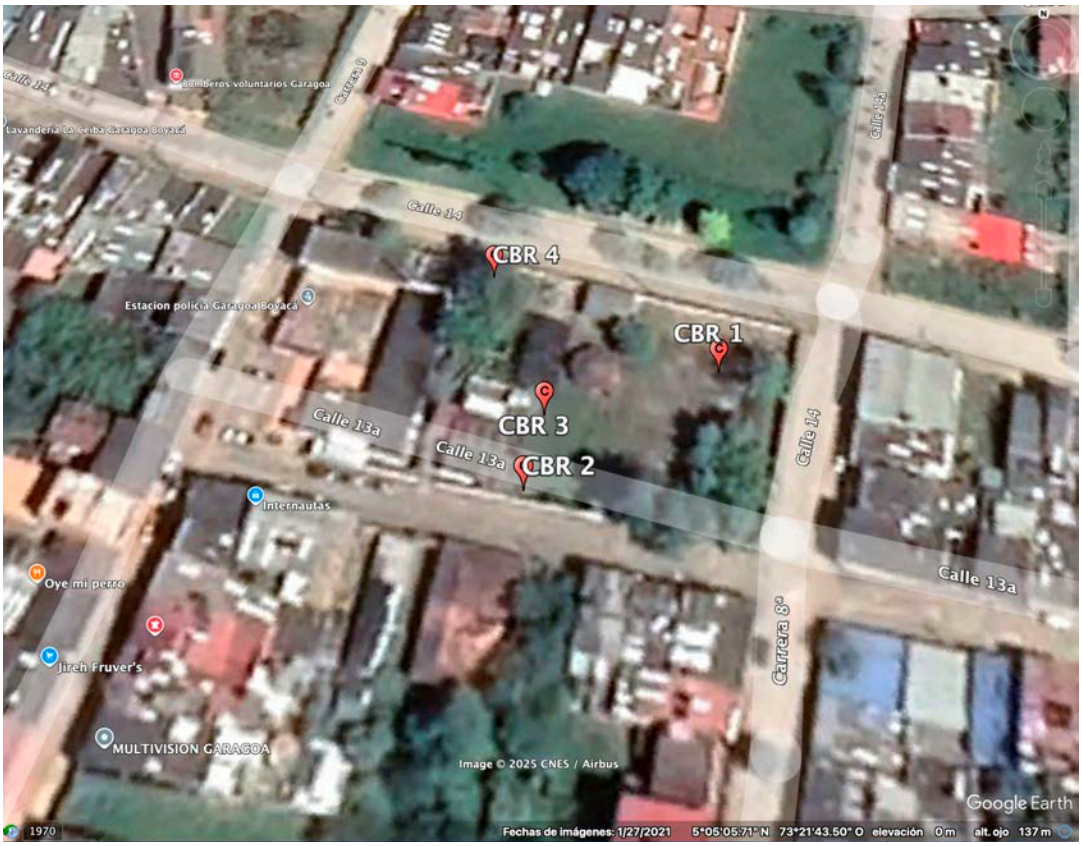


Figura 10. CBR realizados.

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

A partir de las muestras obtenidas durante las actividades de exploración mediante el sondeo realizado, se programó una serie de ensayos de laboratorio con el fin de clasificar los materiales identificados y obtener propiedades índices y parámetros de deformabilidad de cada uno de los estratos que compone el perfil de suelo.

4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO

El perfil estratigráfico de diseño corresponde al perfil promedio predominante den la zona de estudio, que se determina a partir del cuidadoso estudio de los ensayos de laboratorio, inspección visual de muestras, análisis de la distribución y variación con la profundidad de los resultados del laboratorio.

De acuerdo con lo anterior, se obtiene se puede diferenciar una zona de comportamiento geotécnico en el área del proyecto, con un único estrato. A continuación, se presenta la descripción del subsuelo a partir del nivel actual del terreno.

A. 0.0 m –1,5/6,0,0 m	Arcilla de color gris y/o habano, con algunas intercalaciones de arena debido a su origen coluvial, con resistencia a la compresión de entre 0,48y 1,68 kg/cm2, de alta plasticidad con hasta 50% de índice de plasticidad.

El perfil estratigráfico identificado la exploración coincide plenamente con la geología local descrita para el área urbana de Garagoa, ya que los materiales encontrados corresponden a depósitos cuaternarios de origen coluvial (Qc), caracterizados por arcillas de alta plasticidad con intercalaciones arenosas, producto de procesos de remoción en masa y transporte gravitacional desde los flancos del anticlinal de Garagoa. La arcilla gris-habano observada, con índices de plasticidad elevados y comportamiento compresible, se ajusta a la matriz arcillo-limosa típica de estos depósitos, la cual incluye fragmentos derivados de areniscas y lutitas de las formaciones cretácicas adyacentes.
El nivel freático no fue identificado de manera visible durante la ejecución de los sondeos, sin embargo, se registraron humedades naturales elevadas en los estratos arcillosos, lo que evidencia la influencia de un régimen hidrogeológico activo en el subsuelo. Este nivel puede experimentar variaciones significativas debido a las condiciones climáticas propias de la zona, tales como periodos de lluvia intensa o recarga

superficial estacional. Con el fin de representar el escenario más desfavorable para el diseño geotécnico y garantizar condiciones de seguridad, se adoptó un nivel freático de 1,0 m de profundidad para los análisis de capacidad portante y asentamientos, criterio que permite evaluar de manera conservadora el comportamiento del suelo bajo condiciones de saturación parcial o total.

4.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas durante la exploración del subsuelo, y utilizando correlaciones ampliamente reconocidas en la práctica de la ingeniería, a continuación, se presentan los criterios para la definición de los parámetros geotécnicos de diseño.

Tabla 1. Relación de valores de qu y N (SPT)

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

4.2.1. Módulo de Young (Kpa):

Se utilizó la siguiente expresión para el cálculo del módulo de las arcillas detectadas.

Arcillas: E=320*(15+N) según Bowles, 1996

Y se verificó que el valor se encuentre en los rangos de lo obtenido con las siguientes ecuaciones.

Clay and silt	$I_P > 30$ or *organic*	$E_s = (100 \text{ to } 500)s_u$
Silty or sandy clay	$I_P < 30$ or *stiff*	$E_s = (500 \text{ to } 1500)s_u$

4.2.2. Relación de vacíos eo:

El valor de relación de vacíos se obtuvo a partir de la siguiente tabla, se debe resaltar que se utilizaron valores altos para simular una condición crítica de deformaciones.

Tabla 2. Rangos de valores de relación de vacíos de acuerdo al tipo de suelo.

Ranges of void ratio *e (Braja M. DAS: Principles of Foundation Engineering)*

Soil	**Void ratio** *e* [-]
Poorly graded sand with loose density	*0.8*
Well graded dense sand	*0.45*
Loose density sand with angular particles	*0.65*
Dense density sand with angular particles	*0.4*
Stiff clay	*0.6*
Soft clay	*0.9 - 1.4*
Loess	*0.9*
Soft organic clay	*2.5 - 3.2*
Glacial till	*0.3*

4.2.3. Parámetros de drenados de resistencia del suelo

Para el cálculo de los parámetros efectivos de resistencia del suelo, se utilizó el artículo “Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT” de las X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana – SCI- SCG – 1999 de Álvaro J. González G.

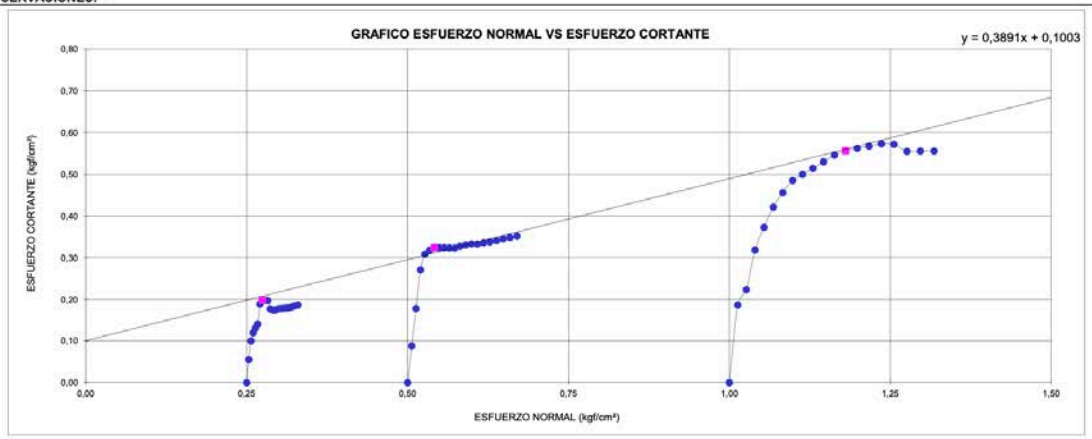
SUELOS Y PAVIMENTOS GREGORIO ROJAS & CIA LTDA

INFORME DE ENSAYO
ENSAYO PARA DETERMINAR EL CORTE DIRECTO DE SUELOS
NTC 1917:2000

SYP-PT-DT-I020 | Versión: 15-24 | Fecha de actualización: 2024-04-11

PROYECTO:	ESTACIÓN DE POLICÍA GARAGOA	**FECHA INICIO DE ENSAYO:**	2025-10-05
CLIENTE:	ESTUDIOS GEOTÉCNICOS COLOMBIANOS SAS.	**FECHA FIN DE ENSAYO:**	1900-01-00
DIR CLIENTE:	CR 14 No, 89-03 AP 302 BOGOTÁ	**ORDEN DE TRABAJO No.**	1908
CÓDIGO:	2604	**INFORME DE ENSAYO No.**	1908-018
FECHA RECEPCIÓN DE MUESTRA (RM):	**2025-10-03**	**FECHA EMISIÓN DE INFORME :**	2025-10-15
OBSERVACIONES:	No aplica		

SONDEO: **AP3** MUESTRA: **3** PROFUNDIDAD (m): **1,50 - 1,70**
DESCRIPCIÓN: **Arcilla color gris con tonos amarillos.**
OBSERVACIONES: -



C= 0,10 kg/cm² C= 0,01 MPa ϕ= 21,3 °

TGP

Revisó y Aprobó: Ing. Diego Leonardo Mesa — Director Técnico
Firmado digitalmente por Ing. Diego Leonardo Mesa
Fecha: 2025.10.15 15:51:32 -05'00'

4.2.4. Resumen parámetros geotécnicos de diseño

Tabla 3 Parámetros geotécnicos de Diseño.

Estrato	Profundidad (m)	γ (ton/m³)	E (Ton/m2)	eo	cu	ϕ´	Cc	Cr	S'p
1	0,0– 6,0	2,0	755	1,11	0,24	21	0,29	0,06	1,5

Donde:
γ = Peso Unitario (ton/m^3)
E =Modulo de Elasticidad del suelo.

4.3. FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO

De acuerdo con la NSR-10 el suelo de este proyecto es de tipo D con los siguientes parámetros de diseño sísmico:

Tabla 4 Parámetros de diseño sísmico (fuente: Reglamento NSR-10)

Municipio	Aa	Av	Fa	Fv	Zona de Amenaza Sísmica
Garagoa	0.25	0.30	1,3	1,9	Alta

El perfil de suelo se define de acuerdo con la Tabla A.2.4-1. Clasificación de los perfiles de suelo, en donde los criterios se basaron principalmente en los resultados del ensayo SPT. Esta tabla se presenta a continuación:

Tabla 7 Clasificación de los perfiles de suelo.

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

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

Se realizó con base en la línea de refracción sísmica donde se obtuvieron valores de VS del orden de 255 m/s:

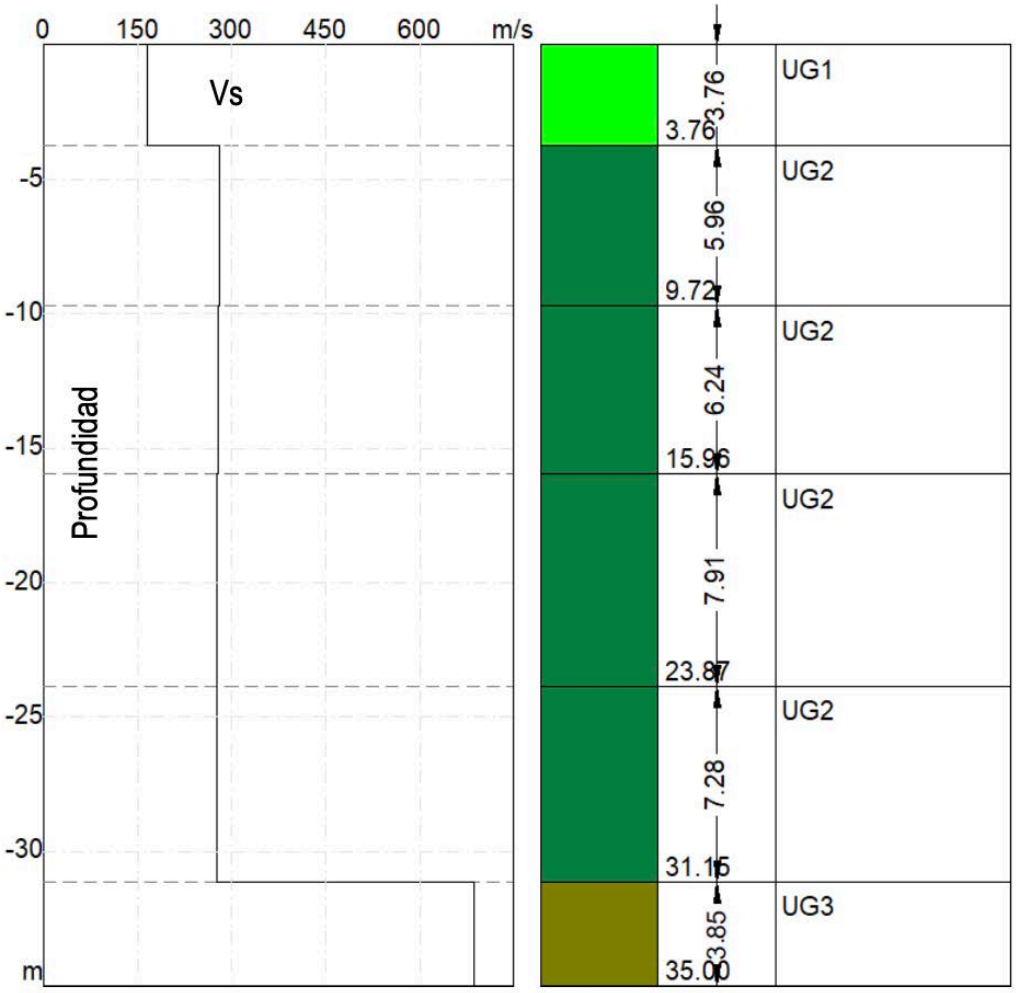


Figura 15 Perfil estratigráfico MASW No 1

(g) Valores del coeficiente Fa y Fv

El valor de los coeficientes Fa y Fv se obtiene a partir de Aa y del perfil de suelo definido para el proyecto. Para su determinación se hace uso de las siguientes tablas del título A de la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10.

Tabla 8 Coeficientes sísmicos de diseño.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v, para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

5. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

5.1. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO

5.1.1. SUELOS EXPANSIVOS

Teniendo en cuanta los valores medidos de expansión durante los ensayos de CBR se tienen valores de entre 0,2 y 1,1 % que son bajos y no se esperan afectaciones de importancia por este fenómeno.

MEDICIÓN DE EXPANSIÓN			
FECHA	TIEMPO min - s	LECT. DEF $x10^{-3}$in	EXPANSIÓN (%)
2025-10-03		188	**0,00%**
2025-10-07		239	**1,10%**

Figura 11. Potencial expansivo

5.1.2. SUELOS DISPERSIVOS

Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Teniendo en cuenta que no se evidenció ningún tipo de comportamiento dispersivo al momento de realizar los ensayos de laboratorio que involucran aumentar el contenido de agua (límites de Atterberg) y que en la zona no se detectaron cárcavas o hundimientos se puede concluir que los suelos del proyecto no son dispersivos.

5.1.3. SUELOS COLAPSABLES

Se identifica la colapsabilidad de un depósito, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la formulación que se presenta a continuación lo anterior según el titulo H de la NSR-10:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_\ell}$$

Dados los pesos unitarios mayores a 2,0 ton/m3 y los pesos secos mayores de 1,4 ton/m3, no se tienen efectos de colapsabilidad.

