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 CONSTRUCCIÓN DE TUBERÍA DE CONDUCCIÓN PTAP EL CURVAL

JUNIO DE 2025

REVISIÓN Y APROBACIÓN

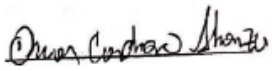
Título documento: INFORME GEOTÉCNICO PARA CONSTRUCCIÓN DE TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN PTAP EL CURVAL					
Código del documento: CURSAM_AC_D_IN_03_Recom_Suelos_V3					
APROBACIÓN	**NÚMERO DE REVISIÓN**		**3**		
	Elaboración	**Nombre**	Oscar Canchano MP 08202141948 ATL		
		Firma			
		Fecha	Junio 2025		
	Revisión	**Nombre**	Luis F. Gutiérrez MP BL230-30375 ATL		
		Firma			
		Fecha	Junio 2025		
	Interventoría	**Nombre**	Jorge Zúñiga MP 08202188686 ATL		
		Firma			
		Fecha	Junio 2025		

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN **8**
OBJETIVO GENERAL **8**
1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO **9**
2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO **9**
2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES **9**
3 ENTORNO GEOLÓGICO **11**
3.1 GEOLOGÍA DEL SECTOR **11**
3.1.1 Geología estructural 11
3.1.2 Estratigrafía geológica 12
3.2 AMENAZAS GEOLÓGICAS **15**
3.2.1 Amenaza sísmica 15
3.2.2 Amenaza por movimientos de masa 17
4 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA **19**
4.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO **19**
4.2 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO **22**
4.3 INVESTIGACIÓN DE OFICINA **22**
5 DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS **22**
5.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO **22**
5.1.1 Tramo Conducción 22
5.2 NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS O COLGADAS (N.A.F.) **25**
5.3 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS **25**
5.3.1 Tramo conducción 28
5.4 SISMICIDAD DEL ENTORNO Y DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS **30**
6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS **31**
6.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO A CONSTRUIR **31**
6.2 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA EXCAVACIONES DE FORMA SEGURA **32**
6.2.1 Excavaciones estabilizadas con entibados apuntalados 32
6.2.2 Excavaciones sin zanja (Tunnel Liner) 39
6.2.3 Anclajes para tubería 46
7 TANQUE AMORTIGUADOR **49**
8 PASOS ELEVADOS **51**
8.1 CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAISSONS O PILAS **66**
9 LIMITACIONES **68**

LISTA DE TABLAS

TABLA N° 1. Cotas y pendientes de los tramos. 10

TABLA N° 2. Sismicidad histórica de la ciudad de Santa Marta. 15

TABLA N° 3. Coordenadas de los sondeos realizados en el tramo de conducción. 19

TABLA N° 4. Propiedades geotécnicas del estrato de Arena limosa y/o limo arcilloso. 22

TABLA N° 5. Propiedades geotécnicas del estrato Arena arcillosa. 23

TABLA N° 6. Propiedades geotécnicas del estrato Grava limosa. 24

TABLA N° 7. Propiedades geotécnicas del estrato Limo y/o limo arcilloso de plasticidad media. 24

TABLA N° 8. Propiedades geotécnicas del estrato Limo y/o limo arcilloso de plasticidad media. 25

TABLA N° 9. Constantes adoptadas para calcular el módulo de deformabilidad del suelo para los cálculos de la cimentación de la estructura a construir. 27

TABLA N° 10. Propiedades de resistencia al corte de los suelos ($\boldsymbol{\phi'}$, $\boldsymbol{c'}$). 29

TABLA N° 11. Promedios de $\boldsymbol{Es}$ por estratos con datos $\boldsymbol{N55}$. 30

TABLA N° 12. Propiedades geomecánicos de los estratos ($\boldsymbol{\phi'}$, $\boldsymbol{c'}$, $\boldsymbol{\gamma}$, $\boldsymbol{Es}$). 30

TABLA N° 13. PTAP "El Curval" – Conducción a tanques (Tubería GRP 900mm,) Tunnel Liner. 40

TABLA N° 14. Diámetros mínimos para pozos Tunnel Liner. 41

TABLA N° 15. Módulos de reacción Ks para pozos Tunnel Liner, de diámetros mínimos permitidos. 41

TABLA N° 16. Capacidad de carga admisible en cada sondeo en tramo de conducción. 47

TABLA N° 17. PORCENTAJE DE EXCAVACION ESTIMADO 55

TABLA N° 18. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI PILA EVALUADO PARA CADA PASO ELEVADO 56

TABLA N° 19. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO RIO MANZANREs. 57

TABLA N° 20. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO QUEBRADA SECA 57

TABLA N° 21. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO QUEBRADA MOJADA 57

TABLA N° 22. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 1, 2 Y 7 58

TABLA N° 23. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 3 Y 4 58

TABLA N° 24. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 5 Y 6 58

TABLA N° 25. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO IZQUIERDO – RIO MANZANARES 60

TABLA N° 26. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO DERECHO – RIO MANZANARES 60

TABLA N° 27. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO IZQUIERDO – QUEBRADA MOJADA ... 61

TABLA N° 28. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO DERECHO – QUEBRADA MOJADA 61

TABLA N° 29. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO IZQUIERDO – QUEBRADA SECA 63

TABLA N° 30. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO DERECHO – QUEBRADA SECA 63

TABLA N° 31. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 1..... 64

TABLA N° 32. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 2..... 64

TABLA N° 33. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 3..... 65

TABLA N° 34. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 4..... 65

TABLA N° 35. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 5 Y6 65

TABLA N° 36. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 7..... 65

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N° 1. Ubicación general del Proyecto Santa Marta (Magdalena). 9

FIGURA N° 2. Tipos de anclajes de tuberías a implementar..... 10

FIGURA N° 3. Mapa geológico de la ciudad de Barranquilla. 12

FIGURA N° 4. Leyenda geológica regional 14

FIGURA N° 5. Mapa de sismicidad histórica de la ciudad de Santa Marta. 16

FIGURA N° 6. Zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones y estructuras para la NSR-10 en función de Aa y Av..... 17

FIGURA N° 7. Mapa Nacional de Amenaza por Movimientos en Masa. 18

FIGURA N° 8. Esquematización general del sondeo de penetración estándar SPT. 21

FIGURA N° 9. Parámetros de ϕ' y c', determinados para el estrato de Arena limosa compacidad suelta a media. 28

FIGURA N° 10. Parámetros de ϕ' y c', determinados para el estrato de Arena limosa compacidad densa. 28

FIGURA N° 11. Parámetros de ϕ' y c', determinados para el estrato de Arena y/o grava limosa compacidad muy densa. 29

FIGURA N° 12. Clasificación de los perfiles de suelo. 31

FIGURA N° 13. Entibado apuntalado en madera. 33

FIGURA N° 14. Entibado apuntalado hincado en láminas metálicas (Tablestacas). 34

FIGURA N° 15. Entibados tipo cajón con proceso de instalación. 35

FIGURA N° 16. Entibado metálico tipo deslizante. 36

FIGURA N° 17. Diagrama de esfuerzos. 37

FIGURA N° 18. Esquema de conformación de rellenos y cimentación de tubería. 38

FIGURA N° 19. ARMADO DE ANILLOS DE CONTENCIÓN DEL POZO DE ACCESO 43

FIGURA N° 20. FIJACIÓN DEL ANILLO DE CONTENCIÓN DEL ACCESO AL TUNNEL LINER 44

FIGURA N° 21. EQUIPOS PARA LA EXTRACCIÓN DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN 45

FIGURA N° 22. ESCALERA DE ASCENSO Y DESCENSO DEL PERSONAL 46

FIGURA N° 23. LOCALIZACION DE LOS SONDEO 114 Y 115 51

FIGURA N° 24. LOCALIZACION DE LOS SONDEO 119 Y 120 51

FIGURA N° 25. LOCALIZACION DEL SONDEO 121 52

FIGURA N° 26.LOCALIZACION DE LOS SONDEO 122 Y 127 52

FIGURA N° 27. PERFIL SONDE 114 53

FIGURA N° 28. PERFIL SONDE 115 53

FIGURA N° 29. PERFIL SONDE 119 54

FIGURA N° 30. PERFIL SONDE 120 54

FIGURA N° 31. PERFIL SONDE 121 55

FIGURA N° 32. PASO A DESNIVEL RIO MANZANARES 59

FIGURA N° 33. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES RIO MANZANARES 59

FIGURA N° 34. PASO A DESNIVEL QUEBRADA MOJADA 60

FIGURA N° 35. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES QUEBRADA MOJADA 61

FIGURA N° 36. PASO A DESNIVEL QUEBRADA SECA 62

FIGURA N° 37. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES QUEBRADA SECA 62

FIGURA N° 38. PASO A DESNIVEL 11 DE NOVIEMBRE 63

FIGURA N° 39. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES 11 DE NOVIEMBRE 64

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 para la instalación de la tubería de conducción del proyecto.

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**.

