ALCALDÍA DE SANTA MARTA
Distrito Turístico, Cultural e Histórico

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO DENOMINADO "EL CURVAL" EN LA ZONA URBANA Y RURAL DE SANTA MARTA D.T.C.H.



INFORME GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PTAPA EL CURVAL

DICIEMBRE DE 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO DENOMINADO "EL CURVAL" EN LA ZONA URBANA Y RURAL DE SANTA MARTA D.T.C.H.

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Título documento: INFORME GEOTÉCNICO PARA CONSTRUCCIÓN DE PTAP EL CURVAL				
Código del documento: CURSAM_AC_D_IN_03_InfoGeotecnia_V2				
APROBACIÓN	**NÚMERO DE REVISIÓN**		**1**	**2**
	Elaboración	**Nombre**	Ernesto Molina MP 082022306ATL	Ernesto Molina MP 082022306ATL
		Firma		
		Fecha	Septiembre 2022	Diciembre 2022
	Revisión	**Nombre**	Fernando Taborda MP 0523746368-ANT	Fernando Taborda MP 0523746368-ANT
		Firma		
		Fecha	Septiembre 2022	Diciembre 2022
	Interventoría	**Nombre**	Rafael Hernández MP 05237-175325	Rafael Hernández MP 05237-175325
		Firma		
		Fecha	Septiembre 2022	Diciembre 2022

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

1. INTRODUCCIÓN 8
1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO 8
1.2 LOCALIZACIÓN 8
2. BIBLIOGRAFÍA 10
2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES 10
3. ENTORNO GEOLÓGICO 11
3.1 GEOLOGÍA DEL SECTOR 11
3.1.1 Geología estructural 11
3.1.2 Estratigrafía geológica 12
3.1.3 Característica geológica del lote 15
3.2 AMENAZAS GEOLÓGICAS 16
3.2.1 Amenaza sísmica 17
3.2.2 Amenaza por movimiento de masa 19
4. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA 22
4.1 INVETIGACIÓN DE CAMPO 22
4.2 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO 32
4.3 INVESTIGACIÓN DE OFICINA 33
5. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS 34
5.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 34
5.2 NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS O COLGADAS (N.A.F) 38
5.3 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS 38
5.4 SISMICIDAD DEL ENTORNO Y DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS 43
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS 45
6.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO A CONSTRUIR 45
6.2 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN 45
6.2.1 Muros en voladizo (cantilever) con altura libre Hl= 1,85 a 9,88m 47
6.2.2 Muros anclados permanentes con altura libre Hl=3,0 a 9,19m 53
6.3 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS MÓDULO DE 800 L/S 67
6.3.1 Filtros 69
6.3.2 Floculadores y Sedimentadores 72
6.3.3 Canal de entrada y cámara de aquietamiento 76

6.4 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS DE CIMENTACIÓN PARA TANQUES Y EDIFICIO DE OPERACIONES 79
6.4.1 Tanque de recirculación, tanque acondicionador, tanque de almacenamiento de cloro. 81
6.4.2 Tanques Sector Curval, tanque de Paso y tanque espesador 84
6.4.3 Edificio de operaciones 88
6.5 CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MINI CAISSONS O PILAS 91

7. LIMITACIONES 92

LISTA DE TABLAS

Pág.

TABLA N° 1. SISMICIDAD HISTÓRICA DE LA CIUDAD DE SANTA MARTA 17
TABLA N° 2. COORDENADAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS (SISTEMA DE COORDENADAS MAGNA COLOMBIA BOGOTÁ) 22
TABLA N° 3. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO DE ARENA LIMOSA 34
TABLA N° 4. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO DE ARENA LIMOSA ARCILLOSA 35
TABLA N° 5. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO GRAVA LIMOSA 35
TABLA N° 6. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO GRANODITA (FORMACIÓN BATOLITO DE SANTA MARTA) 36
TABLA N° 7. CONSTANTES ADOPTADAS PARA CALCULAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD DEL SUELO PARA LOS CÁLCULOS DE LA CIMENTACIÓN D ELA ESTRUCTURA A CONSTRUIR 40
TABLA N° 8. PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS (ϕ', C') 42
TABLA N° 9. PROMEDIOS DE E_S POR ESTRATOS CON DATOS N_{SS}. 42
TABLA N° 10. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS ESTRATOS (ϕ', C', Υ, E_S). 42
TABLA N° 11. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS EN CANTILÉVER DE HL=9,8M 47
TABLA N° 12. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA PILA EVALUADA A DIFERENTES PROFUNDIDADES 50
TABLA N° 13. MÓDULOS DE REACCIÓN K_S DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS L=5,0 M 51
TABLA N° 14. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SISTEMA DE DRENAJE CONFORMADO POR GEODRÉN PLANAR Y VIAL 52
TABLA N° 15. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL = 9,19M 54
TABLA N° 16. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL = 6,11M 56
TABLA N° 17. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL = 3,84M 59
TABLA N° 18. CARACTERÍSTICAS PARA ANCLAJES ACTIVOS PERMANENTES AL RESPALDO DE PIE DE CERRO. 63
TABLA N° 19. PROTECCIÓN ANTICORROSIÓN EN ANCLAJES PERMANENTES. 65
TABLA N° 20. CAPACIDAD DE CADA ESTRUCTURA A CONSTRUIR 68
TABLA N° 21. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA PILOTE EVALUADO CON DIFERENTES DIÁMETROS 69
TABLA N° 22. MÓDULOS DE REACCIÓN K_S DEL SUELO POR PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M. 71
TABLA N° 23. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA PILOTE EVALUADO A CON DIFERENTES PROFUNDIDADES Y DIÁMETROS. 72

TABLA N° 24. MÓDULOS DE REACCIÓN K_S DEL SUELO POR PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M. 74
TABLA N° 25. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD DE, L= 4,0M Y DIÁMETROS, D= 1,20M. 75
TABLA N° 26. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, D=1,2M. 76
TABLA N° 27. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD DE, L= 6,0M Y DIÁMETROS VARIABLES. 77
TABLA N° 28. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, DIÁMETROS, D= 1,9 A 2,1M. 79
TABLA N° 29. CAPACIDAD DE CADA ESTRUCTURA A CONSTRUIR, VER FIGURA 50. 79
TABLA N° 30. SISTEMAS DE CIMENTACIÓN PARA CADA ESTRUCTURA....80
TABLA N° 31. FACTORES DE SEGURIDAD LOSA TANQUES. 83
TABLA N° 32. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO EN LOSA DE CIMENTACIÓN PARA CADA ESTRUCTURA. ..83
TABLA N° 33. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD Y DIÁMETRO VARIABLE. 85
TABLA N° 34. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, D=1,8M PARA TANQUE CURVAL 1 Y 2 ZONA CORTE. 87
TABLA N° 35. MÓDULOS DE REACCIÓN KS POR PILAS, D=1,8M TANQUE CURVAL 2 MATERIAL DE ZONA RELLENO. 88
TABLA N° 36. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS TANQUE DE PASO Y ESPESADOR, D=1,2M. 88
TABLA N° 37. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD DE, L= 5,0M Y DIÁMETROS, D= 1,20M. 89
TABLA N° 38. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, D=1,2M PARA EDIFICIO DE OPERACIONES. 90

LISTA DE FIGURAS

Pág.

FIGURA N° 1. UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO, ÁREA RURAL DE SANTA MARTA, SECTOR LLAMADO EL CURVAL, DEPARTAMENTO DEL MAGDALENA....9
FIGURA N° 2. VISTA EN PLANTA DEL PROYECTO A CONSTRUIR "PTAP EL CURVAL"....10
FIGURA N° 3. MAPA GEOLÓGICO DE LA CIUDAD DE BARRANQUILLA 12
FIGURA N° 4. LEYENDA GEOLÓGICA REGIONAL....15
FIGURA N° 5. MAPA DE SISMICIDAD HISTÓRICA DE LA CIUDAD DE SANTA MARTA. 18
FIGURA N° 6. ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA APLICABLE A EDIFICACIONES Y ESTRUCTURAS PARA LA NSR-10 EN FUNCIÓN DE AA Y AV. 19
FIGURA N° 7. MAPA NACIONAL DE AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA. 21
FIGURA N° 8. VISTA EN PLANTA UBICACIÓN DE SONDEOS....23
FIGURA N° 9. ESQUEMATIZACIÓN GENERAL DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT. 24
FIGURA N° 10. ESQUEMATIZACIÓN DE ENSAYO DE GEOTOMOGRAFÍA ELÉCTRICA. 25
FIGURA N° 11. VALORES DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE ALGUNOS SUELOS, ROCAS Y MINERALES 26
FIGURA N° 12. VALORES DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE ALGUNOS SUELOS, ROCAS Y MINERALES 28

FIGURA N° 13. LÍNEA GEOTOMOGRÁFICA 1 EN LOTE PTAP....37
FIGURA N° 14. LÍNEA GEOTOMOGRÁFICA 2 EN LOTE PTAP....37
FIGURA N° 15. PERFIL DE DISEÑO....43
FIGURA N° 16. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO....44
FIGURA N° 17. VISTA EN PLANTA MUROS A CONFORMAR....46
FIGURA N° 18. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO EN CANTILÉVER DE HL= 9,8M SIN SISMO....47
FIGURA N° 19. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO EN CANTILÉVER DE HL= 9,8M A 90°CON SISMO...48
FIGURA N° 20. DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA MURO EN VOLADIZO 49
FIGURA N° 21. MODELACIÓN DE PILAS O MINI CAISSONS PARA MUROS EN CANTILÉVER....50
FIGURA N° 22. DETALLE SISTEMA CONFORMADO POR GEODRÉN PLANAR Y GEODRÉN VIAL CON TUBERÍA PARA DRENAJE....52
FIGURA N° 23. ESQUEMA DE MURO EN CANTILÉVER CON DIAGRAMA DE PRESIONES....53
FIGURA N° 24. TIPOS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL= 3,0 A 9,19 M....54
FIGURA N° 25. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO HL=9,19M A 90° SIN SISMO 54
FIGURA N° 26. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO HL=9,19M A 90° CON SISMO 55
FIGURA N° 27. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=9,19M A 90° SIN SISMO....55
FIGURA N° 28. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=9,19M A 90° CON SISMO....56
FIGURA N° 29. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO HL=6,11M SIN SISMO....57
FIGURA N° 30. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO HL=6,11M A 90° SIN SISMO....57
FIGURA N° 31. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO HL=6,11M A 90° CON SISMO....58
FIGURA N° 32. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=6,11M A 90° SIN SISMO....58
FIGURA N° 33. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=6,11M A 90° CON SISMO....59
FIGURA N° 34. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO HL=3,84M A 90° SIN SISMO....60
FIGURA N° 35. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO HL=3,84M A 90° CON SISMO...60
FIGURA N° 36. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAHES HL=3,84M A 90° SINSISMO 61
FIGURA N° 37. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=3,84M A 90° SINSISMO 61
FIGURA N° 38. PROCESO CONSTRUCTIVO DE ESCAVACIONES PARA CONFORMACIÓN DE MURO ANCLADO POR TRINCHERAS 1 SI Y 2 NO....62
FIGURA N° 39. DETALLE DE ANCLAJES PERMANENTES....66
FIGURA N° 40. DETALLE DE ANCLAJES PERMANENTES....67
FIGURA N° 41. MÓDULO DE 800L/S CON CADA ESTRUCTURA A CONSTRUIR....68
FIGURA N° 42. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA FILTROS....70
FIGURA N° 43. ESQUEMA CIMENTACIÓN FILTROS CON PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M Y L=10M 71

FIGURA N° 44. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON PILOTES 73
FIGURA N° 45. ESQUEMA CIMENTACIÓN SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M Y L=5 A 8M 74
FIGURA N° 46. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON MINI CAISSONS. 75
FIGURA N° 47. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN DE SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON MINI CAISSONS. 76
FIGURA N° 48. MODELACIÓN DE PILA O MINI CAISSON PARA CANAL DE ENTRADA Y CÁMARA DE AQUIETAMIENTO. 78
FIGURA N° 49. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN DE CANAL DE ENTRADA Y CÁMARA DE AQUIETAMIENTO CON PILAS O MINI CAISSONS DE FUSTE RECTO, DIÁMETRO VARIABLE Y L= 6M. 78
FIGURA N° 50. TANQUES DEL PROYECTO A CONSTRUIR, VER TABLA 30. 80
FIGURA N° 51. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SEDIMENTADORES. 82
FIGURA N° 52. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA FILTROS. 82
FIGURA N° 53. VISTA EN PLANTA DE ZONA DE CORTE Y RELLENO TANQUE SECTOR CURVAL 2. 84
FIGURA N° 54. VISTA EN CORTE DE ZONA DE CORTE Y RELLENO TANQUE SECTOR CURVAL 2. 85
FIGURA N° 55. MODELACIÓN DE MINI CAISSON O PILA PARA CIMENTACIÓN, L= 6,0M PARA TANQUE SECTOR CURVAL ZONA DE RELLENO. 86
FIGURA N° 56. MODELACIÓN DE MINI CAISSON O PILA PARA CIMENTACIÓN TANQUE PASO Y ESPESADOR, L= 3,0M. 87
FIGURA N° 57. MODELACIÓN DE MINI CAISSON O PILA PARA CIMENTACIÓN EDIFICIO DE OPERACIONES, L= 5,0M. 89
FIGURA N° 58. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN DE EDIFICIO DE OPERACIONES CON MINI CAISSONS. 90

1. INTRODUCCIÓN

En el presente informe geotécnico comprende la exploración en campo, análisis de información obtenida y recopilada, teniendo en cuenta el entorno geológico, sísmico e hidrológico y posibles amenazas existentes, para entregar las recomendaciones de cimentación y estabilidad del proyecto: "SISTEMA DE ACUEDUCTO DENOMINADO "EL CURVAL" EN LA ZONA URBANA Y RURAL DE SANTA MARTA D.T.C.H.".

Los trabajos de campo fueron ejecutados entre los meses de septiembre y noviembre del año en curso (2021).

Para la elaboración del presente informe se siguieron los lineamientos generales de los Títulos A y H de la normatividad **REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR – 10**.

1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Los objetivos por alcanzar en el presente estudio son:

a) Determinar la Estratigrafía del sitio.
b) Establecer la posición y el efecto de las aguas superficiales y subterráneas.
c) Definir el tipo de perfil de suelo y parámetros de diseño.
d) Entregar recomendaciones de excavaciones seguras para construcción de muros y diagramas de empujes para su diseño.
e) Determinar el tipo de cimentación recomendado para las estructuras a construir.
g) Recomendaciones geotécnicas constructivas para la protección de las edificaciones vecinas y/o estructuras cercanas del mismo proyecto en general.

1.2 LOCALIZACIÓN

El proyecto se encuentra localizado en un lote del área rural de Santa Marta, sector llamado el Curval, en el departamento del Magdalena. La Figura N° 1, muestra la ubicación general del proyecto.

FIGURA N° 1. UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO, ÁREA RURAL DE SANTA MARTA, SECTOR LLAMADO EL CURVAL, DEPARTAMENTO DEL MAGDALENA



Fuente: Elaboración propia por medio de Google Earth y Google Maps.

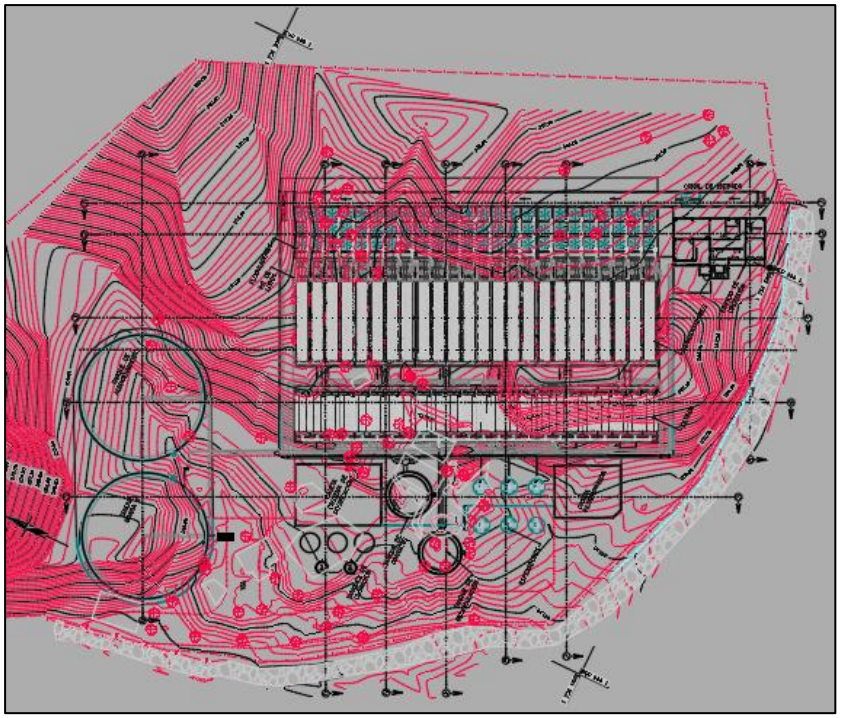
2. BIBLIOGRAFÍA

2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

El proyecto por desarrollar consiste en la construcción de un sistema de tratamiento de agua potable conformado por equipos de tratamiento como: Sedimentadores, Filtros, Floculadores, cámara de aquietamiento y canal de entrada. Las estructuras como tanques son las siguientes: Tanques Sector el Curval, tanque de paso, tanque de recirculación, tanque espesador, tanque acondicionador y de almacenamiento de cloro. También se encuentra un edificio de operaciones de dos niveles.

Las cargas estimadas del proyecto no superan las 800t según las cargas máximas de servicio por apoyos.

FIGURA N° 2. VISTA EN PLANTA DEL PROYECTO A CONSTRUIR "PTAP EL CURVAL"



Fuente: Plano CURSAM_AC_D_PL_03_1DE39_LocalizaciónPTAP_V2.

3. ENTORNO GEOLÓGICO

3.1 GEOLOGÍA DEL SECTOR

De manera general la geología de la zona acuerdo a la investigación realizada por INGEOMINAS (Colmenares et al., 2007) GEOLOGÍA DE LA PLANCHAS 11, 12, 13, 14, 18, 19, 20, 21, 25, 26,27, 33 Y 34. PROYECTO: "EVOLUCIÓN GEOHISTÓRICA DE LA SIERRA NEVADA DE SANTA MARTA", la zona está ubicada en el sector NW de la Sierra Nevada del mismo nombre, geológicamente afloran en el área rocas metamórficas e ígneas, y depósitos sedimentarios. Estas rocas tienen orígenes a principios del cenozoico hasta la actual. Las más antiguas datan del paleógeno hasta el neógeno, y los depósitos sedimentarios encontrados se restringen al cuaternario y son de origen aluvial, fluviolacustre y de playa, los cuales suprayacen sobre estas rocas. Algunas de las edades asignadas a las unidades ígneas y metamórficas son imprecisas y dudosas, debido a que se han establecido indirectamente.

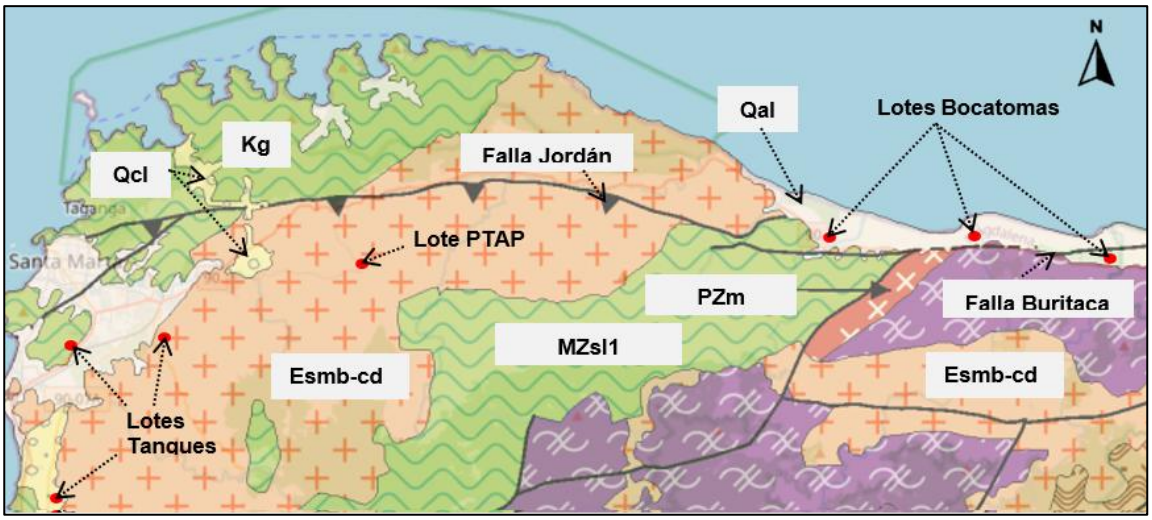
3.1.1 Geología estructural

En esta zona se encuentran las siguientes fallas: Falla de Jordán y Buritaca. Claramente se observa cómo afectan las filitas, los esquistos, Batolito de Santa Marta y Geis de Los Muchachitos (ver Figura N° 3). La falla de Jordán que afectan la cuarzodiorita del Batolito de Santa Marta, se evidencian por las zonas de milonitización, siendo Falla inversa o de cabalgamiento.

Falla Jordán. Describe un trazo ligeramente curvado al norte, con excelente expresión morfológica y con un rumbo general EW, geometría que indica un plano levemente inclinado al sur. Esta falla muestra desplazamiento dextral y se extiende por 20 Km, a lo largo de la Quebrada El Jordán y el Río Piedras, en las planchas 11 y 12, desde la región de Palangana, hasta inmediaciones de la desembocadura del Río Guachaca. La cartografía geológica muestra evidencias del movimiento lateral dextral de aproximadamente 5 km de longitud, como se deduce del desplazamiento de los contactos intrusivos del "Batolito de Santa Marta" (Esmb-cd) con rocas metamórficas de "Los Esquistos de Gaira" (Kg) al occidente, y con las metamorfitas de los "Esquistos de San Lorenzo" (MZsl1) al oriente. La Falla Jordán termina al occidente en una duplexa múltiple transpresiva, constituida por lo menos por cinco fallas inversas subparalelas ("contractional horse tail"), de moderado a alto ángulo de inclinación, con vergencia hacia el NW. Asociada a la Falla de Jordán, ocurre una falla de trazo levemente curvado, con dirección general EW, que se extiende a lo largo de 20 km, en el Batolito de Santa Marta (a lo largo de la rivera norte de la Quebrada El Jordán y el Río Piedras), con desplazamiento dextro-lateral. Esta falla termina en una estructura de transpresión con vergencia SE, al E de la desembocadura del Río Piedras, donde transporta rocas de la unidad (Kg), sobre el Batolito de Santa Marta (Esmb-cd).

Falla Buritaca. Esta aflora con un trazo rectilíneo, lo cual indica un plano de falla aproximadamente vertical en su porción somera. Se extiende a lo largo de 20 Km con un rumbo EW, desde un poco al E de Perico Aguado sobre la línea de costa, hasta cercanías del Río Guachaca (plancha 12). Afecta rocas de las unidades "Neis de Los Muchachitos (PZm) y "Esquistos de San Lorenzo" (MZsl1). La línea de costa entre Los Ríos Cañas y Mendiguaca, está controlada al menos por cinco lineamientos orientados aproximadamente N78°W, cercanamente paralelos entre sí y dispuestos "en echelón". Estos lineamientos se disponen en ángulos que varían entre 15º y 18º con respecto al trazo de la Falla de Buritaca, lo cual parece sugerir que su desplazamiento es de tipo dextral, si estos lineamientos se entienden como estructuras de cizalla Riedel primarias (ver Figura N° 3). Hacia el extremo oriental de esta falla, inmediatamente al sur de su plano y desprendiéndose de éste con un ángulo de unos 10°, ocurre una falla que parece corresponder a una cizalla P y SE.

FIGURA N° 3. MAPA GEOLÓGICO DE LA CIUDAD DE BARRANQUILLA



Fuente: Elaboración propia por medio del Geoportal SGC (Servicio Geológico Colombiano) 2015.

3.1.2 Estratigrafía geológica

Depósitos coluviales y abanicos aluviales (Qcl), Cuaternario. Se forman en las estribaciones de Bahía Concha y al sur oeste de Santa Marta, principalmente, y conservan una dirección NW que sigue la dirección del piedemonte. Son de poca extensión areal, ya que se encuentran suprayacidos por depósitos de llanura aluvial y depósitos fluviolacustres más recientes. Están formados, principalmente, por gravas subredondeadas y bloques hasta de 1 metro derivadas de rocas ígneas y metamórficas de la Sierra Nevada como neises, granulitas,

dioritas y gabros, en una matriz arenosa; se ubican en el piedemonte y geomorfológicamente muestran un suave basculamiento hacia el oeste.

Depósitos aluviales (Qal), Cuaternario. En la zona predominan los depósitos aluviales que corresponden a acumulaciones semiconsolidadas de origen aluvial localmente. Están constituidos por gravas, arenas y fragmentos de rocas metamórficas e ígneas de las diferentes unidades del basamento cristalino de la Sierra Nevada de Santa Marta en proporciones variables de acuerdo con la distancia a la fuente de transporte y cubren áreas extensas en las zonas planas, deprimidas de los ríos Don Diego, Buritaca y Guachaca. Están formados por los conos aluviales, terrazas y depósitos aluviales estratificados de los principales drenajes anteriormente mencionados. En algunos casos estas acumulaciones se interdigitan y forman una cadena continua de abanicos. En la quebrada Espíritu Santo se encuentra un Cuaternario estratificado de arenas y arcillas, hacia la base es más arcillosa y pasa a ser más arenosa, con arenas gruesas de origen polimíctico compuesto por cuarzo y líticos en una matriz arcillosa; es de origen aluvial.

Esquistos de Gaira (Kg), Eoceno. Tschanz et al. (1969) definen este cuerpo como el más inferior de las dos unidades de paraesquistos muy similares, que fueron metamorfoseados del mismo grado metamórfico en el mismo tiempo. Consiste en esquistos anfibólicos densos, negros y micaesquistos. La parte más inferior contiene algunas capas de filita clorita con marcada foliación crinkled, con pequeños cristales de cloritoide y espesartita. Las rocas ultramáficas metamorfoseadas y esquistos grafíticos son constituyentes menores. Presenta complicaciones estructurales y cambios metasomáticos relacionados con el Batolito Complejo de Santa Marta. Los micaesquistos son principalmente esquistos biotíticos pero algunos contienen moscovita y biotita. Presenta biotita semitransparente metamórfica baja en hierro de un brillo plateado a la superficie. En la quebrada la Aguja afloran esquistos biotíticos con niveles de biotita oscura, de 30m de espesor, aproximadamente. Los esquistos biotíticos al sur de la quebrada La Aguja buzan hacia el Sur, bajo el Neis de Buritaca. Se observa un nivel de esquistos grafíticos intercalados con los esquistos biotíticos cerca al contacto con los neises. Los esquistos biotíticos de la quebrada La Aguja en algunos sectores muestran una débil foliación secundaria. En general, consiste en esquistos micáceos, cuarzofeldespáticos y anfibólicos, esquistos grafíticos, anfibolitas esquistosas y de grano fino, rocas ultramáficas y probablemente mármoles. Se reporta la presencia de bauxita en forma representativa en los esquistos que afloran en los cerros de Santa Marta y en las vías a Gaira y El Rodadero.