Se debe resaltar que el cálculo del peso unitario seco se realizó de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Peso\ unitario\ seco = \frac{densidad}{(1 + \frac{humedad}{100})}$$

Por todo lo anterior se tiene que los suelos de la zona no son colapsables.

5.1.4. CUERPOS DE AGUA CERCANOS Y VEGETACIÓN

Durante las actividades de exploración no se identificaron daños asociados a raíces invasivas ni presencia de cuerpos de agua superficiales; no obstante, es fundamental que en las áreas adyacentes a las estructuras únicamente se siembren especies vegetales con baja demanda hídrica y sistemas radiculares de desarrollo vertical, evitando árboles con raíces expansivas en abanico y elevado consumo diario de agua, como el urapán o el eucalipto, los cuales pueden generar succión excesiva del suelo y desestabilización de la cimentación. Adicionalmente, durante la visita técnica se evidenció que las escorrentías provenientes de la parte alta ingresan por la Carrera 8.ª, lo cual, sumado a la diferencia topográfica y a la acumulación de agua en las zonas verdes, ha provocado procesos de humedecimiento diferencial del subsuelo que se manifiestan en asentamientos no uniformes en el costado de la edificación ubicada sobre la Carrera 9, como se observa a continuación:



Figura 12. Daños en la zona occidental

5.1.5. ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Toda vez que los suelos detectados corresponde a suelos principalmente arcillosos, no se presenta riesgo de licuación.

5.2. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN

El análisis estructural determinó que las cargas transmitidas por los nuevos apoyos no superan las 80 toneladas, condición que permite el uso de cimentaciones superficiales tipo zapatas aisladas, compatibles con sistemas de pórticos. Asimismo, para los elementos de cerramiento y muros no portantes se recomiendan zapatas corridas y zarpas, garantizando uniformidad en el comportamiento del sistema de cimentación.
El uso de cimentaciones profundas como pilotes o caissons no se justifica técnicamente, dado el bajo nivel de cargas y la adecuada capacidad portante de los estratos superficiales, además de su elevado costo y complejidad constructiva.
En conclusión, la cimentación mediante zapatas aisladas, zapatas corridas y zarpas representa la alternativa más eficiente, económica y compatible con el sistema existente, garantizando un comportamiento uniforme del conjunto estructural y minimizando el riesgo de asentamientos diferenciales.

5.3. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS

Se podrán proyectar unas zapatas aisladas en concreto reforzado apoyadas a partir de 1,5 m profundidad medidos a partir del nivel actual del terreno sobre las arcillas, atravesando en todo caso los materiales orgánicos superficiales, el nivel de cimentación se podrá alcanzar utilizando un concreto ciclópeo de hasta 1,0 m de altura, diseñados por el ingeniero estructural.

El área de las zapatas se determinará con base en una presión máxima de contacto, que depende de su tamaño y profundidad de apoyo, como se muestra a continuación:

Capacidad portante admisible (Ton/m2) zapatas aisladas						
Profundidad de empotramiento/ancho	**0,8**	**1**	**1,5**	**2**	**2,5**	**3**
1,5	16,05	15,78	16,14	15,45	15,16	15,06
2	18,60	18,35	17,85	18,46	17,87	17,57

a) Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.8 m.
b) El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración de este por cambios de humedad.
c) Todos los muros de fachada y divisorios deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
d) c) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 15% de la carga a los elementos contiguos.

e) La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.
f) Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.
g) En caso de que haya cargas excéntricas que actúen a una distancia del centro de la zapata, el ancho real del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$
$$L' = L - 2e$$

Siendo B' y L', ancho y largo del cimiento que deberá ser seleccionado para la selección de la capacidad portante; es necesario además que las excentricidades no excedan la sexta parte la dimensión de la zapata en caso estático y una cuarta parte en el caso dinámico.

h) Para las condiciones aquí descritas se presentan los módulos de reacción del suelo calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIROMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

$$k = \frac{0.95E_s}{(1-\nu_s^2)}\left[\frac{B^4E_s}{(1-\nu_s^2)EI}\right]^{0.108}$$

Dónde: Es es el módulo de elasticidad, vs es la relación de Poisson, B es el ancho de la zapata e I es la inercia del elemento y k es el módulo de reacción en ton/m3.

Módulo de reacción zapatas aisladas(Ton/m3)					
Profundidad de empotramiento/ancho (m)	**0,8**	**1**	**1,5**	**2**	**3**
1,5	346,8	293,3	216,4	174,4	128,7
2	322,7	273,0	201,4	162,3	119,8

5.3.1. ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden 7 cm. Los cuales se presentarán en su mayor parte por consolidación. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada. Dado lo anterior no se presentarán afectaciones de importancia ni asentamientos diferenciales considerables.

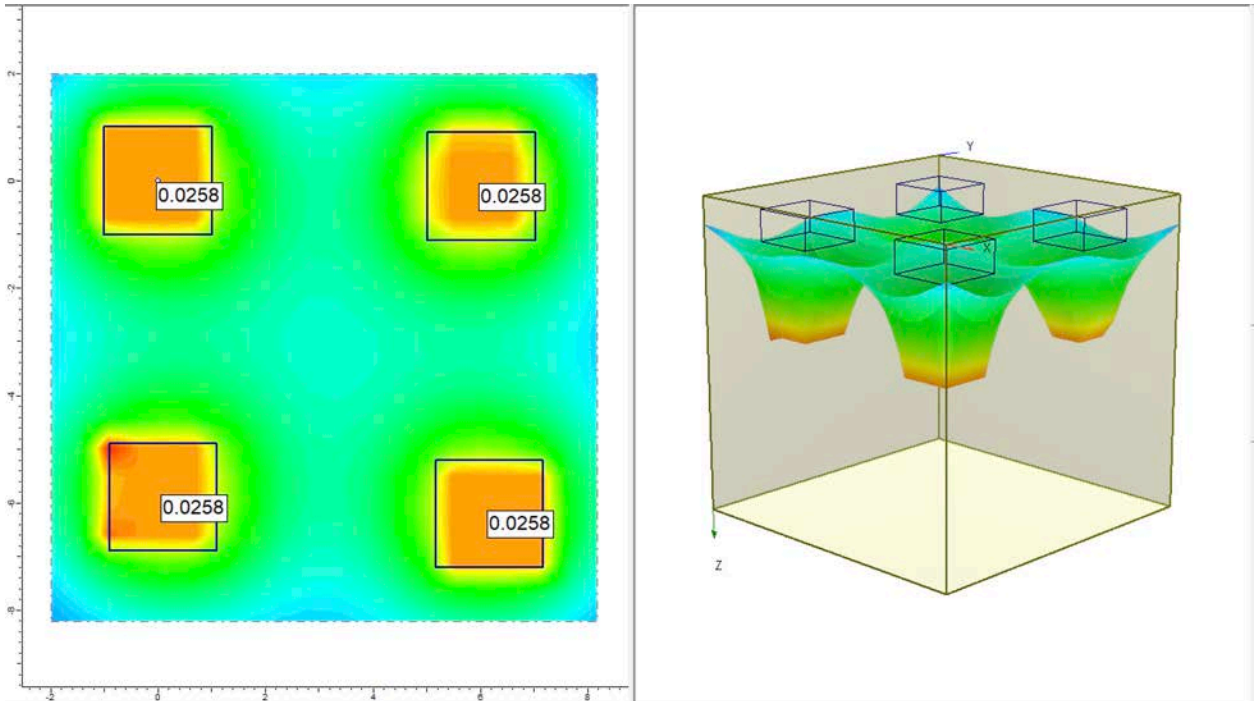


Figura 13. Asentamientos inmediatos

Estudios Geotécnicos Colombianos S. A. S.
Cel. +(57) 312 553 1484
E-mail: gerencia@estudiosgeotecnicos.com.co
www.estudiosgeotecnicos.com.co

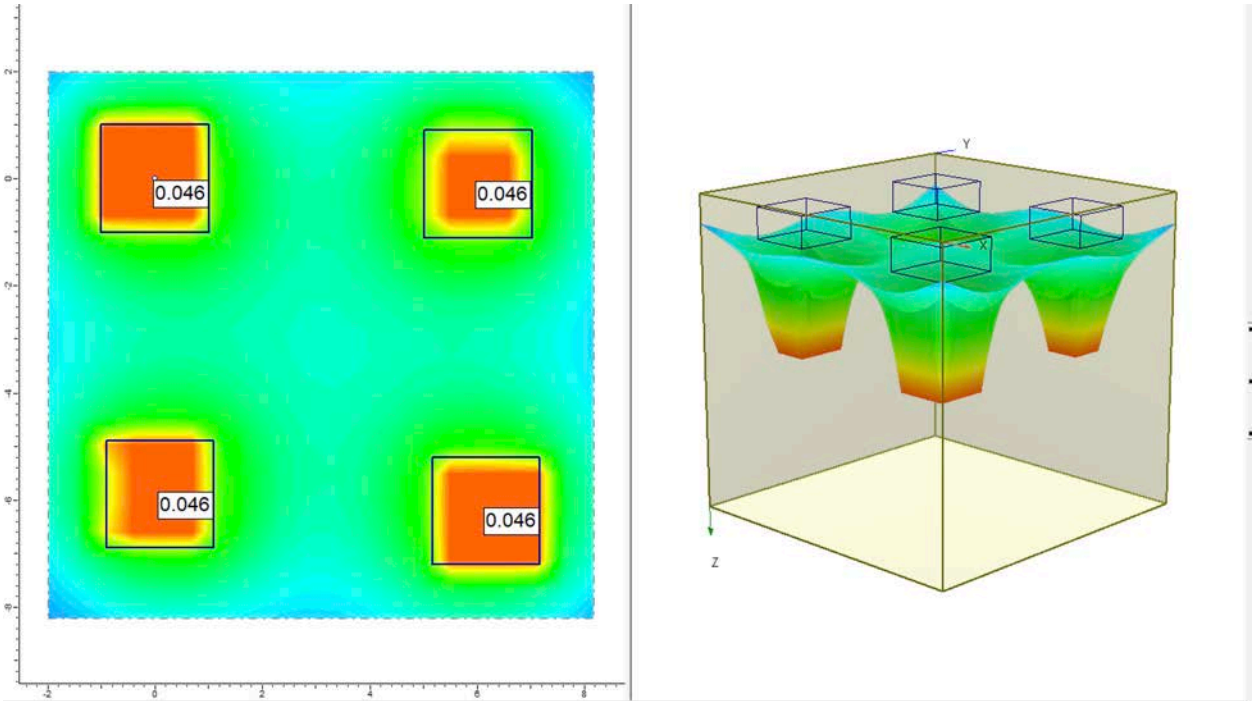


Figura 14. Asentamientos Consolidación

5.3.1. CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD

A continuación, se presenta el cálculo de los factores de seguridad y la capacidad admisibles para diferentes casos de carga, según lo exigido en la NSR-10:

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece mediante la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm}.

$$\text{Qadm} = \frac{47{,}35}{3} = 15{,}78\ \mathbf{ton/m2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 3 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 3,0.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva máxima** se establece mediante la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm}.

$$\text{Qadm} = \frac{47{,}35\,\frac{Ton}{m^2}}{2{,}5} = \mathbf{18{,}94\ ton/m2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 2,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 2,5.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece mediante la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm}.

$$\text{Qadm} = \frac{47{,}35\,\frac{Ton}{m^2}}{1{,}5} = \mathbf{31{,}57\ ton/m2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción; con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$

Donde:
cfs: cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo
c': cohesión efectiva.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:
$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo
$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Qadm presión admisible que ya está afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 21{,}51\frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción; con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$

Donde:
cfs: cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo
c': cohesión efectiva.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:
$\tan(\phi´)fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo
$\tan(\phi´)$: tangente del ángulo de fricción efectivo.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 29{,}79\frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,25 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,25.

Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción; con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c´}{FSBM}$$

Donde:
cfs: cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo
$c´$: cohesión efectiva.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

$$\tan(\phi´)fs = \frac{\tan(\phi´)}{FSBM}$$

Donde:
$\tan(\phi´)fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo
$\tan(\phi´)$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Qadm presión admisible que ya está afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 39{,}67$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,1 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo de 1.1

5.3.2. CAPACIDADES ADMISIBLES

De acuerdo con el capítulo anterior a continuación se resumen las capacidades admisibles que el ingeniero estructural deberá verificar para cada caso de carga, se subraya en la tabla los valores admisibles mínimos a utilizar en las verificaciones.

ZAPATAS AISLADAS			
Profundidad	**Condición análisis**	**Qadm Factor de seguridad indirecto**	**Qadm Factor de seguridad directo**
1,5	Carga muerta + carga viva normal	15,78	21,51
	Carga muerta + carga viva máxima	18,94	29,79
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	31,57	39,67
2	Carga muerta + carga viva normal	18,35	28,04
	Carga muerta + carga viva máxima	22,02	38,70
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	36,70	51,11

5.4. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS

Como alternativa se podrán proyectar unas zapatas corridas en concreto reforzado apoyadas a partir de 1,5 m profundidad medidos a partir del nivel actual del terreno sobre las arcillas, las profundidades de cimentación podrán ser alcanzadas utilizando concretos ciclópeos diseñados por el ingeniero estructural.

b) El área de las zapatas se determinará con base en una presión máxima de contacto, que depende de su tamaño y profundidad de apoyo, como se muestra a continuación:

Capacidad portante admisible (Ton/m2) zapatas corridas					
Profundidad de empotramiento/ancho	**0,5**	**1**	**1,5**	**2**	**2,5**
1,5	12,12	11,86	12,39	12,18	12,24
2	13,93	13,72	13,64	14,35	14,20

c) Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.5 m.
d) El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración de este por cambios de humedad.
e) Todos los muros de fachada y divisorios deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
f) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 15% de la carga a los elementos contiguos.
g) La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.
h) Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.
i) En caso de que haya cargas excéntricas que actúen a una distancia del centro de la zapata, el ancho real del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$
$$L' = L - 2e$$

Siendo B' y L', ancho y largo del cimiento que deberá ser seleccionado para la selección de la capacidad portante; es necesario además que las excentricidades no excedan la sexta parte la dimensión de la zapata en caso estático y una cuarta parte en el caso dinámico.
Para las condiciones aquí descritas se presentan los módulos de reacción del suelo calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIROMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

$$k = \frac{0.95E_s}{(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2)EI} \right]^{0.108}$$

Dónde: Es es el módulo de elasticidad, vs es la relación de Poisson, B es el ancho de la zapata e I es la inercia del elemento y k es el módulo de reacción en ton/m3.

Módulo de reacción zapatas corridas (Ton/m3)					
Profundidad de empotramiento/ancho (m)	**0,5**	**1**	**1,5**	**2**	**2,5**
1,5	493,4	293,3	216,4	174,4	147,5
2	459,1	273,0	201,4	162,3	119,8

5.4.1. ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden 8 cm. Los cuales se presentarán en su mayor parte por consolidación. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada. Dado lo anterior no se presentarán afectaciones de importancia sobre la edificación existente ni asentamientos diferenciales considerables.