OBJETIVO GENERAL

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

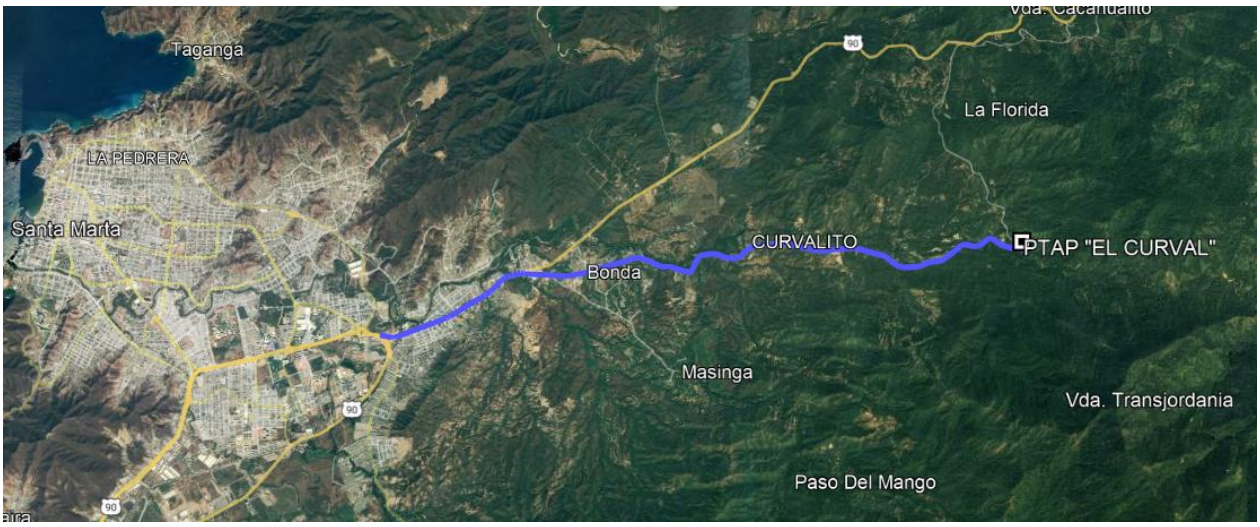
e) Determinar el tipo de cimentación recomendado para las estructuras a construir.

g) Recomendaciones geotécnicas constructivas para la protección de las edificaciones vecinas y/o estructuras cercanas del mismo proyecto en general.

1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

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 SANTA MARTA (MAGDALENA).



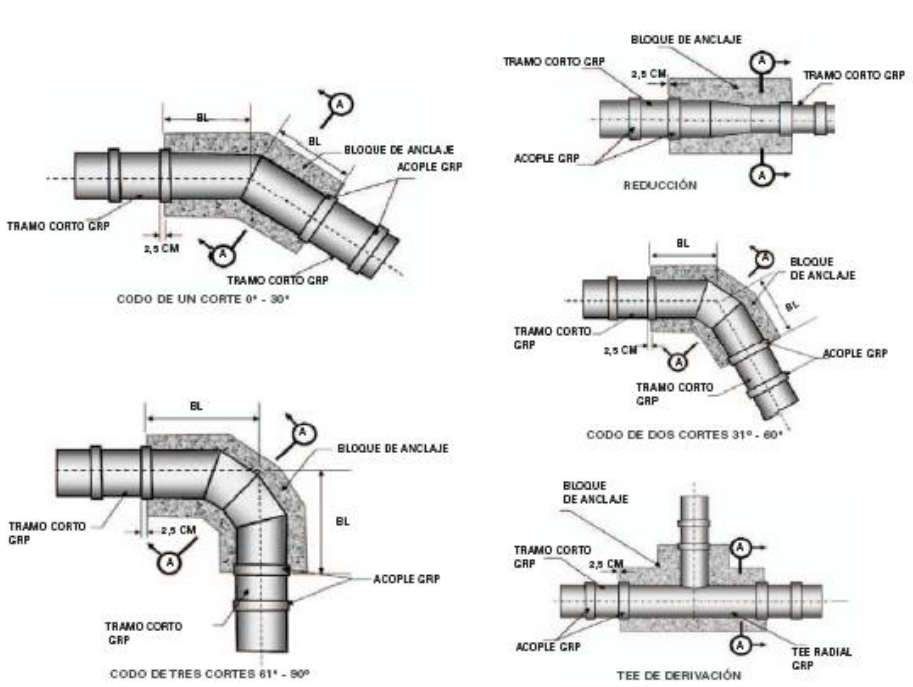
Fuente: SANEAR S.A, Google Earth y Google Maps.

2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

El proyecto por desarrollar consiste en la construcción de un sistema de tratamiento de agua potable, en el presente informe se detalla el sistema de distribución el cual se dará por medio de una línea conducción como se puede ver de manera general en la FIGURA N° 1. El tipo de tubería a instalar son FLOWTITE, la flexibilidad de estos tubos junto con el comportamiento estructural natural de los suelos proporciona una combinación ideal para transferir las cargas verticales. A diferencia de los tubos rígidos, que se quiebran bajo una excesiva carga vertical, la flexibilidad del tubo combinada con su resistencia le permite flexionarse, para redistribuir la carga al suelo circundante. La deflexión del tubo sirve como indicador de las tensiones que se generan en el tubo y la calidad de la instalación. La FIGURA N° 2 muestra los tipos de anclajes a implementar.

FIGURA N° 2. TIPOS DE ANCLAJES DE TUBERÍAS A IMPLEMENTAR.



Fuente: Guía de instalación de tubería enterrada FLOWTITE.

En cuanto a la topografía en la TABLA N° 1 se describe de manera general cada uno de los tramos.

TABLA N° 1. COTAS Y PENDIENTES DE LOS TRAMOS.

Tramo	*Cotas (msnm)			Pendientes promedios (%)
	Min.	Prom.	Max.	
Línea de Conducción	19	62	258	1,6

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

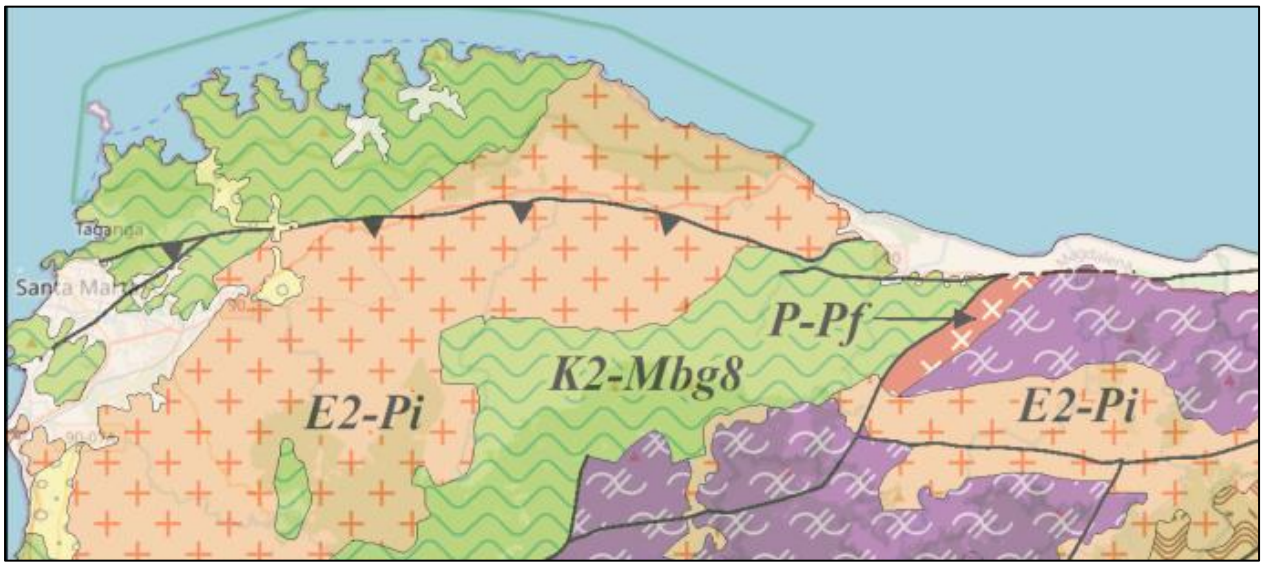
En esta zona se encuentran las siguientes fallas: Falla de Jordán y Buritaca. Claramente se observa cómo afectan las filitas, los esquistos, Batolito de Santa Marta y Geis de Los Muchachitos (ver FIGURA N° 3). La falla de Jordán que afectan la cuarzodiorita del Batolito de Santa Marta, se evidencian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