Esquisto de San Lorenzo (MZsl), Eoceno. Con el nombre de "Esquisto de San Lorenzo" (MZsl) se ha designado un conjunto de rocas metamórficas especialmente esquistos grafitosos, esquistos cuarzo micáceos y cuarcitas que aflora en el flanco noroccidental de la SNSM. En este informe hemos utilizado este término para agrupar toda la secuencia de esquistos y cuarcitas que forman un cinturón orientado SW – NE (en la parte sur) y WSW –

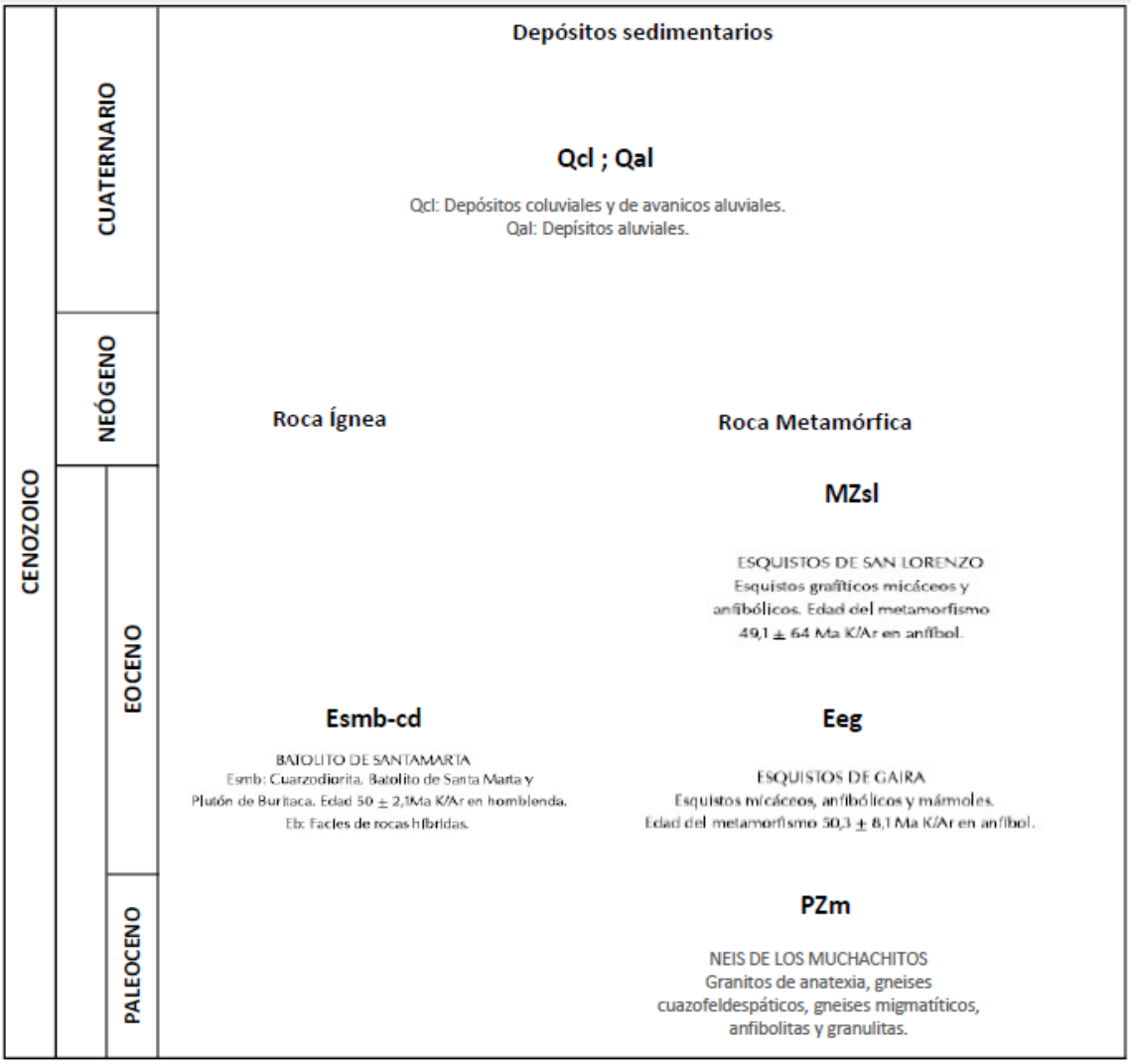
ENE (en la parte norte), esta secuencia metamórfica se compone de dos conjuntos, en el conjunto inferior predominan esquistos grafitosos (denominado por Tschanz et al., 1969, como "Esquisto de Gaira"), y el conjunto superior que está constituido principalmente por esquistos cuarzo micáceos y cuarcitas.

Batolito de Santa Marta y Plutón de Buritaca (Esmb-cd), Eoceno. La unidad corresponde a dos cuerpos de extensión considerable, de rocas ígneas intrusivas de composición tonalítica e incluye a las rocas híbridas (Esmb-b), que afloran en la zona de contacto con la unidad "Esquisto de Gaira". La unidad Batolito de Santa Marta y Plutón de Buritaca, corresponde a tonalitas biotíticas – hornbléndicas y tonalitas hornbléndicas - biotíticas, de textura holocristalina, hipidiomórfica, de grano medio y color gris; ocasionalmente afloran dioritas, granodioritas y granitos. Esta unidad se caracteriza por la presencia de venas de plagioclasa y cuarzo, de enclaves máficos y de fracturas rellenas epidotizadas. Es común observar en algunos sectores una foliación incipiente, marcada por la biotita, resultado en algunos casos de meteorización y en otros de cizalla.

Neis de Los Muchachitos (PZm), Paleógeno. Corresponde a la secuencia metamórfica de grado medio, que aflora en la región ubicada entre el municipio de Guachaca y el Río Palomino, al norte de la Sierra Nevada de Santa Marta. Esta aflora en la parte norte de la SNSM, forma una franja orientada W - E que se extiende desde el sector del Río Guachaca al oeste hasta el Río Palomino en el este. En el aspecto litológico el "Neis de Los Muchachitos" consiste en una secuencia de neises con hornblenda y biotita, y esquistos con hornblenda, biotita y moscovita, también se distinguen rocas cataclásticas verdes a gris verdosas y ocasionalmente se reconoce un nivel de mármol hacia la parte media de la unidad.

La leyenda estratigráfica se puede observar con nomenclatura en la Figura N° 43.1, a partir de la "Geología de la plancha 11 Santa Marta" realizado por Hernandez, M., et al., 1998, del Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química (INGEOMINAS) del año 1998.

FIGURA N° 4. LEYENDA GEOLÓGICA REGIONAL



Fuente: Elaboración propia y Plancha 11 INGEOMINAS 1998.

3.1.3 Característica geológica del lote

Como se puede observar en la figura 3.0, el lote del proyecto a construir se encuentra sobre la formación Batolito de Santa Marta y Plutón de Buritaca (Esmb-cd), esta formación Granitoide formado en condiciones de presión y temperatura altas, la abundancia de enclaves máficos, evidencia la existencia de magmas máficos desde el inicio y durante la evolución del magma félsico. Esta formación se puede observar a simple vista a lo largo de la superficie del lote, tal como se muestra en la Fotografía 1.

FOTOGRAFÍA 1. GRANODIORITA DE GRANO FINO PERTENECIENTE AL BARTOLITO DE SANTA MARTA EN EL LOTE PTAP "EL CURVAL"



Fuente: Elaboración propia.

La edad de esta formación se encuentra entre 49.0±2.0 y 48.4±1.8 Ma aproximadamente en la época del Eoceno, (Tschanz et al., 1969).

Sobre esta formación yace superficialmente materiales sedimentarios conformados por arenas limosas de grano medio de origen aluviales los cuales tienen presencia de pirita, producto del transporte de sedimentos por la escorrentía superficial que viene de zonas más altas.

3.2 AMENAZAS GEOLÓGICAS

La región Caribe colombiana está ubicada en la zona de convergencia de las placas tectónicas caribe y suramericana, la primera de tipo oceánico y la última de tipo continental. Los sismos, los derrumbes, los deslizamientos, los hundimientos de terrenos y las inundaciones son, entre

otros, signos de un relieve dinámico y en formación, que tiene de alguna manera relación -al menos en parte-, con el choque entre estas grandes estructuras. En este inciso se analiza puntualmente la amenaza sísmica y amenaza por movimientos de masas.

3.2.1 Amenaza sísmica

La amenaza sísmica se define como el valor esperado de futuras acciones sísmicas en un sitio de interés, se mide en función de la aceleración del terreno debida a las ondas sísmicas. Por lo tanto, el lugar de estudio del presente proyecto, según el Servicio Geológico Colombiano la sismicidad histórica de la ciudad de Santa Marta, en los últimos 187 años, se han presentado movimientos sísmicos que han alcanzado rangos de magnitudes entre 5,7 y 6,8, a continuación, se ilustra la tabla 1, que contiene la información histórica de sismos según el Servicio Geológico Colombiano, y en la Figura N° 5, mapa con ubicación geográfica del lugar de hechos.

TABLA N° 1. SISMICIDAD HISTÓRICA DE LA CIUDAD DE SANTA MARTA

No.	Fecha del sismo	Hora local	Lat.	Long.	Magnitud	Prof. (km)	Centro poblado	Int. sitio	Int. Máx.
1	1834/05/22	03:00	11.49	-74.07	6.4	10	Santa Marta	8	8
2	1834/05/22	03:00	11.49	-74.07	6.4	10	Taganga	7	8
3	1961/06/16	05:33	8.88	-73.48	6.5	114	Santa Marta	4	7
4	1938/02/04	21:23	4.68	-75.69	7	150	Santa Marta	4	8
5	1961/12/20	08:25	4.49	-75.51	6.8	163	Santa Marta	3	8
6	1973/08/30	13:25	7.14	-72.76	6.3	180	Santa Marta	4	8
7	1975/04/05	15:38	10.15	-75.56	5.7	45	Santa Marta	4	6
8	1967/07/29	05:24	6.747	-73.03	6.8	161	Santa Marta	5	8

Fuente: Servicio geológico colombiano.

FIGURA N° 5. MAPA DE SISMICIDAD HISTÓRICA DE LA CIUDAD DE SANTA MARTA.

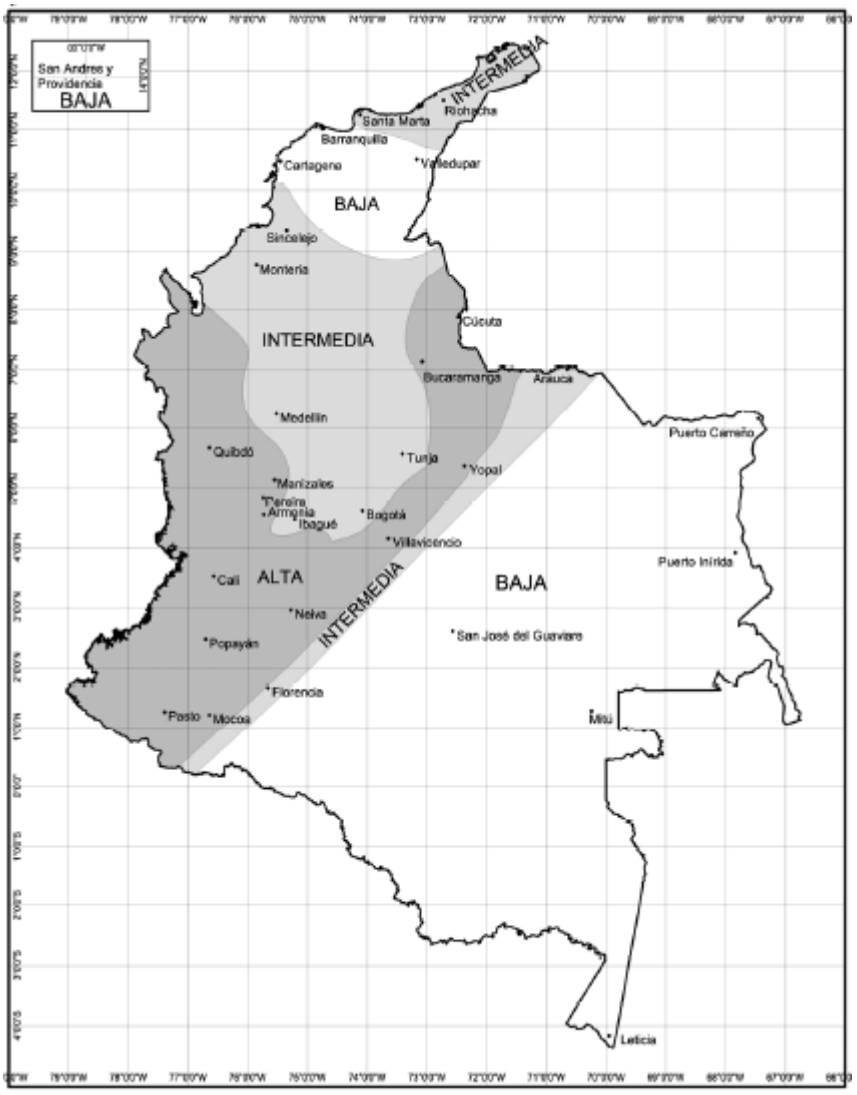


Fuente: Servicio geológico colombiano.

En la NSR-10, inciso "A.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA", se definen las zonas de amenazas sísmicas en todo el territorio colombiano. Las estructuras por construir se pueden localizar dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se ilustra en la Figura N° 6.

La zona en la que clasifican los suelos del proyecto a construir es de categoría intermedia localizados en la ciudad de Santa Marta y zona rural.

FIGURA N° 6. ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA APLICABLE A EDIFICACIONES Y ESTRUCTURAS PARA LA NSR-10 EN FUNCIÓN DE AA Y AV.



Fuente: NSR-10 inciso A.2.E.

3.2.2 Amenaza por movimiento de masa

Las amenazas naturales por inestabilidad de terrenos se refiere a zonas que están o pueden ser afectadas por procesos de remoción en masa: deslizamientos, avalanchas, derrumbes, hundimientos, reptación de terrenos, flujo de suelo en estado plástico, flujo de suelos en estado líquido, flujos de lodo, etc.; y a zonas que están o pueden ser afectadas por erosión o

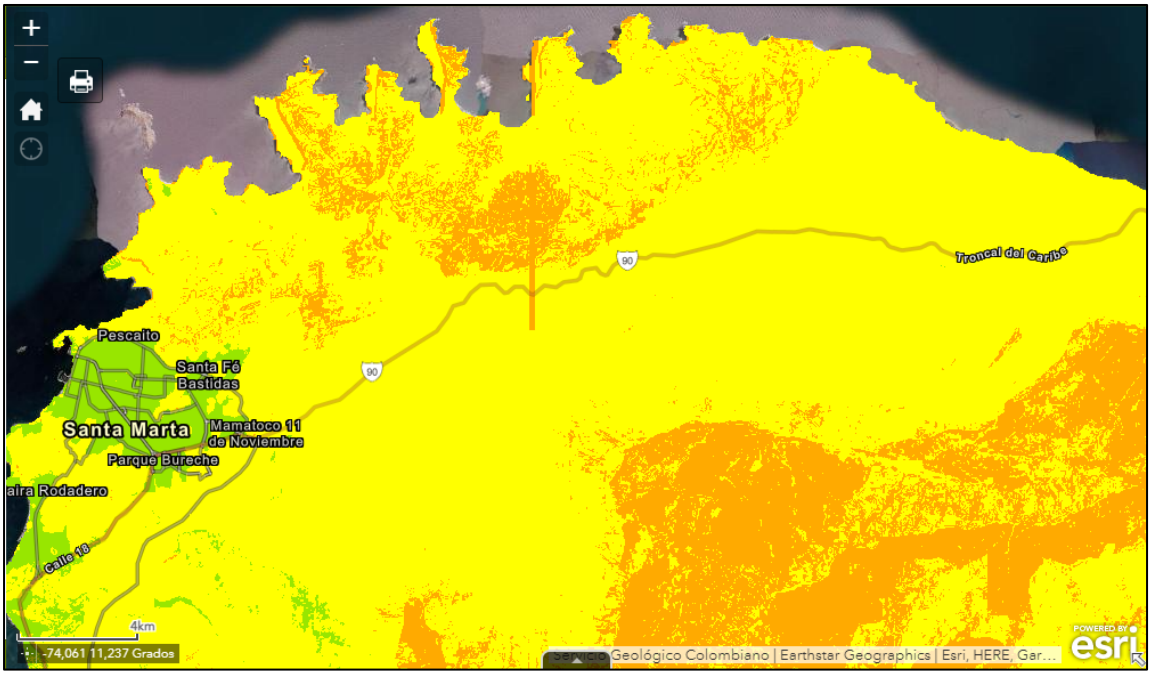
desertificación acelerada, la cual se da como un proceso evolutivo lento, en el que solamente intervienen agentes naturales como el agua, el hielo y el viento, que modelan el paisaje.

Sin embargo, esta erosión puede verse acelerada por la acción antrópica como la quema o tala de bosques, construcción de vías, desarrollo urbano no planificado, sobrecarga de taludes por rellenos. No obstante, la estabilidad en un talud está regida por una serie de factores geológicos, geométricos, hidrológicos, geotécnicos y mecánicos. La combinación de estos determina las condiciones de rotura a lo largo de una superficie de falla, los cuales pueden generar un movimiento en masa, los cuales representan un desplazamiento del talud o ladera, en sentido descendente hacia la base o pie de este. Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores condicionantes, y son intrínsecos a los materiales naturales.

Así mismo, las masas rocosas en ambientes tropicales húmedos como en este caso el sector el Curval cuenta con un perfil bien definido de formación rocosa la cual es la base de la ladera natural, esta formación es sana con afloraciones aisladas en algunos sectores a nivel superficial, lo cual indica un comportamiento estable en cuanto a el posible movimiento de masa, lo cual es ayudado por una topografía con pendientes moderadas y abundante vegetación.

A continuación, se puede ver, las zonas de amenazas de movimientos de masas donde se localizan las estructuras del proyecto, las cuales son de amenaza media, según el mapa del Servicio Geológico Colombiano.

FIGURA N° 7. MAPA NACIONAL DE AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA.



Fuente: Elaboración propia con Servicio Geológico colombiano.

En el inciso 6, se realizarán los análisis de estabilidad de laderas y recomendaciones de construcción de muros y excavaciones de forma segura para estabilidad del proyecto de acuerdo con la estratigrafía del sector en los primeros 15m. Con esto evaluar la condición actual por medio del factor de seguridad y ver las posibles superficies de fallas.

4. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA

Para llevar a cabo el objeto del estudio y realizar la caracterización geotécnica del subsuelo, se realizó la investigación en campo teniendo en cuenta las características del proyecto y el contexto del lote en estudio. A continuación, se explica de manera detalla, la investigación geotécnica realizada.

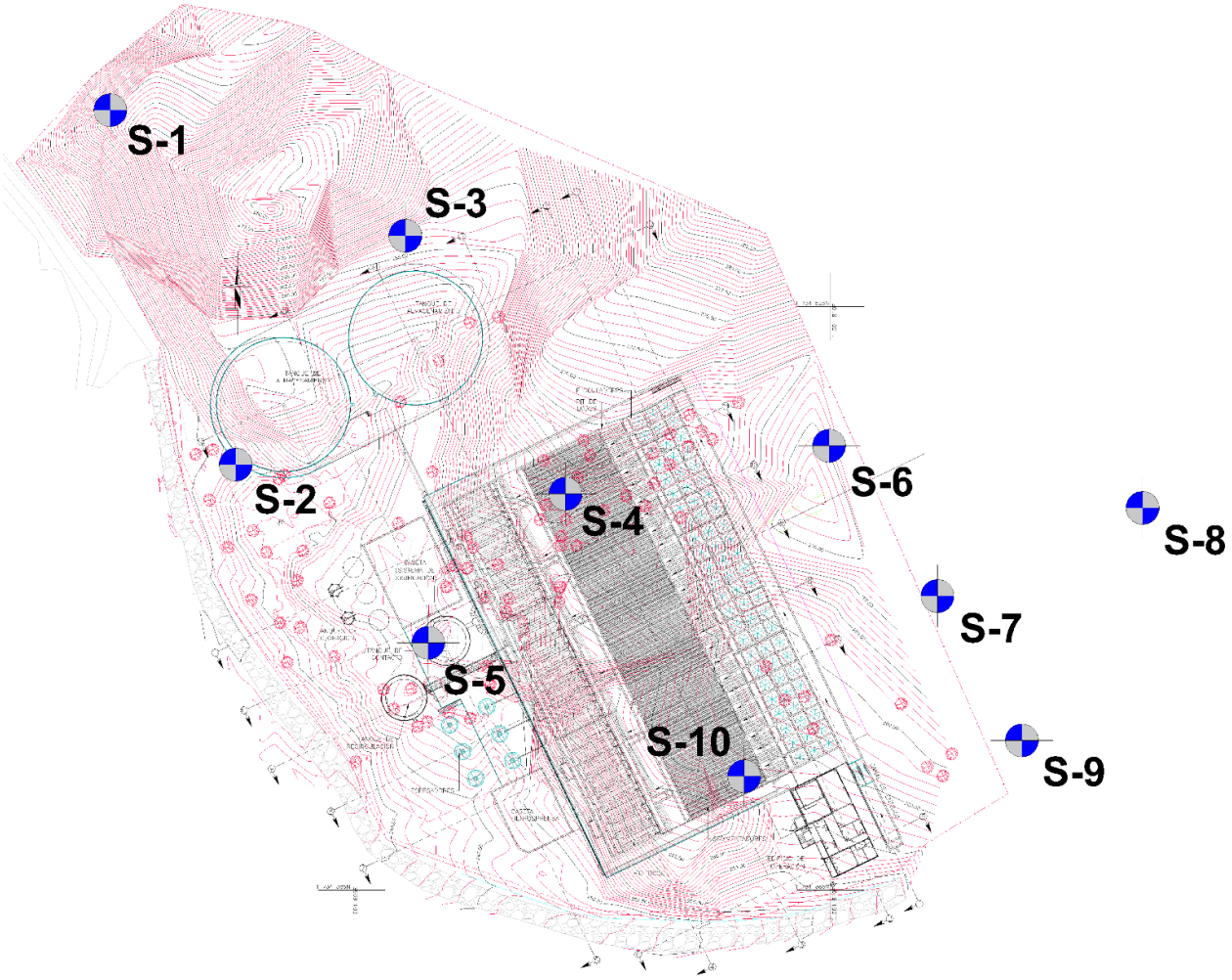
4.1 INVETIGACIÓN DE CAMPO

Con el objeto de entregar las recomendaciones de cimentación del proyecto en general se ejecutaron diez (10) sondeos los cuales se realizaron de quince (15) metros de profundidad con equipo de percusión y exploración geofísica, suficientes para las características del proyecto, Ver anexos. La siguiente tabla, muestra la ubicación en planta de los sondeos realizados y cortes.

TABLA N° 2. COORDENADAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS (SISTEMA DE COORDENADAS MAGNA COLOMBIA BOGOTÁ)

Sondeo	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)	Profundidad (m)
Lote Planta El Curval			
S-1	1001637.06	1734567.17	15
S-2	1001667.15	1734482.11	15
S-3	1001707.89	1734537.01	15
S-4	1001746.36	1734475.10	15
S-5	1001713.36	1734439.42	15
S-6	1001809.61	1734486.61	15
S-7	1001835.65	1734450.54	15
S-8	1001884.89	1734471.73	15
S-9	1001855.93	1734415.92	15
S-10	1001789.24	1734407.31	15

FIGURA N° 8. VISTA EN PLANTA UBICACIÓN DE SONDEOS.



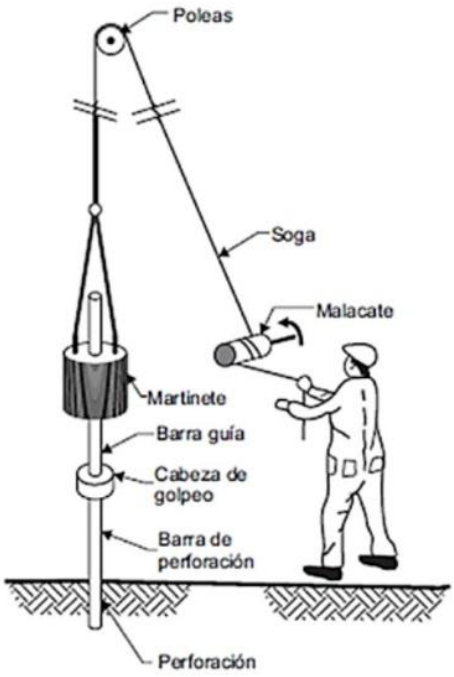
Fuente: Elaboración propia con plano" localización general PTAP El Curval"

Ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test SPT). Las perforaciones se realizaron con equipos de percusión hasta alcanzar la profundidad propuesta, la condición de rechazo es cuando el muestreador alcanza No. Golpes/Pie >50. Esto realizando el ensayo de penetración Normal (Standard Penetration Test SPT) para penetrar un muestreador de tubo partido con el fin de obtener muestras representativas del suelo y una medida de resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

El ensayo se realizó siguiendo la norma de ensayo ASTM D 1586 (Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils). Las muestras recuperadas se mantuvieron herméticas con el objeto de determinar el contenido de humedad

natural de los suelos, cada 0,50m, y las muestras recuperadas con el muestrador de cuchara partida se utilizaron para realizar ensayos de clasificación y/o propiedades índices del suelo. Ver Figura N° 9.

FIGURA N° 9. ESQUEMATIZACIÓN GENERAL DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT.



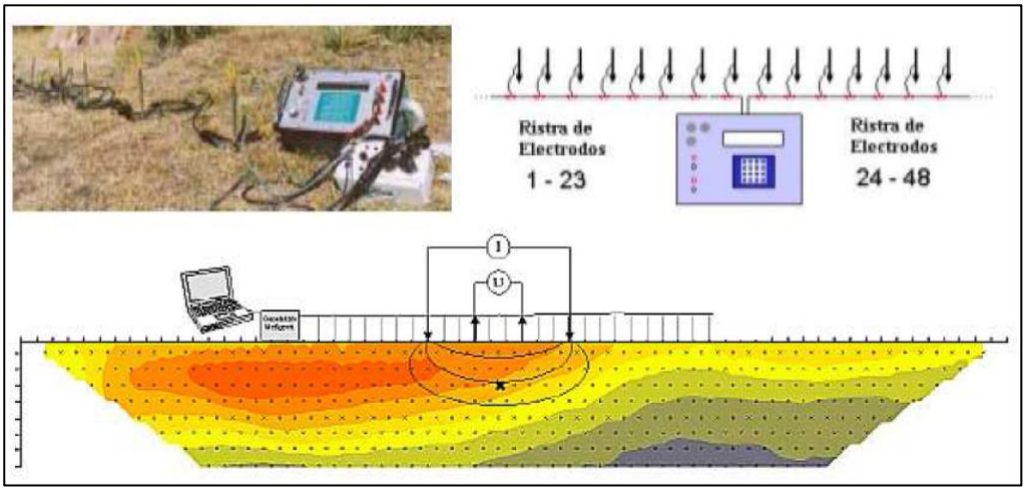
Fuente: Kovacs & Salome, 1982.

Ensayos geofísicos (Geotomografía de Resistividad Eléctrica). La prospección geofísica es un método rápido y económico para conocer las características del subsuelo. La Geotomografía Eléctrica es actualmente uno de los métodos geofísicos más preciso para conocer las condiciones Geológicas e Hidrogeológicas del subsuelo y cada día presenta avances en recursos tecnológicos, desplazando a otros métodos de prospección. Dicha actividad debe realizarse por personal especializado (Geofísico), el cual debe contar con los equipos necesarios para esta actividad y software de interpretación de resultados.

El estudio de Geotomografía de Resistividad Eléctrica (TRE) (2D), comúnmente encontrado en la bibliografía como ERT, abreviación de Electrical Resistivity Tomography, es un método que permite investigar la variación de la resistividad del subsuelo a profundidad y lateralmente. Se estudia a lo largo de líneas en una dirección determinada, donde se inyecta una corriente eléctrica y mediante un dispositivo receptor se observa la respuesta del subsuelo, siendo el

resultado, datos de resistividades aparentes. Se caracteriza por ser una técnica de resistividad multielectrónica, cuyo arreglo geométrico varía dependiendo del objetivo de estudio.