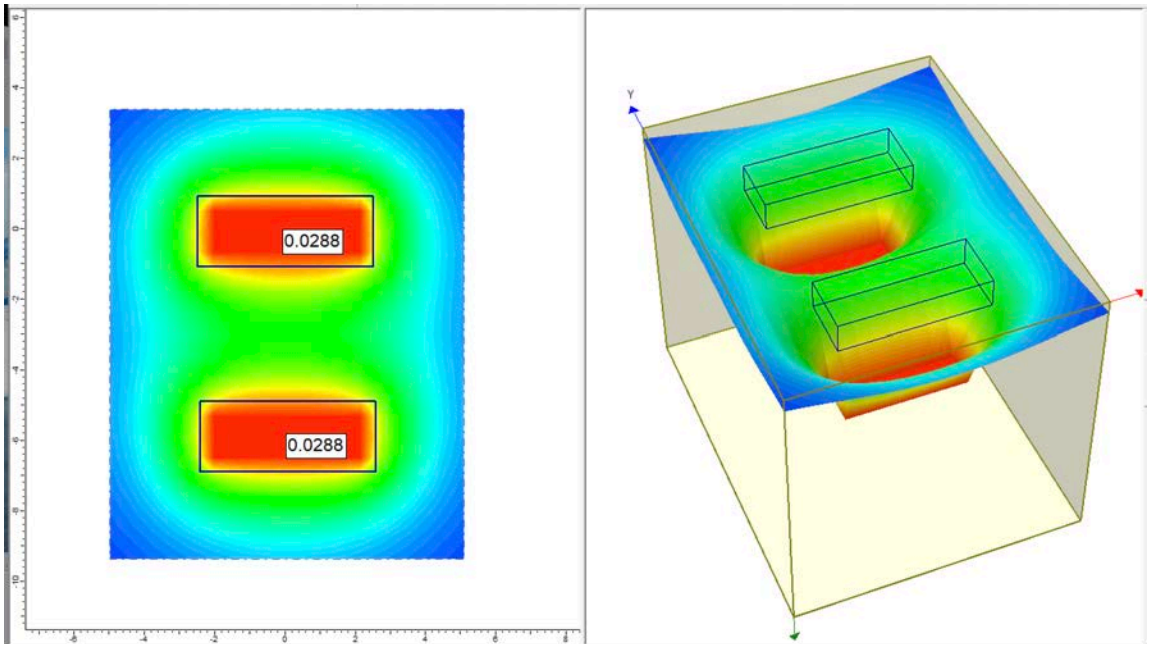


Figura 15. Asentamientos inmediatos

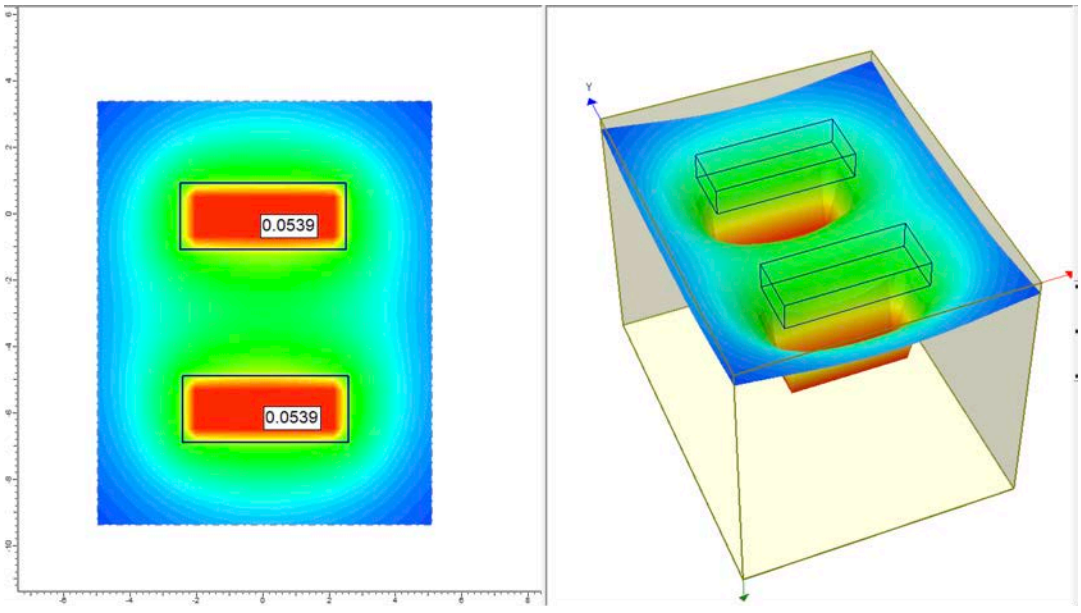


Figura 16. Asentamientos Consolidación

5.4.1. CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD

A continuación, se presenta el cálculo de los factores de seguridad y la capacidad admisibles para diferentes casos de carga, según lo exigido en la NSR-10:

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece mediante la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm}.

$$\text{Qadm} = \frac{35{,}6}{3} = 11{,}86\ \mathbf{ton/m2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 3 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 3,0.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva máxima** se establece mediante la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm}.

$$\text{Qadm} = \frac{35{,}6\,\frac{Ton}{m^2}}{2{,}5} = \mathbf{14{,}24\ ton/m2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 2,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 2,5.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece mediante la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm}.

$$\text{Qadm} = \frac{35{,}6\frac{Ton}{m^2}}{1{,}5} = \mathbf{23{,}73\ ton/m2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción; con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c´}{FSBM}$$

Donde:
cfs: cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo
$c´$: cohesión efectiva.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

$$\tan(\phi´)fs = \frac{\tan(\phi´)}{FSBM}$$

Donde:
$\tan(\phi´)fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo
$\tan(\phi´)$: tangente del ángulo de fricción efectivo.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Qadm presión admisible que ya está afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 17{,}44\frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción; con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c´}{FSBM}$$

Donde:
cfs: cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo
$c´$: cohesión efectiva.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

$$\tan(\phi´)fs = \frac{\tan(\phi´)}{FSBM}$$

Donde:
$\tan(\phi´)fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo
$\tan(\phi´)$: tangente del ángulo de fricción efectivo.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Qadm presión admisible que ya está afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 23{,}40\,\frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,25 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,25.

Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción; con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c´}{FSBM}$$

Donde:
cfs: cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo
$c´$: cohesión efectiva.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

$$\tan(\phi´)fs = \frac{\tan(\phi´)}{FSBM}$$

Donde:
$\tan(\phi´)fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo
$\tan(\phi´)$: tangente del ángulo de fricción efectivo.
FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 29{,}50\frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,1 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo de 1.1

5.4.2. CAPACIDADES ADMISIBLES

De acuerdo con el capítulo anterior a continuación se resumen las capacidades admisibles que el ingeniero estructural deberá verificar para cada caso de carga, se subraya en la tabla los valores admisibles mínimos a utilizar en las verificaciones.

ZAPATAS CORRIDAS			
Profundidad	**Condición análisis**	**Qadm Factor de seguridad indirecto**	**Qadm Factor de seguridad directo**
1,5	Carga muerta + carga viva normal	11,86	17,44
	Carga muerta + carga viva máxima	14,24	23,40
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	23,73	29,50
2	Carga muerta + carga viva normal	13,72	22,65
	Carga muerta + carga viva máxima	16,47	30,25
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	27,45	37,99

5.5. LOSA DE CONTRAPISO

Las placas sin cargas importantes tendrán mínimo 10 cm de espesor y refuerzo por temperatura, el espesor deberá ser verificado por el ingeniero estructural. Se fundirá en concreto de 3000 psi sobre 30 cm de recebo arenoso compactado y en cuadros alternos hasta de 3.0 m, este recebo podrá ser reemplazado por una capa de concreto pobre de 10 cm de espesor.

5.6. DRENAJES

Se deberán proyectar una red de drenajes superficiales que garanticen la recolección y conducción del agua de escorrentía por fuera de los límites del proyecto. Así mismo, alrededor de las estructuras se proyectarán andenes perimetrales con un mínimo de 1,50 m de ancho, para evitar el acceso de las aguas lluvias a los suelos de fundación.

Se recomienda que los andenes estén confinados para evitar que se desplacen y generen aberturas que permitan la entrada de agua y la pérdida de soporte de la losa, este confinamiento se puede dar mediante la construcción de un bordillo en concreto que debe estar empotrado mínimo unos 30 cm.

Así mismo se tiene que para evitar grietas en los andenes de concreto se recomienda dimensionarlos de la siguiente forma: Juntas longitudinales hasta cada 25 veces el espesor de la losa y factores de forma entre 1 a 1.4. La junta debe tener un corte de 1/4 a 1/6 del espesor de la losa (sellar la juntas). En la zona del sótano existente se deberán diseñar sistemas hidráulicos para evacuar las aguas.

Teniendo en cuenta la existencia de daños por humedad es fundamental un manejo adecuado de las filtraciones de las zonas verdes de los vecinos así como de las cubiertas para evitar deterioros en los muros y deformaciones excesivas en estos. Para esto se recomienda la construcción de una serie de cunetas y filtros

Esta medida forma parte de una estrategia integral de manejo de aguas superficiales, orientada a interceptar los flujos provenientes de las partes altas. Se propone la construcción de una red de drenaje superficial, mediante cunetas que recojan eficientemente las aguas de escorrentía y las conduzcan de manera controlada hasta su entrega en la red de alcantarillado.

En este contexto, se recomienda el uso de recubrimientos flexibles en las cunetas, tales como geotextiles reforzados, concreto articulado, o revestimientos vegetales estabilizados, ya que este tipo de soluciones presentan una mejor capacidad de adaptación ante pequeños movimientos del terreno, comunes en zonas de ladera. Además, los recubrimientos flexibles reducen la necesidad de mantenimiento frecuente, al ofrecer una mayor resistencia frente a fisuración, desprendimientos o deformaciones localizadas, prolongando la vida útil de las obras de drenaje y minimizando los costos de operación.

Tabla 5. Materiales de recubrimiento para cunetas.

Material	Área de flujo (A)	Altura lamina de agua (d)	Radio hidráulico (R)	Velocidad de flujo (V) [m/s]	td calculado (Pa)	tp admisible (Pa)	FS	Condición
Condición Actual Canal	0.059	0.196	0.085	0.716	19.2	98.0	5.1	Adecuado
Manto TRM 500	0.062	0.207	0.087	0.677	20.3	386.0	19.0	Adecuado
Manto TRM 550	0.062	0.207	0.087	0.677	20.3	480.0	23.7	Adecuado
Manto TRM 700	0.062	0.207	0.087	0.677	20.3	575.0	28.3	Adecuado
Manto TRM 1000	0.062	0.207	0.087	0.677	20.3	766.0	37.8	Adecuado
Bolsacreto	0.052	0.173	0.080	0.810	17.0	800.0	47.2	Adecuado
Flexocreto	0.041	0.138	0.072	1.016	13.5	810.0	59.9	Adecuado
Geocolchon	0.064	0.212	0.088	0.659	20.8	790.0	37.9	Adecuado
Geocelda con Vegetación	0.067	0.223	0.090	0.626	21.9	200.0	9.1	Adecuado
Geocelda con concreto	0.043	0.144	0.073	0.974	14.1	780.0	55.3	Adecuado

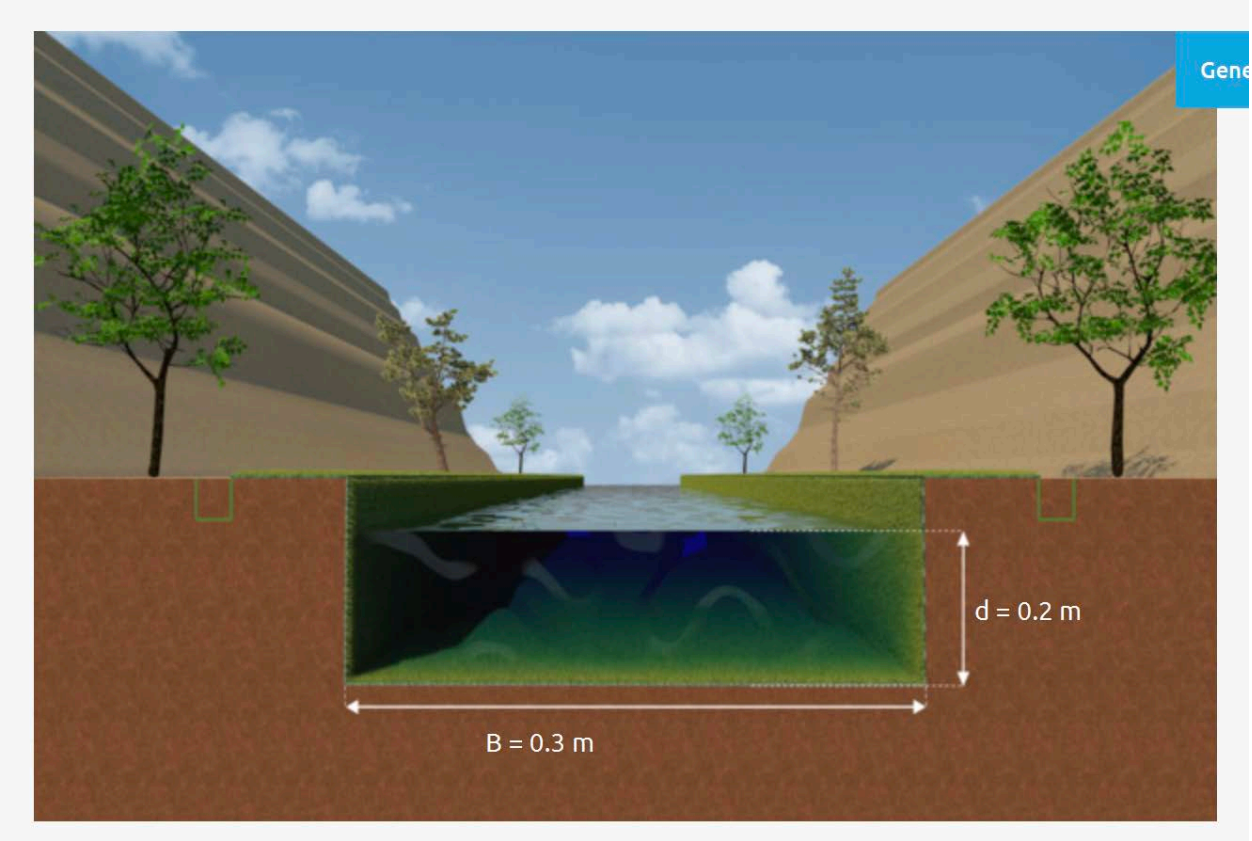
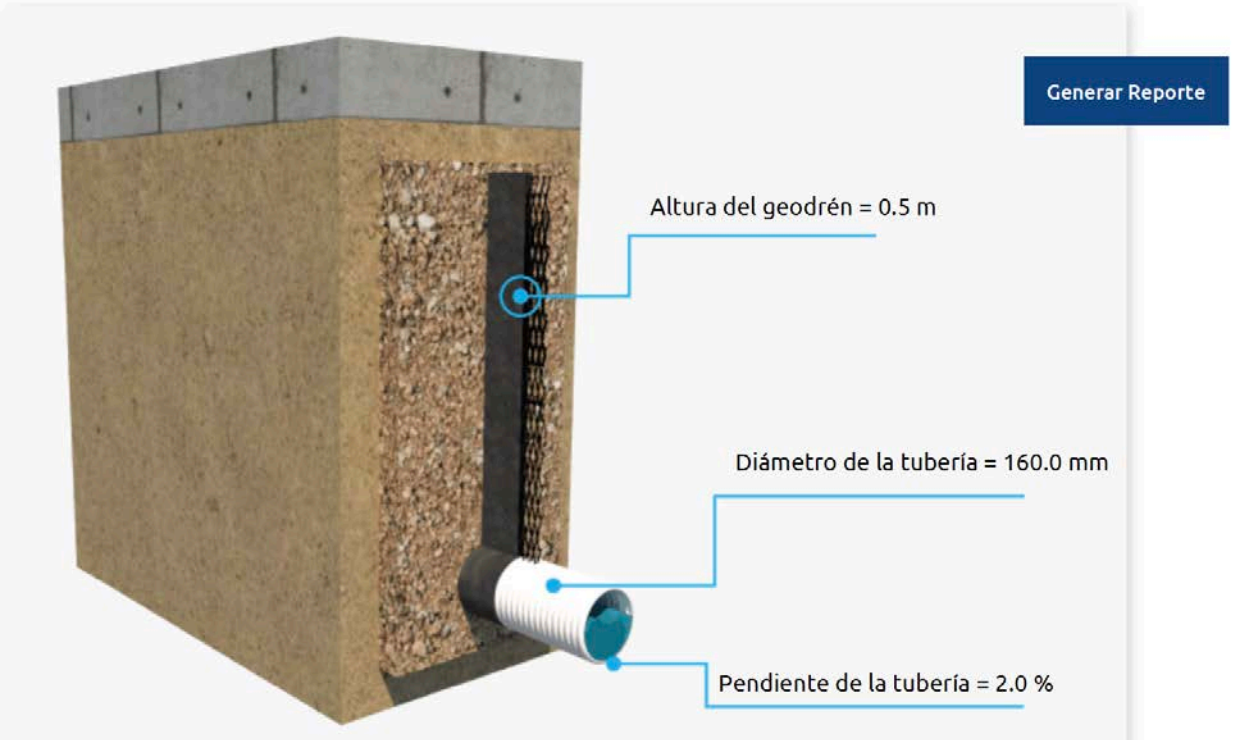


Figura 17. Esquema Cunetas con recubrimientos flexibles.