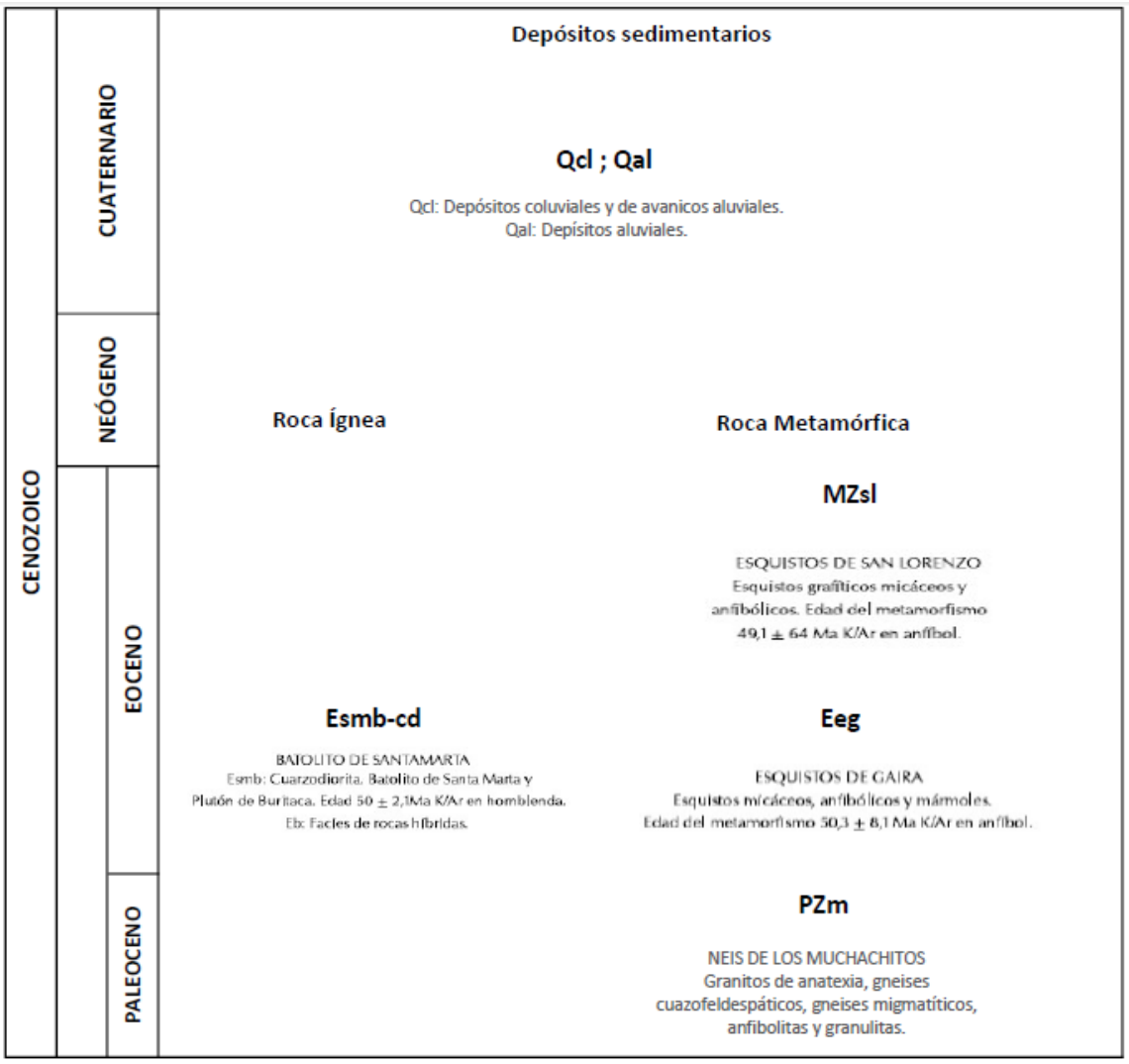
Batolito de Santa Marta y Plutón de Buritaca (Esmb-cd), Eoceno. La unidad corresponde a dos cuerpos de extensión considerable, de rocas ígneas intrusivas de composición tonalítica e incluye a las rocas híbridas (Esmb-b), que afloran en la zona de contacto con la unidad "Esquisto de Gaira". La unidad 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 03.1, 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: INGEOMINAS (1998)

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 N° 2, que contiene la información histórica de sismos según el Servicio Geológico Colombiano, y en la FIGURA N° 5, el mapa con ubicación geográfica del lugar de hechos.

TABLA N° 2. 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.

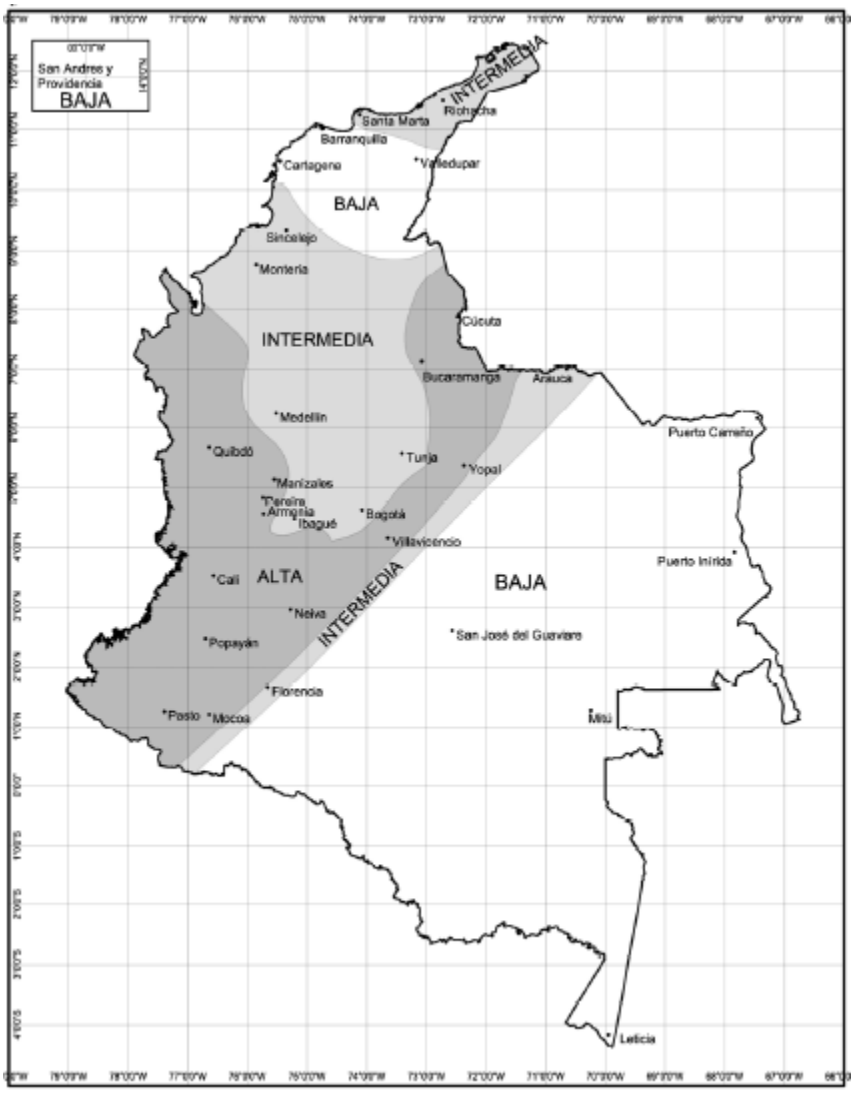


Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

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.

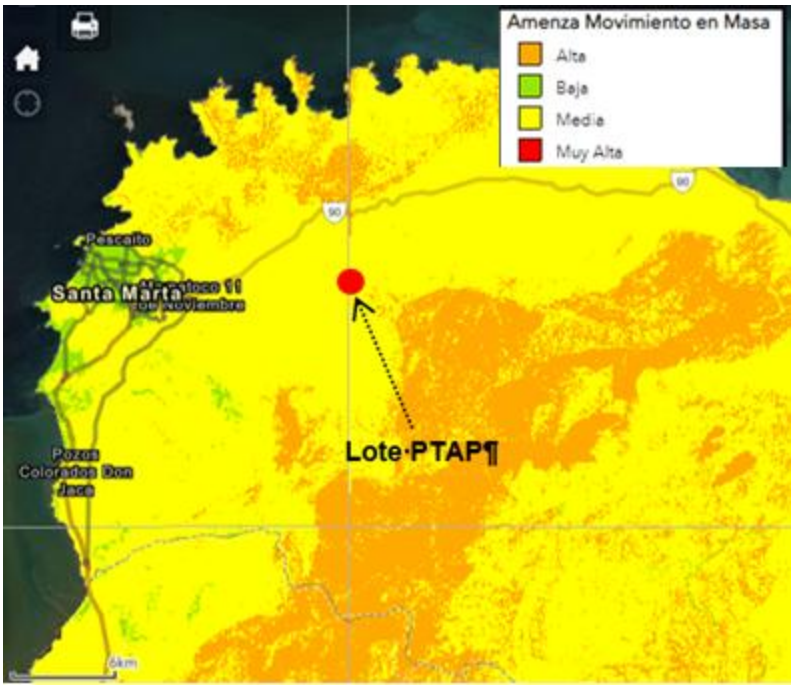
3.2.2 Amenaza por movimientos de masa

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 en los alrededores del tramo que conducen las tuberías) cuentan con afloramientos de rocas granodioritas bien definidas, 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 la FIGURA N° 7, la cual muestran 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: Servicio Geológico Colombiano.