FIGURA N° 10. ESQUEMATIZACIÓN DE ENSAYO DE GEOTOMOGRAFÍA ELÉCTRICA.



Fuente: Griffiths, 1993.

Con las mediciones adquiridas se construye una sección en dos dimensiones (2D) que muestra una primera aproximación de los cambios en el subsuelo. Posteriormente, se aplica un algoritmo de inversión para obtener la distribución real de resistividades o imagen eléctrica. Imagen que será un resultado interpretable desde un punto de vista físico y geológico, y que dará información sobre las características físicas del subsuelo.

El principio físico en el que se basa esta metodología está relacionado con el siguiente concepto: mediante un dispositivo electrónico, se inyecta una corriente estacionaria a través de un par de electrodos puntuales [C1 y C2], y se lee la diferencia de potencial entre otro par de electrodos [P1 y P2]. La relación de estas dos magnitudes proporciona una resistividad aparente que depende de la resistencia de los materiales presentes en el subsuelo.

Los estudios se realizan con un arreglo geométrico de cuatro o más electrodos, como la Geotomografía de Resistividad eléctrica que se caracteriza por ser multielectrónica, que finalmente están basados en el mismo principio.

El arreglo geométrico consta de dos electrodos por donde se inyecta la corriente llamada C1, C2 y dos electrodos P1, P2 que miden el potencial. La configuración geométrica puede variar dependiendo del objetivo del estudio.

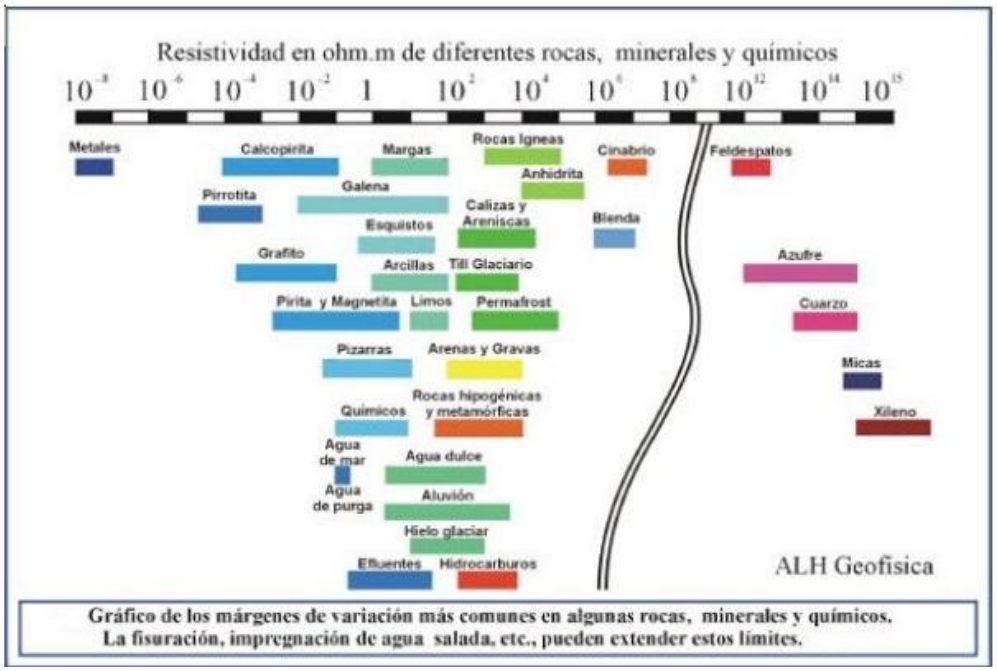
Los registros de la resistividad aparente se ven afectados fuertemente por la resistividad de los materiales del subsuelo que está cerca del arreglo electrónico (distancia menor a P1-P2) y se afecta en menor grado por la resistividad de los materiales que están a distancias grandes

(mayores a C1- C2), tanto lateralmente como en profundidad. Por lo tanto, para investigar las variaciones de la resistividad con la profundidad en un sitio, se varía la separación de los electrodos de la configuración electrónicas (P1-P2, C1-C2) y registrar las caídas de potencia.

De las diferentes configuraciones posibles que ofrece la T.R.E. se han elegido cuatro los cuales son: Wenner, Shlumberger y Gradient, por sus diferentes características y cuyo común denominador es el espaciamiento entre electrodos. La finalidad de un registro de Geotomografía Eléctrica es determinar la estratigrafía en la zona de estudio; para tal fin, se interpreta el sondeo en dos etapas: En la primera se obtiene una estratificación geológica y las resistividades verdaderas de cada capa, partiendo de las leyes fisicomatemáticas. En la segunda se busca el significado de esas capas y resistividades, correlacionando los resultados con los datos disponibles del subsuelo.

Esta técnica permite determinar el valor de la resistividad eléctrica real y su distribución en el subsuelo a partir de las mediciones realizadas en superficie. El resultado final es una sección distancia-profundidad con la distribución de la resistividad eléctrica real del subsuelo, fácilmente comprensible en términos geológicos o geotécnicos. Ver Figura N° 11.

FIGURA N° 11. VALORES DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE ALGUNOS SUELOS, ROCAS Y MINERALES

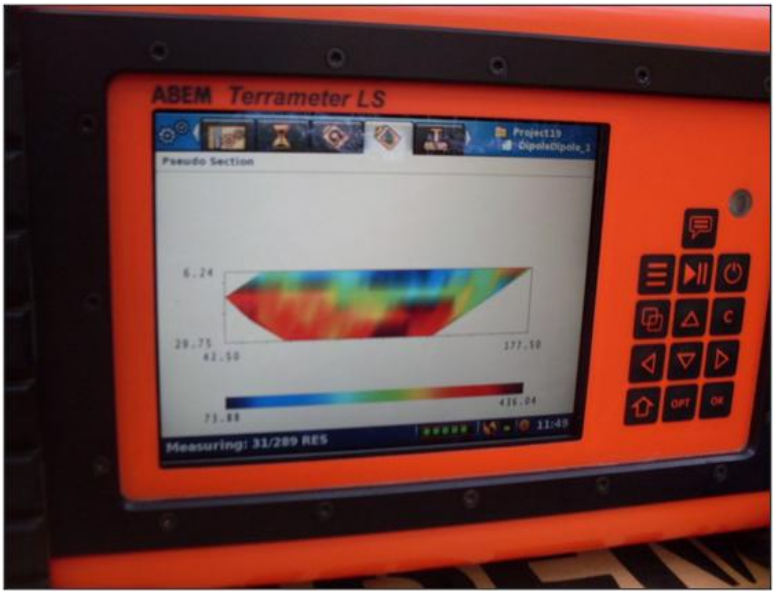


Fuente: ALH Geofísica.

FOTOGRAFÍA 2. EQUIPO ABEM MODELO TERRAMETER LS, USADO PARA REALIZAR EL ESTUDIO

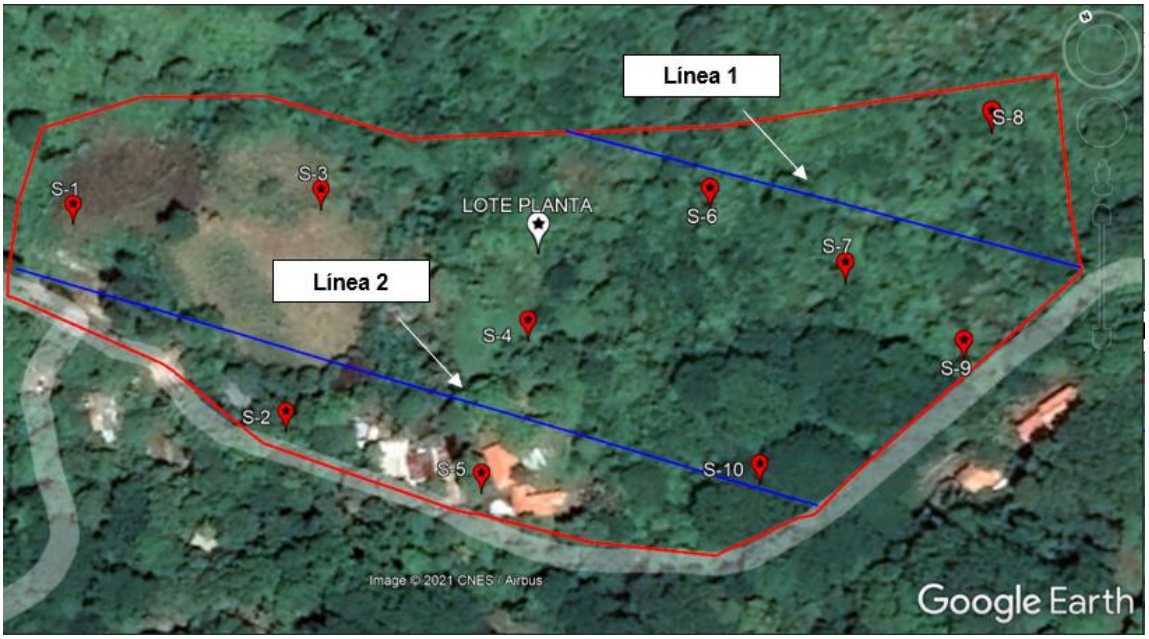


FOTOGRAFÍA 3. INTERFAZ EN TIEMPO REAL DE EQUIPO ABEM MODELO TERRAMETER LS.



En la Figura N° 12, se puede observar la vista en planta de las dos (2) líneas tomográficas.

FIGURA N° 12. VALORES DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE ALGUNOS SUELOS, ROCAS Y MINERALES



Fuente: Elaboración propia y Google Earth.

FOTOGRAFÍA 4. SONDEO DE PERCUSIÓN SPT Y AVANCE.



FOTOGRAFÍA 5. MUESTRA DE ARENA LIMOSA COLOR HABANO, RECUPERADA CON TOMA MUESTRA



FOTOGRAFÍA 6. SONDEO DE PERCUSIÓN SPT Y AVANCE



FOTOGRAFÍA 7. MUESTRA ARENA LIMOSA COLOR HABANO CLARO, RECUPERADA CON TOMA DE MUESTRA



FOTOGRAFÍA 8. MUESTRA ARENA LIMOSA DE GRANO MEDIO COLOR HABANO CLARO VETA GRIS, RECUPERADA CON TOMA MUESTRA



FOTOGRAFÍA 9. EQUIPO DE TOMOGRAFÍA DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA EN CAMPO



FOTOGRAFÍA 10. INSTALACIÓN DE ELECTRODOS PARA LA LÍNEA 1 GEOTOMAGRÁFICA.



FOTOGRAFÍA 11. INSTALACIÓN DE ELECTRODOS PARA LA LÍNEA 2 GEOTOMAGRÁFICA.



4.2 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

A las muestras recuperadas en cada perforación se les practicaron ensayos de laboratorio, los cuales fueron de gran ayuda para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Los ensayos realizados se desarrollaron siguiendo las normas exigidas en el título H (H.2.3.1) de las NSR-10. (Normas NTC, ICONTEC, ASTM).

A continuación, se dará un listado de los ensayos realizados:

- Granulometría Mecánica (Tamiz). (norma ASTM C -136)
- Límites de Atterberg (LL y LP) (norma ASTM D 4318 – 84).
- Peso unitario. (norma ASTM C 29M / 97).
- Contenido de humedad. (norma ASTM D 2216 – 71).

4.3 INVESTIGACIÓN DE OFICINA

Se analizarán los resultados obtenidos en las anteriores investigaciones (campo y laboratorio), para determinar los parámetros geomecánicos del suelo por medio de teoría especializada, los cuales servirán de soporte para dar las recomendaciones necesarias para cimentar las estructuras.

5. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS

5.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Se realizó una observación detallada de la estratigrafía de los suelos encontradas en los sondeos realizados, basadas en la investigación en campo y resultados de laboratorio.

Los perfiles estratigráficos se pueden ver en los anexos con sus respectivas propiedades, sin embargo, en la Figura N° 13 y Figura N° 14, muestran los perfiles estratigráficos del sitio por medio de las dos líneas geotomográficas, a lo largo de la zona del lote el cual se trazaron de forma longitudinal sobre el lote del proyecto en estudio, la distribución del corte se puede observar en la Figura N° 12.

TABLA N° 3. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO DE ARENA LIMOSA

Descripción	**Arena limosa de grano medio a grueso en algunos casos con gravas y/o algo de mica, humedad baja a alta, compacidad suelta a muy densa**			
Propiedades geotécnicas	**Características**	**Mínimo**	**Promedio**	**Máximo**
	No. Golpes/Pie	**5**	**59**	**>50**
	% Pasa tamiz #200	**12,91**	**18,85**	**24,12**
	Humedad natural, ω (%)	**3,7**	**12,8**	**24,1**
	Límite líquido, LL (%)	**N.P**	**N.P**	**N.P**
	Índice plástico, IP (%)	**N.P**	**N.P**	**N.P**
	Peso unitario, γ (t/m^3)	**1,75**	**1,87**	**1,97**
	Clasificación SUCS	**SM / SP-SM**		

TABLA N° 4. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO DE ARENA LIMOSA ARCILLOSA

Descripción	Arena limo arcillosa de grano medio color habano, humedad media a alta, compacidad media a muy densa			
Propiedades geotécnicas	Características	Mínimo	Promedio	Máximo
	No. Golpes/Pie	20	>50	>50
	% Pasa tamiz #200	32,57	32,76	32,94
	Humedad natural, ω (%)	10,60	13,10	15,60
	Límite líquido, LL (%)	23,5	23,82	24,1
	Índice plástico, IP (%)	5,0	5,27	5,6
	Peso unitario, γ (t/m^3)	1,80	1,87	1,93
	Clasificación SUCS	SC-SM		

TABLA N° 5. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO GRAVA LIMOSA

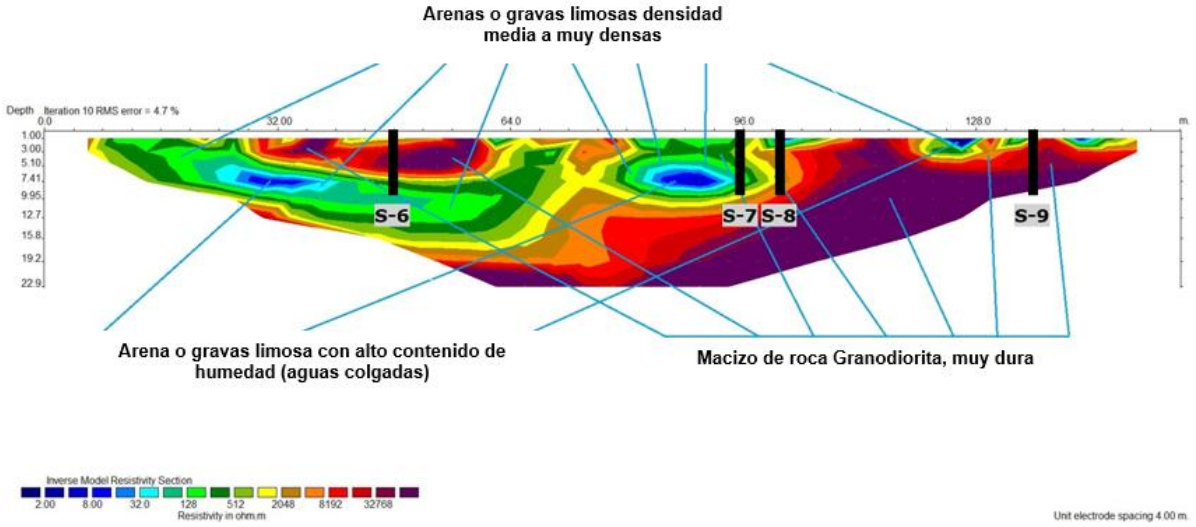
Descripción	Grava limosa color habano y gris, humedad baja a alta, compacidad muy densa			
Propiedades geotécnicas	Características	Mínimo	Promedio	Máximo
	No. Golpes/Pie	>50	>50	>50
	% Pasa tamiz #200	12,46	20,81	27,38
	Humedad natural, ω (%)	5,07	7,18	10,60
	Límite líquido, LL (%)	N.P	N.P	N.P
	Índice plástico, IP (%)	N.P	N.P	N.P

Descripción	**Grava limosa color habano y gris, humedad baja a alta, compacidad muy densa**			
	Peso unitario, γ (t/m^3)	**1,93**	**1,95**	**1,96**
	Clasificación SUCS	**GM**		

TABLA N° 6. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO GRANODITA (FORMACIÓN BATOLITO DE SANTA MARTA)

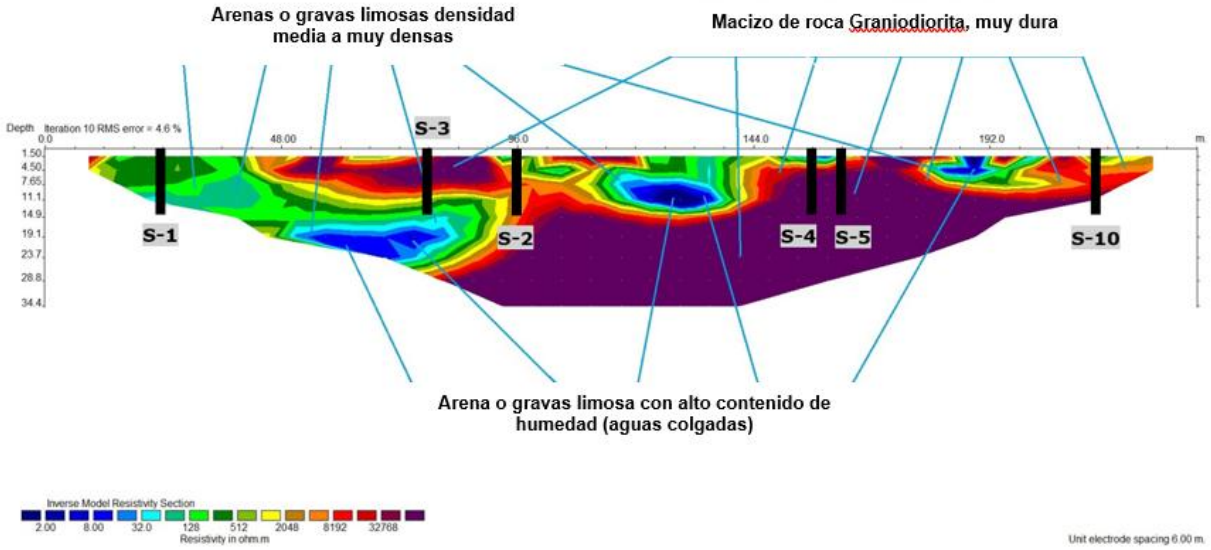
Descripción	**Granodiorita; roca muy dura y sana, en algunos sectores conformada por matriz de arena limosa; rocas ígneas intrusivas de composición tonalítica (Formación Batolito de Santa Marta)**			
Propiedades geotécnicas	**Características**	**Mínimo**	**Promedio**	**Máximo**
	Peso unitario, γ (kN/m3)	**27,0**	**27,0**	**27,0**
	Angulo de fricción Interna, Φ' (°)	**45**	**46**	**46**
	Resistencia a la compresión, σc (MPa)	**100**	**175**	**250**
	Clase ISRM	**R_5**		
	Clasificación SUCS (Matriz)	**SM**		

FIGURA N° 13. LÍNEA GEOTOMOGRÁFICA 1 EN LOTE PTAP



Fuente: Equipo ABEM modelo TERRAMETER LS.

FIGURA N° 14. LÍNEA GEOTOMOGRÁFICA 2 EN LOTE PTAP



Fuente: Equipo ABEM modelo TERRAMETER LS.

5.2 NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS O COLGADAS (N.A.F)

A la fecha de la investigación se registraron niveles de aguas freáticas en algunos sectores, detectados en cada uno de los sondeos realizados por medio del Ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test SPT), y geotomografía. Se detectó en el sondeo S-1 a una profundidad a partir de 2,5m, y se puede observar en el perfil tomográfico la presencia de aguas colgadas cercano al sondeo S-7 entre 4,0 a 11,0m, en un sector entre los sondeos S-2, 4 y 5 a una profundidad entre 4,5 y 13,0m, y en entre los sondeos S-1 y S-3 entre 15,0 a 23,0m (Ver Figura N° 13 y Figura N° 14). Sin embargo, estos niveles pueden variar dependiendo de la época del año.

5.3 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Se determinaron los parámetros geomecánicos (g, ϕ', c y Es) de los estratos del subsuelo encontrado, empleando el método de González (1999) con las ecuaciones de Seed-Idris (Marcuson), Kishida y Bowles (1996). (Ver cálculos y ensayos de laboratorios en anexos).

Peso Unitario (g). Esta propiedad se determinó por medio de ensayos de laboratorio, Peso unitario (Ver resultados en cuadro de resumen de ensayos de laboratorios, en los anexos).

Cohesión no drenada (cu). Debido a que los estratos de suelos están conformados por materiales granulares no plásticos, estos valores para efectos de diseño se toman como 0,0.

Resistencia Efectiva (ϕ' y c'). Es la resistencia efectiva de los suelos obtenidos con el esfuerzo efectivo (σ') y al ángulo de fricción equivalente (ϕ'eq), por medio del método de González (1999), con las ecuaciones de seed-Idris (Marcuson) y Kishida.

Para calcular estas propiedades es necesario tener en cuenta la corrección del número de golpes por energía se calculó N72 (número de golpes obtenido del ensayo de SPT en campo, corregido por condiciones de campo), haciendo uso de las siguientes expresiones:

CALCULOS PARA LA DETERMINACION DE N_{72}:

N_{72} corregido por condiciones de campo = $N*nh*nb*ns*nr/72$ (Según Skempton 1986, Seed y colaboradores 1985)

donde:

***nh= Energía real o eficiencia de martillo: 45%.**	nr=	0≤ Long. ≤4m =	0,75
nb= corección diámetro perforación =1,0		4< Long. ≤6m =	0,85
ns= corrección muestreador = 1,0		6< Long. ≤10m =	0,95
nr= longitud de la barra.		Long>10 m =	1,00

***nh= Energia del 45%, cuerda y polea (equipo empleado)**

Para obtener (N172), a su vez este valor (N72) es afectado por la corrección por confinamiento (Cn), teniendo en cuenta que Cn ≤ 2, obtenida de la fórmula de Seed-Idris (Marcuson):

$$Cn = 1 - K^{*}\log Rs$$
$$(K=1.41 \text{ para } Rs<1;\ K=0.92 \text{ para } Rs \geq 1)$$
$$Rs = \sigma_v'/p_a$$

Donde,

Rs: Relación entre el esfuerzo efectivo vertical y la presión atmosférica (σ'v.= σ'=γ*z).

Para luego determinar del ángulo de fricción equivalente ϕ'eq, utilizando la fórmula de Kishida dada por:

$$\phi'eq = 15 + (20 \times N1_{72})^{0.5}$$

Una vez obtenidos estos valores, se calcula el valor del esfuerzo cortante (τ), por medio de la ecuación de resistencia al corte de un suelo, definida en términos de esfuerzo efectivo (σ') y al ángulo de fricción equivalente (ϕ'eq):

$$\boldsymbol{\tau = \sigma' * \tan \phi'eq + c}$$

Posteriormente se agrupan los resultados de τ y σ' para un mismo suelo (según el perfil de diseño establecido en cada estrato) y se realiza una regresión lineal para estimar c' y ϕ' para cada estrato. Estas determinaciones se muestran más adelante.

Módulo de Deformabilidad (Es). Se usan relaciones empíricas entre el módulo de deformación del material terreo Es y N55, penetración estándar normalizada a 55% de energía, modificada de Bowles (1996), y de igual forma se determinó con valores obtenidos de qc:

$$E_S(\text{ton/m}^2) = A * (N_{55} + B)$$

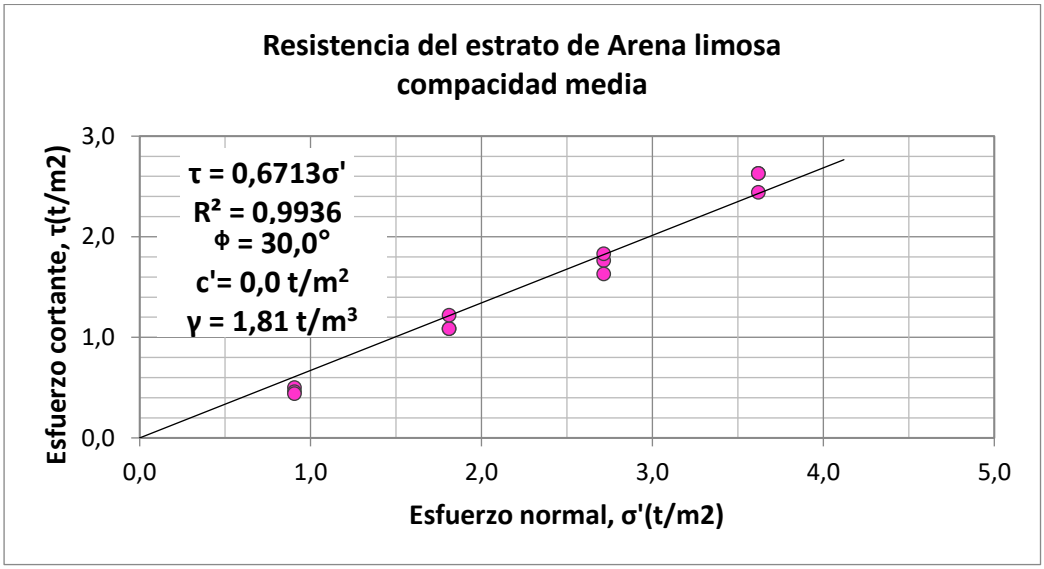
Las constantes A y B, adoptadas para los diferentes materiales teniendo en cuenta el comportamiento granular y compacidad:

TABLA N° 7. CONSTANTES ADOPTADAS PARA CALCULAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD DEL SUELO PARA LOS CÁLCULOS DE LA CIMENTACIÓN D ELA ESTRUCTURA A CONSTRUIR

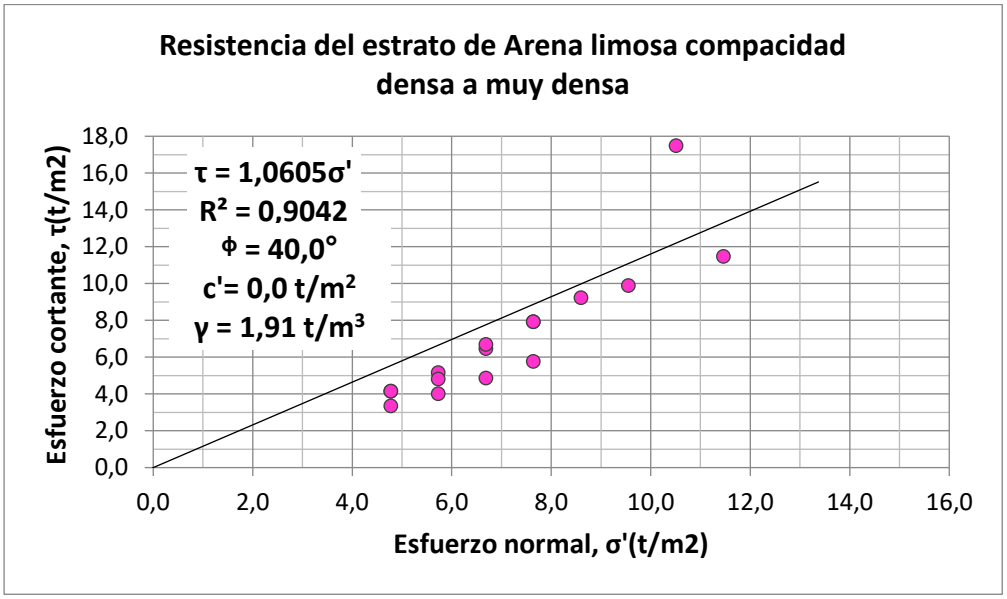
Descripción	A	B
Arena limosa compacidad media	40	15
Arena limosa compacidad densa a muy densa	30	10
Grava limosa compacidad muy densa	40	10

Se determinaron los valores de módulo elástico del suelo a lo largo de toda la profundidad para cada sondeo, usando las correlaciones para el ensayo SPT. Se obtuvo un valor promedio de los valores Es, obtenidos con N55 a lo largo de cada profundidad. Posteriormente, se agruparon los valores de Es para cada estrato teniendo en cuenta el perfil de diseño geotécnico, obteniéndose un valor promedio y de diseño para cada capa. Estas determinaciones se muestran más adelante. La gráfica 1 A 3, muestran las determinaciones del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ') y Cohesión efectiva (c'), producto de los cálculos realizados siguiendo el método de González (1999), para cada estrato siguiendo el perfil de diseño geotécnico.