Además, se recomienda construir un sub-dren en cada terraza la implantación como se detalla en el anexo 4, esto permitirá disminuir en la medida de lo posible la cantidad de agua que entra a las cimentaciones y así evitar variaciones excesivas en los niveles de agua, es importante mencionar que este filtro debe construirse de acuerdo a las indicaciones del ingeniero hidráulico del proyecto:



5.7. RECOMENDACIONES PARA TANQUES

En caso de que se requiera construir tanques estos se cimentarán sobre su placa de fondo con una losa maciza con vigas descolgadas, si el ingeniero estructural lo considera necesario, apoyada sobre un relleno de recebo, de por lo menos 30 cm.

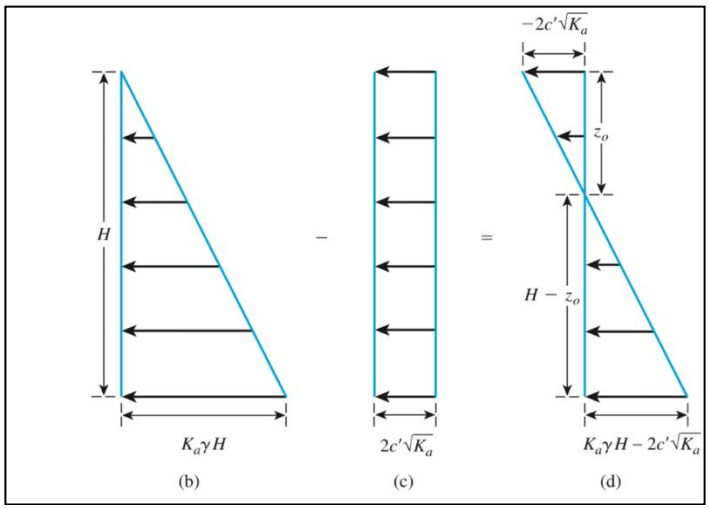
El área de la placa será por lo menos igual a la proyección horizontal del tanque y se proyectará con base en una presión de contacto (incluido la losa de fundación) de:

$$P = 5{,}0 \text{ Ton/m}^2$$

a) Con el objeto de evitar concentración de esfuerzos en los bordes de la losa, en la medida de lo posible se proyectará con voladizos de mínimo 0.80 m con respecto de los ejes de columnas o muros de carga. En caso de no ser posible el ingeniero estructural verificara el efecto de cortante en la losa y la necesidad de aumentar el espesor.
b) Para las condiciones aquí descritas se tiene un módulo de reacción del subsuelo Ks=235,72 Ton/m³ calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIROMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

c) El ingeniero estructural deberá verificar que el centro de cargas del tanque coincida con el de la placa de fundación.
d) Las excavaciones se realizarán con una inclinación de 45 grados.
e) La placa se revisará ante una subpresión de 2,0 ton/m2.
f) Los muros de contención se diseñarán teniendo en cuenta las siguientes presiones.
g) El diagrama de empujes estará conformado por 3 componentes:
h) Presión activa ejercida por el suelo.

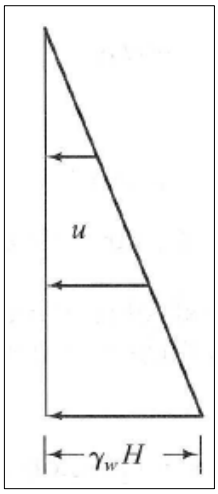
Consistirá en una distribución triangular con un Ka=0,47 una cohesión efectiva de 10 kpa. un peso unitario de 2,0 ton/m3, el ka se calculó a partir de la teoría de Rankine:



- Presión Hidrostática

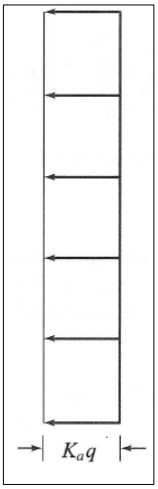
Consistirá en una distribución triangular con el peso unitario del agua de 1 ton/m3 a partir de la profundidad crítica del nivel freático en la zona (1,0 m).

Estudios Geotécnicos Colombianos S. A. S.
Cel. +(57) 312 553 1484
E-mail: gerencia@estudiosgeotecnicos.com.co
www.estudiosgeotecnicos.com.co



- Presión producto de la sobrecarga

  Teniendo en cuenta los vecinos del proyecto se deberá incluir cualquier sobrecarga causada por los mismos (q). La misma será tenida en cuenta como una distribución uniforme de presión cuyo valor es el producto del valor de la sobrecarga y el Ka. Para las vías y edificaciones vecinas se recomienda una sobrecarga de mínimo 1,5 ton/m2.



Los muros se construirán a través de trincheras alternas (una si dos no) con anchos hasta de 4,0m. Las etapas de excavación de trincheras deberán proyectarse con anticipación a la iniciación de los trabajos y se someterán a la aprobación del ingeniero de suelos.

a) Para los tanques se prevén excavaciones hasta 3.0 m los cuales podrán efectuarse con base en las recomendaciones que se establecen a continuación:

La excavación se efectuará taludes inclinados a 45 grados, además se deberá tener una berma de 1.5 m en la corona evitando la acumulación de sobrecargas en la misma, por detrás de estos muros se deberán proyectar filtros para evitar presiones hidrostáticas sobre los mismos.

A continuación, se ilustran los análisis de estabilidad para los cortes proyectados obteniendo factores de seguridad de 1,504 y 1,205 en condición estática y sismo respectivamente:

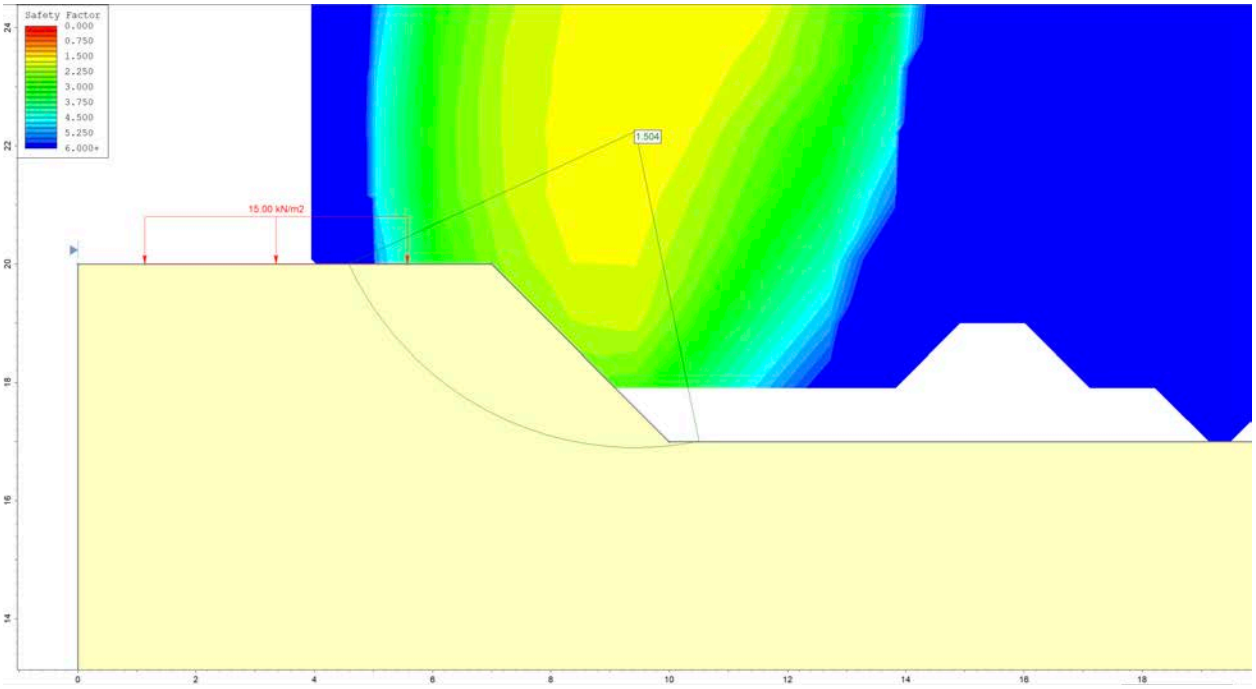


Figura 18. Análisis de estabilidad – Condición estática

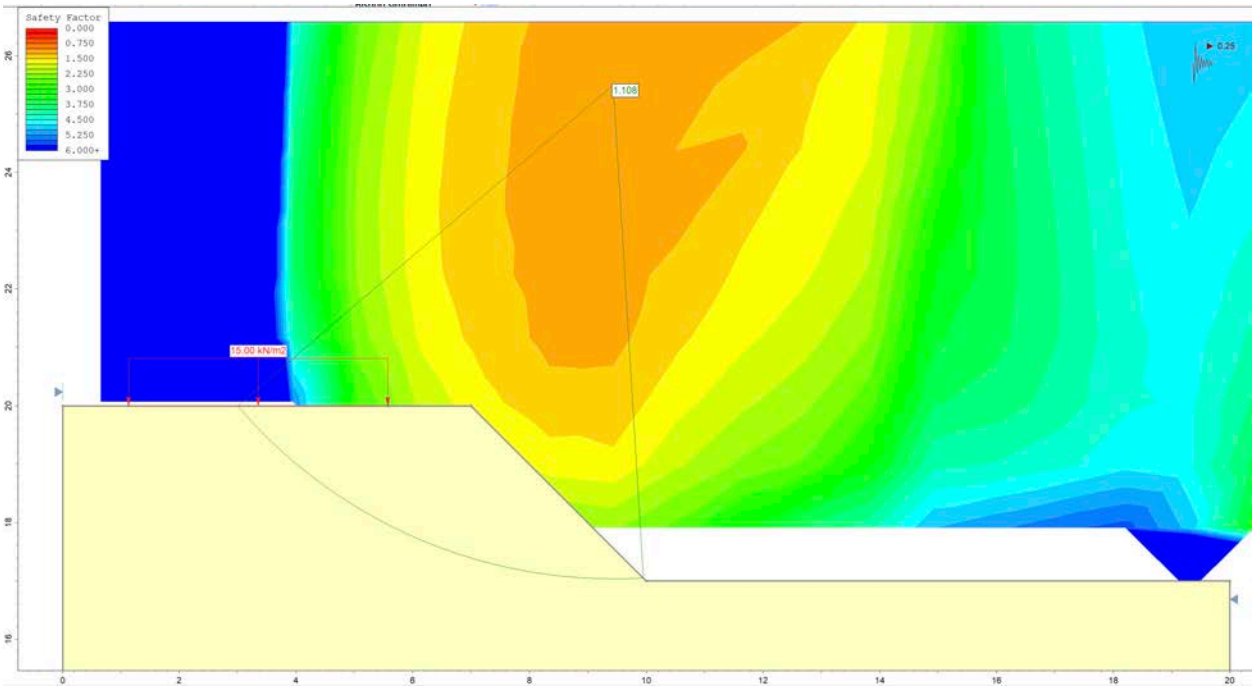


Figura 19. Análisis de estabilidad – Condición sismo

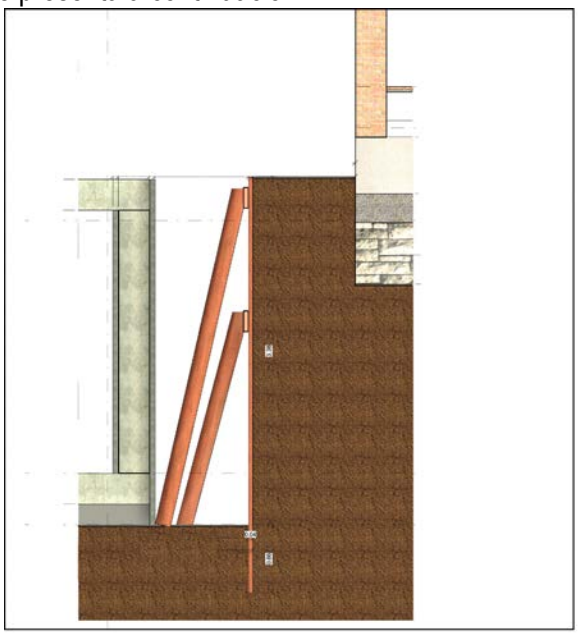
De los análisis anteriores se tiene factores de seguridad aceptables para una condición temporal y la altura máxima descrita.
Se deberá respetar la geometría de excavación propuesta tanto en el grado de inclinación de los taludes como en la profundidad máxima.
Se deberá evitar la sobrecarga en la corona de los taludes mediante la descarga de material tipo bloque, hierro, parqueo de volquetas etc.
Por detrás de los muros se dispondrán filtros de manera tal que eviten humedades sobre los mismos y eviten presiones hidrostáticas sobre dichos elementos.

En caso de no disponer con el espacio para realizar las excavaciones con taludes se podrán implementar sistemas de entibados continuos en madera que permitan garantizar la estabilidad de la excavación. Las paredes de la excavación deben ser sostenidas totalmente por tableros continuos de madera y deben ser soportados lateralmente por largueros y puntales de madera. Los elementos que lo conforman son:

Puntales: Tablas verticales de madera de sección rectangular mínima de 0.04 x 0.20 m, generando una superficie continua. Con una profundidad de empotramiento de al menos H/5 o 50 cm.
Largueros: Tablas horizontales en madera de sección máxima 0.1 X 0.2 m con longitud máxima de 3 m.

Codales. Postes metálicos telescópicos de diámetro mínimo 152.4 mm (6") o elementos en madera de 0.15 m de diámetro como mínimo, dispuestos en forma de apuntalamiento oblicuo y separación horizontal máxima de 2.00m.

El esquema de instalación se presenta a continuación.



Un muro de gaviones es una estructura compuesta por unidades de forma paralelepípeda hechas de malla de alambre galvanizado, las cuales se llenan con fragmentos de roca dura. Estas unidades están diseñadas para comportarse como estructuras flexibles, capaces de soportar grandes deformaciones sin perder su capacidad estructural o sus funciones de revestimiento. La flexibilidad de los muros de gaviones se ve influenciada por varios factores, incluyendo la geometría y dimensiones de la malla, las propiedades mecánicas del alambre, el tamaño y la forma de las piedras de relleno, así como el número de tirantes y diafragmas y las dimensiones del gavión.

Las principales ventajas de utilizar muros de gaviones en el proyecto incluyen:

1. Flexibilidad y Adaptabilidad: Debido a su diseño, los muros de gaviones pueden adaptarse a los movimientos del terreno sin sufrir daños significativos. Esto los hace especialmente adecuados para áreas con suelos inestables o en zonas propensas a movimientos sísmicos.

2. Durabilidad: Los muros de gaviones son altamente duraderos. El uso de alambre galvanizado y fragmentos de roca dura garantiza que estas estructuras resistan la erosión y otros procesos de desgaste a largo plazo.

3. Permeabilidad: A diferencia de los muros sólidos, los muros de gaviones permiten el paso del agua, lo cual es crucial para reducir la presión hidrostática detrás del muro y minimizar el riesgo de fallas por acumulación de agua.

4. Control de Erosión: Los muros de gaviones son efectivos para el control de la erosión, particularmente en áreas adyacentes a ríos y corrientes. Pueden formar parte de diseños de bermas y taludes tendidos, proporcionando una protección adicional contra la erosión del agua.

5. Facilidad de Construcción y Mantenimiento: La construcción de muros de gaviones es relativamente sencilla y no requiere maquinaria pesada. Además, su mantenimiento es fácil y económico, ya que las unidades individuales pueden ser reparadas o reemplazadas sin necesidad de desmantelar toda la estructura.

6. Estética y Vegetación: Con el tiempo, los muros de gaviones pueden integrarse de manera natural en el paisaje. Las cavidades entre las rocas permiten el crecimiento de vegetación, mejorando la estabilidad del suelo y contribuyendo a un entorno más verde y estéticamente agradable.

5.8. Evaluación de estabilidad de taludes

Teniendo en cuanta que en la zona se implantará un nuevo proyecto se procedió a evaluar la condición de estabilidad la estabilidad de los taludes aledaños al proyecto y se tienen factores de seguridad adecuados. Para efectos de análisis de estabilidad se utilizaron métodos clásicos como Bishop modificado y Janbu.