Como se puede observar los tramos de la línea de conducción, está en sectores de amenaza por movimientos de masas media.

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 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Con el objeto de entregar las recomendaciones de cimentación del proyecto en general se ejecutaron los sondeos en el tramo de conducción, estos de seis (6) metros de profundidad con equipo de percusión, suficientes para las características del proyecto.

TABLA N° 3. COORDENADAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS EN EL TRAMO DE CONDUCCIÓN.

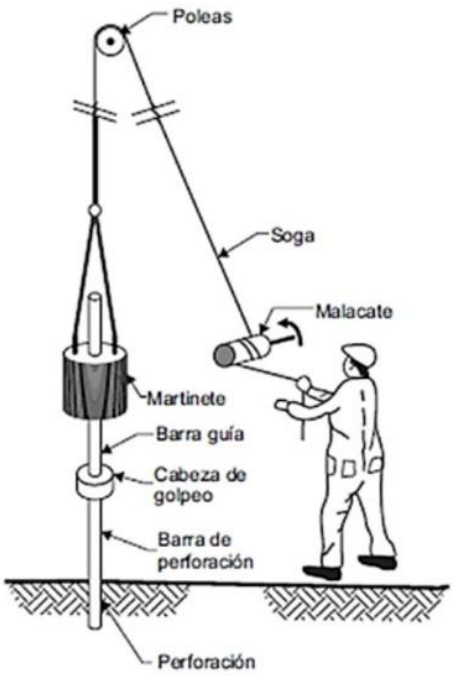
SONDEO	COORDENADA X (m)	COORDENADA Y (m)	PROFUNDIDAD (m)
CONDUCCIÓN			
S-102	1000611.23	1734443.57	6
S-103	1000600.05	1734433.71	6
S-104	1000365.79	1734270.52	6
S-105	1000095.17	1734209.67	6
S-106	999676.64	1734162.38	6
S-107	999021.25	1734469.84	6
S-108	998806.24	1734483.25	6
S-109	998747.08	1734481.39	6
S-110	998734.12	1734480.64	6
S-111	997169.42	1734518.95	6
S-112	996240.81	1734324.27	6
S-113	996233.59	1734312.58	6
S-114	996177.89	1734154.08	6

SONDEO	COORDENADA X (m)	COORDENADA Y (m)	PROFUNDIDAD (m)
CONDUCCIÓN			
S-115	996171.34	1734138.21	6
S-116	995874.37	1734166.39	6
S-117	995577.73	1734199.44	6
S-118	994134.03	1734047.58	6
S-119	993079.32	1734039.46	6
S-120	993011.50	1734020.87	6
S-121	992747.51	1733802.99	6
S-122	991499.10	1733139.04	6
S-123	990722.74	1732125.36	6
S-124	991126.51	1732543.17	6
S-125	990686.31	1731269.02	6
S-126	991104.08	1731276.33	6
S-127	990987.74	1732755.22	6

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° 8.

FIGURA N° 8. ESQUEMATIZACIÓN GENERAL DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT.



Fuente: Kovacs & Salomone (1982).

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 de cada sondeo realizado en los tramos de la conducción se pueden ver en los anexos con sus respectivas propiedades.

5.1.1 Tramo Conducción

TABLA N° 4. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO DE ARENA LIMOSA Y/O LIMO ARCILLOSO.

DESCRIPCIÓN	Arena limosa de grano medio a grueso en algunos casos con gravas, humedad media a alta, compacidad suelta a muy densa			
PROPIEDADES GEOTÉCNICAS	Características	Mínimo	Promedio	Máximo
	No. Golpes/Pie	4	36	>50

DESCRIPCIÓN	Arena limosa de grano medio a grueso en algunos casos con gravas, humedad media a alta, compacidad suelta a muy densa			
	% Pasa tamiz #200	4,65	21,03	52,55
	Humedad natural, ω (%)	1,79	6,92	14,43
	Límite líquido, LL (%)	N.P	N.P	N.P
	Índice plástico, IP (%)	N.P	N.P	N.P
	Peso unitario, γ (t/m^3)	1,73	1,81	1,96
	Clasificación SUCS	SM / SC-SM / SP-SM / SW-SM		

TABLA N° 5. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO ARENA ARCILLOSA.

DESCRIPCIÓN	Arena arcillosa Grava limosa color habano oscuro y/o claro y/o gris, humedad media a alta, compacidad media a muy densa			
PROPIEDADES GEOTÉCNICAS	Características	Mínimo	Promedio	Máximo
	No. Golpes/Pie	19	59	>50
	% Pasa tamiz #200	33,95	36,18	45,33
	Humedad natural, ω (%)	6,08	9,23	12,36
	Límite líquido, LL (%)	26,49	28,57	33,65
	Índice plástico, IP (%)	8,00	9,53	13,50
	Peso unitario, γ (t/m^3)	1,79	1,86	1,96
	Clasificación SUCS	SC		

TABLA N° 6. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO GRAVA LIMOSA.

DESCRIPCIÓN	Grava limosa color habano oscuro y gris y/o claro, humedad media, compacidad suelta a muy densa			
PROPIEDADES GEOTÉCNICAS	Características	Mínimo	Promedio	Máximo
	No. Golpes/Pie	>50	>50	>50
	% Pasa tamiz #200	12,99	19,40	27,13
	Humedad natural, ω (%)	3,13	6,11	8,21
	Límite líquido, LL (%)	N.P	N.P	N.P
	Índice plástico, IP (%)	N.P	N.P	N.P
	Peso unitario, γ (t/m^3)	1,72	1,91	1,97
	Clasificación SUCS	GM		

TABLA N° 7. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO LIMO Y/O LIMO ARCILLOSO DE PLASTICIDAD MEDIA.

DESCRIPCIÓN	Limo y/o limo arcilloso de plasticidad media en algunos casos con arena, habano claro, humedad media, consistencia blanda a muy firme			
PROPIEDADES GEOTÉCNICAS	Características	Mínimo	Promedio	Máximo
	No. Golp|es/Pie	4	18	30
	% Pasa tamiz #200	51,33	67,84	84,35
	Humedad natural, ω (%)	8,44	12,72	16,99
	Límite líquido, LL (%)	21,48	30,02	38,56
	Índice plástico, IP (%)	3,17	8,63	14,09
	Peso unitario, γ (t/m^3)	1,81	1,83	1,84

	Clasificación SUCS	**CL-ML / ML**

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 método de ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test SPT). La TABLA N° 8 muestra cada uno de los sondeos con sus respectivas cotas de niveles freáticos. Cabe resaltar que estos niveles pueden aparecer y variar dependiendo de la época del año.

TABLA N° 8. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL ESTRATO LIMO Y/O LIMO ARCILLOSO DE PLASTICIDAD MEDIA.

SONDEO	N.A.F. (m)
117	3,5

5.3 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Como se puede ver en los resultados, la estratigrafía que conforma el subsuelo a lo largo de los tramos de conducción de la tubería son los materiales predominantemente granulares, por lo tanto, para definir un perfil típico de diseño típico se determinan las propiedades de estos materiales con base en las propiedades geo-mecánicas asociadas a las compacidades de estos. Para cada tramo se determinan estas propiedades las cuales se muestran a continuación.

Se determinaron los parámetros geomecánicos ($\boldsymbol{\gamma}$, $\boldsymbol{\phi}$', $\boldsymbol{c}$ y E_s) 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 ($\boldsymbol{\gamma}$). 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 ($\boldsymbol{C_u}$). 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 ($\boldsymbol{\phi'}$ y $\boldsymbol{c'}$). 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 N72:

N72 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):

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

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:

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

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

TABLA N° 9. CONSTANTES ADOPTADAS PARA CALCULAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD DEL SUELO PARA LOS CÁLCULOS DE LA CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA A CONSTRUIR.

TRAMO	DESCRIPCIÓN	A	B
CONDUCCIÓN	Arena limosa compacidad media	35	15
	Arena limosa compacidad densa a muy densa	35	15
	Arena y/o grava limosa compacidad muy densa	35	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.

5.3.1 Tramo conducción

FIGURA N° 9. PARÁMETROS DE ϕ' Y c', DETERMINADOS PARA EL ESTRATO DE ARENA LIMOSA COMPACIDAD SUELTA A MEDIA.