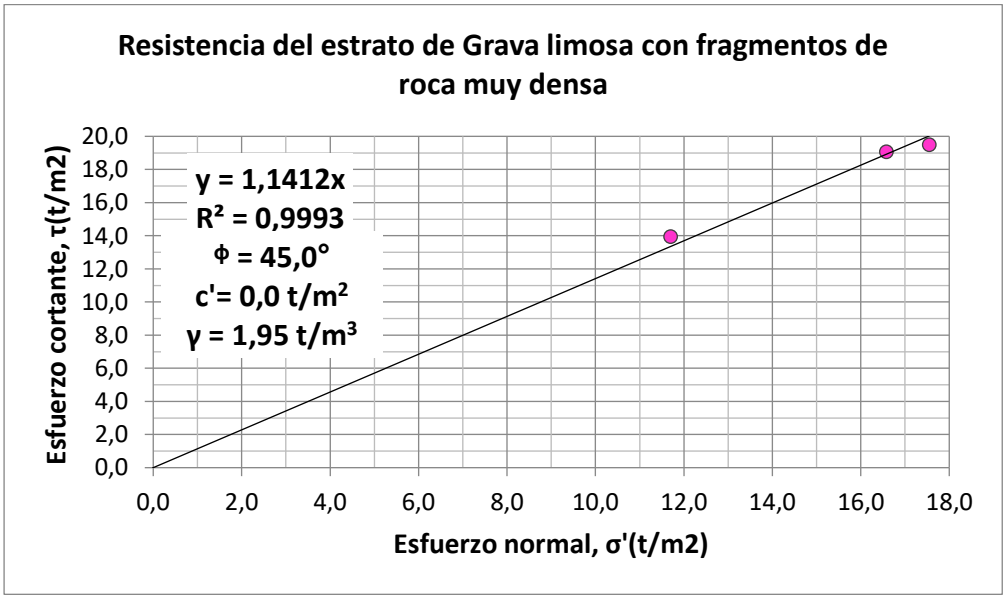
Grafica 1. Parámetros de ϕ' y C', determinados para el estrato de Arena limosa compacidad media.



Grafica 2. Parámetros de ϕ' y C', determinados para el estrato de Arena limosa compacidad densa a muy densa.



Grafica 3. Parámetros de ϕ' y C', determinados para el estrato de Grava limosa compacidad muy densa.



De acuerdo con los cálculos realizados empleando el método de González (1999) con las ecuaciones de Seed-Idris, Marcuson, Kishida y Bowles (1996), los parámetros de resistencia al corte para cada uno de los estratos son los siguientes:

TABLA N° 8. PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS (ϕ', C')

Descripción	Método de González (1999)	
	ϕ' (º)	c' (t/m²)
Arena limosa compacidad media	30,0	0,0
Arena limosa compacidad densa a muy densa	40,0	0,0
Grava limosa compacidad muy densa	45,0	0,0

La Tabla N° 9, muestra las determinaciones de los Módulos elásticos del suelo (E_s) usando correlaciones con N_{55} (Bowles 1996), a lo largo de la profundidad. En la siguiente tabla se pueden observar los valores promedios de E_s, por estratos:

TABLA N° 9. PROMEDIOS DE E_S POR ESTRATOS CON DATOS N_{SS}.

Descripción	Promedios
	E_s (kN/m²)
Arena limosa compacidad media	12270
Arena limosa compacidad densa a muy densa	22160
Grava limosa compacidad muy densa	40000

De acuerdo con estos resultados, en la Tabla N° 10 se observan las propiedades geomecánicos de los estratos de suelos encontrados y definidos para los análisis de cálculos.

TABLA N° 10. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS ESTRATOS (ϕ', C', Y, E_S).

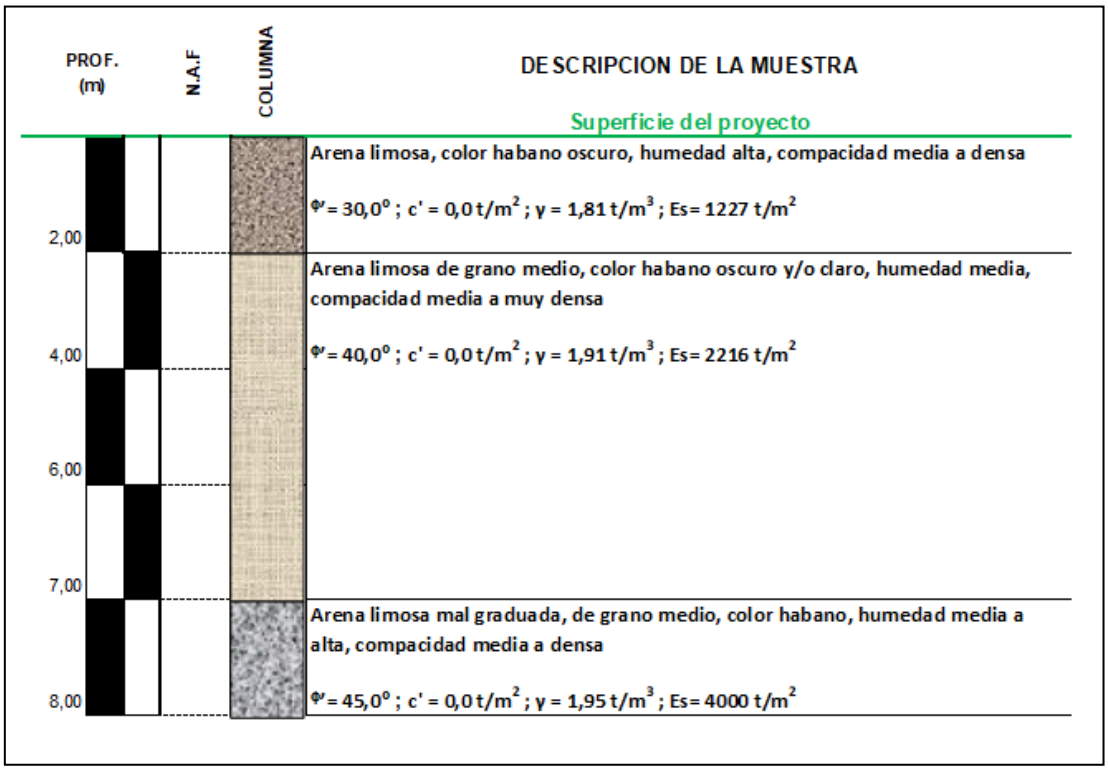
Descripción	ϕ' (º)	c' (kN/m²)	γ (kN/m³)	Es (kN/m²)
Arena limosa compacidad media	30,0	0,0	18,1	12270
Arena limosa compacidad densa a muy densa	40,0	0,0	19,1	22160

Grava limosa compacidad muy densa	45,0	0,0	19,5	40000

De acuerdo con nuestro criterio, se seleccionaron estos valores determinados por teorías y ensayos de laboratorios expuestas anteriormente, tomando la condición más desfavorable resultando de la comparación de los datos determinados, teniendo en cuenta el comportamiento geomecánico de los suelos encontrados y al contexto global que comprenden los suelos del proyecto.

A continuación, se muestra el perfil geotécnico para el diseño de las cimentaciones.

FIGURA N° 15. PERFIL DE DISEÑO



Fuente: Elaboración propia.

5.4 SISMICIDAD DEL ENTORNO Y DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

Normas Colombianas de Diseño y construcción Sismo Resistente NSR-10, clasifican el departamento de Magdalena dentro de una zona de amenaza sísmica intermedia. Se determinó el tipo de perfil de suelo según la norma NSR -10, utilizando el cálculo de Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar utilizando el N60 (corregido por

condiciones de campo), tomando el perfil de campo de los sondeos más desfavorables en los diferentes tramos, el cual clasifica como perfil D, los resultados se pueden ver en los anexos. En la tabla a continuación, se muestran los tipos de perfiles según el lugar del proyecto.

FIGURA N° 16. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL 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)	

Fuente: Título A NSR-10.

En base a lo estipulado en la Norma y para efectos de diseño se recomienda utilizar los siguientes parámetros de diseño:

a. Coeficiente de aceleración pico efectiva: **Aa = 0,15**
b. Coeficiente de velocidad pico efectiva: **Av = 0,10**
c. Coeficiente de amplificación para aceleración: **Fa = 1,5**
d. Coeficiente de amplificación para velocidad: **Fv = 2,4**
e. Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño: **Ad = 0,04**

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

6.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO A CONSTRUIR

Para la elaboración del presente trabajo se tomaron en cuenta varios factores tales como:

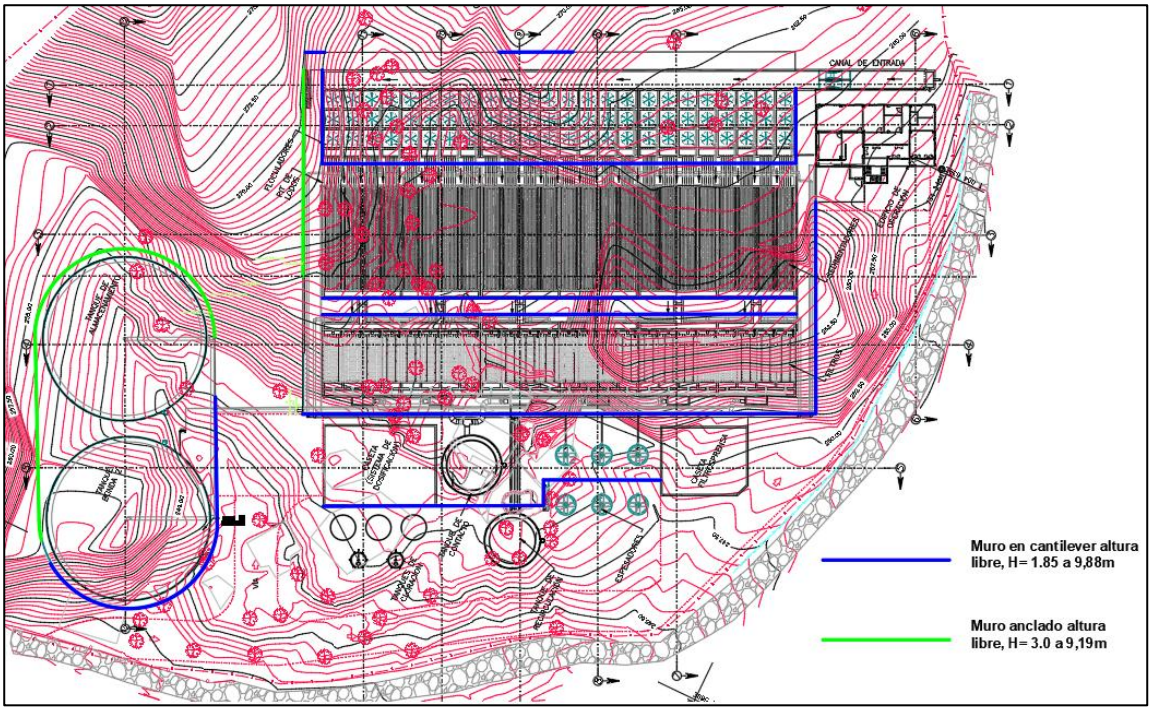
- Proyecto para construir: Sedimentadores, Filtros, Floculadores, cámara de aquietamiento y canal de entrada.
- Estructuras colindantes: Actualmente en el lote del proyecto se encuentra una finca, la cual tiene una vivienda de un nivel.
- Topografía y niveles: Escarpada, montañosa cota más baja del lote es de 241 y la cota más elevada es de 285.
- Estratigrafía del sitio. La estratigrafía encontrada en la exploración en campo corresponde a materiales granulares conformados por arenas limosas no plásticas de compacidad sueltas a muy densas, en algunos sectores se encuentran estratos de arena limo arcillosa, seguidos de gravas limosas con fragmentos de roca muy densas, finalmente estos materiales supra yacen sobre formación de roca granodiorita (formación Batolito de Santa Marta).
- Niveles: Sedimentadores (cota 259,18), Filtros (cota 256,98), Floculadores (cota 261,28), Cámara de aquietamiento (cota 258,82) y Canal de entrada (cota 263,87).
- Las recomendaciones geotécnicas están sujetas a esta información y de acuerdo con los resultados de la exploración en campo y laboratorios.

6.2 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN

Para conformar los diferentes niveles del proyecto se realizarán excavaciones y rellenos, por lo tanto, se proyecta la construcción de muros de contención en diferentes sectores de la PTAP para llegar a estos niveles. Los muros tienen alturas libres variables entre, H= 1,85 a 9,8m. Para el análisis de estabilidad, se toma como perfil de diseño el ilustrado en la Figura N° 15. "Perfil de diseño".

Para una mejor compresión de las recomendaciones de excavación se dividieron los muros en dos tipos (Cantilever y anclados), la Figura N° 17Figura N° 17, muestran los muros antes mencionados, en donde para cada uno se entregarán los taludes a conformar y recomendaciones geotécnicas de excavaciones temporales mientras se construyen de manera segura.

FIGURA N° 17. VISTA EN PLANTA MUROS A CONFORMAR



Fuente: Elaboración propia y plano "Localización general PTAP El Curval"

Para realizar los análisis de estabilidad de excavación y definir la superficie de falla más crítica en cada análisis se utilizaron Software especializados, los cuales usan métodos de equilibrio límite para sus análisis tales como: Fellenius (1927), Janbu (1967), simplified Bishop (1955), Bell (1968), conocidos como métodos ordinarios y otros métodos rigurosos tales como: Sarma (1973), Spenser, y Morgenstern y Price (métodos de dovelas). Estos analizan el problema en forma bidimensional y son altamente aceptados en todo el mundo sin incurrir en errores mayores al 2% comparado con otros métodos más precisos tales como "métodos de cálculos. Se trazaron varias hipótesis de falla usando como método de análisis la teoría de Bishop Simplificado (falla circular). En cada análisis y método se trazaron entre 200 - 400 superficies de falla.

El programa puede mostrar todas las superficies de falla evaluadas, sin embargo, para una mejor interpretación gráfica y de diseño se muestra la superficie de falla más crítica la cual corresponde al menor factor de seguridad alcanzado en el análisis. Cada uno de estos análisis de factor de seguridad (FS) es comparado con el mínimo aceptado para que el talud no represente peligro de inestabilidad, en donde esté involucrado el riesgo de vidas humanas. El Factor de seguridad mínimo aceptado según la NSR 2010 es FS ≥ 1.50 (taludes condición

estática y agua subterránea normal Diseño) y FS ≥ 1.05 (taludes condición Seudo-estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño) aplicando una condición dinámica inducida por un sismo con aceleración = 0.15g, valores recomendados en el código NSR-10.

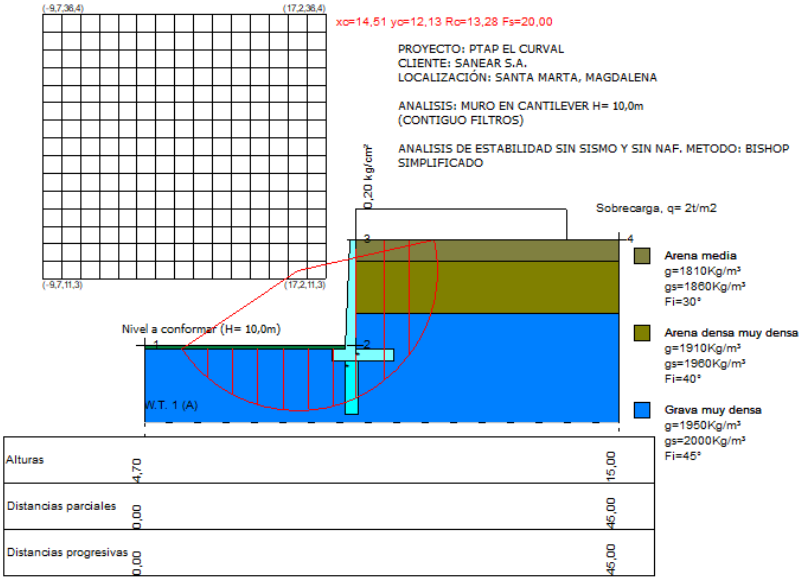
6.2.1 Muros en voladizo (cantilever) con altura libre Hl= 1,85 a 9,88m

Estos son los muros que se conformarán en la zona de Filtros, Floculadores y sedimentadores, los cuales debido a la morfología del terreno permiten construir este tipo de muros, ya que al respaldo de estos se conformará relleno. A continuación, en la Tabla N° 11 se muestran los resultados de los análisis de estabilidad.

TABLA N° 11. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS EN CANTILÉVER DE HL=9,8m

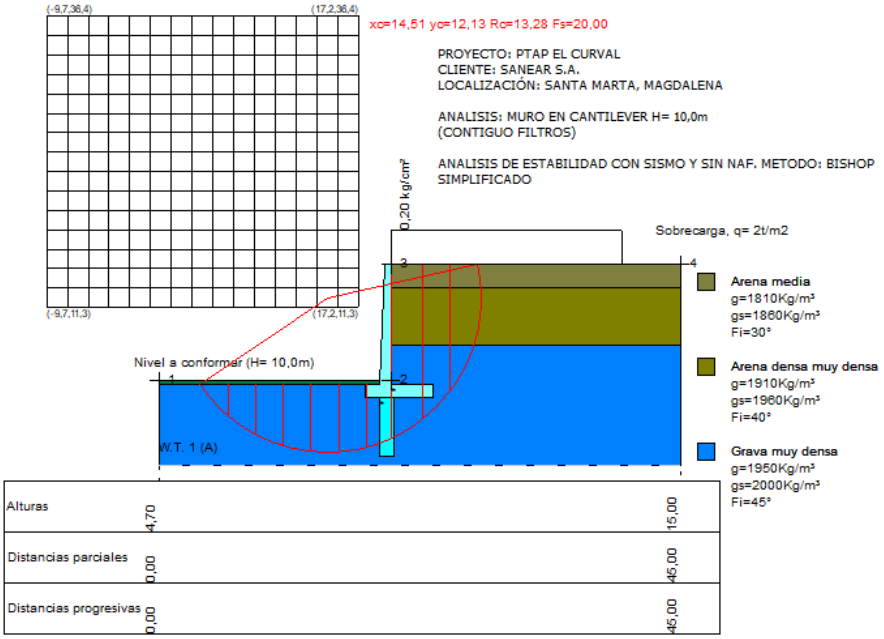
Análisis	Factor de seguridad (FS)	
	Sin sismo (a/g= 0)	Con sismo (a/g= 0,15)
Evaluación estabilidad del talud corte 90° con muro en cantiléver, sin NAF.	**20,0 > 1.50 Condición segura (Ver figura 6.1)**	**20,0 > 1.05 Condición segura (Ver figura 6.2)**

FIGURA N° 18. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO EN CANTILÉVER DE HL= 9,8M SIN SISMO



Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 19. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO EN CANTILÉVER DE HL= 9,8M A 90°CON SISMO



Fuente: SLOPE GEOSTRU

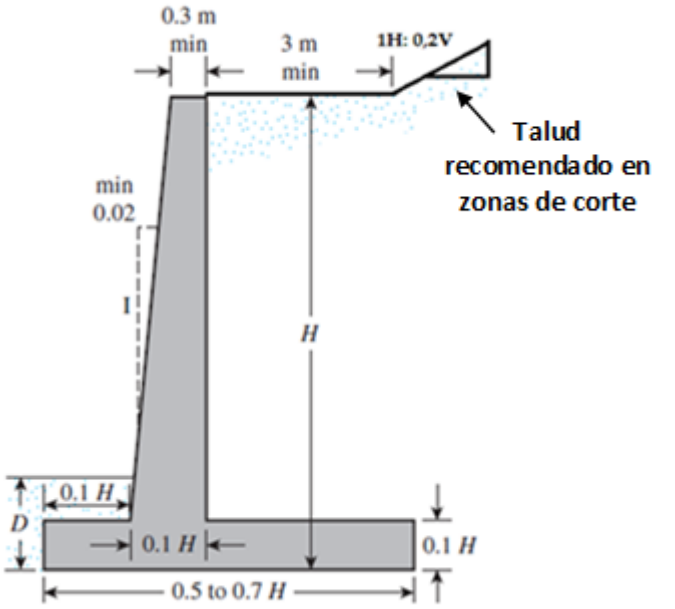
La Figura N° 20 se muestra las proporciones generales de las dimensiones de muros de retención usados para las revisiones iniciales.

Se realizó la revisión de los factores de seguridad como revisión de volcamiento y deslizamiento del muro en cantilever:

- Volcamiento. FS= 9,11 (FS> 3,0 Cumple).
- Deslizamiento. FS= 1000 (1,6 Cumple).

Ver memoria de cálculos en anexos.

FIGURA N° 20. DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA MURO EN VOLADIZO



Fuente: Principles of Foundation Engineering, BRAJA M. DAS., y elaboración propia

En los análisis de estabilidad realizados se puede observar que es seguro el sistema en las condiciones sin sismo y con sismo (a/g= 0,15), FS= 20,0.

Para efectos de análisis de estabilidad se empleó el prediseño del muro tel como se muestra en la Figura N° 20, tomando como altura libre, Hl= 9,8m, que corresponde al muro contiguo a filtros. Se toma este sector ya que es la condición más crítica, con las siguientes dimensiones: Altura total de Muro, H= 11,5m y profundidad de desplante, Df= 1,5m. Se toma una sobrecarga de q= 2,0mt/m2, ya que la carga de los filtros se apoya en pilotes para transmitir los esfuerzos en los estratos más profundos cercanos a la base del muro.

Se recomienda como sistema de cimentación integrado al muro en cantiléver con mini caissons o pilas de longitud de 5m de profundidad a partir del nivel de desplante de la cimentación (Df= 1,5m). A continuación, en la tabla 12 se muestran las características de las diferentes cimentaciones.

TABLA N° 12. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA PILA EVALUADA A DIFERENTES PROFUNDIDADES

Diámetro, D (m)	Longitud total medida a partir del nivel de desplante muro, Df= 1,5m, (m)	Capacidad admisible individual por pila, Pw (t)	Asentamiento esperado por pila, (mm)	Separación mínima centro a centro, Sh (m)
1,2	5,0	50	6,6	1D
1,4		100	11,4	
1,6		130	12,9	
1,8		165	15,9	
2,0		200	15,9	

FIGURA N° 21. MODELACIÓN DE PILAS O MINI CAISSONS PARA MUROS EN CANTILÉVER

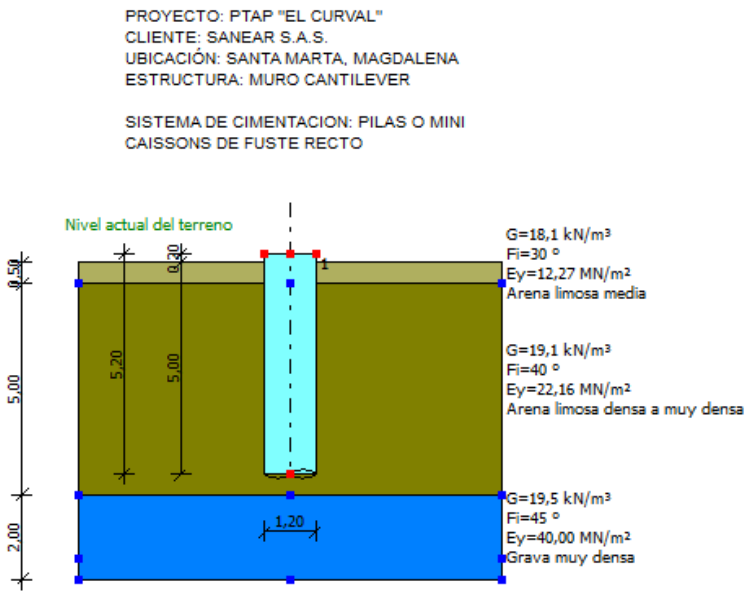


TABLA N° 13. MÓDULOS DE REACCIÓN K_S DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS L=5,0 m

Z (m)	Ks (kg/cm³) D= 1,2m	Ks (kg/cm³) D= 1,4m	Ks (kg/cm³) D= 1,6m	Ks (kg/cm³) D= 1,8m	Ks (kg/cm³) D= 2,0m	MATERIAL
1,5	0,92	0,79	0,69	0,61	0,55	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	1,28	1,10	0,96	0,85	0,77	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	2,20	1,89	1,65	1,47	1,32	Arena limosa densa a muy densa
4,0	4,75	4,07	3,56	3,17	2,85	Arena limosa densa a muy densa
5,0	8,14	6,98	6,11	5,43	4,89	Arena limosa densa a muy densa

El material de relleno para el muro debe tener las siguientes características geotécnicas y propiedades índices:

- %Pasa tamiz #200 ≤25
- Límite líquido, LL<25
- Índice de plasticidad, IP<6
- Contenido de materia orgánica 0%

Este relleno estructural debe estar compactado al 95% del ensayo de Proctor Modificado P.M., en capas no mayores a 0,2m. El relleno cerca del muro debe compactarse utilizando un equipo liviano, bien sea un rodillo pequeño vibratorio, una placa vibratoria de peso no mayor a mil kilos o un vibro tamper. Los materiales del sitio producto de las excavaciones pueden ser utilizados como rellenos, siempre y cuando cumplan con las especificaciones anteriormente dadas para rellenos.

Nota: Se recomienda que en caso de que en la corona del muro exista una pendiente de ladera al respaldo del muro, esta debe conformarse con una berma de 3m y un perfilado del terreno con un talud 1H: 0,2V (ver Figura N° 20).

Sistema de drenaje. Para evitar presiones hidrostáticas, es importante la conformación de sistemas de drenaje y subdrenaje suficientes y adecuados. Se recomienda el geodrén planar al respaldo de toda la altura del muro separados a una distancia de 1m máximo, empalmando con un "Geodren Vial" o similar a lo largo de todo el tramo del muro. El "Geodrén Vial" está compuesto por un geodrén planar y tubería corrugada de drenaje de 6" (160mm), relleno con material seleccionado con las siguientes características: %Pasa malla #200 entre 5 a 25, LL= N.P, e IP= N.P. Este sistema de drenaje debe ser evaluado por el ingeniero hidráulico para garantizar el caudal de drenaje al respaldo del muro.

A continuación, se muestra la Tabla N° 14 con las especificaciones del sistema y la Figura N° 23, donde se detalla este sistema de drenaje (geodren planar).