En estos análisis de estabilidad fue necesario contar los la estratigráfica detectada durante la etapa de exploración geotécnica, los ensayos de laboratorio realizado a las muestras y el nivel freático. Para tener en cuenta esta última variable se utilizó el parámetro ru que se calcula como:

$$r_u = \frac{u}{\gamma H}$$

u = presión de poros
γ = peso unitario total de suelo
H = profundidad correspondiente a la presión de poros u.

Se asumió un valor crítico de 0,30 para los casos con agua, lo anterior teniendo en cuenta que aunque no se detectó nivel freático en los sondeos realizados, se presentan alta pluviosidad en la zona y esta escorrentía de aguas superficiales genera los problemas que actualmente se presentan en la zona de estudio. Así las cosas, el valor de 0.3 aplica para materiales parcialmente saturados y de acuerdo al manual de taludes de la IGME (1987), como se muestra a continuación:

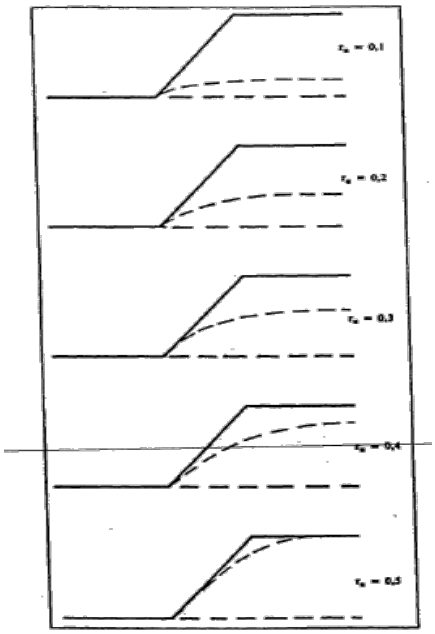


Fig. 6.8.—Valor del coeficiente de presión intersticial, r_u, para distintas posiciones del nivel freático en un talud en suelo.

El modelo geologico-geotecnico se define como aquel que involucra aspectos geológicos (variación en profundidad de los diferentes depósitos) y geotécnicos (caracterización geomecánica de los diferentes depósitos). Las anteriores variables son necesarias para la obtención de perfiles geotécnicos utilizados en los análisis de estabilidad. En este orden de ideas se tiene un perfil típico, que representara las condiciones más críticas para los respectivos análisis de estabilidad. A continuación se presentan los aspectos más importantes obtenidos en los análisis de estabilidad.

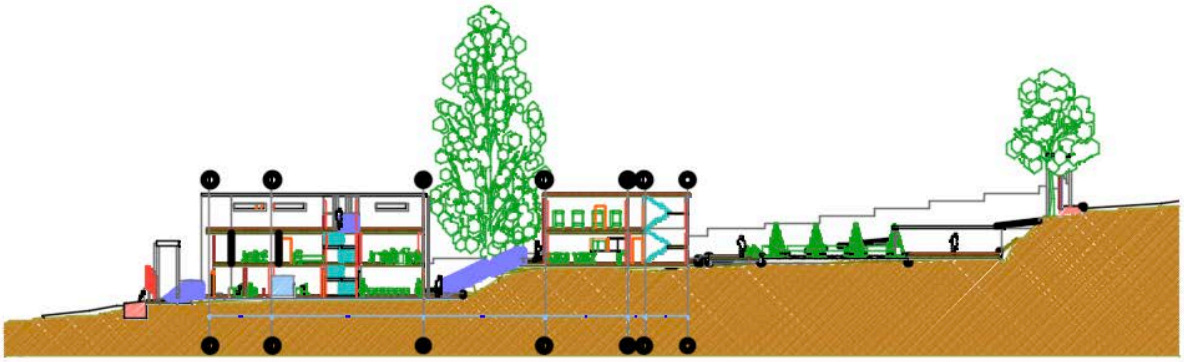


Figura 20. Corte analizado.

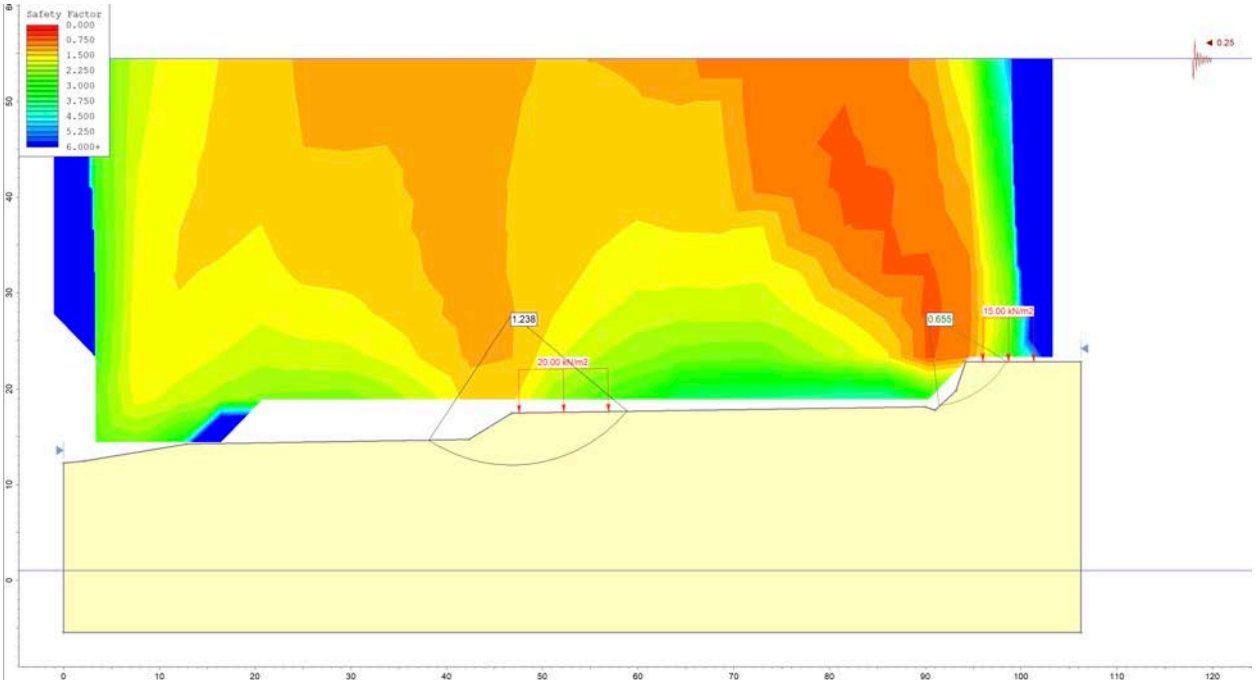


Figura 21. Evaluación de estabilidad para condiciones extremas estado actual (sismo y agua)(FS=0,655)

Estudios Geotécnicos Colombianos S. A. S.
Cel. +(57) 312 553 1484
E-mail: gerencia@estudiosgeotecnicos.com.co
www.estudiosgeotecnicos.com.co

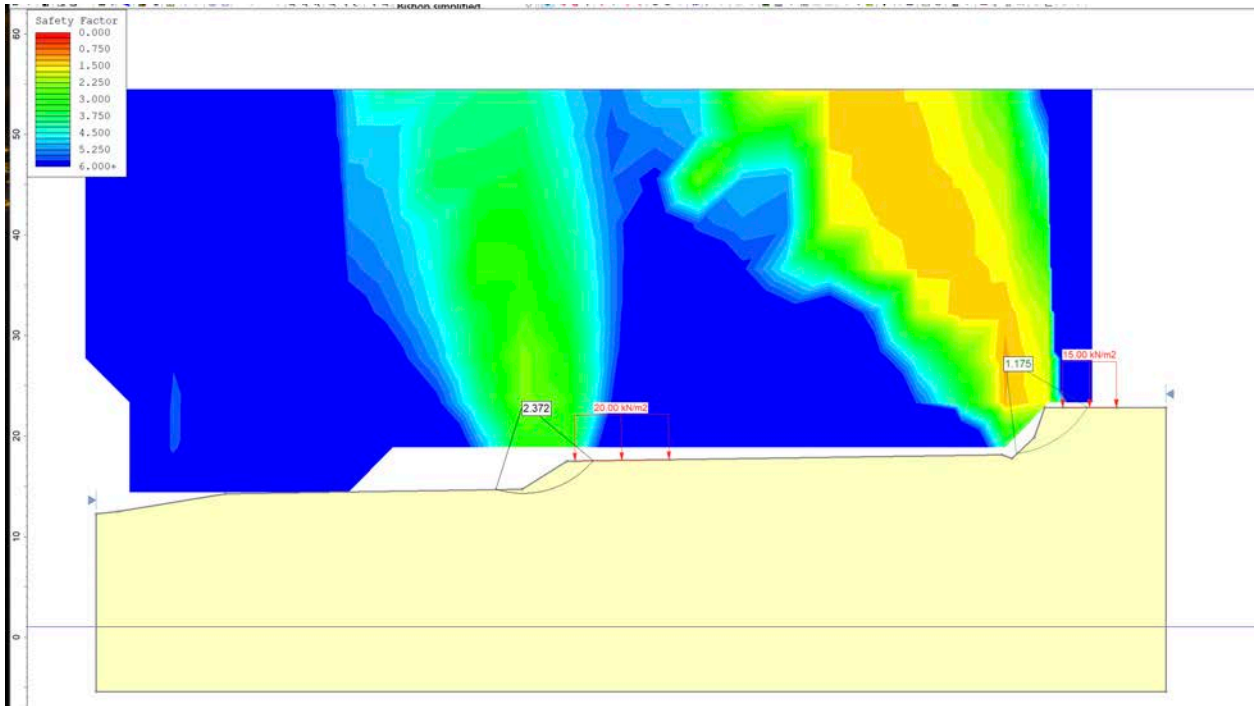


Figura 22. Evaluación de estabilidad condiciones normales estado actual(FS=2,82)

Como se puede observar en los análisis de la condición actual se deben implementar obras de contención en el costado oriental, donde se recomienda la implementación de un gavión de hasta 5 m de altura, al realizar estas obras se obtienen factores de seguridad adecuados como se observa a continuación.

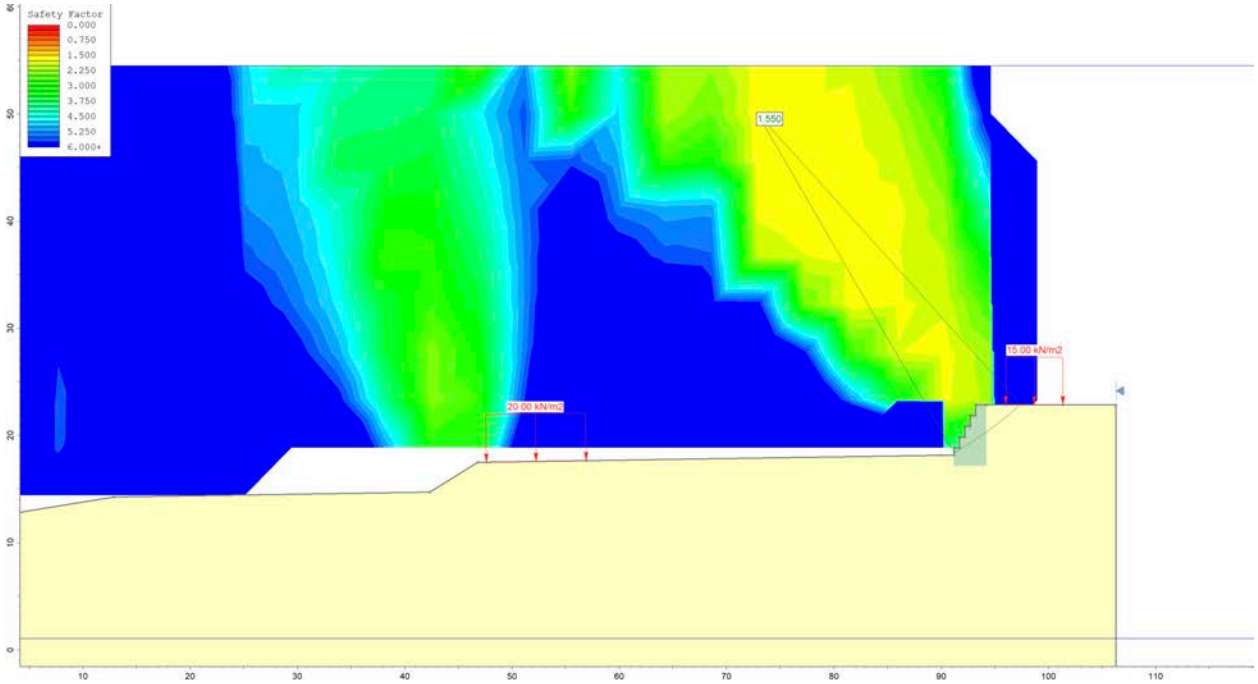


Figura 23. Evaluación de estabilidad condiciones normales estado con gavión(FS=1,55)

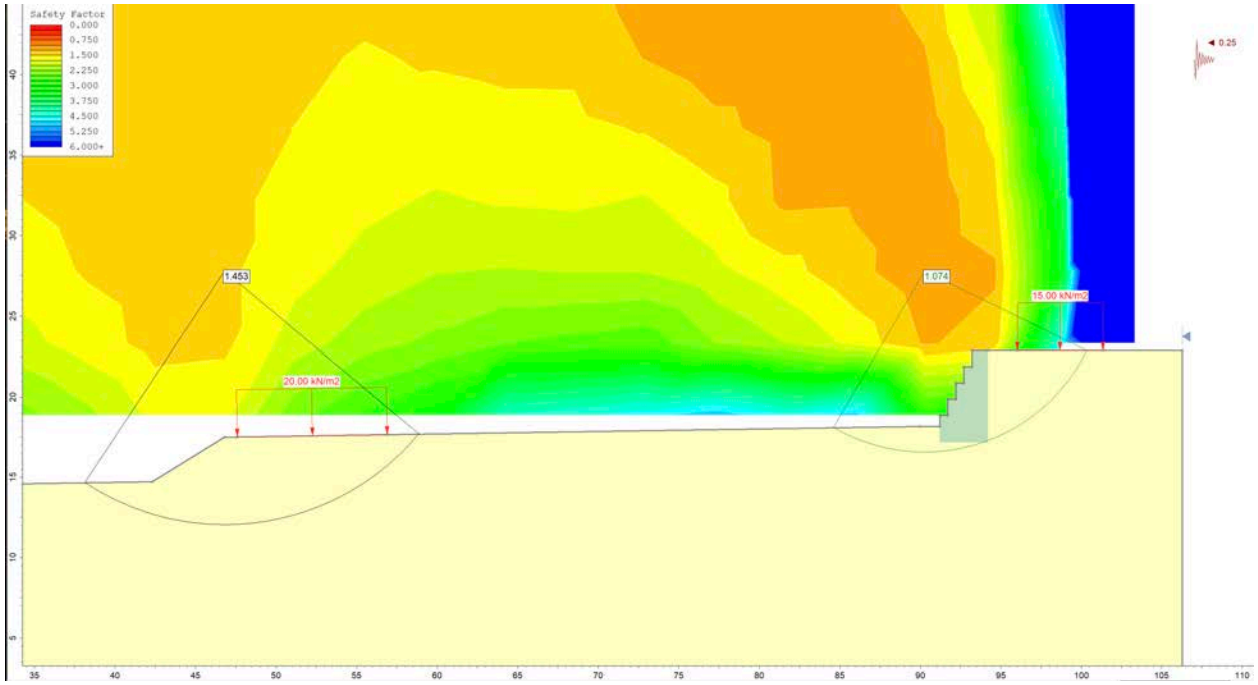


Figura 24. Evaluación de estabilidad condiciones normales estado con gavión(FS=1,07)

Las obras propuestas garantizan la estabilidad del proyecto. No obstante, el talud ubicado entre las edificaciones deberá conservar una pendiente máxima de 30°. En caso de requerirse una inclinación mayor, hasta un límite de 45°, será obligatorio implementar trinchos de contención conforme a las recomendaciones técnicas indicadas más adelante.

5.9. TRINCHOS

Se recomienda la construcción de trinchos escalonados. Los trinchos son estructuras de bioingeniería que configuran terrazas de pendiente escalonada en las laderas y se utilizan para reconfigurar áreas afectadas por procesos erosivos y movimientos en masa. Estas estructuras no están diseñadas para servir como muros de contención, sino para estabilizar las laderas a través de la reducción de la velocidad de escorrentía superficial y la promoción de la infiltración controlada del agua.