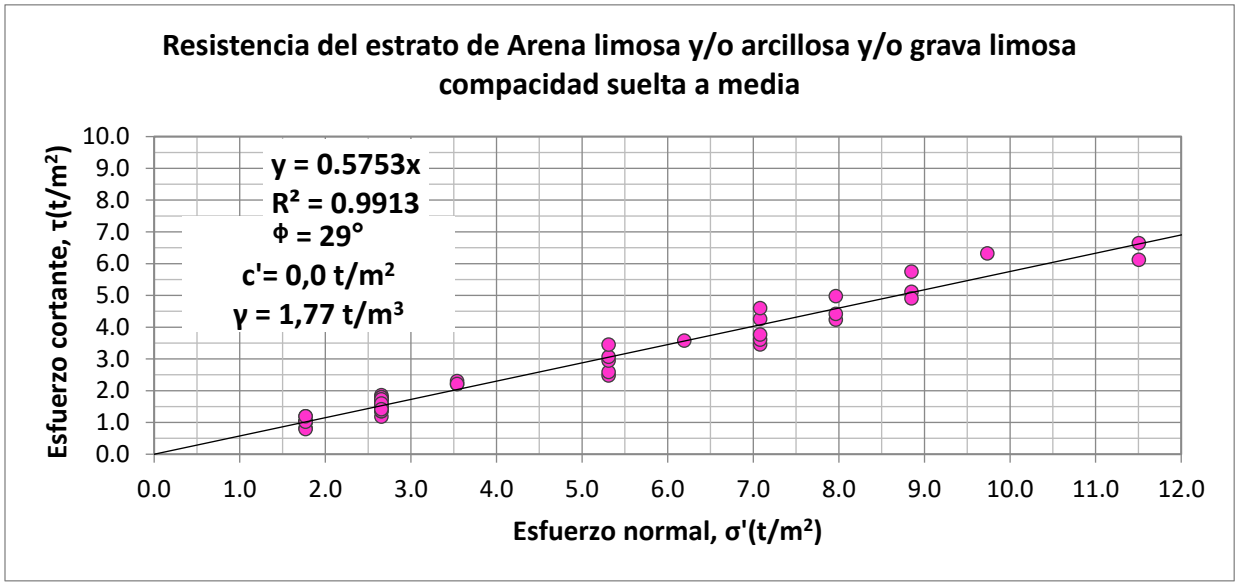


FIGURA N° 10. PARÁMETROS DE ϕ' Y c', DETERMINADOS PARA EL ESTRATO DE ARENA LIMOSA COMPACIDAD DENSA.

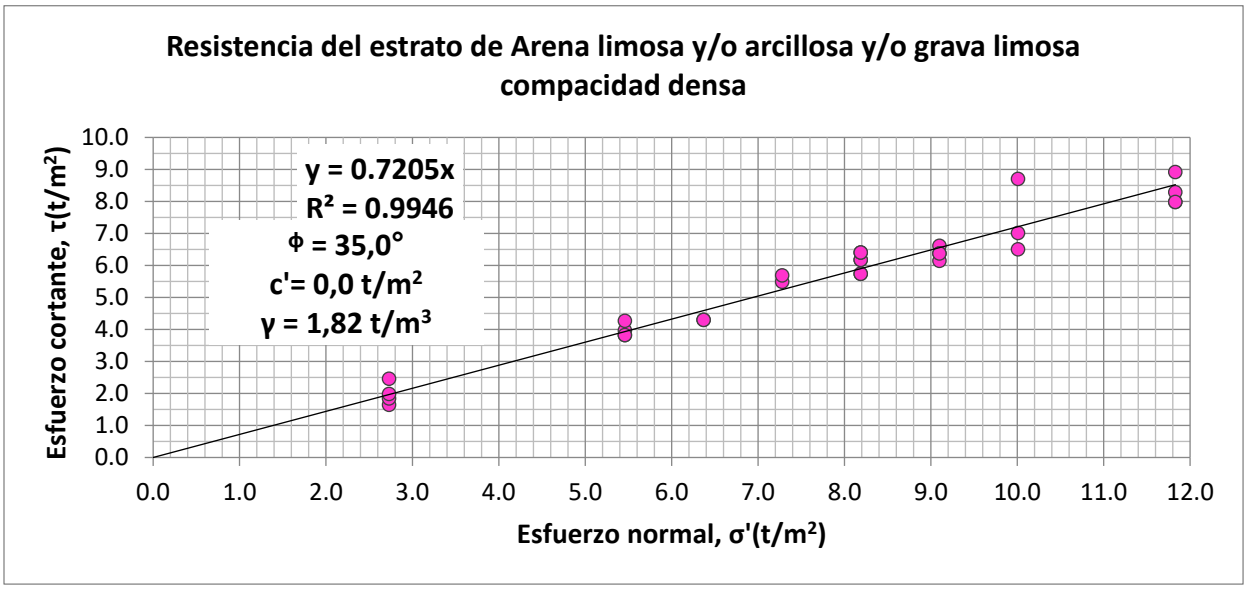
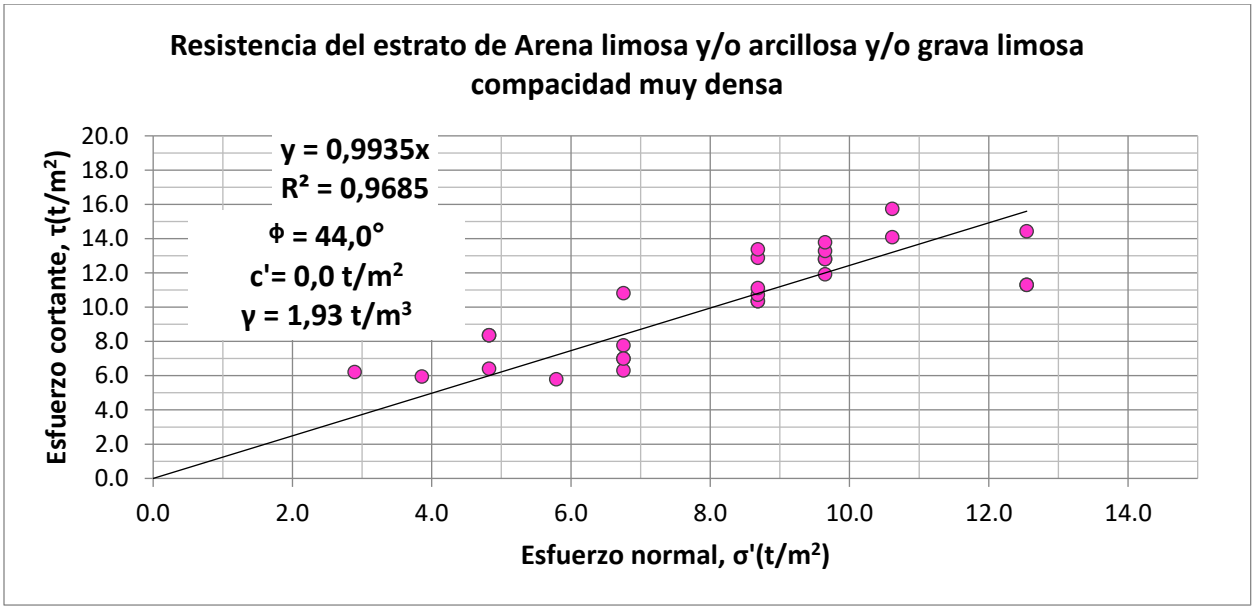


FIGURA N° 11. PARÁMETROS DE ϕ' Y c', DETERMINADOS PARA EL ESTRATO DE ARENA Y/O GRAVA LIMOSA COMPACIDAD MUY DENSA.



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° 10. PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS (ϕ', c').

TRAMO	DESCRIPCIÓN	MÉTODO DE GONZÁLEZ (1999)	
		ϕ' (º)	c' (t/m²)
CONDUCCIÓN	Arena limosa compacidad media	29	0
	Arena limosa compacidad densa a muy densa	35	0
	Arena y/o grava limosa compacidad muy densa	44	0

La TABLA N° 11, muestra las determinaciones de los Módulos elásticos del suelo (Es) usando correlaciones con N55 (Bowles 1996), a lo largo de la profundidad. En la siguiente tabla se pueden observar los valores promedios de Es, por estratos:

TABLA N° 11. PROMEDIOS DE E_s POR ESTRATOS CON DATOS N_{55}.

TRAMO	DESCRIPCIÓN	PROMEDIOS
		E_s (kN/m^2)
CONDUCCIÓN	Arena limosa compacidad media	1065
	Arena limosa compacidad densa a muy densa	1535
	Arena y/o grava limosa compacidad muy densa	3757

De acuerdo con estos resultados, en la TABLA N° 12 se observan las propiedades geomecánicos de los estratos de suelos encontrados y definidos para los análisis de cálculos.

TABLA N° 12. PROPIEDADES GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS (ϕ', c', γ, E_s).

TRAMO	DESCRIPCIÓN	ϕ' (º)	c' (kN/m^2)	γ (kN/m^3)	Es (kN/m^2)
CONDUCCIÓN	Arena limosa compacidad media	29	0	1,77	1065
	Arena limosa compacidad densa a muy densa	35	0	1,82	1535
	Arena y/o grava limosa compacidad muy densa	44	0	1,93	3757

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.

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° 12. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

Fuente: Titulo A NSR-10.