TABLA N° 14. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SISTEMA DE DRENAJE CONFORMADO POR GEODRÉN PLANAR Y VIAL

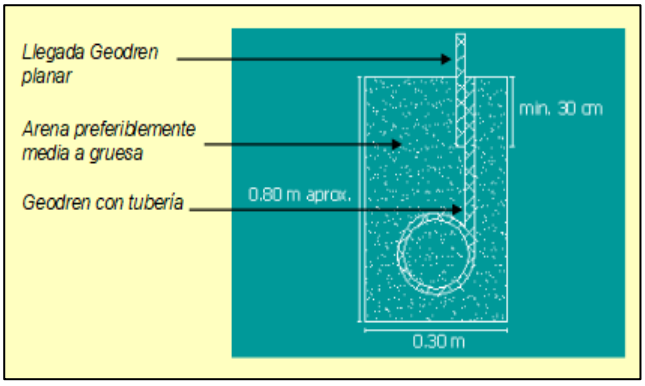
GEOTEXTIL SIN TEJIDO DE FILTRO			
PROPIEDAD	NORMA	UNIDAD	VALOR
Tamaño de apertura aparente	ASTM D4751	mm (N° Tamiz)	0.180 (80)
Permitividad	ASTM D4491	s^{-1}	2.9
permeabilidad	ASTM D4491	cm/segundo	$44x10^{-2}$
Tasa de flujo	ASTM D4491	L/min/m²	8109

GEORED (HDPE)			
P R O P I E D A D E S			
Espesor	ASTM D5199	milimetro	7.0
Resistencia a la comprensión	ASTM D1621	kPa	700
Resistencia a la tensión	ASTM D4595	kN/m	4.8

CAPACIDAD HIDRÁULICA A DE LA TUBERÍA CORRUGADA DE DRENAJE FÓRMULA DE PRANSTL COLEBROOK											
	65 mm		1	0	0	m	m	1	6	0	
pendiente (%)	v (m/s)	Q (l/s)	v (m/s)	Q (l/s)		v (m/s)	Q (l/s)		v (m/s)		
0.5	0.28	0.84	0.38	3.05		0,46	8.29		0.53	15.25	
1.0	0.40	1.19	0,55	4.33		0,65	11.74		0.75	21.57	
2.0	0.57	1.68	0.77	6.12		0,92	16.61		1.07	30.52	
4.0	0.80	2.38	1.09	8.67		1.29	23.50		1.51	43.17	
6.0	0.98	2.91	1.34	10.62		1.59	28.78		1.85	52.88	
8.0	1.13	3.36	1.55	12.26		1.83	33.24		2.13	61.07	
10.0	1.27	3.76	1.73	13.71		2.05	37.16		2.38	68.28	

Fuente: Manual de diseño con Geosintéticos.

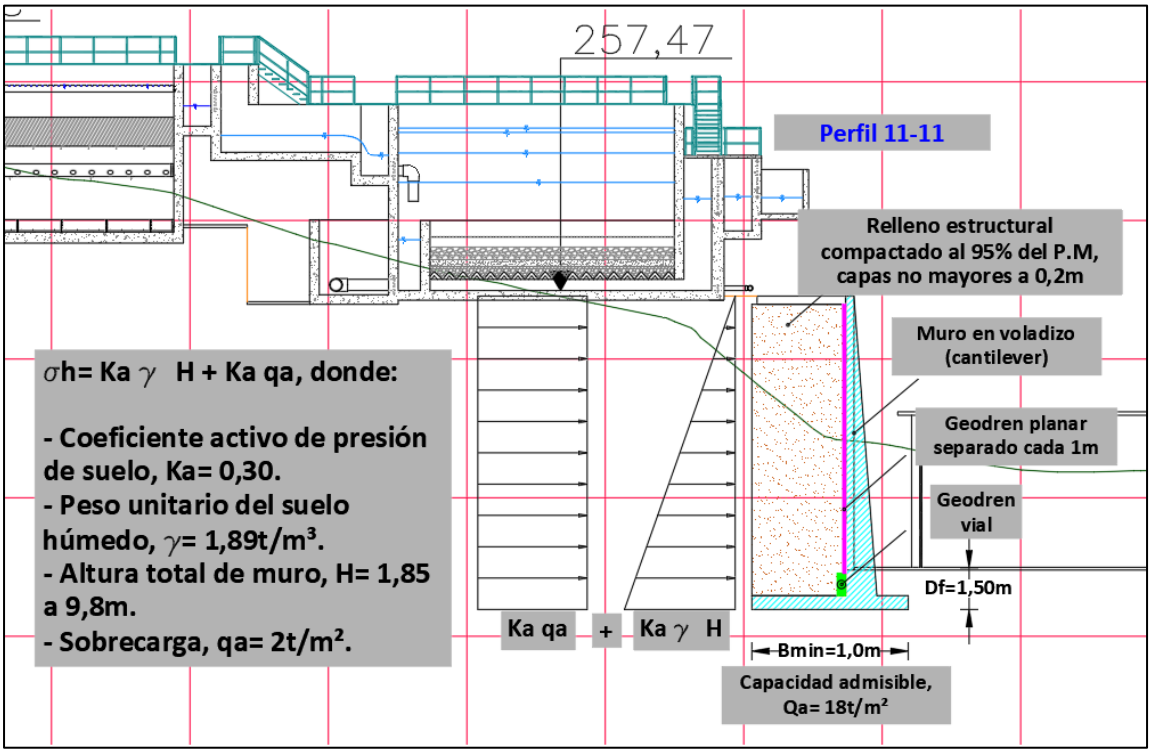
FIGURA N° 22. DETALLE SISTEMA CONFORMADO POR GEODRÉN PLANAR Y GEODRÉN VIAL CON TUBERÍA PARA DRENAJE.



Fuente: Elaboración propia

Los diagramas debido al suelo y sobrecarga, al igual que el esquema del muro en voladizo (cantiliver) recomendado se pueden ver en la Figura N° 23

FIGURA N° 23. ESQUEMA DE MURO EN CANTILÉVER CON DIAGRAMA DE PRESIONES.



Fuente: Elaboración propia y planta "Localización general PTAP El Curval"

6.2.2 Muros anclados permanentes con altura libre Hl=3,0 a 9,19m

Estos muros se recomiendan construir en los sectores colindantes con el cerro en el sector norte del área del proyecto (ver figura 2). En este sector se realizarán cortes al pie de este cerro, de máximo H= 9,19m. Por lo tanto, esto implica la inestabilidad de las laderas contiguas a los cortes. La figura 6.6 muestra una vista frontal del muro contiguo al cerro.

FIGURA N° 24. TIPOS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL= 3,0 A 9,19 M

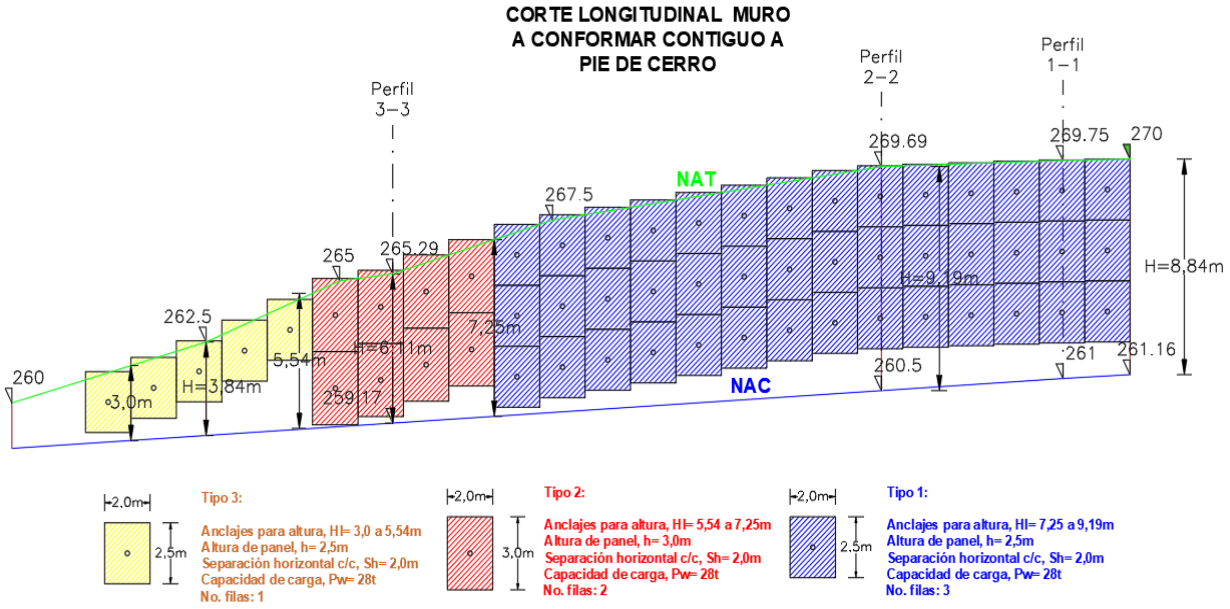
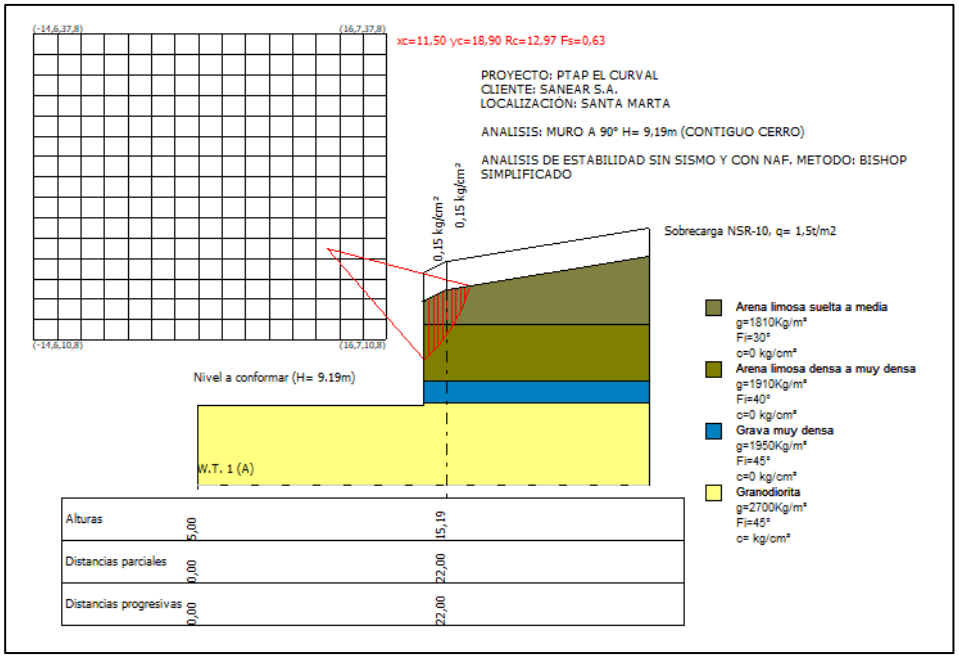
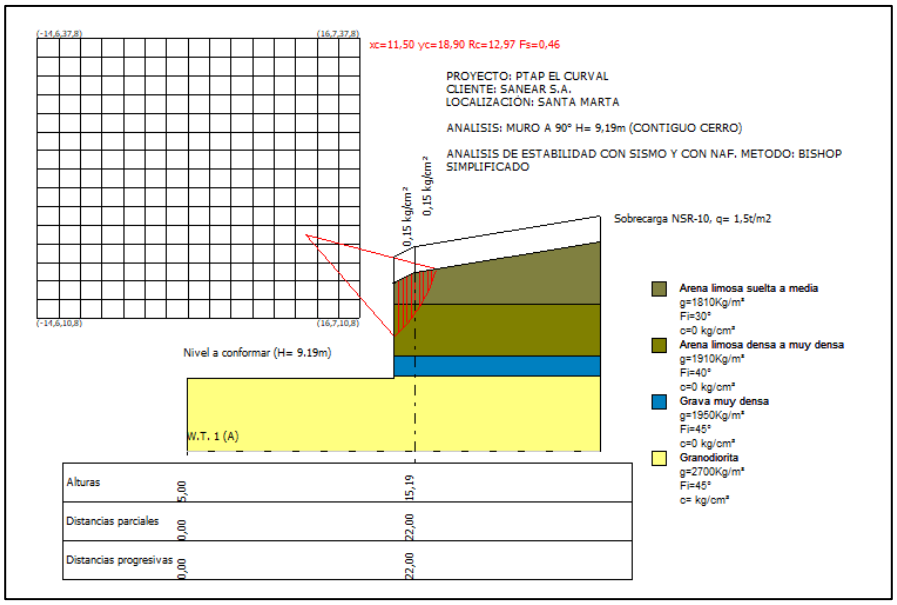


FIGURA N° 25. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO HL=9,19M A 90° SIN SISMO



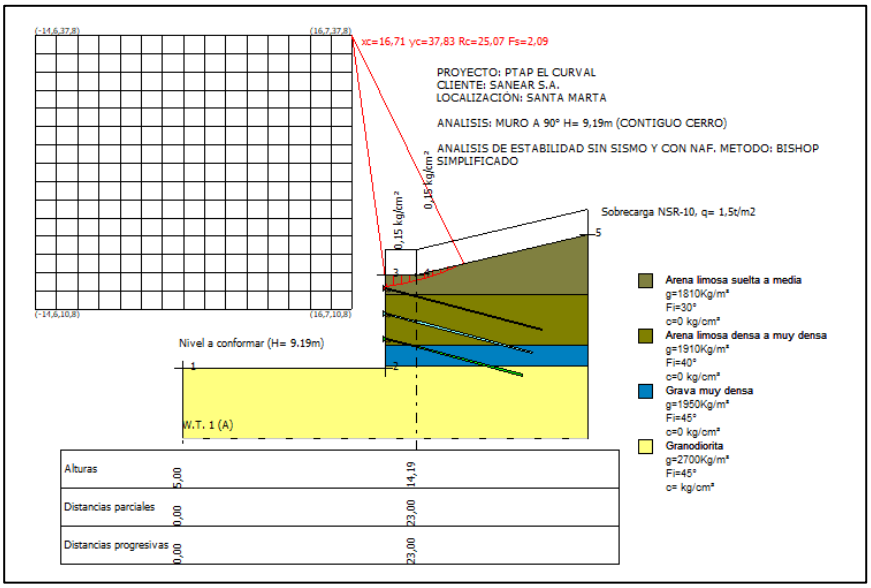
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 26. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO HL=9,19M A 90° CON SISMO



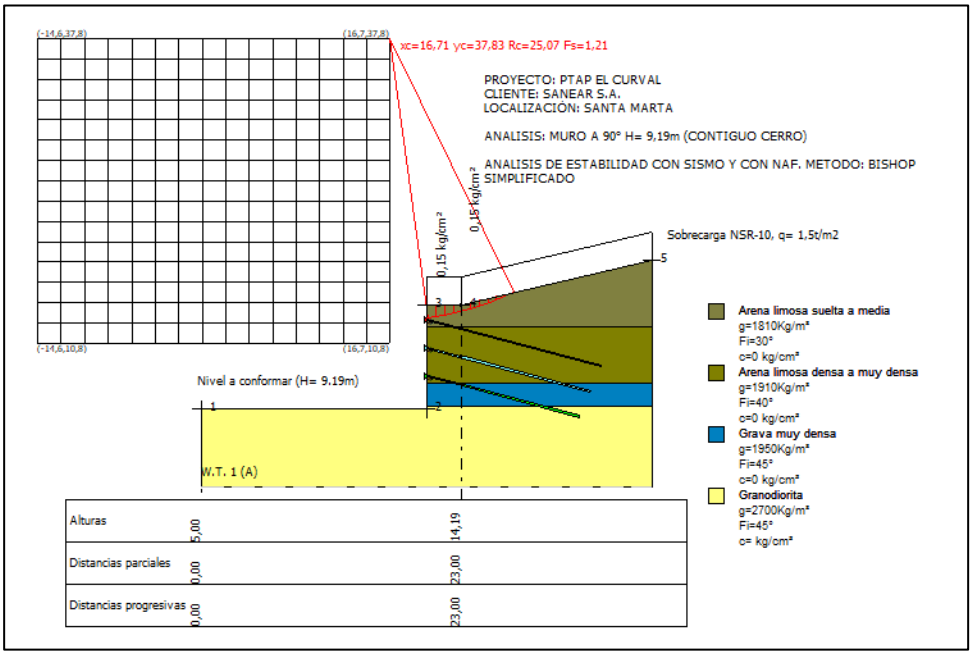
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 27. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=9,19M A 90° SIN SISMO



Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 28. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=9,19M A 90° CON SISMO

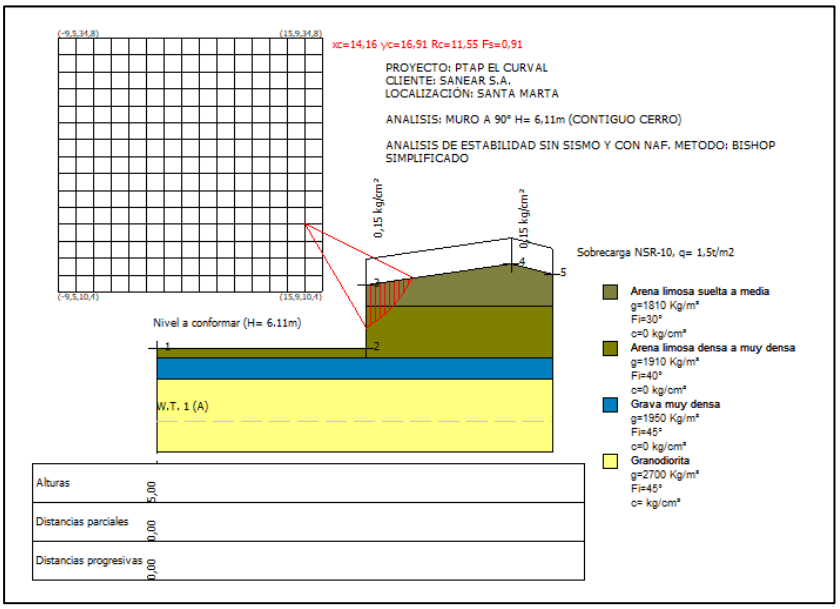


Fuente: SLOPE GEOSTRU

TABLA N° 16. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL = 6,11m

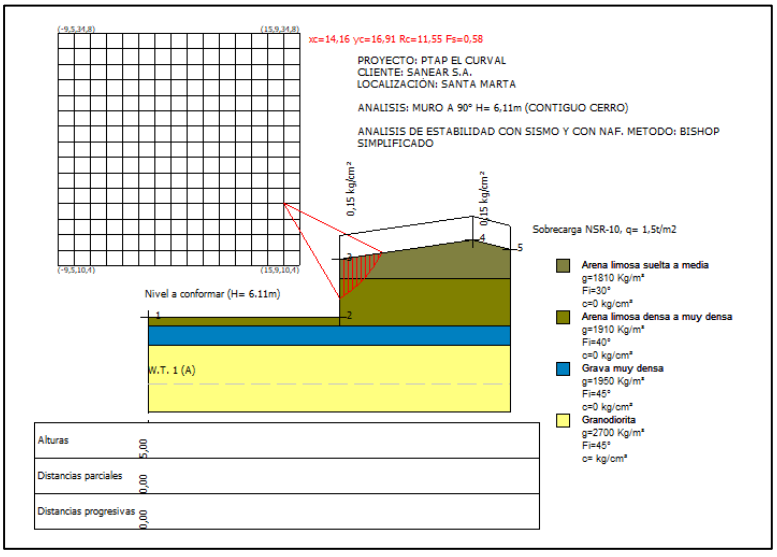
Análisis	Factor de seguridad (FS)	
	Sin sismo (a/g= 0)	Con sismo (a/g= 0,15)
Evaluación estabilidad del talud corte 90° sin NAF.	0,91 < 1.50 Condición insegura (Ver figura 6.11)	0,58 < 1.05 Condición insegura (Ver figura 6.12)
Evaluación estabilidad del talud corte 90° con muro anclado, sin NAF. Con berma de 3,0m y talud 1H: 0,2V	**1,85 > 1.50 Condición segura (Ver figura 6.13)**	**1,11 > 1.05 Condición segura (Ver figura 6.14)**

FIGURA N° 29. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO HL=6,11M SIN SISMO



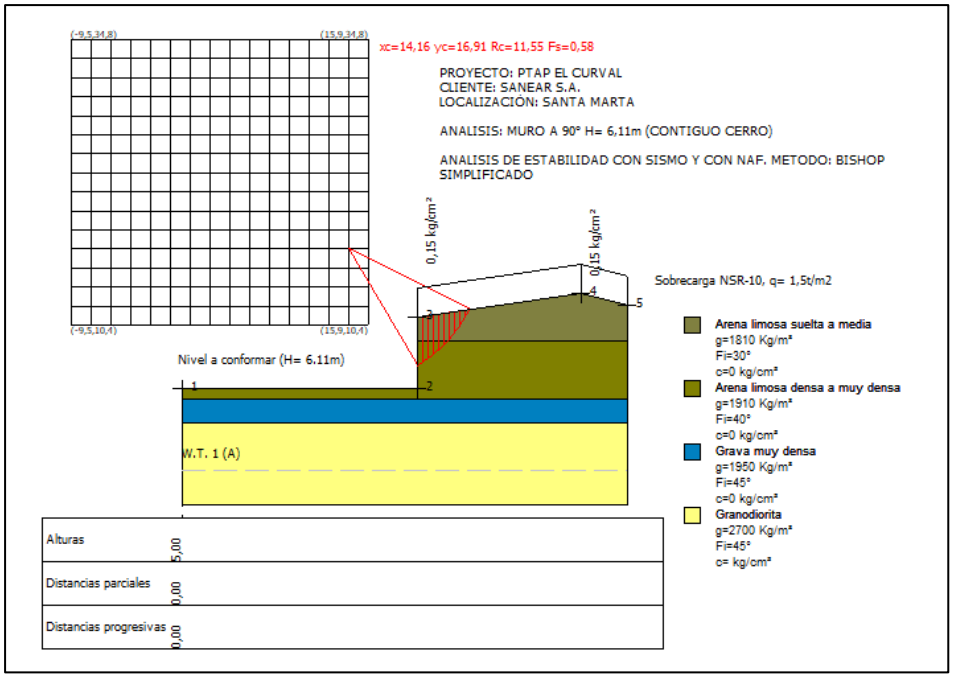
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 30. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO HL=6,11M A 90° SIN SISMO



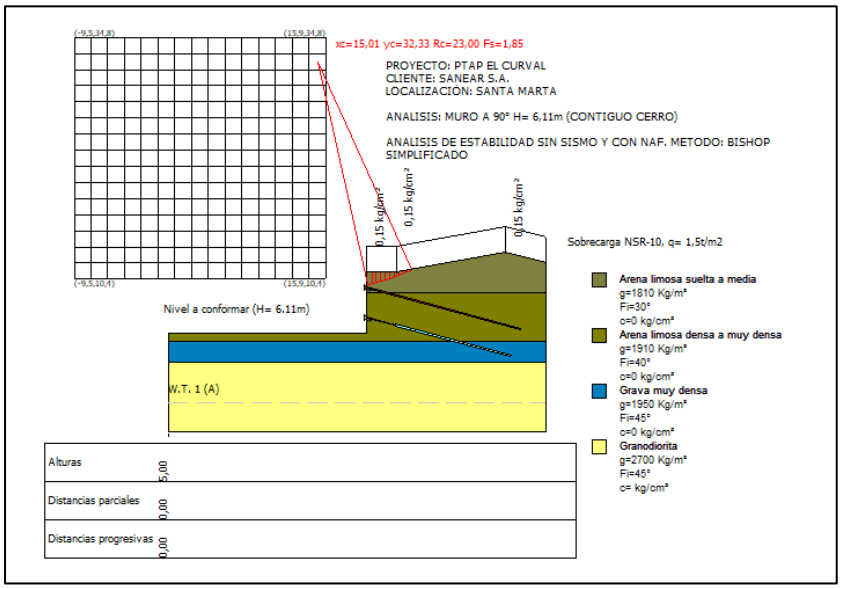
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 31. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO HL=6,11M A 90° CON SISMO



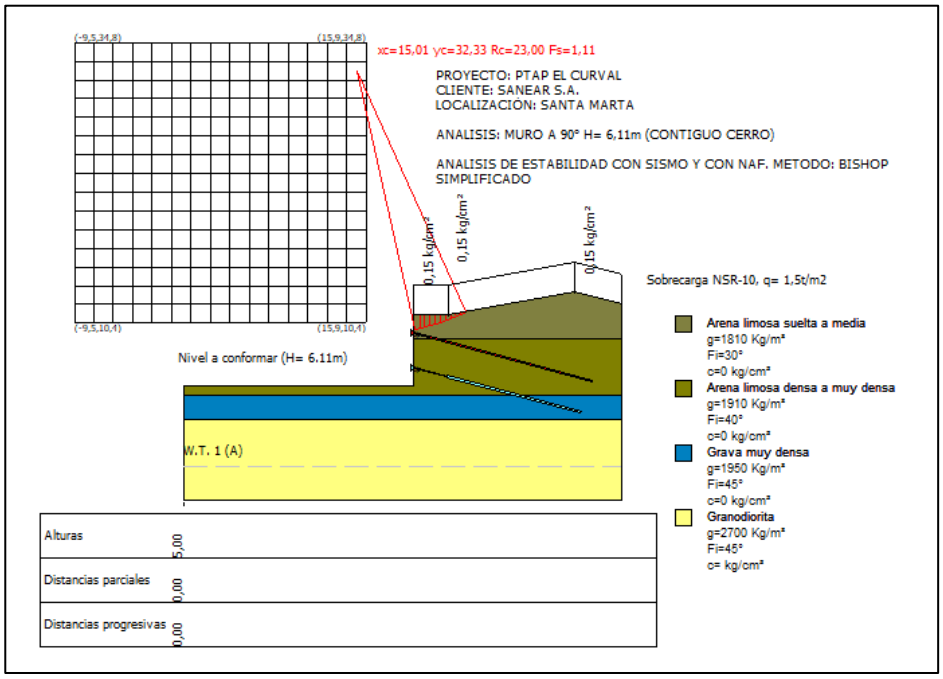
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 32. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=6,11M A 90° SIN SISMO



Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 33. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=6,11M A 90° CON SISMO

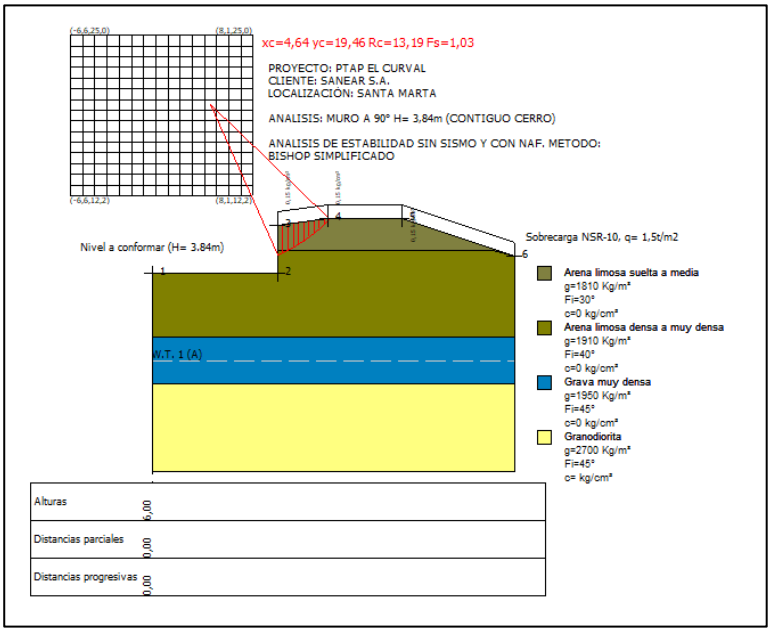


Fuente: SLOPE GEOSTRU

TABLA N° 17. FACTORES DE SEGURIDAD DEL ANÁLISIS DE MUROS CONTIGUO A CERRO HL = 3,84m

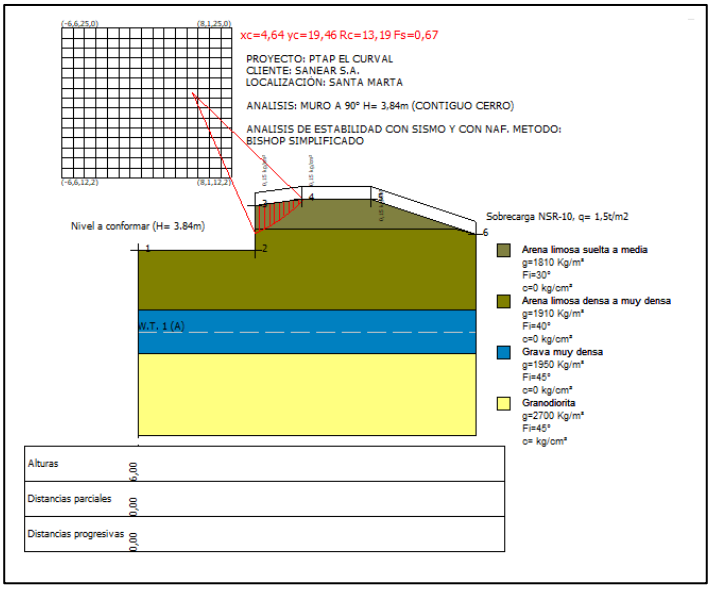
Análisis	Factor de seguridad (FS)	
	Sin sismo (a/g= 0)	Con sismo (a/g= 0,15)
Evaluación estabilidad del talud corte 90° sin NAF.	1,03 < 1.50 Condición insegura (Ver figura 2.15)	0,67 < 1.05 Condición insegura (Ver figura 2.16)
Evaluación estabilidad del talud corte 90° con muro anclado, sin NAF.	**1,59 > 1.50 Condición segura (Ver figura 2.17)**	**1,07 > 1.05 Condición segura (Ver figura 2.18)**