La construcción de trinchos escalonados comienza con la excavación de una zanja de entre 0,45 y 0,75 metros de profundidad, a lo largo de la dirección de la ladera. En esta zanja se entierran guaduas verticales, que actúan como soportes para una cortina de guaduas dispuestas horizontalmente, desde la base de la zanja hasta una altura máxima de 0,4 metros en materiales gruesos y franco arenosos, y hasta 0,8 metros en materiales finos y arcillosos. La longitud de las terrazas depende del relieve del terreno, y las guaduas se colocan a intervalos de 0,6 metros para asegurar la estabilidad de la estructura.

Estas terrazas escalonadas contribuyen a la estabilización del talud al reducir la erosión superficial y disminuir la velocidad de escorrentía, lo que permite una mayor infiltración del agua en el suelo de manera controlada. Este proceso ayuda a mantener la cohesión del suelo y previene la formación de grietas y fisuras que podrían llevar a deslizamientos.

El manejo adecuado del agua es crucial para mantener la estabilidad del talud y los trinchos escalonados juegan un papel esencial en este aspecto. Al combinar estas estructuras con un sistema de drenaje eficiente, se puede garantizar que el agua superficial se maneje de manera efectiva, evitando la saturación del suelo y asegurando que los factores de seguridad actuales se mantengan a largo plazo. La implementación de trinchos, junto con otras medidas de manejo del agua, es una estrategia integral para la prevención de la erosión y la mejora de la estabilidad de las laderas, protegiendo así tanto el medio ambiente como las infraestructuras vecinas.



Figura 25. Esquema básico de trinchos vivos.

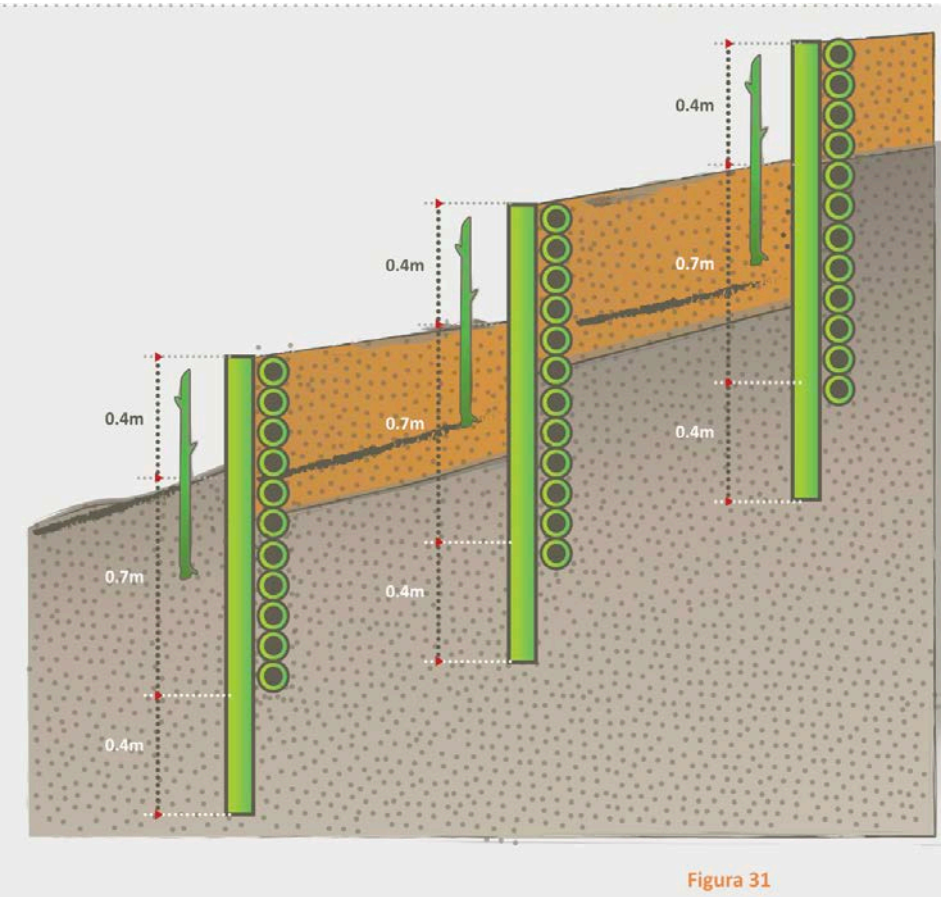


Figura 26. Corte de trinchos vivos.

5.10. Recomendaciones para los gaviones del costado oriental

Para la zona oriental del proyecto deberá conformarse un muro de gaviones. Para la conformación de dichos gaviones se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

Alambre

El alambre galvanizado que se debe utilizar en la fabricación de las mallas, así como para el cocido, unión y tirantes, es el de calibre BWG 12. Las características del alambre que se utilizará para la malla se incluyen a continuación:

- Diámetro (mm) = 2.769
- Área (mm²)= 6.022

- M/Kg= 21.154

Adicionalmente, deberá cumplir con los siguientes requisitos: (Este alambre será el utilizado para efectos únicamente de contención) Acero dulce, recocido, exento de escamas u otros defectos, galvanizado en caliente con zinc puro.
Carga mínima de rotura: 412 MPa (42 kg/mm²).
Alargamiento: bajo la acción de la carga de 412 MPa (42 kg/mm2) un mínimo del 10 % relativo a una longitud de 0,10 m.
Flexión: el hilo sostenido en una prensa de bordes redondeados con un diámetro de dos veces el diámetro del alambre deberá soportar sin romperse diez plegados sucesivos de 90º; los plegados se efectúan en un mismo plano, con una amplitud de 180º.
Enrollamiento: el alambre deberá poderse enrollar sobre un cilindro de doble diámetro, en espirales apretadas sin que el zinc se desprenda o se agriete.
Torsión: una muestra de 0,20 m de longitud deberá soportar 30 vueltas completas de torsión (360º cada vuelta) sin romperse y sin que el zinc se desprenda o se agriete.
Espesor del zinc: el alambre deberá soportar sin que aparezca el hierro aún parcialmente, cuatro inmersiones sucesivas de un minuto cada una en una solución de sulfato de cobre cristalizado, cuya concentración será una parte por peso de cristales a cinco partes por peso de agua. La temperatura del baño será de 15 ºC. Entre cada inmersión, las muestras deberán lavarse, secarse y examinarse.

Malla
La malla para la armadura deberá ser de triple torsión, con la forma de un hexágono alargado en el sentido de una de sus diagonales. Se utilizará malla con abertura de 0,05 m x 0,07 m.

Material de relleno
La colocación y llenado de las canastas para la construcción de los gaviones deberá hacerse observando las siguientes instrucciones generales:

El relleno de las canastas deberá efectuarse con fragmentos de roca o cantos rodados fracturados que no presenten superficies redondeadas y que sean resistentes y durables, que tenga un tamaño mínimo por lo menos 0,15 m mayor que las aperturas de las malla y que su forma sea aproximadamente equidimensional. No se aceptarán cantos rodados sin partir ni tampoco fragmentos delgados, alargados y blandos. La dimensión de cada fragmento de roca o canto deberá estar comprendida entre 0,15 m y 0,30 m.

El material utilizado debe ser duro y resistente a los efectos del agua. Al someterlo al ensayo de abrasión en la Maquina de los Ángeles no deberá tener una pérdida mayor del 15% en peso a 200 revoluciones y del 50% en su peso a 1000 revoluciones para la gradación 1, de acuerdo con la norma ASTM C-535. Igualmente, al someterlo al ensayo de solidez en sulfato de sodio, no deberá presentar una pérdida en peso superior al 12% después de cinco ciclos, de acuerdo con la norma ASTM C-88. Adicionalmente, el material no deberá

presentar una pérdida en peso mayor al 5% al ser sometido a 10 ciclos de humedecimiento en agua y secado al horno a 110º.

Tirantes

A medida que se colocan los cantos y cada 0,30 m aproximadamente, se deben disponer tirantes horizontales de alambre de calibre similar al de las canastas con el objeto de evitar la deformación por la presión del material que se retiene dentro del gavión; estos tirantes también se colocarán en sentido longitudinal y vertical. Los tirantes deben ir atados a las mallas por ligaduras que alcancen varios alambres.

Se deben también utilizar además de los tirantes horizontales y verticales, tirantes diagonales especialmente en los gaviones que ocupan los extremos de cada hilada.

Procedimiento de construcción

El terreno de fundación deberá ser nivelado, suprimiéndose las depresiones o salientes. Los gaviones de base deberán colocarse en forma tal que por lo menos la mitad de su altura quede por debajo del lecho o terreno existente y apoyados sobre el ciclópeo.

Las canastas deberán ser llenadas y amarradas, con el mismo tipo de alambre de la malla, en el sitio exacto donde han de quedar definitivamente y no se permitirá ningún transporte de las mismas una vez se haya efectuado el llenado. Durante la operación de llenado, las canastas deberán mantenerse firmes y en posición correcta. Las aristas tanto verticales como horizontales de cada gavión deben ligarse firmemente con las correspondientes de los gaviones adyacentes. El llenado de las canastas deberá efectuarse a mano, colocando cuidadosamente las piedras de mayor tamaño en la periferia y el resto de tal forma que se obtenga una masa rocosa bien gradada, con mínimo porcentaje de vacíos y con superficies de contacto entre gaviones, parejas y libres de entradas o salientes.

Se tendrá especial cuidado de no formar zonas de gran acumulación de piedras pequeñas. En ningún caso se permitirá el llenado por medio de canalones o cualquier método que pueda producir segregación del material.

En general, la disposición de las canastas deberá ser tal que el conjunto de éstas forme una unidad de elementos trabados entre sí. A continuación, se presentan algunas configuraciones típicas que podrán ser implementadas de obra, en la parte posterior del gavión se debe proyectar un geotextil no tejido tipo NT-1600 que permita el paso del agua y evite la pérdida de material fino.

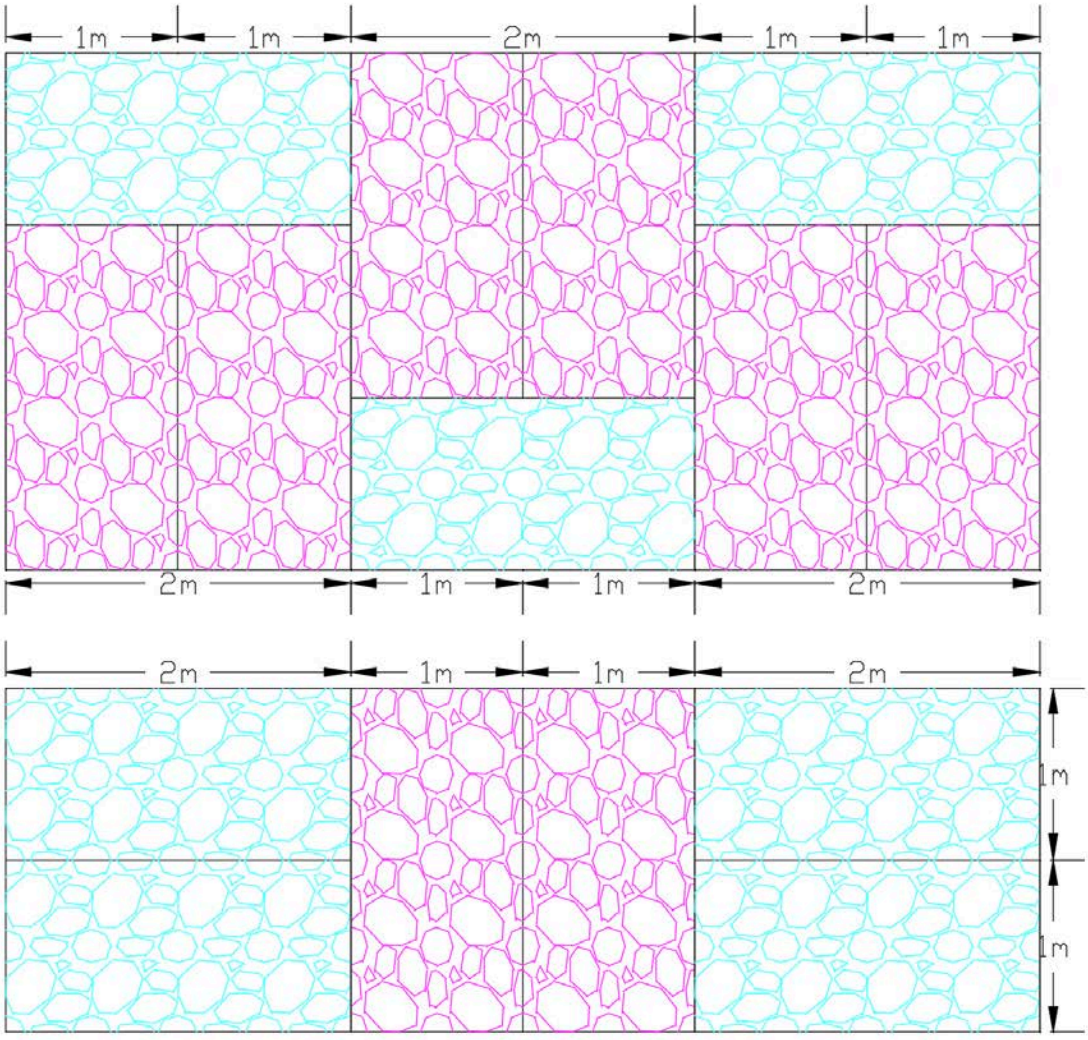
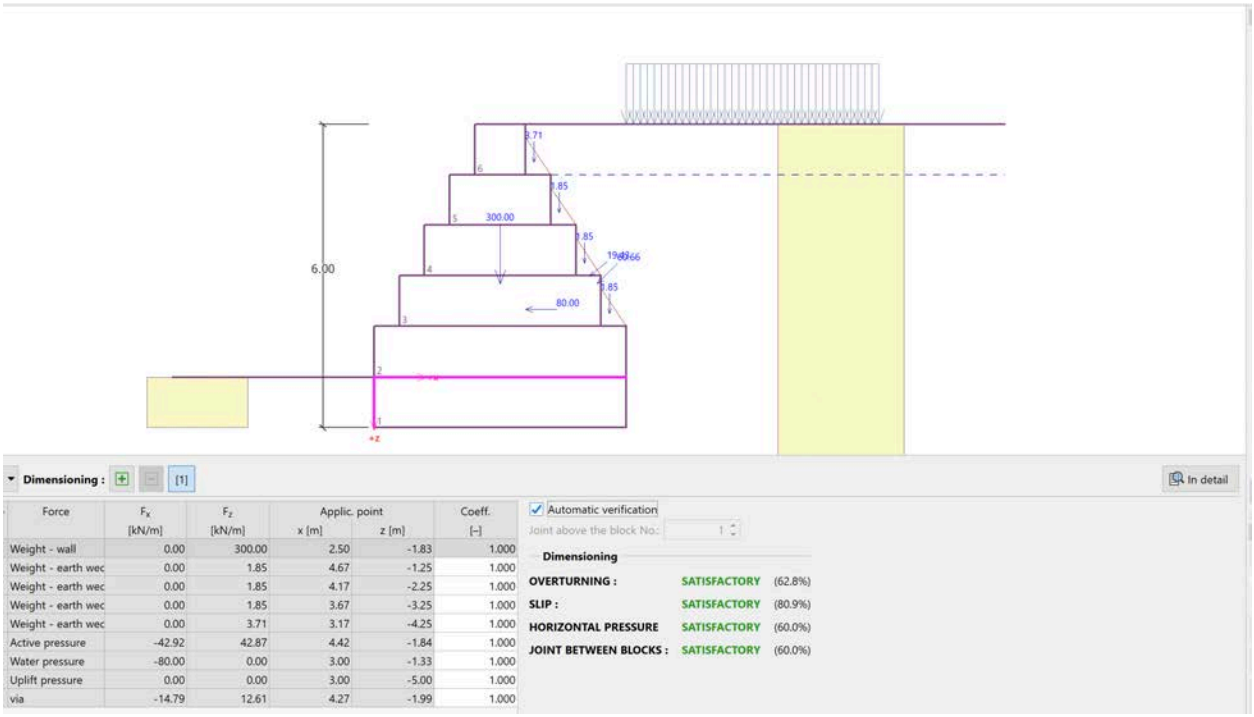


Figura 27. Disposición típica de entrabamiento para gaviones.