Con 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:

- Proyector: Tuberías de conducción.

- Estructuras colindantes: En algunos sectores de los tramos existen estructuras de 1 nivel cercanas y box coulverts.

- Topografía y niveles: Ver TABLA N° 1.

- Estratigrafía del sitio. La estratigrafía típica 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 y/o arcillosas, seguidos de gravas limosas con fragmentos de roca muy densas.

- Niveles: Más adelante se detalla esta información.

- 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 EXCAVACIONES DE FORMA SEGURA

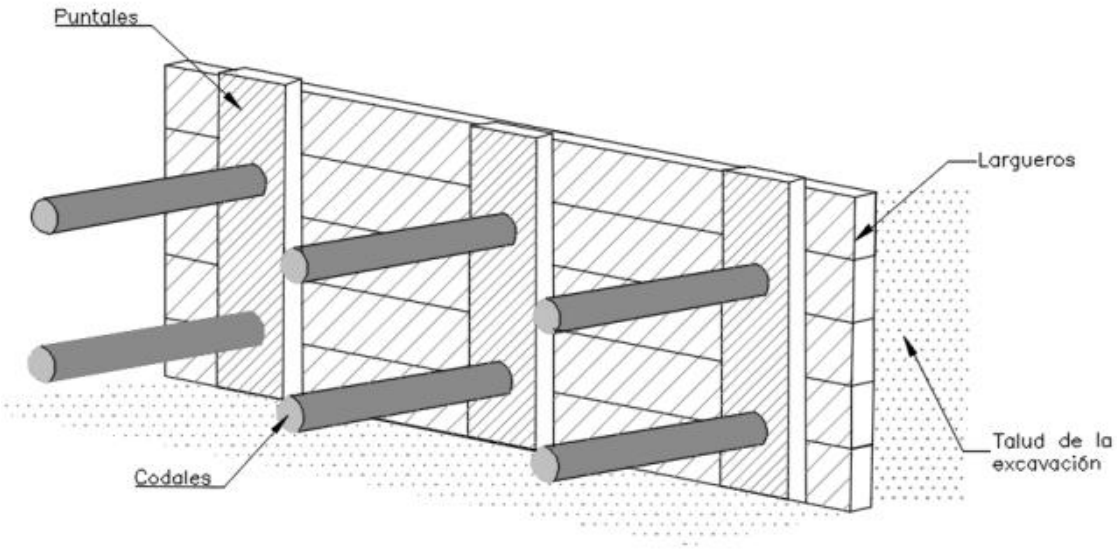
Las excavaciones para la instalación de la tubería se realizarán por dos métodos, la mayor parte de los tramos se realizarán por zanjas a cielo abierto y algunos tramos se realizarán por método sin zanja (Tunel Liner). Se recomienda seguir el siguiente criterio para cada tipo de excavación: Entibado apuntalado. H≤4m y Sin zanja (Tunnel Liner). H>4m. A continuación, se entregarán las recomendaciones geotécnicas para conformación de estas excavaciones de manera segura.

6.2.1 Excavaciones estabilizadas con entibados apuntalados

Las entibaciones apuntaladas son un sistema constituido por elementos metálicos (paneles) o de madera, acodalados entre sí mediante puntales, que se utilizan para evitar el desplome de las paredes verticales de las zanjas.

Entibados continuos de madera. Este tipo de entibados se usan generalmente cuando el nivel freático se encuentre por encima del fondo de la excavación en suelos heterogéneos. Las paredes de la zanja deben ser sostenidas totalmente por elementos continuos de madera y deben ser soportados lateralmente por largueros y puntales. Estos entibados pueden ser usados únicamente para profundidades menores a 1,75m, cuando la pendiente del terreno sea plana hacia ambos lados de la excavación de la zanja y cuando se presenten materiales con cohesión. Ver FIGURA N° 13.

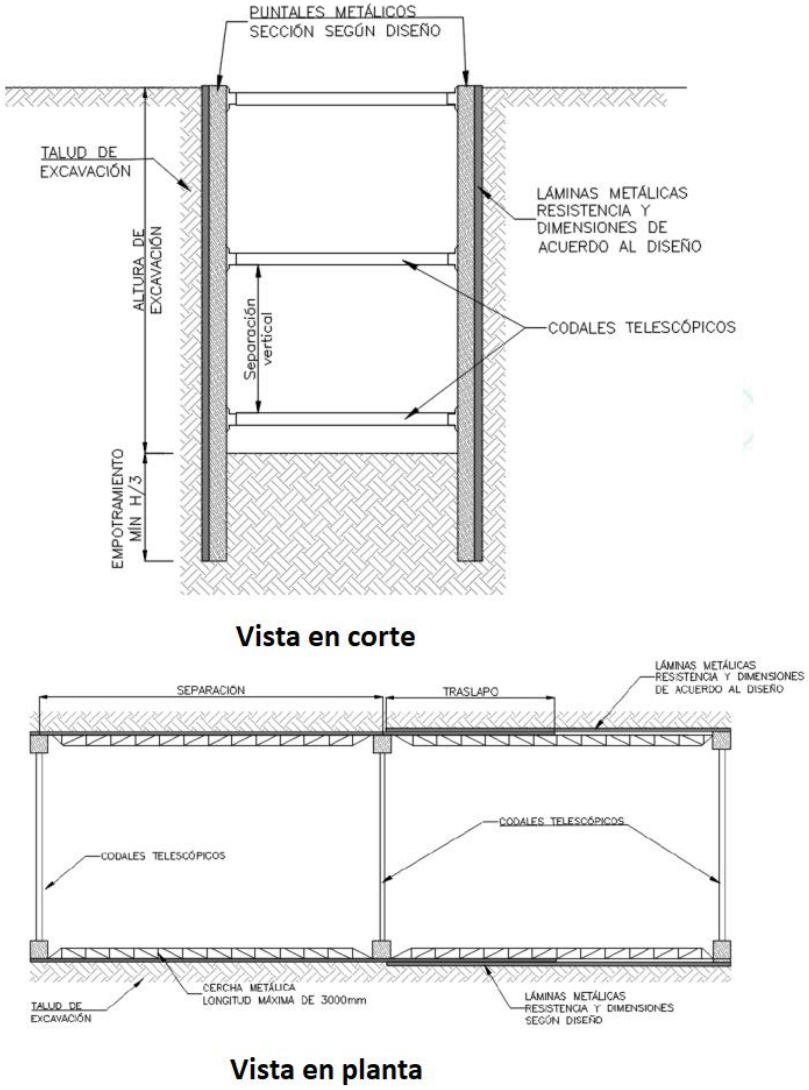
FIGURA N° 13. ENTIBADO APUNTALADO EN MADERA.



Fuente: Norma de Construcción Estructuras Temporales de Contención EPM.

Entibados continuos con láminas metálicas. Consiste en un sistema de entibado continuo en lámina metálica, puntales, largueros y codales. La lámina debe hincarse en el terreno antes de la excavación, la cual es soportada por los puntales. En la FIGURA N° 14 se muestra tablestacas hincadas metálicas en el suelo. Los largueros y puntales se insertan inmediatamente después de que la excavación alcanza la profundidad deseada.

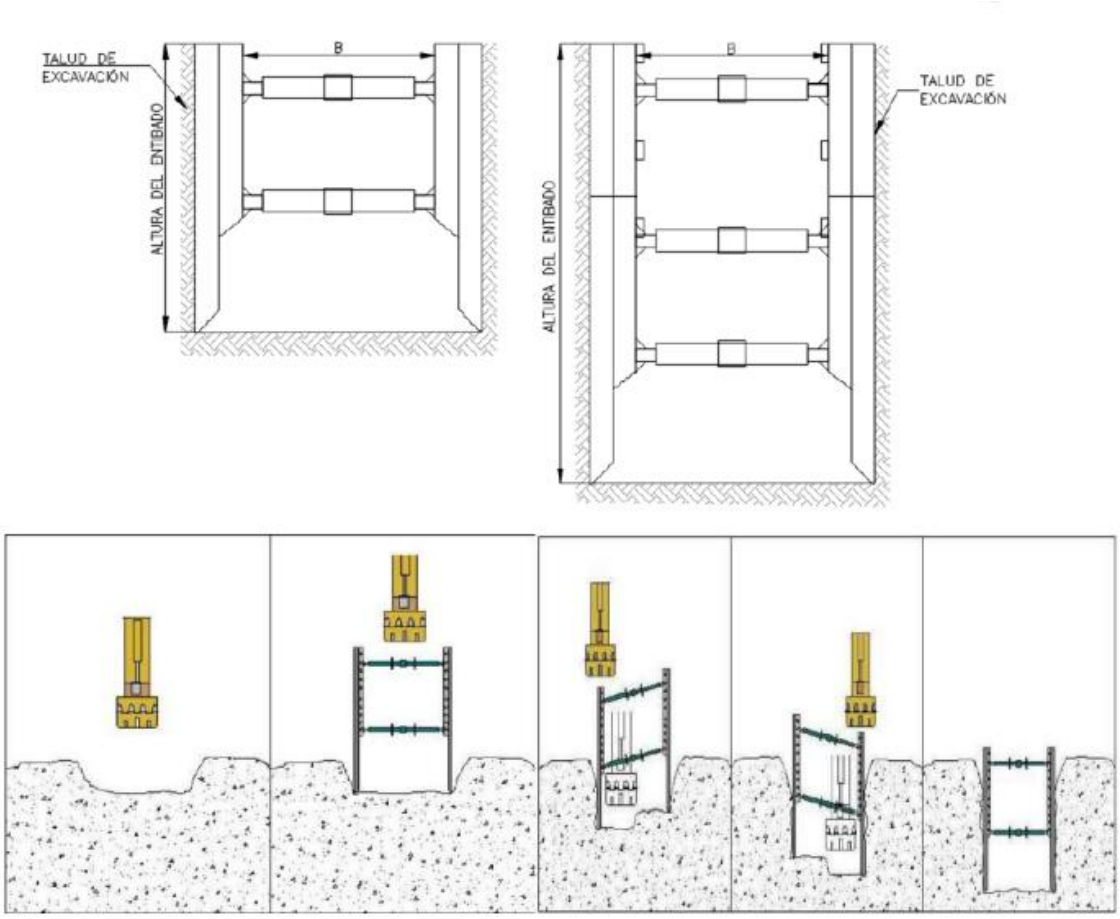
FIGURA N° 14. ENTIBADO APUNTALADO HINCADO EN LÁMINAS METÁLICAS (TABLESTACAS).