FIGURA N° 34. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO HL=3,84M A 90° SIN SISMO



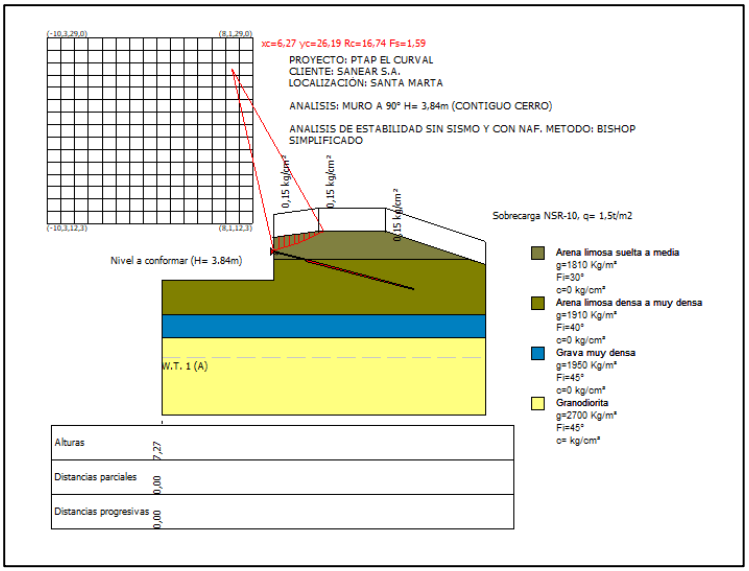
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 35. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO HL=3,84M A 90° CON SISMO



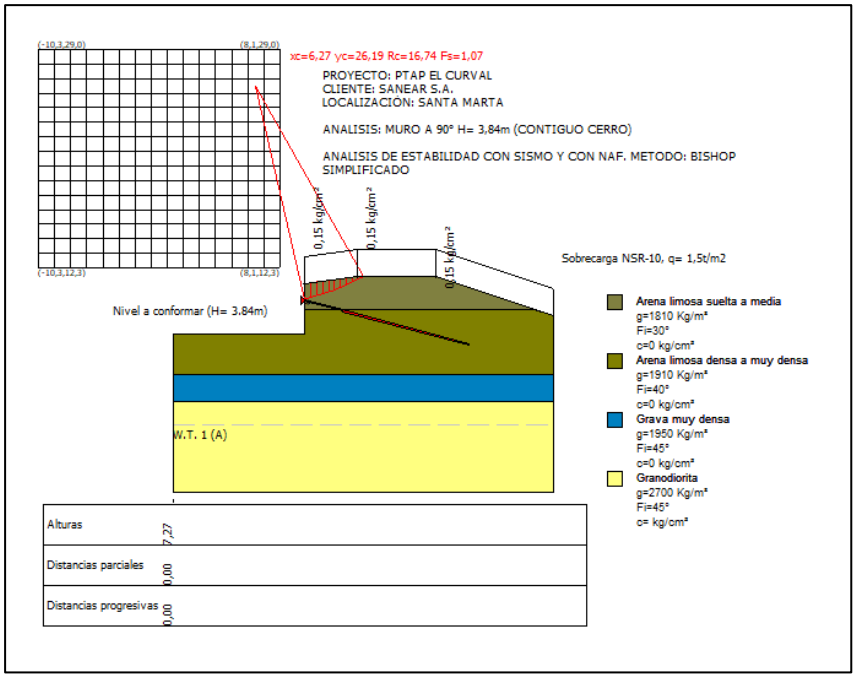
Fuente: SLOPE GEOSTRU

FIGURA N° 36. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAHES HL=3,84M A 90° SINSISMO



Fuente: SLOPE GEOSTRU

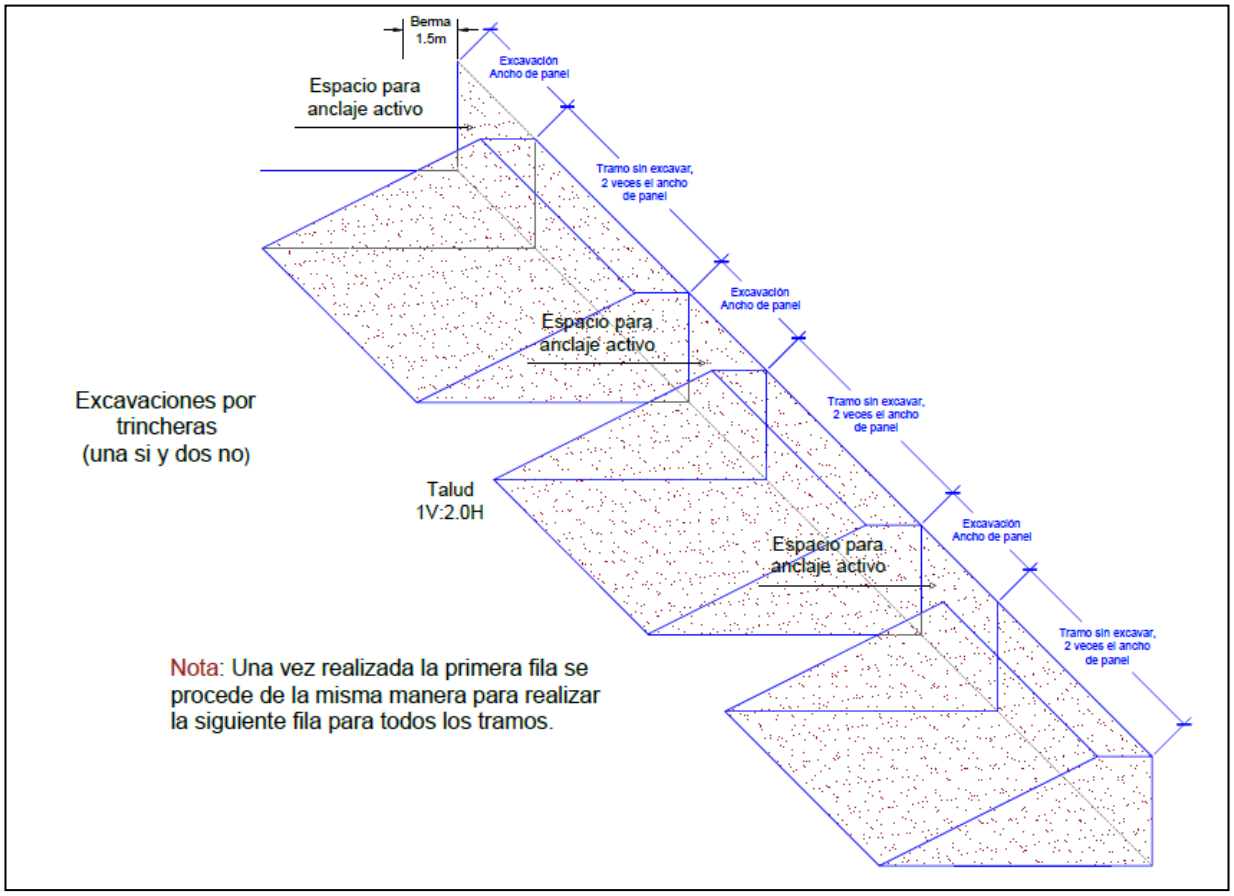
FIGURA N° 37. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO CONTIGUO A CERRO CON ANCLAJES HL=3,84M A 90° SINSISMO



Fuente: SLOPE GEOSTRU

Para realizar los muros anclados las excavaciones se deben hacer por etapas, el proceso constructivo se realizará de la siguiente manera: Para la primera etapa (Primera fila), se deberá conformar las excavaciones conservando una berma de 1.5 m y un talud de aproximadamente relación 2H: 1V. Luego se recomienda excavar por medio de trincheras en forma alternada (una sí, dos no). Para la segunda etapa (Segunda fila), se deberá iniciar cuando se tenga construido el muro de la primera fila y los anclajes tensionados en un 100%. Se deberá excavar conservando una berma de 1.5 metros y conformar un talud de relación 1.0V:2.0H, al igual que la primera fila se recomienda excavar por medio de trincheras intercaladas una sí y dos no, se debe seguir el mismo procedimiento constructivo que la primera etapa. Esto se debe aplicar para la construcción de todo el muro anclado hasta la última fila. Ver figura 6.19.

FIGURA N° 38. PROCESO CONSTRUCTIVO DE ESCAVACIONES PARA CONFORMACIÓN DE MURO ANCLADO POR TRINCHERAS 1 SI Y 2 NO



Fuente: Elaboración propia.

La altura y el ancho de cada trinchera (excavaciones) dependerán de la separación de los anclajes tanto como vertical como horizontal en cada nivel y sector. Este proceso constructivo

garantizara excavaciones y construcción del muro en forma segura de arriba hacia abajo, sin riesgo de pérdidas materiales y humanas. En la tabla 18 se muestran las características para cada tipo de muro anclado.

TABLA N° 18. CARACTERÍSTICAS PARA ANCLAJES ACTIVOS PERMANENTES AL RESPALDO DE PIE DE CERRO.

Características	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Altura libre del muro, Hl (m) (menor / mayor)	7,25 / 9,19	5,54 / 7,25	3,0 / 5,54
Tipo de anclajes	Activos permanentes	Activos permanentes	Activos permanentes
Conformación de terreno en corona de talud	Berma de 3,0m y talud 1H: 0,2H (Ver figura 2,21)		-
No. de hileras de los anclajes	3	2	1
Altura vertical entre anclajes, h (m)	2,5	3	3
Separación horizontal anclajes, Sh (m)	2	2	2
Longitud total, Lt (m) (Fila 1 / Fila 2 / Fila 3)	16 / 15 /14	16 / 15	15
Longitud libre, Ll (m) (Fila 1 / Fila 2 / Fila 3)	4 / 3 / 2	4 / 3	3
Longitud bulbo, Lb (m)	12	12	12
Diámetro de la perforación, D (“)	4	4	4
Angulo de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal, β (°)	15	15	15
No. Guayas (Fy= 270.000PSI)	2	2	2
Diámetro de guayas, φ (“)	5/8	5/8	5/8

Características	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Capacidad de trabajo de cada anclaje, Pw (t)	28	28	28
Sistema de drenaje	Pasantes 2"	Pasantes 2"	Pasantes 2"

Consideraciones importantes:

- Se debe garantizar que al hacer el perfilado del terreno a 90° de cada trinchera, debe realizarse en forma rápida garantizando que no haya pérdida de material por inestabilidad del terreno durante esta actividad antes de la construcción del muro o panel. En caso de que esto suceda se deberán rellenar estos espacios vacíos que quedaron detrás del muro o panel con concreto de baja resistencia f'c = 500 a 1.000 P.S.I y/o lechada (agua: cemento), inyectada con bombas adecuadas para tal fin.
- Las lechadas empleadas en la formación del bulbo, dependiendo de las características del terreno, se dosificarán con una relación agua/cemento (a/c) comprendida entre 0,4 y 0,6. El cemento será resistente a la presencia de sustancias agresivas en el terreno (p.e. sulfatos)
- Se deberá garantizar una barrera continua de material anticorrosión entre el tirante y el terreno, de forma que no se deteriore durante el periodo previsto de utilización del anclaje. Las protecciones, en este caso, serán las dadas en la tabla 19.

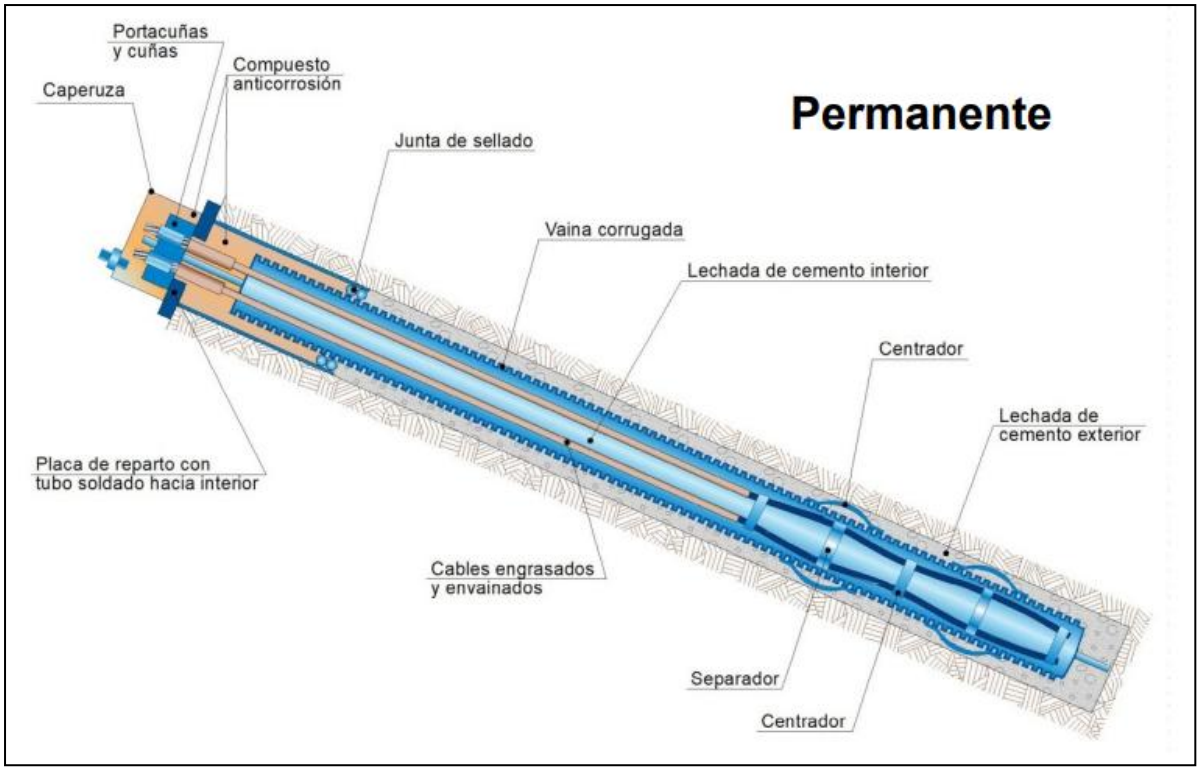
TABLA N° 19. PROTECCIÓN ANTICORROSIÓN EN ANCLAJES PERMANENTES.

ZONA DEL ANCLAJE	SISTEMA DE PROTECCIÓN	
Zona de bulbo	Uno de entre los que se citan:	Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, con vaina estanca entre la lechada de cemento que protege el tirante y la inyección del bulbo. El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5 mm.
		Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, preinyectado con lechada de cemento. El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5 mm.
		Dos tubos concéntricos corrugados conteniendo el tirante, preinyectados, la zona central y el espacio anular, con un producto viscoso de protección o con lechada de cemento. El espesor mínimo de recubrimiento será de 5 mm.
Zona Libre	Uno de entre los que se citan:	Una vaina de plástico por tendón, rellena de un producto viscoso de protección.Más A, B ó C de la relación siguiente
		Una vaina de plástico por tendón, rellena de lechada de cemento.Más A ó B
		Una vaina de plástico común al tirante, rellena de lechada de cemento. Más B de la relación siguiente
		A) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de producto viscoso anticorrosión B) Un tubo de plástico común al tirante, con los extremos soldados y estancos a la humedad C) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de lechada de cemento
Enlace entre cabeza y zona libre	Un tubo metálico, o de plástico, estanco y solidario a la placa del anclaje. Se unirá de forma estanca, o se emplearan juntas tóricas, al tubo de plástico exterior de la zona libre. Se rellenara de lechada de cemento o un producto viscoso de protección.	
Cabeza	Caperuza metálica revestida o galvanizada, de 3 mm de espesor mínimo de pared, o caperuza rígida de plástico, de al menos 5 mm de espesor de pared, fijada a la placa de apoyo. Se rellenará de un producto viscoso contra la corrosión y junta de estanqueidad.	

Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno, Dirección General de Carreteras Esp. Asociación con AETESS

Detalle de cabezal de anclaje permanente en la Figura N° 39

FIGURA N° 39. DETALLE DE ANCLAJES PERMANENTES



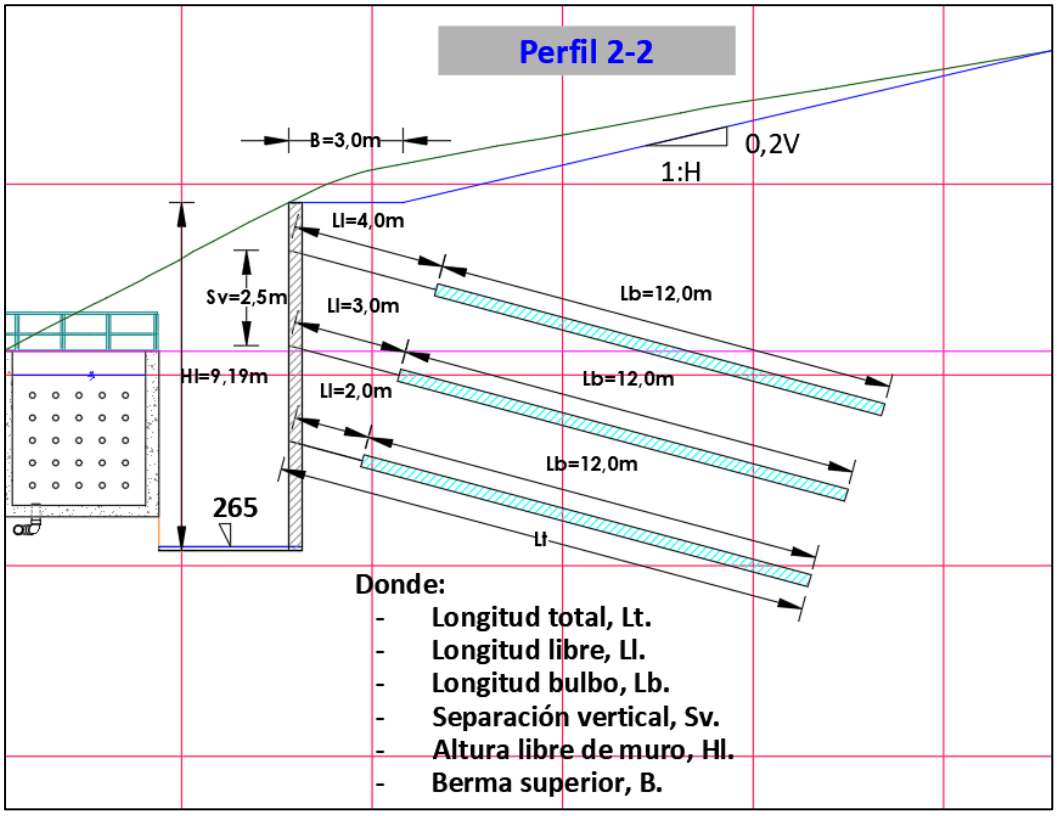
Fuente: Anclajes y bulones, Luis Ortuño Abad

Los diagramas de presiones para estos muros anclados deben ser diseñados con la siguiente expresión, **σh= 0,65 Ka γ H + Ka qa**, donde:

- Esfuerzo horizontal, σh.
- Coeficiente activo de presión de suelo, Ka= 0,30.
- Peso unitario del suelo húmedo, γ= 1,89t/m³.
- Altura total de muro, H= 3,0 a 9,19m.
- Sobrecarga mínima NSR-10, qa= 1,5t/m².
- Profundidad de desplante de muro, Df= 1,5m.
- Capacidad admisible, qa= 18t/m².

La Figura N° 40 muestra el esquema de estos muros anclados permanentes en el Perfil 2-2.

FIGURA N° 40. DETALLE DE ANCLAJES PERMANENTES



Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente se deben construir sistema de drenaje por pasantes de diámetro 2" en tres bolillos, este sistema debe ser valorado y validado por el ing. Hidráulico. Posteriormente conectar estas tuberías a cualquier sistema de aguas lluvias del proyecto y de esta manera evacuar cualquier filtración de aguas que se quiera presentar en el respaldo del muro, garantizando la no aparición de empujes hidrostáticos no tenidos en cuenta en el diseño estructural de estos elementos.

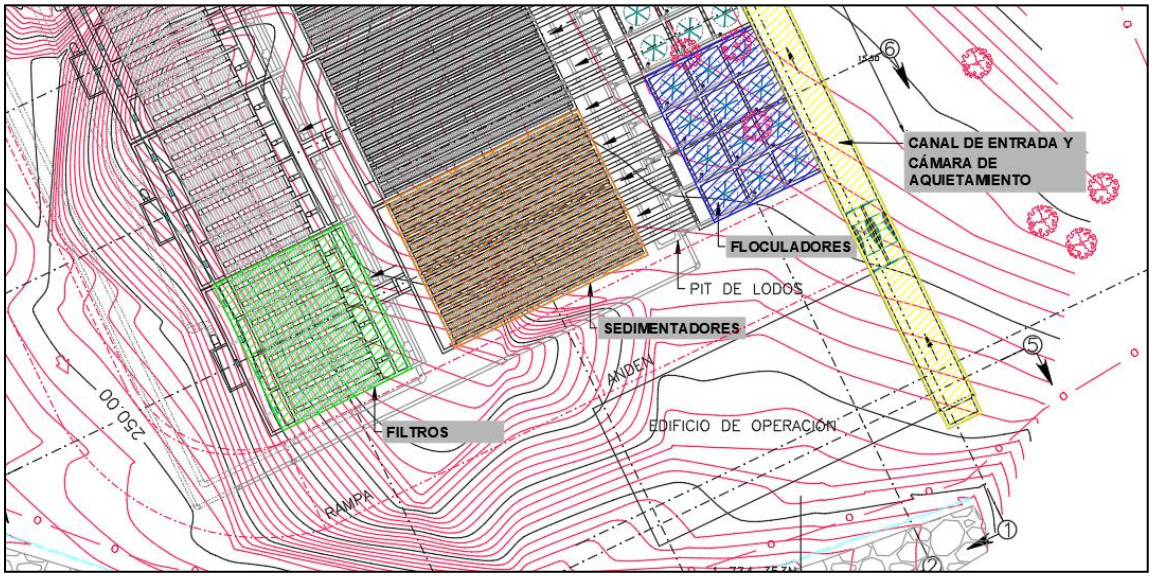
6.3 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS MÓDULO DE 800 L/S

En el presente inciso se recomiendan las cimentaciones de las estructuras: Filtros, Sedimentadores y Floculadores. En la tabla 20, se pueden observar los volúmenes que almacenarán y áreas cada una de las estructuras a construir por cada módulo de 800 L/s, los cuales se pueden ver en la Figura N° 41.

TABLA N° 20. CAPACIDAD DE CADA ESTRUCTURA A CONSTRUIR

MÓDULO DE 800L/S		
ESTRUCTURA	**VOLUMEN TOTAL (m^3)**	**AREA (m^2)**
Cámara de aquietamiento	48,96	7,9
Canal de entrada	414,4	488,3
Floculador	1751,64	422,08
Filtro	3380,64	467,25
Sedimentador	4283,12	644,80

FIGURA N° 41. MÓDULO DE 800L/S CON CADA ESTRUCTURA A CONSTRUIR



Debido a los niveles del proyecto, de acuerdo con las características del proyecto, al tipo de suelo encontrado en la investigación geotécnica realizada, y a las cargas de servicio del proyecto GEOATLÁNTICO SAS, recomienda las siguientes dos alternativas de cimentación profunda:

- **Filtros. Sistema de cimentación con pilotes pre-excavados de concreto reforzado.**
- **Sedimentadores y Floculadores:**
  - **Alternativa 1. Sistema de cimentación con pilotes pre-excavados de concreto reforzado.**
  - **Alternativa 2. Alternativa 2. Construcción de mini caissons o pilas excavadas manualmente de fuste y base recta.**

6.3.1 Filtros

Esta estructura esta cercana unos 4,7m aproximadamente del muro propuesto en cantiléver en el inciso 6.2.1, por lo tanto, se recomienda cimentar la estructura en pilotes pre-excavados con una longitud de L= 10m.

En la tabla 21, se pueden observar las características de los pilotes pre-excavados fundidos in situ recomendados para este sistema de cimentación de esta estructura, estos están apoyados en el estrato de gravas limosas con fragmentos de roca muy densas.

TABLA N° 21. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA PILOTE EVALUADO CON DIFERENTES DIÁMETROS

Diámetro, D (m)	Longitud total medida a partir del nivel a conformar (m)	Capacidad admisible individual por pilote, Pw (t)	Asentamiento esperado por pilote (mm)	Separación mínima centro a centro, S	Separación mínima al borde de la cimentación contigua al muro, d(m)
0,4	10	50	3,2	3D	0,5
0,5	10	70	5,5		0,5

(Ver memoria de cálculos en los anexos)

Con esta longitud (L= 10m) se garantiza un empotramiento en el estrato de grava muy densa, trabajando por punta. Sin embargo, **se debe tener en cuenta una distancia de separación mínima de la cara de la fila de pilotes contiguos al muro en cantiléver tal como se recomienda en la anterior tabla, con el fin de que los esfuerzos del grupo de pilotes no incidan sobre este muro**.

Es necesario construir un elemento de conexión como enlace entre las pilas la cual recibe y distribuye las cargas y la traslada a la cimentación profunda. Este elemento al igual que todas las estructuras de concreto del proyecto debe ser diseñado por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

Las Figura N° 42 y Figura N° 43, muestra un análisis de cálculo de pilotes y esquema individual del sistema de cimentación propuesta con pilotes preexcavados, respectivamente.