A continuación se presentan las geometrías recomendadas para los gaviones:

Altura libre del gavión (m)	Ancho (m)	Empotramiento (m)
5,0	5,0	1,0
4,0	4,0	1,0
3,0	3,0	0,5
2,0	2,0	0,5



Force	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Applic. point x [m]	z [m]	Coeff. [–]
Weight - wall	0.00	300.00	2.50	-1.83	1.000
Weight - earth wec	0.00	1.85	4.67	-1.25	1.000
Weight - earth wec	0.00	1.85	4.17	-2.25	1.000
Weight - earth wec	0.00	1.85	3.67	-3.25	1.000
Weight - earth wec	0.00	3.71	3.17	-4.25	1.000
Active pressure	-42.92	42.87	4.42	-1.84	1.000
Water pressure	-80.00	0.00	3.00	-1.33	1.000
Uplift pressure	0.00	0.00	3.00	-5.00	1.000
via	-14.79	12.61	4.27	-1.99	1.000

Figura 28. Verificación del muro

Una vez construido el muro se deberá revegetalizar la parte superior utilizando las siguientes variedades recomendadas para la siembra:

Sauco - Sambucus nigra.

Especie arbustiva con una altura entre 4 metros y 6 metros (fotografía 59), “existen va- riedades adaptadas desde el nivel del mar hasta 3.000 metros” (CORPOICA, 2006). En la selección de estacas es importante considerar el buen estado físico y sanitario de la planta madre y la presencia de yemas en las estacas, ya que su ausencia afecta el proceso de enraizamiento.



Figura 29. Sauco.

Maní Forrajero

Son hierbas perennes, con tallos primero erectos, luego rastreros, radicantes en los nudos. Los folíolosde 1--5 cm de largo y 0.6--3.2 cm de ancho, ápice redondeado y mucronulado; raquis 0.5–1.5 cm de largo, pecíolo 1.5–6 cm de largo. Inflorescencias con 4 o 5 flores; pétalos amarillos. Legumbres 2-articulados, 5--32.5 cm de largo y 6--7 mm de grueso, artejo proximal 11--13 mm de largo, istmo 1--8.5 cm de largo, artejo distal 12--14 mm de largo, pericarpo liso; semillas 1 per artejo.



Figura 30. Maní forrajero.

Pasto

Los taludes también podrán ser empradizados para garantizar su estabilidad con pasto vetiver como recubrimiento vegetal y mejoramiento de las condiciones geomecánicas de la superficie el cual por su sistema de raíces que crece vertical alcanzando longitudes hasta de 5.0 m, lo cual incrementa la estabilidad de suelos en ladera.



Figura 31. Pasto Vetiver.

ANDENES

Los andenes deben constituir franjas continuas de circulación exclusivamente peatonal. Para ello, se debe definir una altura de al menos 15 centímetros respecto al nivel de la calzada, para garantizar la delimitación de dicha franja respecto a la circulación vehicular, sin la utilización de otras barreras continuas adicionales al sardinel.

Así mismo, debe existir, como mínimo, una pendiente del 2% hacia la calzada, o proponerse sistemas alternos de drenaje que respeten dicha pendiente. Podrán disponerse cañuelas adyacentes al sardinel para conducir las escorrentías. En sumideros, se preferirán rejillas horizontales a trampas sobre sardinel.

En accesos a parqueaderos, estaciones de servicio y similares, los vehículos deberán subir al nivel del andén, de manera que prime la circulación peatonal

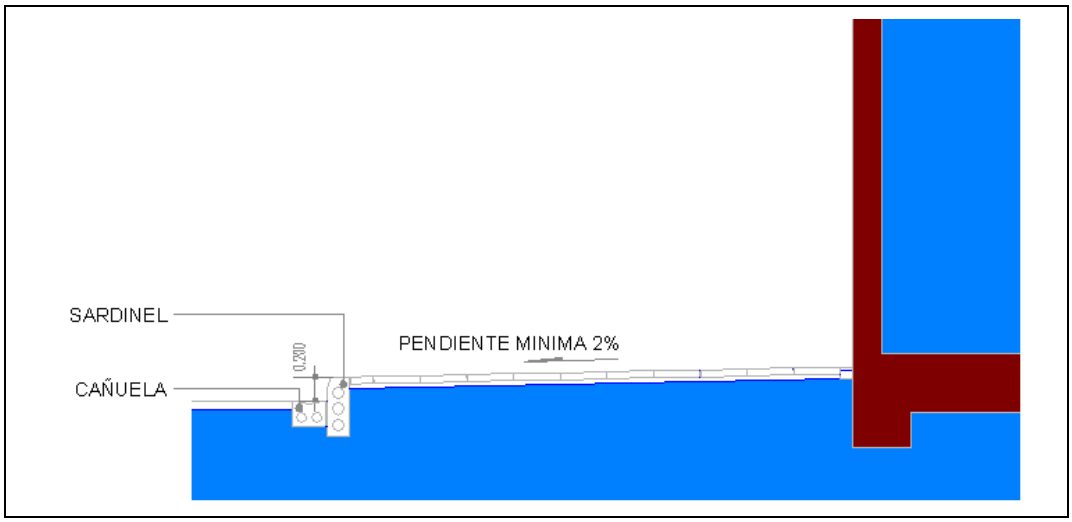


Figura 32. Detalle de elemento en el andén

Se tiene que superficialmente se presentan suelos con un CBR de diseño menor a 3 %, por lo tanto se tienen las siguientes recomendaciones



Figura 33. Estructura de anden tráfico exclusivamente peatonal.

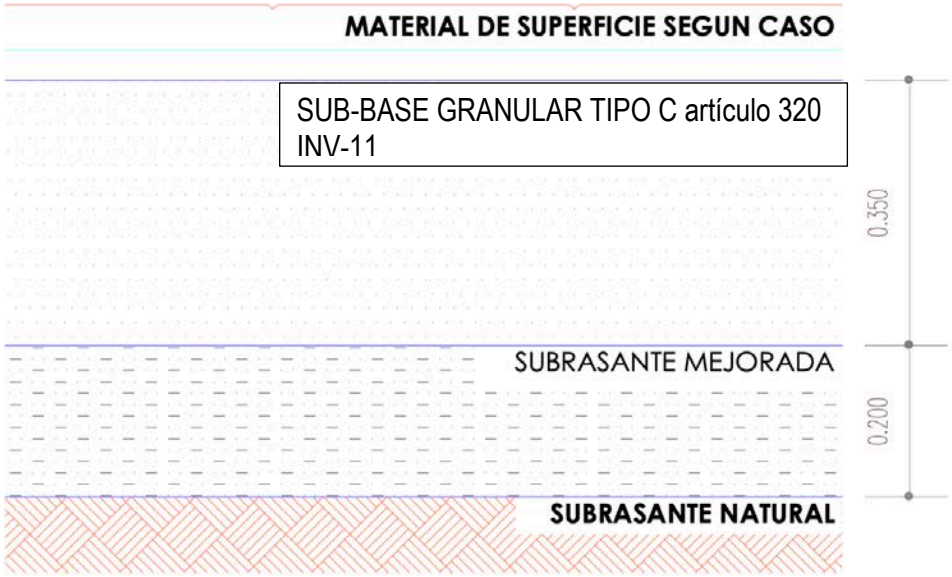


Figura 34. Estructura de anden tráfico de vehículos pesados (hasta 25000 ejes equivalentes)

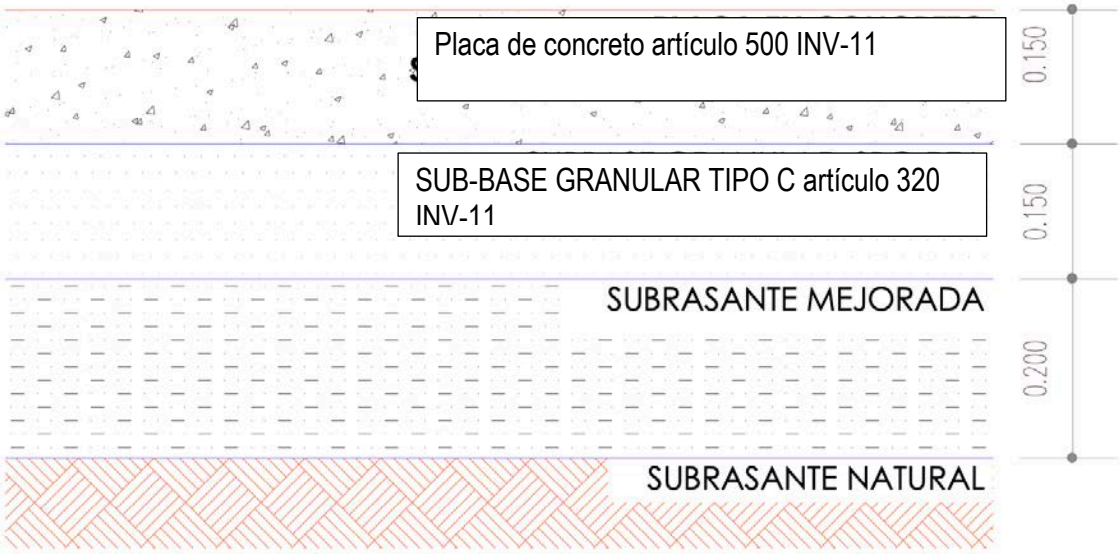


Figura 35. Estructura de anden tráfico de vehículos pesados (hasta 50000 ejes equivalentes)

Se debe resaltar que los materiales de superficie pueden corresponder con materiales rígidos como losas de concreto o prefabricados del mismo material o adoquines instalados sobre arena. Se deberán cumplir con todas las especificaciones contenidas en la cartilla de andenes.
En caso tal que estos andenes se construyan sobre rellenos o cercanos a estructuras de contención se recomienda aumentar la modulación para que se generen módulos de 1,5mx1,5m.
En caso tal que no se pueda contar con concreto tipo MR-41 para la placa de concreto se recomienda reforzar la losa según las recomendaciones contenidas más adelante:

ZONAS VERDES

En el diseño de pavimento de las vías, las zonas verdes y los parques se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones con el fin de advertir posibles daños por individuos arbóreos:
Todas las siembras de especies de mediano y alto porte en andenes, vías y zonas verdes, deben contemplar contención para las raíces de los árboles, para garantizar la no interferencia futura de éstas con los materiales de piso.
La distancia mínima del eje de siembra a la fachada será de 3.00m - o mayor de acuerdo con la especie seleccionada -, y la interdistancia recomendada entre árboles, en sentido longitudinal al andén, será de 16.00m, siendo 10.0 m el mínimo estricto.

RECOMENDACIONES PAVIMENTO DE CONCRETO

Para garantizar el adecuado comportamiento de las estructuras contenidas en este informe se deberán cumplir con las siguientes recomendaciones:

- La subrasante se compactará con un vibrocompactador cuyo peso estático no exceda 3 T. este peso máximo está limitado por la resistencia del suelo.
- El suelo de apoyo para la estructura de pavimento deberá ser aprobada por un ingeniero geotecnista.
- Los materiales granulares de base y/o subbase se compactarán con cilindro hasta alcanzar una densidad mínima del 95% del ensayo proctor modificado o en todo caso con el mínimo exigido por la especificaciones correspondientes. La densidad se verificará en un punto cada 200 m². con antelación se deberán realizar 3 ensayos proctor sobre los materiales a utilizar.
- Para garantizar el confinamiento de la estructura se deberá construir un sardinel, el cual será colocado desde la profundidad de la sub-base y deberá sobresalir 25cm.
- Para que los diseños consignados anteriormente sean válidos, el concreto hidráulico a utilizar deberá cumplir como mínimo con las siguientes características:
- El módulo de rotura estará 4,0 y 4.5 MPa/m. (INV E-414-07)
- Resistencia a la tracción indirecta a los 28 días, % mínimo de la resistencia a la flexión a los 28 días igual a 50. (INV E-411-07)
- El módulo de elasticidad será de mínimo 303100 kg/cm2 o 4310200 psi. (NTC 4025)
- Para determinar el tamaño máximo de las losas se utilizó la recomendación de la FHWA (1990) que se presenta a continuación:

$$Lmax = l * 5$$

Dónde:

$$Lmax: longitud\ máxima\ de\ la\ losa$$
$$l: radio\ efectivo\ de\ rigidez$$

El radio efectivo de rigidez se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

Dónde:

$$l: radio\ efectivo\ de\ rigidez$$
$$E: módulo\ de\ elasticidad\ del\ concreto$$
$$h: espesor\ de\ la\ losa$$

$$k: módulo\ de\ reaccion\ de\ la\ plataforma$$
$$\mu: relación\ de\ Poisson$$

Se obtuvo como ancho máximo de losa 3 m.

Adicionalmente, se recomienda que la relación de esbeltez de la losa presente valores entre 1 y 1.4. Si el valor de la relación es cercano a 1,0 mejor será el comportamiento de las losas.

$$1 \leq \frac{L}{a} \leq 1.4$$

Donde

L: longitud de la losa a: ancho de la losa

También se debe verificar que la relación longitud/espesor sea menor a 25.

Modulación ante la presencia de estructuras hidráulicas:

Ante la presencia de estructuras hidráulicas se pueden presentar los siguientes casos:

- Si la junta de expansión coincide con la junta longitudinal, se debe modular las losas para que la junta transversal coincida con el eje del pozo.

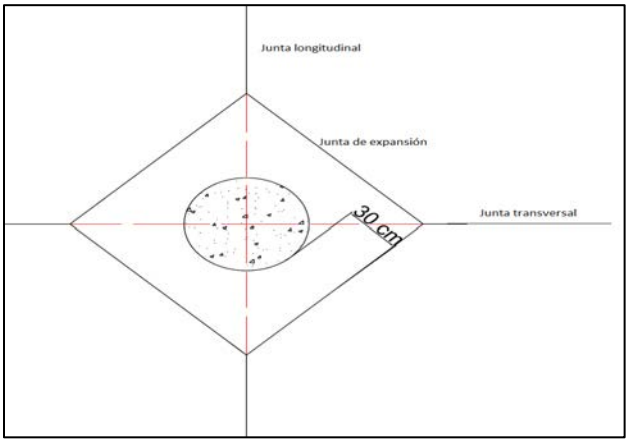


Figura 36. Detalle de modulación cuando se presentan estructuras hidráulicas y la junta de expansión coincide con la junta longitudinal

- Si la junta de expansión no coincide con la junta longitudinal, se debe remodular para que la junta transversal coincida con el eje del pozo

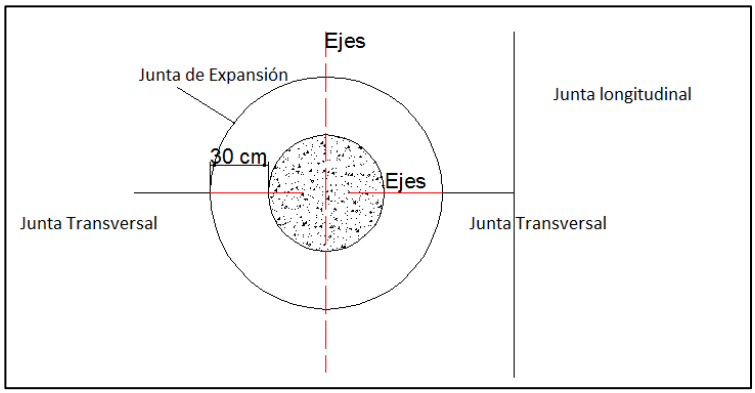


Figura 37. Detalle de modulación si la junta de expansión no coincide con la junta longitudinal.

Ante la presencia de sumideros se debe garantizar que la junta transversal coincida con el eje del mismo:

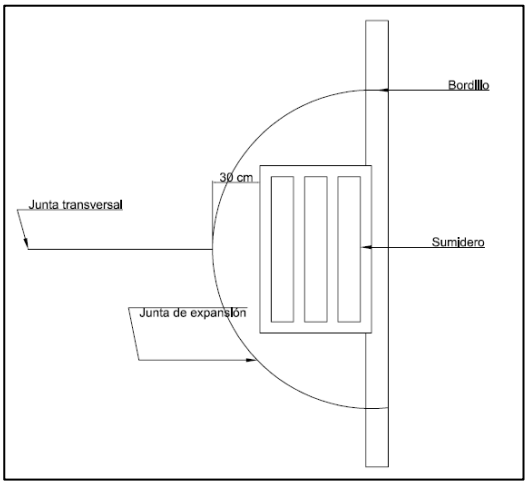


Figura 38. Detalle de modulación de las losas en concreto cuando se presentan sumideros

Las losas donde se presentan las estructuras hidráulicas deberán estar reforzadas en ambas direcciones con una malla cuadrada de varillas de ½ "de acero de fy=2800 kg/cm2 ubicadas en el tercio superior de la losa. Esta misma recomendación aplica para concretos de menor resistencia y para losas irregulares.