Fuente: Norma de Construcción Estructuras Temporales de Contención EPM.

Entibados metálicos tipo cajón. Son entibados continuos en acero o aluminio, conformado por paneles, articulaciones, riostras y/o codales que se ensamblan por fuera de la excavación y permiten una protección de las paredes de esta. A continuación, se presenta de manera esquemática la configuración de un entibado metálico tipo cajón en la FIGURA N° 15.

FIGURA N° 15. ENTIBADOS TIPO CAJÓN CON PROCESO DE INSTALACIÓN.



Fuente: Norma de Construcción Estructuras Temporales de Contención EPM.

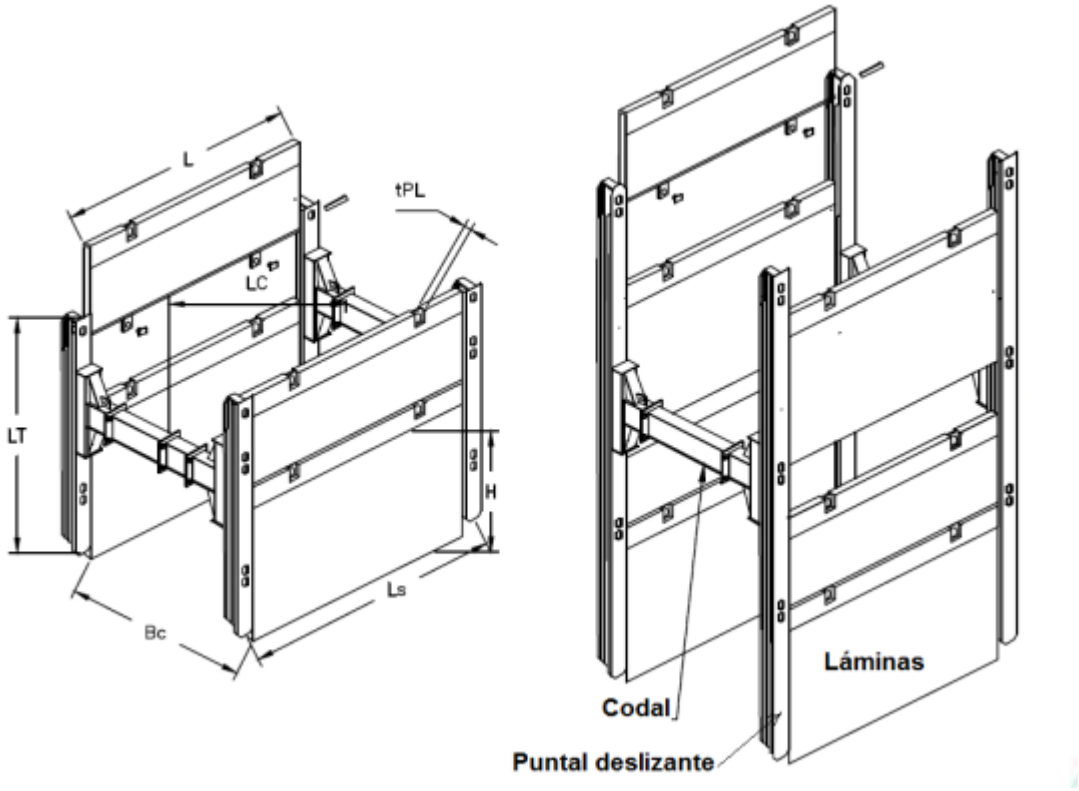
Entibado metálico tipo deslizante. Para profundidades de excavación superiores a los 4,50 m los empujes laterales del suelo se incrementan considerablemente y los sistemas convencionales de contención temporal pueden no ser la mejor alternativa en términos de seguridad. Teniendo en cuenta lo anterior se deben considerar los entibados metálicos tipo deslizantes, los cuales consisten en un sistema de entibado continuo en acero, conformado por columnas, vigas transversales tipo codal y paneles, que se ensamblan en la misma secuencia de la excavación de la zanja y permiten la protección de las paredes de esta. Este tipo de entibados permite el movimiento relativo en cada una de sus piezas sin generar movimientos en la posición y alineamiento de los demás elementos que conforman el entibado, este movimiento relativo de las piezas permite la instalación y desmontaje del entibado en forma gradual y parcial, sin dejar desprotegida las paredes de excavación en ningún momento.

El movimiento relativo entre sus elementos, guardando su posición, alineamiento vertical y horizontal en la zanja, está garantizado por un conjunto de guías desarrolladas en las caras

frontales y laterales de las columnas, que permiten el acople de la viga transversal y de los paneles laterales, que puede moverse en forma vertical. Las guías laterales y frontales de las columnas funcionan como rieles o vigas canal por donde se mueven los demás elementos del entibado. La configuración de los elementos permite armar un módulo o cajón en la zanja, instalando pórticos y paneles para obtener una estructura estable y segura. El entibado tipo deslizante se utiliza para anchos de zanja que varíen entre 1,70 m a 8,00 m, para lo cual se modifican o fabrican vigas transversales de sección rectangular para alcanzar el ancho de zanja deseado. Los paneles y columnas se diseñan para conformar módulos longitudinales de 3,00 m, 4,00 m o más, y se pueden alcanzar longitudes múltiplos de estos módulos, colocando secciones modulares hasta alcanzar la longitud requerida por cada proyecto.

Las dimensiones finales de los elementos que conforman los módulos del entibado deslizante dependerán de la profundidad de excavación, del diámetro y longitud de la tubería, para obtener el mayor rendimiento de instalación de tuberías, en condiciones seguras. A continuación, se presenta de manera esquemática la configuración de un entibado metálico tipo deslizante, así como su procedimiento de instalación, ver FIGURA N° 16.

FIGURA N° 16. ENTIBADO METÁLICO TIPO DESLIZANTE.

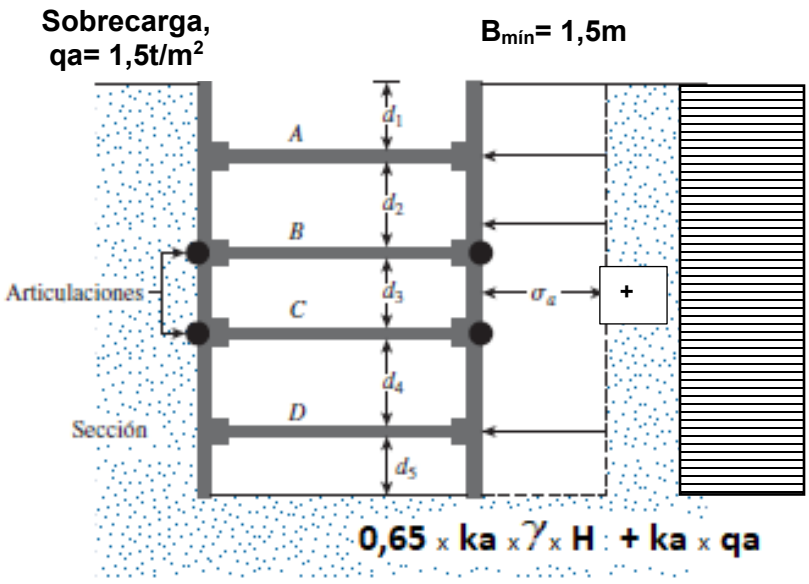


Fuente: Norma de Construcción Estructuras Temporales de Contención EPM.