FIGURA N° 42. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA FILTROS

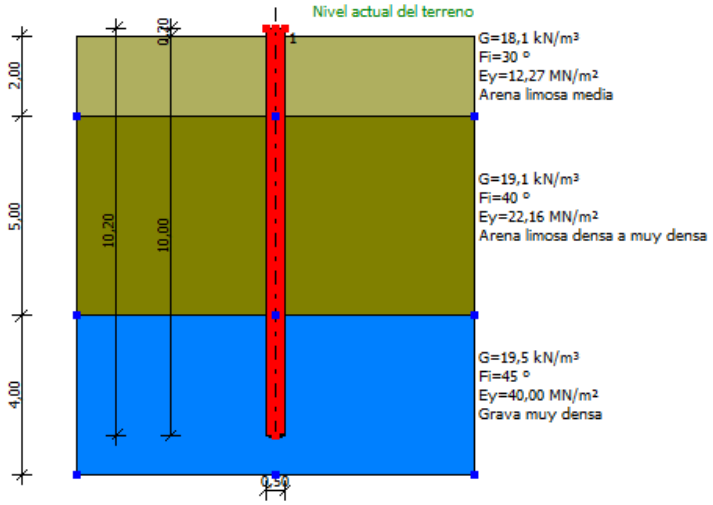


FIGURA N° 43. ESQUEMA CIMENTACIÓN FILTROS CON PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M Y L=10M

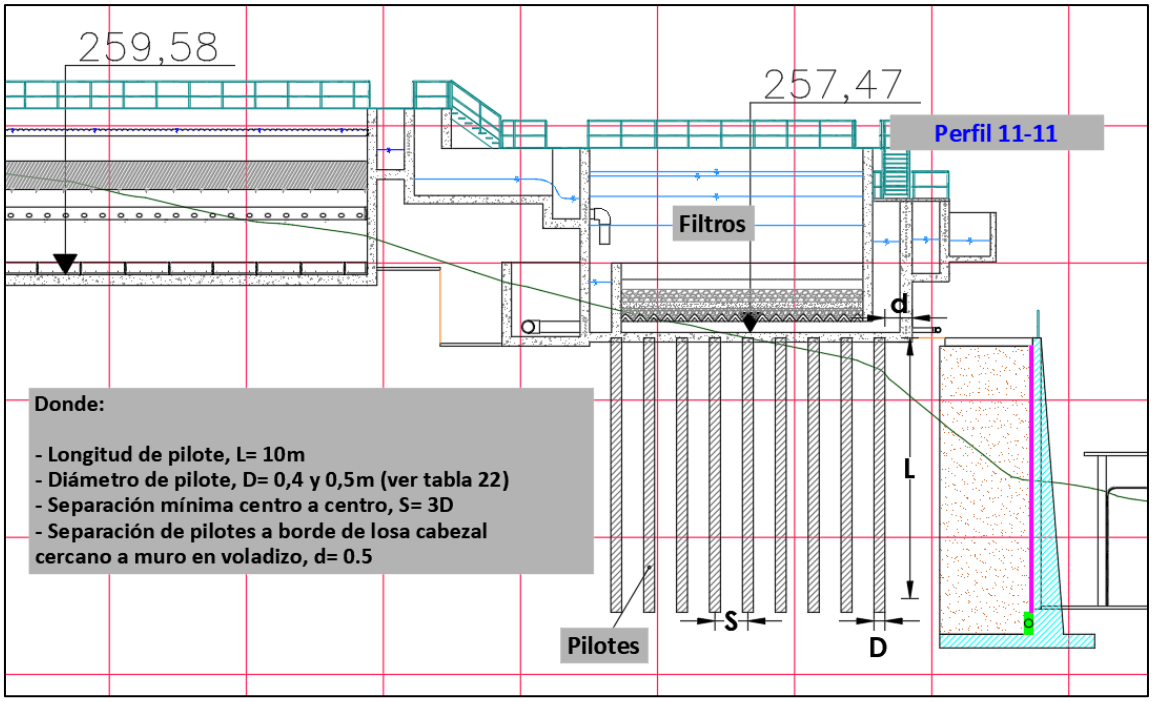


TABLA N° 22. MÓDULOS DE REACCIÓN K_S DEL SUELO POR PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 0,40 m	Ks (kg/cm³) Para D= 0,50 m	MATERIAL
1,0	1,29	1,03	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	3,47	2,78	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	16,03	12,82	Arena limosa densa a muy densa
4,0	22,42	17,94	Arena limosa densa a muy densa
5,0	31,05	24,84	Arena limosa densa a muy densa
6,0	34,03	27,23	Arena limosa densa a muy densa
7,0	41,28	33,02	Arena limosa densa a muy densa
8,0	43,65	34,92	Grava muy densa
9,0	46,22	36,98	Grava muy densa
10,0	48,62	38,90	Grava muy densa y/o Roca Granodiorita

6.3.2 Floculadores y Sedimentadores

Estas estructuras están cercanas unos 2,3m (sedimentadores) y 1,2m (floculadores) a los muros propuestos en cantiléver en el inciso 2.2.1, por lo tanto, se recomienda cimentación profunda por debajo de la base de estos muros, que tienen alturas libres de 2,77m (sedimentadores) y 1,5m (floculadores).

Alternativa 1. Sistema de cimentación con pilotes pre-excavados de concreto reforzado

En la tabla 24, se pueden observar las características de los pilotes pre-excavados fundidos in situ recomendados para este sistema de cimentación de esta estructura, estos están apoyados en el estrato de Arenas limosas, sueltas a muy densas.

TABLA N° 23. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA PILOTE EVALUADO A CON DIFERENTES PROFUNDIDADES Y DIÁMETROS.

Diámetro, D (m)	Longitud total medida a partir del nivel a conformar (m)	Capacidad admisible individual por pilote, Pw (t)	Separación mínima centro a centro, S	Asentamiento esperado por pilote (mm)
0,4	5,0	15	3D	2,5
0,4	6,0	20		3,3
0,4	7,0	25		2,4
0,4	8,0	48		4,7
0,5	5,0	24		3,2
0,5	6,0	30		4,0
0,5	7,0	35		2,7
0,5	8,0	70		5,5

(Ver memoria de cálculos en los anexos)

Con estas longitudes (L= 5 a 8m) se garantiza un empotramiento en el estrato de Arenas limosas, densas a muy densa y/o Gravas limosas, trabajando por fricción y punta.

Es necesario construir un elemento de conexión como enlace entre los pilotes la cual recibe y distribuye las cargas y la traslada a la cimentación profunda. Este elemento al igual que todas las estructuras de concreto del proyecto debe ser diseñado por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y

CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Las figuras 6.25 y 6.26, muestra un análisis de cálculo de pilotes y esquema individual del sistema de cimentación propuesta con pilotes preexcavados, respectivamente.

FIGURA N° 44. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON PILOTES

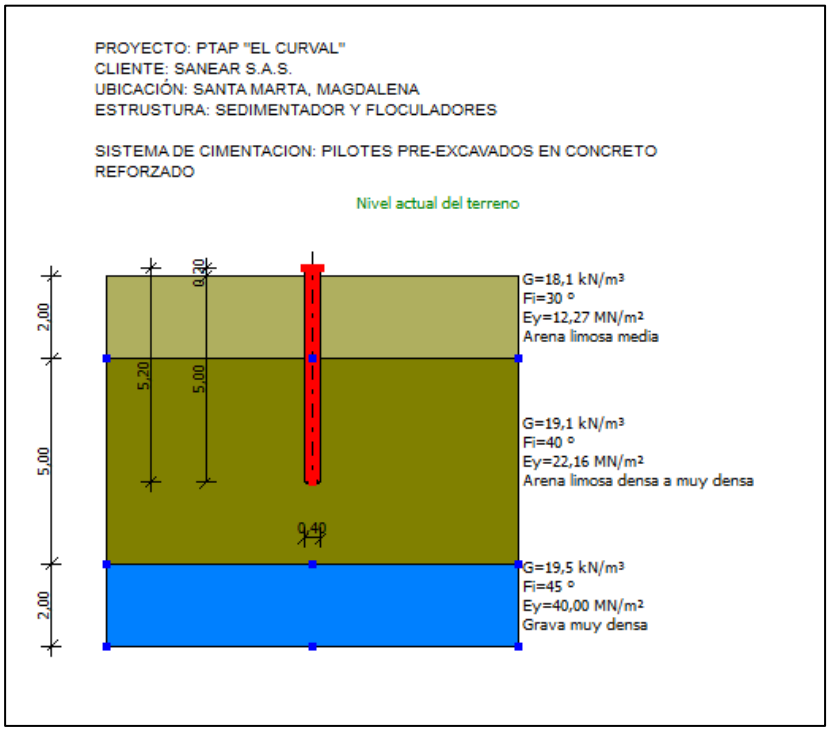


FIGURA N° 45. ESQUEMA CIMENTACIÓN SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M Y L=5 A 8M

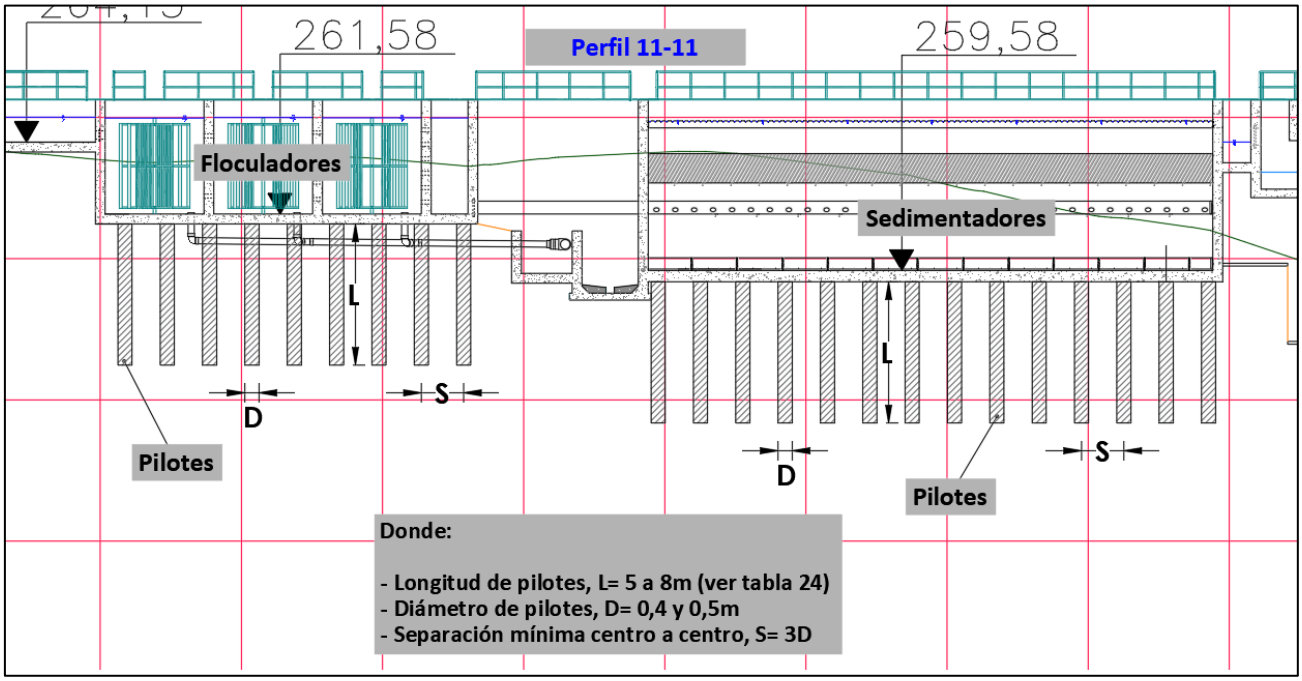


TABLA N° 24. MÓDULOS DE REACCIÓN K_s DEL SUELO POR PILOTES PRE-EXCAVADOS, D=0,4 Y 0,5M.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 0,40 m	Ks (kg/cm³) Para D= 0,50 m	MATERIAL
1,0	0,203	0,162	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	0,297	0,237	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	1,690	1,352	Arena limosa densa a muy densa
4,0	1,879	1,503	Arena limosa densa a muy densa
5,0	2,348	1,878	Arena limosa densa a muy densa
6,0	3,644	2,915	Arena limosa densa a muy densa
7,0	4,440	3,552	Arena limosa densa a muy densa
8,0	4,600	3,680	Grava muy densa

Alternativa 2. Construcción de mini caissons o pilas excavadas manualmente de fuste y base recta.

Esta alternativa consiste en la construcción de mini caissons de fuste recto excavados manualmente, apoyados a una profundidad, L= 4m y diámetro, D= 1,2m. En la tabla 25, se pueden observar las características de los mini caissons recomendados para este sistema de cimentación de esta estructura, estos están apoyados en el estrato de Arenas limosas, densa a muy densas.

TABLA N° 25. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD DE, L= 4,0M Y DIÁMETROS, D= 1,20M.

Diámetro, D (m)	Longitud total medida a partir del nivel a conformar (m)	Capacidad admisible individual por pilote, Pw (t)	Separación mínima centro a centro, S	Asentamiento esperado por pilote (mm)
1,2	4,0	50	1,5D	6,6

(Ver memoria de cálculos en los anexos)

Con esta longitud (L= 4m) se garantiza un empotramiento en el estrato de Arenas limosas, densas a muy densa, trabajando por punta.

Es necesario construir un elemento de conexión como enlace entre las pilas la cual recibe y distribuye las cargas y la traslada a la cimentación profunda. Este elemento al igual que todas las estructuras de concreto del proyecto debe ser diseñado por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.
Las Figura N° 46 y Figura N° 47, muestra un análisis de cálculo de pilotes y esquema individual del sistema de cimentación propuesta con pilotes preexcavados, respectivamente.

FIGURA N° 46. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON MINI CAISSONS.

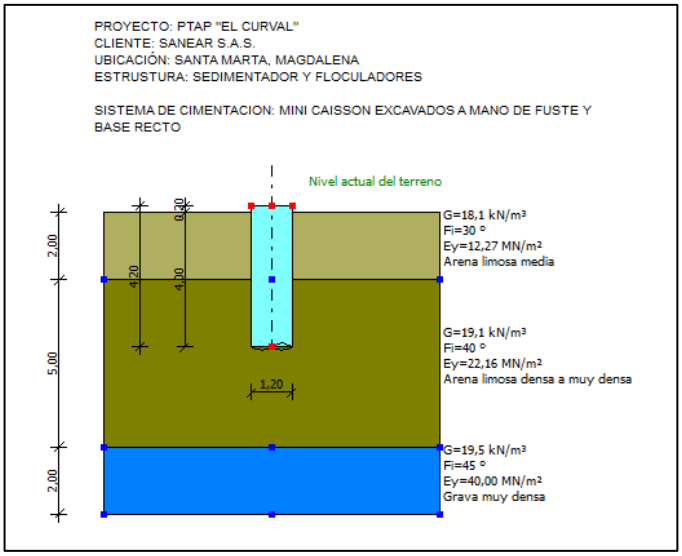


FIGURA N° 47. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN DE SEDIMENTADORES Y FLOCULADORES CON MINI CAISSONS.

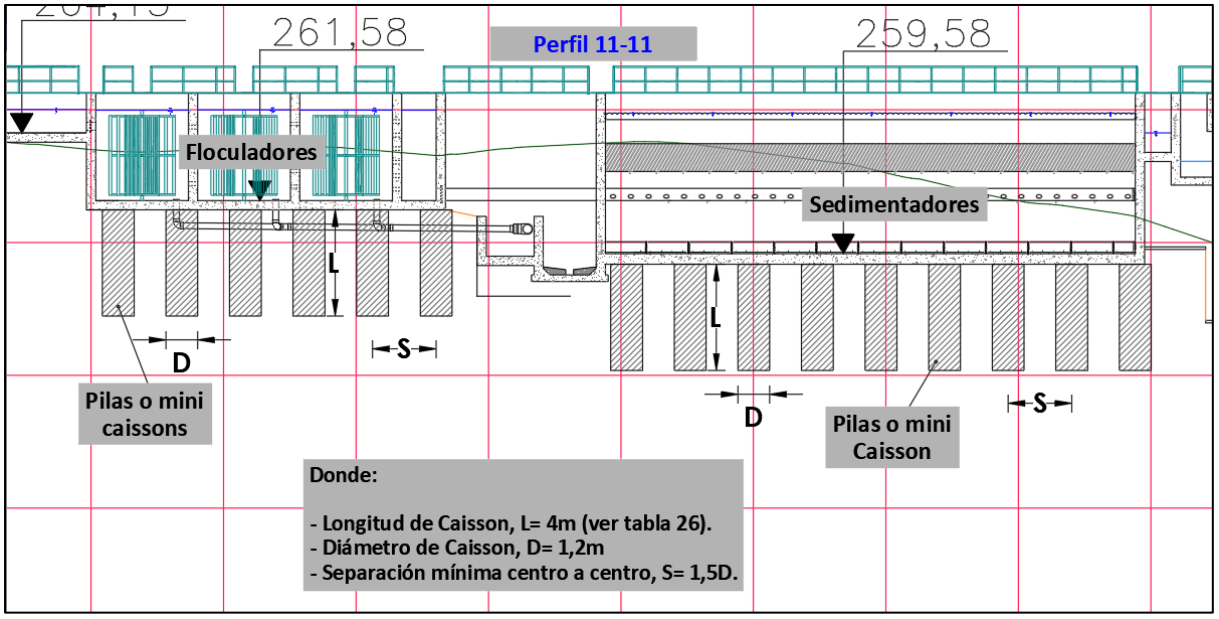


TABLA N° 26. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, D=1,2M.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 1,20m	MATERIAL
1,0	0,51	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	0,69	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	4,76	Arena limosa densa a muy densa
4,0	5,44	Arena limosa densa a muy densa

6.3.3 Canal de entrada y cámara de aquietamiento

El canal de entrada está en arriostrado a la cámara de aquietamiento, por lo tanto, estas actúan como un solo elemento estructural. Debido a esto y a las características del diseño, la cual el canal de entrada en este tramo tiene dos apoyos (columnas) las cuales tienen una altura de 6,37m aprox., presentando momentos máximos de, Mx= 1664,14kNm y carga axial máxima de servicio, Fz= 2332,1Kn, se recomienda cimentar la estructura en pilas o mini caissons con una longitud de L= 6m, y diámetros variables.

En la tabla 27, se pueden observar las características de los mini caissons recomendados para este sistema de cimentación de esta estructura, estos están apoyados en el estrato de Arenas limosas, densa a muy densas.

TABLA N° 27. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD DE, L= 6,0M Y DIÁMETROS VARIABLES.

Diámetro, D (m)	Longitud total medida a partir del nivel a conformar (m)	Capacidad admisible individual por pilote, Pw (t)	Separación mínima centro a centro, S	Asentamiento esperado por pilote (mm)
1,9	6,0	206	1,5D	17,3
2,0	6,0	215	1,5D	17,1
2,1	6,0	235	1,5D	17,8

(Ver memoria de cálculos en los anexos)

Con esta longitud (L= 6m) se garantiza un empotramiento en el estrato de arena limosa muy densa, trabajando por punta.

Es necesario construir un elemento de conexión como enlace entre las pilas la cual recibe y distribuye las cargas y la traslada a la cimentación profunda. Este elemento al igual que todas las estructuras de concreto del proyecto debe ser diseñado por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

Las Figura N° 48 y Figura N° 49, muestra un análisis de cálculo de pilotes y esquema individual del sistema de cimentación propuesta con pilotes preexcavados, respectivamente.

FIGURA N° 48. MODELACIÓN DE PILA O MINI CAISSON PARA CANAL DE ENTRADA Y CÁMARA DE AQUIETAMIENTO.

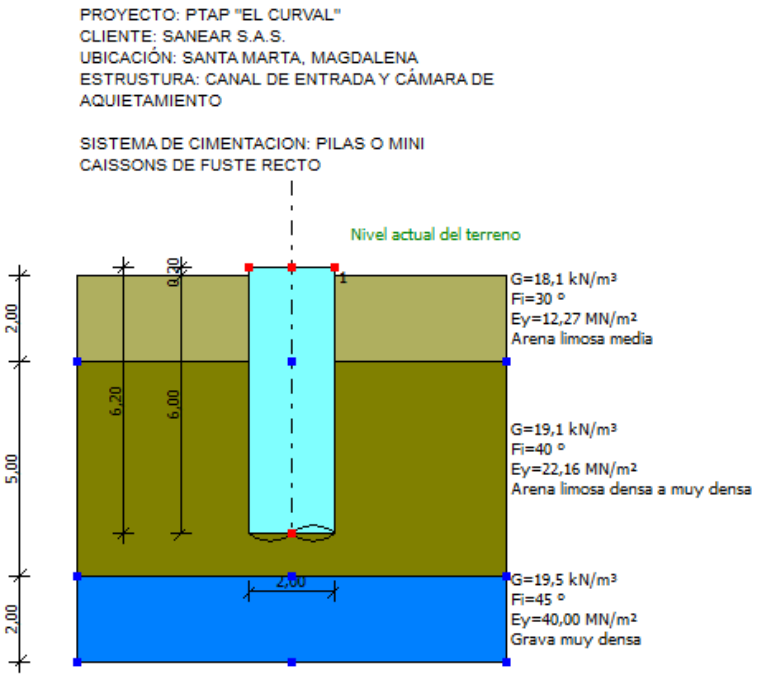


FIGURA N° 49. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN DE CANAL DE ENTRADA Y CÁMARA DE AQUIETAMIENTO CON PILAS O MINI CAISSONS DE FUSTE RECTO, DIÁMETRO VARIABLE Y L= 6M.

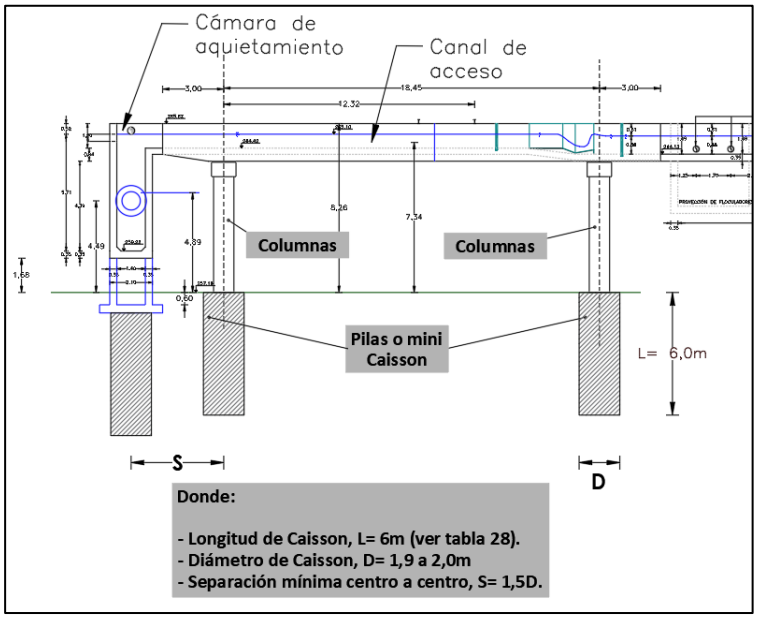


TABLA N° 28. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, DIÁMETROS, D= 1,9 A 2,1M.

Z (m)	Ks (kg/cm^3) Para D= 1,90 m	Ks (kg/cm^3) Para D= 2,00 m	Ks (kg/cm^3) Para D= 2,10 m	MATERIAL
1,0	0,32	0,31	0,29	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	0,44	0,42	0,40	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	3,01	2,86	2,72	Arena limosa densa a muy densa
4,0	3,44	3,27	3,11	Arena limosa densa a muy densa
5,0	4,30	4,08	3,89	Arena limosa densa a muy densa
6,0	4,67	4,43	4,22	Arena limosa densa a muy densa

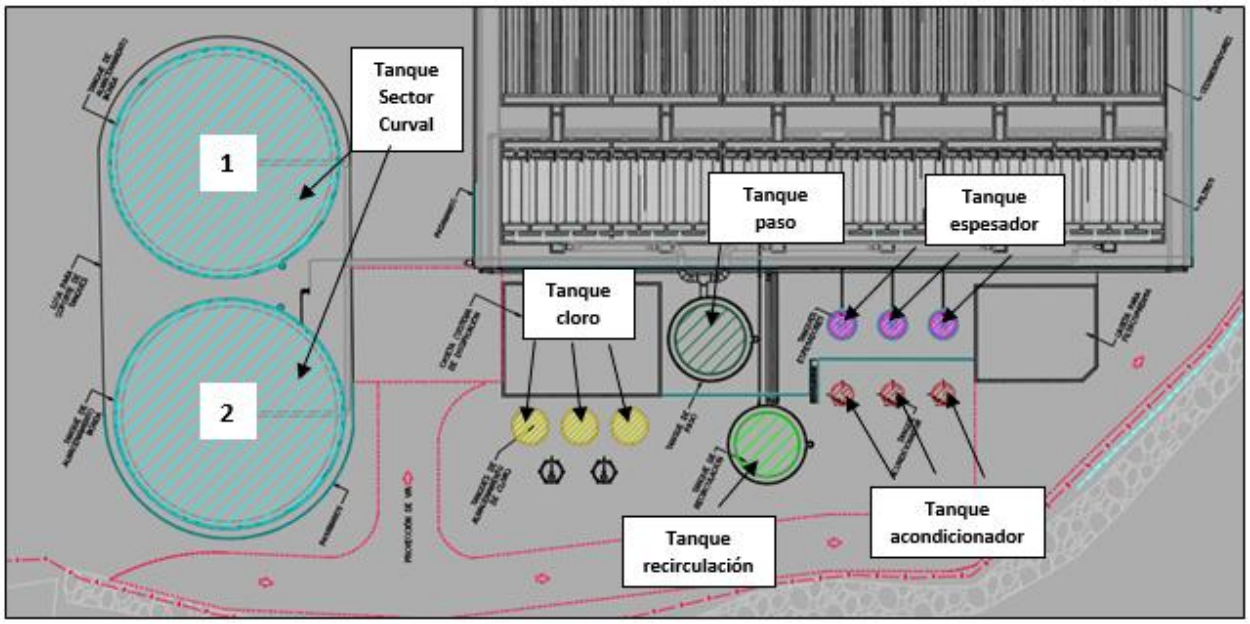
6.4 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS DE CIMENTACIÓN PARA TANQUES Y EDIFICIO DE OPERACIONES

En el presente inciso se recomiendan las cimentaciones de los tanques tal como se detalla en la tabla 29. En esta se pueden observar los volúmenes que almacenarán y áreas cada una de las estructuras a construir. La Figura N° 50, muestra una vista en planta de cada una de estas.

TABLA N° 29. CAPACIDAD DE CADA ESTRUCTURA A CONSTRUIR, VER FIGURA 50.

ESTRUCTURA	VOLUMEN TOTAL (m^3)	DIÁMETRO (m)	ALTURA TOTAL (m)	No. TANQUES
Tanque sector el Curval	7495	32,4	9,09	2
Tanque de paso	682	11,94	6,09	1
Tanque de recirculación	607	11,08	6,3	1
Tanque espesador	43	3,4	4,7	3
Tanque acondicionador	15	3	2,09	3
Tanque de almacenamiento de cloro	128	5	6,5	3

FIGURA N° 50. TANQUES DEL PROYECTO A CONSTRUIR, VER TABLA 30.



Debido a los niveles del proyecto, características, al tipo de suelo encontrado en la investigación geotécnica realizada, y a las cargas de servicio del proyecto GEOATLÁNTICO SAS, recomiendan las siguientes cimentaciones:

TABLA N° 30. SISTEMAS DE CIMENTACIÓN PARA CADA ESTRUCTURA.

ESTRUCTURA	CIMENTACIÓN
Tanque Sector Curval 1	Mini Caissons (Pilas)
Tanque Sector Curval 2	Mini Caisson (Pilas)
Tanque de paso	Mini Caisson (Pilas)
Tanque de recirculación	Losa cimentación
Tanque espesador	Mini Caisson (Pilas)
Tanque acondicionador	Losa cimentación
Tanque de almacenamiento de cloro	Losa cimentación

Particularmente para los tanques Sector Curval 2 existe una zona de relleno que está colindante con muro de, H= 6,29m, por lo tanto, para comprender mejor este sistema se dividen el 1 y 2.

6.4.1 Tanque de recirculación, tanque acondicionador, tanque de almacenamiento de cloro.

Se recomienda como sistema de cimentación **losa de cimentación superficial (Df= 0,5m), apoyadas sobre estrato de arena limosa de compacidad media, y en casos donde se deban realizar rellenos se debe conformar con suelo cemento tipo Art. 350 INVIAS de espesor mínimo, $e_{mín}$= 0,3m**, **compactados mínimo al 95% del P.M.**

Para la evaluar la capacidad admisible del suelo se utilizaron modelos o teorías clásicas dadas en la literatura especializada. Toda cimentación para comportarse en forma satisfactoria debe satisfacer dos características fundamentales:

1. Debe poseer una seguridad adecuada a la falla por corte general del suelo que la soporta.
2. Debe experimentar asentamientos o deformaciones dentro del rango de compatibilidad con la funcionalidad de la estructura.