Recomendaciones de construcción de la juntas de pavimento rígido.

a. Juntas longitudinales y barras de amarre

Las juntas longitudinales se construyen cuando: se busca controlar el agrietamiento producido por la construcción de dos o más carriles simultáneamente y cuando se construyen carriles con edades diferentes, además permite la división de carriles en la vía.

Las barras de refuerzo a utilizar deberán cumplir con todo lo consignado en las especificaciones INVIAS a continuación se presentan las separaciones y longitudes necesarias de las barras de refuerzo en juntas longitudinales si se usa un acero con límite de fluencia de 2800 kg/cm2.

Espesor de la losa (cm)	Barras de φ 9,5 mm (3/8 ")				Barras de φ 12,7 m (1/2 ")				Barras de φ 15,9 mm (5/8 ")			
	Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)			Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)			Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)		
		3,05 m	3,35 m	3,65 m		3,05 m	3,35 m	3,65 m		3,05 m	3,35 m	3,65 m
15	65	120	110	100	85	120	120	120	100	120	120	120
17,5		105	95	85		120	120	120		120	120	120
20		90	80	75		120	120	120		120	120	120
22,5		80	75	65		120	120	120		120	120	120
25		70	65	60		120	115	110		120	120	120

Nota: Si se utilizan en el proyecto barras lisas las longitudes que se presentan en la siguiente tabla deben ser multiplicadas por 1,53.

Las barras de acero no se deben instalar a menos de 40cm de la junta transversal para evitar que interfieran con el movimiento de las juntas.

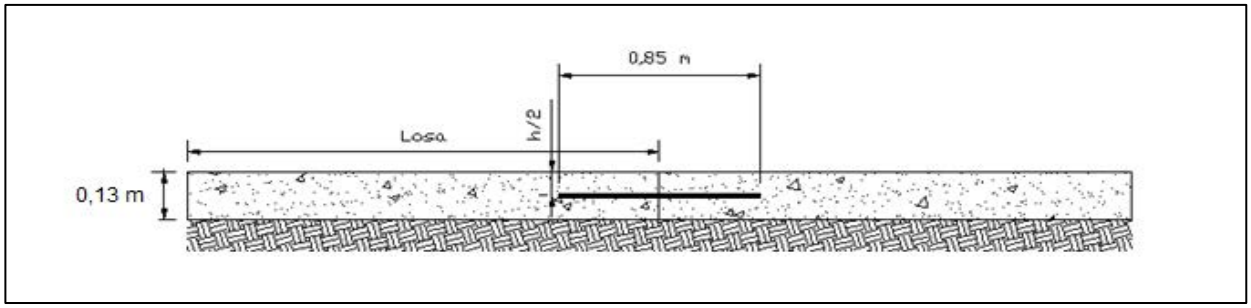


Figura 39.Detalles de juntas transversales y longitudinales

b. Juntas transversales y barras de transferencia

Para controlar los agrietamientos por retracción, se construyen juntas transversales que permiten el movimiento de las losas. Las barras de refuerzo de estas juntas deberán cumplir con todo lo consignado en las especificaciones IDU.

Las características de las barras de transferencia se presentan continuación:

Espesor de losa (cm)	1	2	3	4	5
	Diámetro de Dovelas cm (plg)	Largo de Dovelas (cm)	Diámetro comercial de dovela (plg)	Profundidad de dovelas (cm)	Separación entre dovelas (cm)
15	1.88 (0.74)	28	3/4	7.50	30.00
16	2.01 (0.79)	29	3/4	8.00	30.00
17	2.13 (0.84)	31	7/8	8.50	30.00
18	2.26 (0.89)	32	7/8	9.00	30.00
19	2.39 (0.94)	34	1	9.50	30.00
20	2.49 (0.98)	35	1	10.00	30.00
21	2.62 (1.03)	37	1	10.50	30.00
22	2.74(1.08)	38	1 1/8	11.00	30.00
23	2.87 (1.13)	40	1 1/8	11.50	30.00
24	3.00 (1.18)	41	1 1/8	12.00	30.00
25	3.12 (1.23)	43	1 1/4	12.50	30.00

c. Juntas de expansión

Estas juntas se construyen para aislar estructuras fijas como pozos y sumideros. También deben utilizarse cuando se presenten cambios en la dirección del pavimento y en rampas. En todos los cárcamos y sumideros debe construirse un bordillo.
Cuando se construyen en rampas se omiten los pasadores y se aumenta el espesor de la losa para absorber los esfuerzos de borde no transferidos, a continuación, se presentan esquemas de estas juntas:

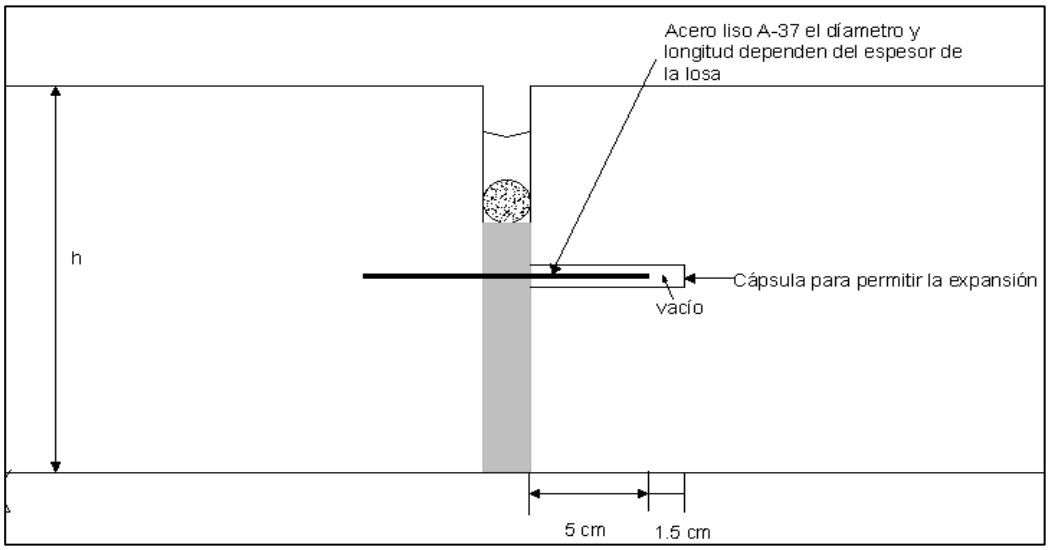


Figura 40. Detalle de junta de expansión con dovela

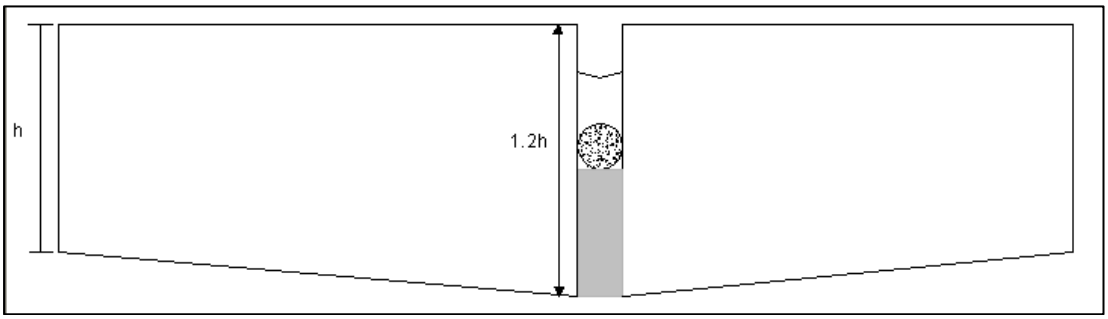


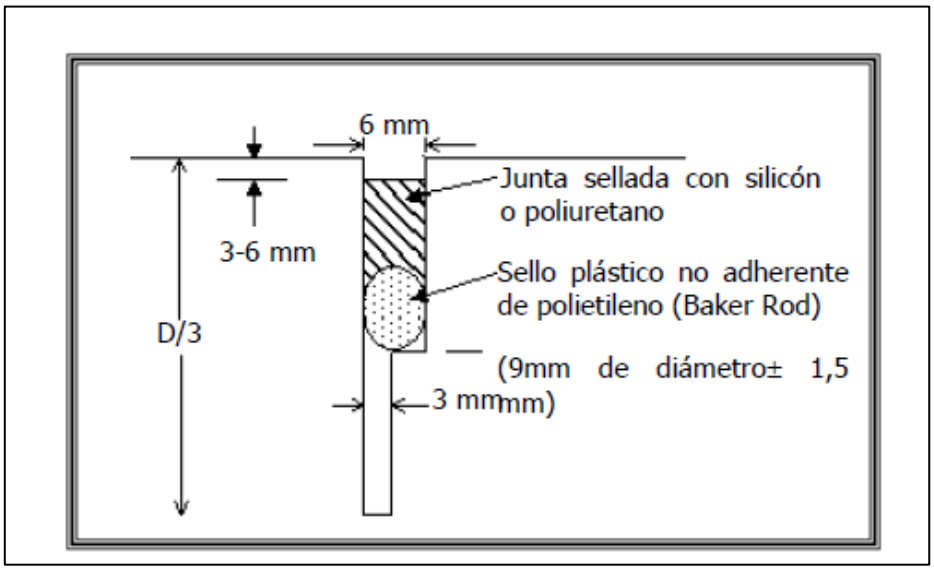
Figura 41.Detalle junta de expansión sin Dovela

d. Sellado de juntas

Las juntas deberán ser cortadas con un disco autopropulsado con disco diamantado y teniendo en cuenta las siguientes dimensiones:
Corte inicial de 1/3 del espesor de la losa, medido desde la superficie, con un ancho máximo de 3 mm. Corte de ensanche de 3 mm de ancho máximo y una profundidad de 31 mm medido desde la superficie de la losa.

El ancho total de la junta transversal debe tener 6 mm (25%) de ancho, incluido el corte inicial y el corte de ensanche.

A continuación, se detallan las características de los cortes y de la junta:



Para el sellado de junta debe cumplirse lo siguiente:

- La tirilla de respaldo debe tener un diámetro de 9 mm.
- La relación ancho / profundidad del sellador de silicón deberá ser como mínimo 1:1 y máximo 2:1.
- La ranura inicial de 3 mm para debilitar la sección deberá ser cortada en el momento oportuno para evitar el agrietamiento de la losa, la pérdida de agregados en la junta, o el desportillamiento. El corte se iniciará tan pronto como el concreto haya desarrollado la suficiente resistencia para soportar los desmoronamientos en los bordes de la junta, generalmente esto sucede de 6 a 8 horas después de colocado el concreto. El corte adicional para formar el depósito de la junta deberá efectuarse cuando menos 72 horas después de la construcción.
- La superficie del sello debe quedar entre 3 y 6 mm por debajo de la superficie de la losa para evitar el desprendimiento del material de sello.

La cavidad debajo de la junta siempre debe permanecer limpia y libre de cualquier tipo de material

6. SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO

Para las alternativas de cimentación propuestas a continuación se presenta el Sistema de geotécnico constructivo incluyendo las diferentes etapas constructivas.

6.1. ESCENARIO ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN

Antes de dar inicio a la construcción del edificio, se tiene una estratigrafía como la descrita en el numeral 4, en la cual predominan suelos arcillosos con las siguientes características geomecánicas:

Estrato	Profundidad (m)	ɣ (ton/m³)	E (Ton/m2)	eo	cu	ϕ´	Cc	Cr	S'p
1	0,0– 6,0	2,0	755	1,11	0,24	21	0,29	0,06	1,5

En el lugar se detectaron materiales saturados, el nivel freático puede variar con las condiciones climáticas de la ciudad. Las condiciones de los materiales no deberían haber presentados variaciones de importancia, durante el tiempo en que se realizó la exploración del subsuelo y el inicio de la construcción, ya que solo se encontraron sometidos a cambios estacionales en el nivel freático.

6.2. ESCENARIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Teniendo en cuenta la magnitud de la obra y la alternativa de cimentación seleccionada (zapatas) no se tienen afectaciones de importancia sobre las propiedades geotécnicas.

- Para las alternativas de zapatas el suelo se recubrirá con una capa de concreto pobre de 3 cm para evitar afectaciones por aguas de escorrentía y exposición al medio ambiente.
- El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en este estudio. Sin embargo, se deberá informar a esta consultoría de cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes.

- Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.
- Se debe garantizar el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo.
- Así mismo, durante el fundido se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.
- El concreto y el acero a utilizar deberán cumplir con las exigencias de las NSR-10.
- Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, debido a la presencia de nivel freático, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.
- Las excavaciones para la construcción de la cimentación seguirán las recomendaciones incluidas en el numeral

Además, para la construcción de rellenos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

a) Luego de descapotar el lote y/o excavar la caja para la construcción del colchón de recebo, la subrasante se compactará mediante pasadas con cilindro de 2.0 Toneladas.

b) El recebo a utilizar será del tipo arenoso, libre de materia orgánica, con máximo de 20% de material pasa tamiz No.200, un índice de plasticidad inferior al 8%, un límite líquido máximo del 30% y un porcentaje de expansión del 0%. Especial cuidado se deberá dar al estricto cumplimiento de estos límites para lo cual se deberán hacer ensayos antes de iniciar la construcción del colchón y durante el mismo al observar cambio en las características del material enviado a la obra.

c) El recebo se compactará con cilindro hasta alcanzar una densidad de 95% del ensayo proctor modificado.

d) La densidad se verificará en un punto cada 200 m².

e) Con el objeto de controlar el grado de compactación se hará antes de iniciar la construcción del colchón un mínimo de 3 ensayos proctor sobre el material a utilizar.

f) Muestreo de los recebos para ensayos de granulometría y plasticidad deberá tomarse cada 50.0 m3 de material colocado.

g) Cuando se deba realizar la compactación de la subrasante y de los materiales granulares y se esté a menos de 1 metro de las estructuras vecinas, se deberán utilizar equipos de compactación más livianos para evitar afectar a las mismas.

h) En el caso de los refuerzos de los cimientos necesarios se requiere una ampliación del ancho de las actuales vigas, el ingeniero estructural determinará la sección necesaria para las cargas de cada muro.

Por último, durante la construcción se tendrá en cuenta el siguiente monitoreo:

Se llevará un control topográfico detallado de las vigas, estructuras vecinas y vías. Las lecturas se harán con nivel de precisión y/o distanciómetro con una periodicidad semanal.

- **Medidas de protección de los vecinos**

Se llevará un control topográfico detallado de las vigas cabezales, estructuras vecinas, fondos de excavación, vía, andenes, así como otros puntos de interés. Las lecturas se harán con nivel de precisión y/o distanciómetro, dos veces por semana durante el proceso de excavación y semanal una vez terminado el mismo. Se recomienda realizar, previamente al inicio de las obras, las actas de vecindad de las construcciones y vías existentes en torno al proyecto hasta una distancia de unos 30 m. Lo anterior para poder verificar cualquier afectación de la obra en los mismos.

6.3. ESCENARIO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN

Teniendo en cuenta que la estructura será cimentada y construida con las anteriores recomendaciones, no se espera un efecto negativo en las características mecánicas de los materiales detectados, además se tendrán las obras de drenaje recomendadas en este informe y que protegerán el suelo de fundación de cambios producidos por aguas de escorrentía

7. LIMITACIONES DEL DISEÑO

El presente informe y los diseños aquí contenidos se realizaron en base a la información recolectada en campo. Si durante la construcción se detectan condiciones diferentes a las aquí descritas, se debe informar al diseñador, con el fin de revisar las estructuras propuestas y el efecto de estas condiciones en el diseño.



ORLANDO ELIAS GOMEZ MALDONADO
Ingeniero Civil
Universidad Nacional de Colombia
M.P: 25202186116 CND
Magister en Geotecnia