Debido a lo anterior se debe determinar o calcular un valor de capacidad admisible del suelo, el cual se refiere al menor valor que resulte de evaluar la falla por resistencia por corte general del suelo y a la presión que se le pueda aplicar al suelo sin que esta genere asentamientos excesivos no tolerables por la estructura. Para estos análisis se contó con software especializados para calcular lo siguiente: Capacidad de carga ultima de cimentaciones superficiales (zapatas y losas) por medio de las teorías o métodos de: Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Hansen (1970), Brinch-Hansen y Vesic (1975). Adicionalmente el software involucra factores de corrección para condiciones sísmicas en el cálculo de capacidad de carga última del suelo. Se evalúan asentamientos inmediatos o elásticos basados en las teorías de Timoshenko e Goodier (1951) y Asentamientos edometricos o por consolidación en el tiempo para arcillas normalmente consolidadas o preconsolidadas.

El software evalúa los asientos por otros métodos semiempiricos para suelos granulares aplicando teorías de Schmertmann (1970) y por métodos empíricos basados en el ensayo normal de penetración (SPT) siguiendo la teoría de los señores Burland y Burbidge (1985). Con este software se evaluaron los valores capacidad última y admisible del suelo para cada cimentación superficial, al igual que las deformaciones totales.

Se realizaron los cálculos de acuerdo con las características de los suelos de apoyo para las cargas solicitadas de acuerdo con la capacidad de cada estructura (ver tabla 1, teniendo en cuenta el peso volumétrico del agua a temperatura ambiente, 1t/m3). Las Figura N° 51 y Figura N° 52, muestran la incidencia de esfuerzos y mapa de bulbos del respectivo análisis de cimentación propuesto.

FIGURA N° 51. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SEDIMENTADORES.

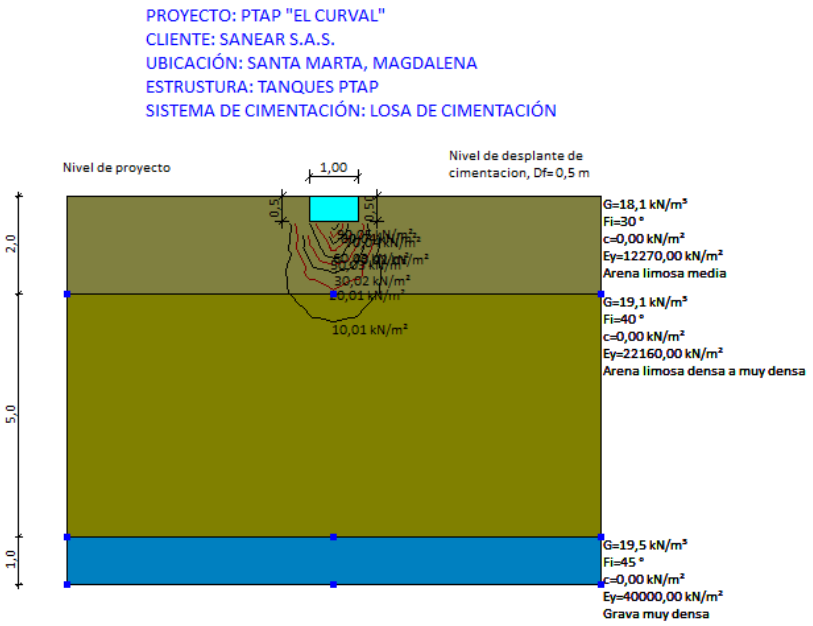
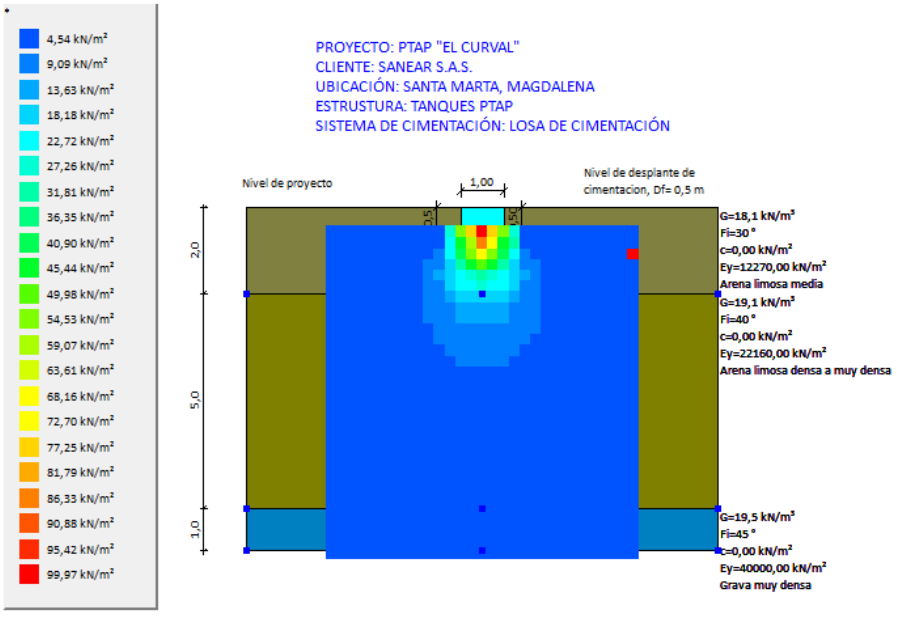


FIGURA N° 52. MODELACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA FILTROS.



Aplicando estas teorías se estimaron valores de capacidad última del suelo por resistencia al corte y los factores de seguridad obtenidos se muestran en la siguiente tabla 31.

TABLA N° 31. FACTORES DE SEGURIDAD LOSA TANQUES.

AUTOR	FS
Hasen (1970)	3,75
Terzaghi (1955)	3,06
Meyerhof (1963)	4,22
Vesic (1975)	4,10
Brinch-Hansen (1970)	3,93
Meyerhof-Hanna (1978)	3,00

(Ver memoria de cálculos en los anexos).

Para esta profundidad de desplante (**Df= 0,5m**), la capacidad de carga admisible para cada estructura es de, **qa= 10t/m^2**. En la tabla 32 se puede ver los asentamientos esperados para cada estructura.

TABLA N° 32. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO EN LOSA DE CIMENTACIÓN PARA CADA ESTRUCTURA.

Estructura	Tanque			
	Bonda 1	Recirculación	Acondicionador	Cloro
Asentamientos elásticos, δ (mm) centro/borde	18,25/4,16	18,04/4,75	8,69/3,5	12,56/4,38

(Ver memoria de cálculos en los anexos).

Resumen del sistema de cimentación.

- El módulo de reacción para cada losa será de, k= 1,3 kg/cm^3.
- El suelo de apoyo de las cimentaciones corresponde a: Arena limosa color habano oscuro, humedad alta, compacidad media. Los rellenos para alcanzar los niveles, estos se deben conformar con Suelo Cemento tipo INVIAS Artículo 350, la proporción recomendada será del 5%, compactados al 95% del P.M., en capas de 0,2m. El

espesor mínimo de suelo cemento para apoyar la estructura debe ser de, $e_{mín}$= 0,4m. Los materiales del sitio producto de las excavaciones pueden ser utilizados siempre y cuando cumplan con los requisitos del artículo 350 INVIAS. Se debe avisar al ingeniero Geotecnista al momento de realizar las excavaciones para verificar o comprobar el suelo de apoyo de las cimentaciones.

- Todos los materiales a nivel de desplante (Df), deben estar compactados al 95% del P.M.

6.4.2 Tanques Sector Curval, tanque de Paso y tanque espesador

Estos tanques están ubicados en sectores colindantes con muros y/o zonas de relleno, por lo tanto, el sistema de cimentación más eficiente consiste en la construcción de mini caissons de fuste recto excavados manualmente. La Figura N° 53 y Figura N° 54 muestra en el Tanque Sector Curval 2 una zona de relleno la cual se tiene en cuenta para el diseño, por lo tanto, estos estarán apoyados a una profundidad variable (ver tabla 33), y con diámetro, D= 1,2m.

En la tabla 34, se pueden observar las características de los mini caissons recomendados para este sistema de cimentación de estas estructuras, los cuales están apoyados en el estrato de Arenas limosas, densa a muy densas.

FIGURA N° 53. VISTA EN PLANTA DE ZONA DE CORTE Y RELLENO TANQUE SECTOR CURVAL 2.

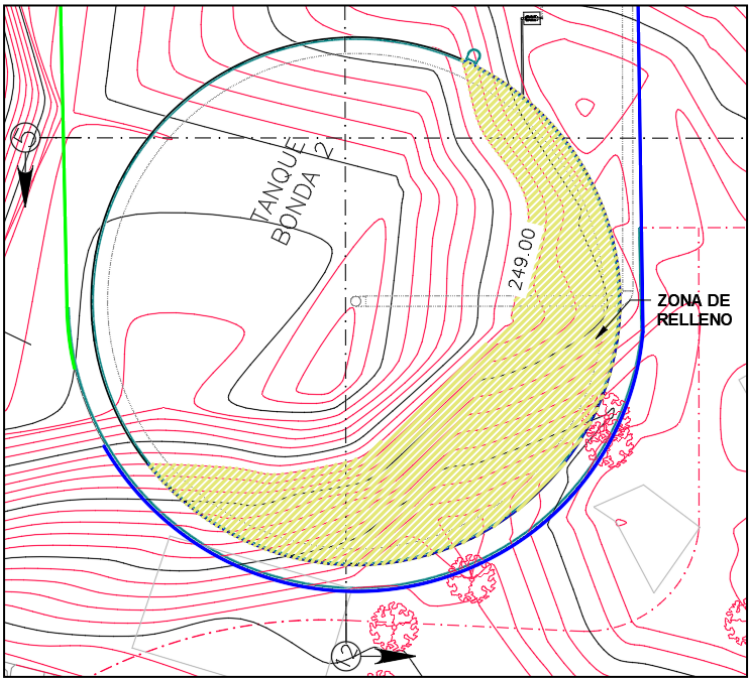


FIGURA N° 54. VISTA EN CORTE DE ZONA DE CORTE Y RELLENO TANQUE SECTOR CURVAL 2.

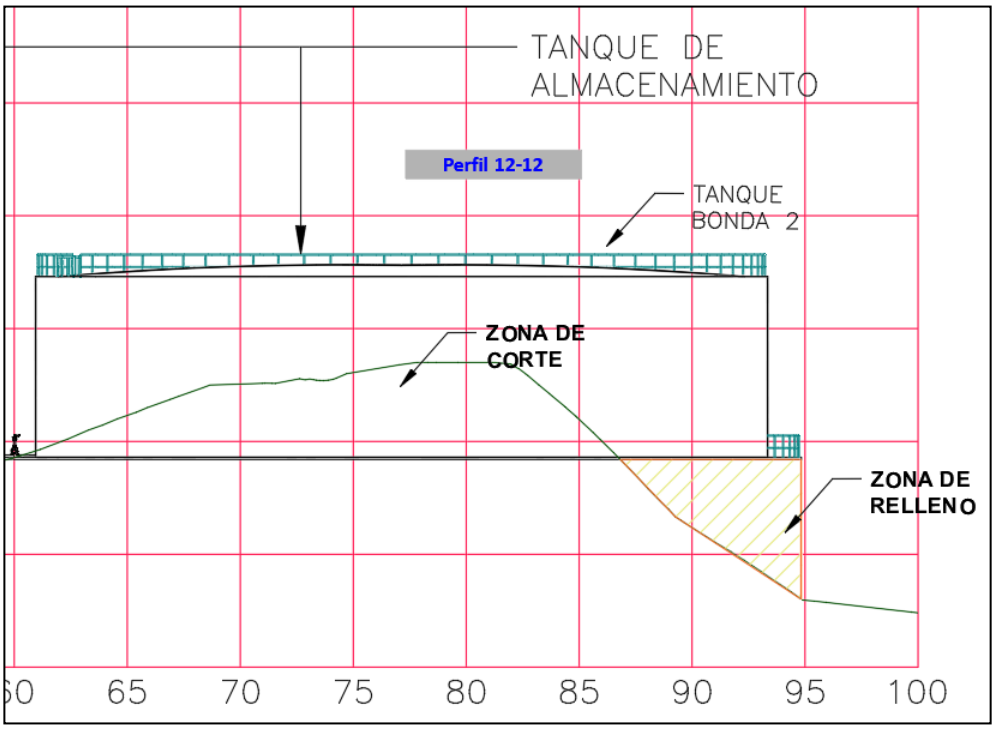


TABLA N° 33. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD Y DIÁMETRO VARIABLE.

Estructura	Diámetro (m)	Longitud total (m)	Medida a partir del:	Capacidad admisible individual por pilote, Pw (t)	Separación mínima centro a centro, S	Asentamiento esperado por pilote (mm)
Tanque Sector Curval 1 y 2 (Zona corte)	1,8	6,0	Nivel de proyecto	200	2D	6,3
Tanque Sector Curval 2 (Zona relleno) *	1,8	6,0	Nivel del terreno natural	200	2D	6,3
Tanque de paso	1,2	3,0	Nivel de proyecto	45	1,5D	6,0

Tanque espesador	**1,2**	**3,0**	**Nivel de proyecto**	**45**	**1,5D**	**6,0**

*La profundidad total varía dependiendo de la altura de relleno. (Ver memoria de cálculos en los anexos)

Con estas longitudes se garantiza un empotramiento en el estrato de Arenas limosas, densas a muy densa, trabajando por punta.

Es necesario construir una losa de cimentación de enlace entre las pilas, las cuales recibe y distribuye las cargas, trasladando a la cimentación profunda. Este elemento al igual que todas las estructuras de concreto del proyecto debe ser diseñado por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

Las Figura N° 55 y Figura N° 56, muestra un análisis de cálculo de pilas o mini caissons de fuste y base recta.

FIGURA N° 55. MODELACIÓN DE MINI CAISSON O PILA PARA CIMENTACIÓN, L= 6,0M PARA TANQUE SECTOR CURVAL ZONA DE RELLENO.

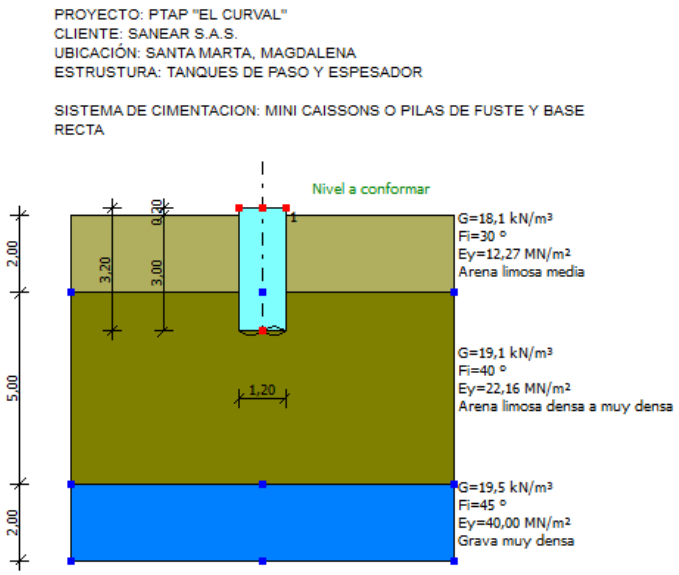
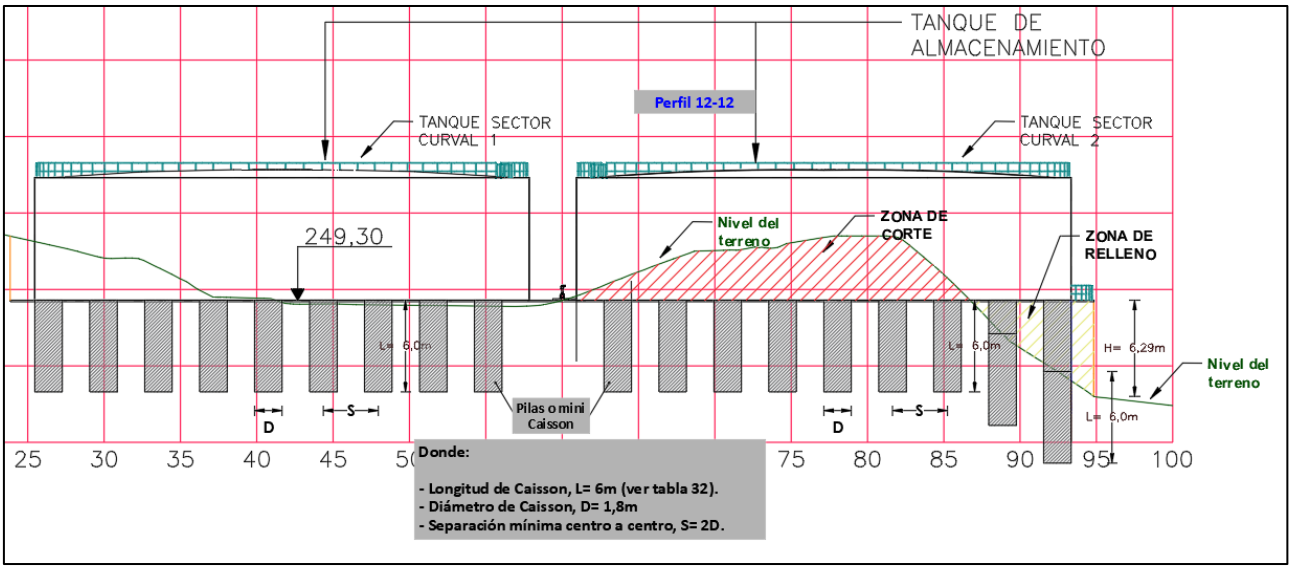


FIGURA N° 56. MODELACIÓN DE MINI CAISSON O PILA PARA CIMENTACIÓN TANQUE PASO Y ESPESADOR, L= 3,0M.



El material de relleno se recomienda conformar en suelo cemento tipo INV Art. 350 INVIAS de espesor mínimo, emín= 0,3m, compactados mínimo al 95% del P.M. Los módulos de reacción horizontal son tal como se muestran en la tabla 34 a 36. Para efectos de diseño se entregan módulos de reacción horizontal del suelo hasta una profundidad máxima de pila incluyendo la altura de relleno para el tanque sector curval 2.

TABLA N° 34. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, D=1,8M PARA TANQUE CURVAL 1 Y 2 ZONA CORTE.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 1,80m	MATERIAL
1,0	0,58	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	0,77	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	3,17	Arena limosa densa a muy densa
4,0	3,63	Arena limosa densa a muy densa
5,0	4,54	Arena limosa densa a muy densa
6,0	4,93	Arena limosa densa a muy densa

TABLA N° 35. MÓDULOS DE REACCIÓN KS POR PILAS, D=1,8M TANQUE CURVAL 2 MATERIAL DE ZONA RELLENO.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 1,80m	MATERIAL
1,0	0,58	Relleno suelo cemento y/o arena limosa media a muy densa
2,0	0,77	
3,0	2,27	
4,0	2,58	
5,0	3,36	
6,0	3,64	
7,0	4,35	
8,0	4,55	
9,0	4,96	
10,0	5,19	
11,0	5,97	
12,0	6,40	

TABLA N° 36. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS TANQUE DE PASO Y ESPESADOR, D=1,2M.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 1,20m	MATERIAL
1,0	0,51	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	0,69	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	4,76	Arena limosa densa a muy densa

6.4.3 Edificio de operaciones

Este sistema de cimentación consiste en la construcción de mini caissons de fuste recto excavados manualmente, apoyados a una profundidad, L= 3m y diámetro, D= 1,2m. En la tabla 37, se pueden observar las características de los mini caissons recomendados para este sistema de cimentación de esta estructura, estos están apoyados en el estrato de Arenas limosas, densa a muy densas.

TABLA N° 37. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI CAISSON EVALUADO A CON PROFUNDIDAD DE, L= 5,0M Y DIÁMETROS, D= 1,20M.

Diámetro, D (m)	Longitud total medida a partir del nivel a conformar (m)	Capacidad admisible individual por pilote, Pw (t)	Separación mínima centro a centro, S	Asentamiento esperado por pilote (mm)
1,2	5,0	60	1,5D	7,9
1,2	6,0	85	1,5D	7,0

(Ver memoria de cálculos en los anexos)

Con estas longitudes se garantiza un empotramiento en el estrato de Arenas limosas, densas a muy densa, trabajando por punta.

Es necesario construir una losa de cimentación de enlace entre las pilas la cual recibe y distribuye las cargas y la traslada a la cimentación profunda. Este elemento al igual que todas las estructuras de concreto del proyecto debe ser diseñado por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

La Figura N° 57 y Figura N° 58 muestra un análisis y esquema individual del sistema de cimentación propuesta con pilas o mini caissons.

FIGURA N° 57. MODELACIÓN DE MINI CAISSON O PILA PARA CIMENTACIÓN EDIFICIO DE OPERACIONES, L= 5,0M.

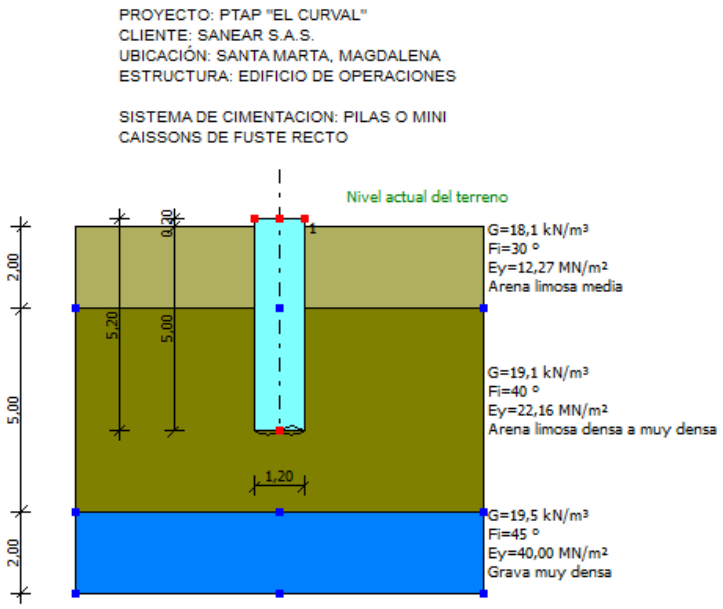
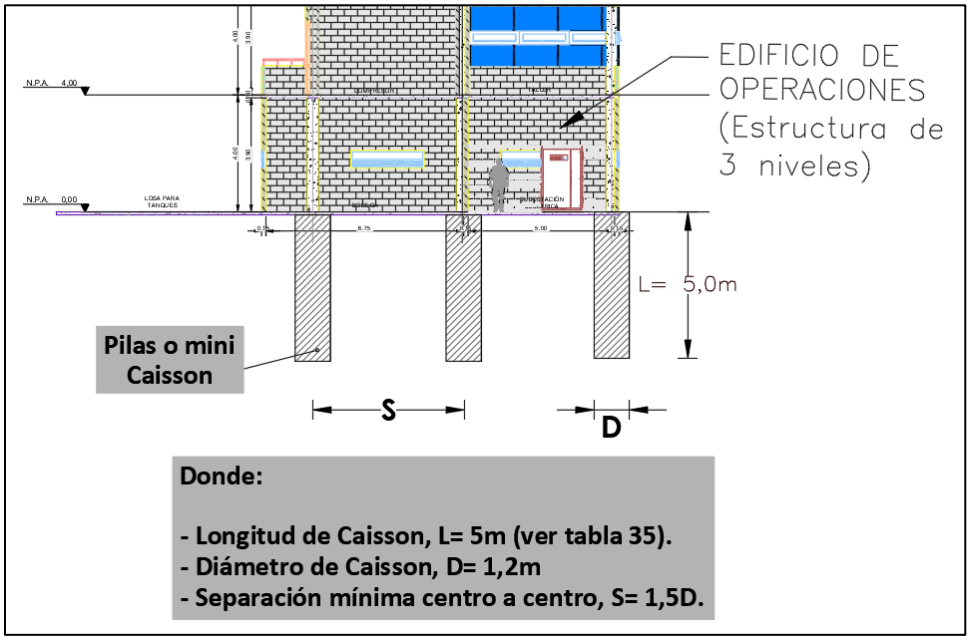


FIGURA N° 58. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN DE EDIFICIO DE OPERACIONES CON MINI CAISSONS.



Los módulos de reacción horizontal se muestran en la tabla 38.

TABLA N° 38. MÓDULOS DE REACCIÓN KS DEL SUELO POR PILAS O MINI CAISSONS, D=1,2M PARA EDIFICIO DE OPERACIONES.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 1,80m	MATERIAL
1,0	0,51	Arena limosa densidad suelta a media
2,0	0,69	Arena limosa densidad suelta a media
3,0	4,76	Arena limosa densa a muy densa
4,0	5,44	Arena limosa densa a muy densa
5,0	7,00	Arena limosa densa a muy densa
6,0	7,60	Arena limosa densa a muy densa

6.5 CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MINI CAISSONS O PILAS

- Los mini caissons podrán diseñarse y construirse completamente llenos en concreto o huecos con paredes en concreto reforzado. La escogencia de cualquiera de los dos obedece a un análisis estructural.

- Diámetro mínimo libre para poder maniobrar dentro de los mini caissons debe ser de 1,20m.

- Se deberán construir anillos de concreto prefabricados in situ con espesores no menores a 0,10m reforzados, de tal forma que garanticen la estabilidad de las paredes de la excavación, con altura no mayor a 1,0m.

- La capacidad de carga de los mini caissons se debe en 100% a la capacidad en la base o por punta. Por lo tanto, antes de fundir la base de los mini-caissons se deberá revisar y constatar el estrato de apoyo de estos, garantizando el tipo de material y la resistencia de este. La revisión de este estrato deberá ser llevada a cabo por un ingeniero geotecnista.

- Con este tipo de cimentaciones se esperan asentamientos totales y diferenciales permisibles los cuales se pueden observar en las tablas de diseño.

- La resistencia del concreto en el fuste y base deberá ser definida por el Ing. estructural.

- A los mini caissons o pilas se les debe construir un cabezal o elemento de transición en concreto reforzado entre la columna y el caissons. Las dimensiones, el refuerzo y las características de resistencia de este cabezal deberán ser determinadas por un Ingeniero estructural con experiencia en este tipo de estructuras.

- Se debe tener especial cuidado al momento de realizar las excavaciones para los mini caissons, ya que estas por ser en forma manual existe el peligro de pérdida de vidas humanas, para ello tener mucho cuidado con las entibaciones (anillos), disponer de elementos capaces de sacar rápidamente a los trabajadores, disponer de elementos de seguridad necesarios y elementos de primeros auxilios. Se recomienda que esta actividad de construcción de estos elementos sea realizada por empresas especialistas para este fin dado la peligrosidad de la maniobra.

7. LIMITACIONES

Las recomendaciones dadas en este informe corresponden al resultado de evaluación de muestras y condiciones de suelo obtenidas de acuerdo con la ingeniería de suelos.

Pueden existir condiciones del subsuelo no encontradas en los sondeos, sin embargo, se considera que el alcance de los trabajos de campo es adecuado para definir los parámetros y características de los suelos en el área del proyecto.

Al momento de iniciar los trabajos de encontrarse condiciones distintas no contempladas en el presente trabajo, se nos debe avisar, con el objeto de verificar los resultados y dar las nuevas recomendaciones de cimentación. De no notificarnos las variaciones encontradas y de suceder algún problema con la estructura no se responderá con la estabilidad de las obras.

ANEXOS