Los diagramas de presiones 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= 1,94t/m³.
- Altura total de muro, H.
- Sobrecarga mínima NSR-10, qa= 1,5t/m².

FIGURA N° 17. DIAGRAMA DE ESFUERZOS.



Fuente: Norma de Construcción Estructuras Temporales de Contención EPM.

Recomendaciones geotécnicas para conformación zanjas y de rellenos y cimentación de tubo:

- Las excavaciones se podrán realizar manuales o con zanjadora, sin embargo, para esta última es necesario dejar los últimos 0,3m de excavación de forma manual.
- Se deben dejar una berma o ancho mínimo de 1,5m, medidos desde el borde de la zanja hasta el ancho proyectado. En este espacio no se deben presentar sobrecargas vehiculares de ningún tipo.

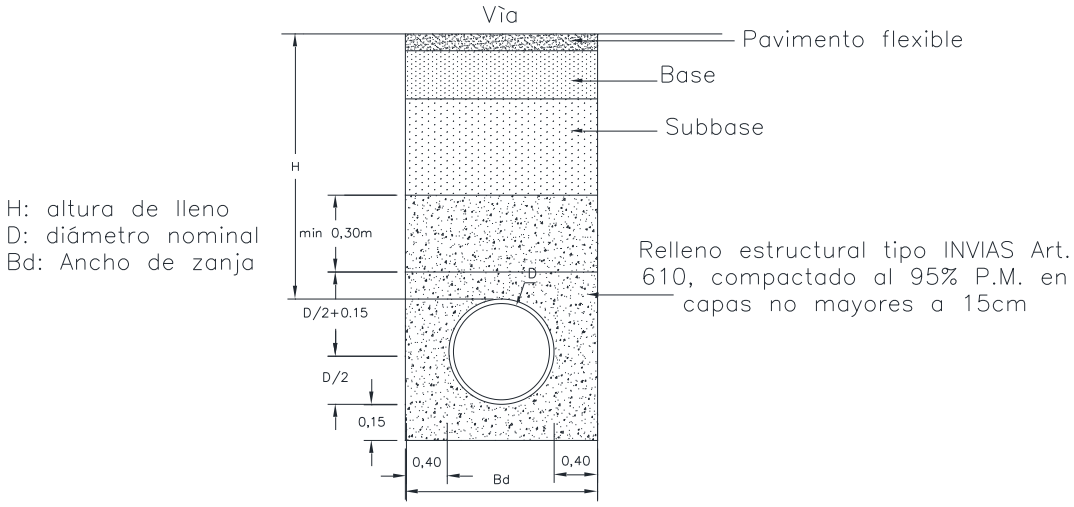
- El material de relleno de confinamiento para la tubería se recomienda relleno estructural del tipo INVIAS artículo 610. Este debe ser compactado en capas no mayores a 0,15m hasta cubrir por encima el tubo, mínimo 0.3m o la mitad del diámetro nominal, DN/2.

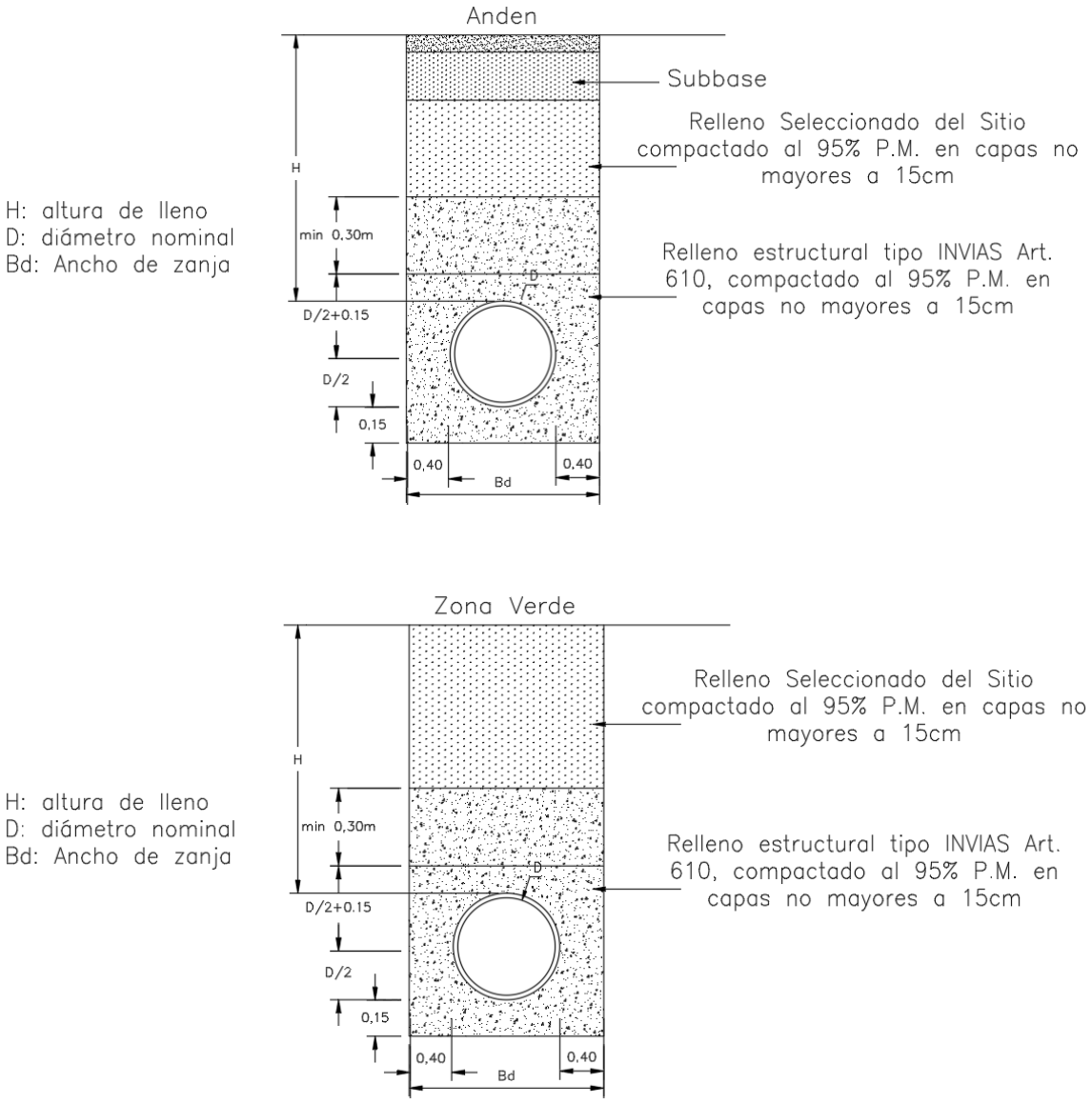
- El ancho de la zanja siempre deber ser lo suficientemente ancha como para permitir un espacio apropiado que asegure el correcto posicionamiento y compactación del relleno en el riñón del tubo y para operar el equipo de compactación sin dañar los tubos. La distancia entre la cara del tubo y la pared de la zanja debe ser 0,4DN.

- La tubería debe estar apoyada en suelo cemento tipo INVIAS Art. 350 de espesor, e= 0,15m y resistencia a los 7 días de 21kg/cm2. A su vez el suelo natural de contacto con el suelo cemento debe compactarse al 95% del P.M. Esto se debe realizar en primera instancia, luego de alcanzar la profundidad de excavación proyectada.

- Los materiales producto de la excavación pueden servir de materiales de relleno estructural o Suelo cemento siempre y cuando cumplan con las especificaciones de materiales dadas en los artículos INVIAS.

FIGURA N° 18. ESQUEMA DE CONFORMACIÓN DE RELLENOS Y CIMENTACIÓN DE TUBERÍA.





Fuente: SANEAR S.A.

6.2.2 Excavaciones sin zanja (Tunnel Liner)

Tunnel Liner es una solución en acero corrugado, utilizada para la construcción de túneles, sin necesidad de realizar zanjas ni movimientos de tierra. Esto, evita interrumpir obra, disminuyendo costos y molestias, ya sea en zonas urbanas o rurales. La instalación, se realiza excavando en forma manual o mecanizada, para luego reforzar con las planchas de Tunnel Liner, que se instalan desde el interior, gracias a sus alas plegadas. El sistema resulta ideal para obras como redes de agua potable, alcantarillas, pasos vehiculares o peatonales.

TABLA N° 13. PTAP "EL CURVAL" – CONDUCCIÓN A TANQUES (TUBERÍA GRP 900MM,) TUNNEL LINER.

CRUCE	TRAMO	LONGITUD (m)	DIÁMETRO (mm)	PROF. A BATEA (m)	TIPO DE SERVICIO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)
C1	**18-19**	12	0.923	7.67	Conducción agua potable	SM	-0.01
C2	**33-34**	12	0.923	6.38	Conducción agua potable	SM	-0.01
C3	**58-59**	12	0.923	7.91	Conducción agua potable	SM	-0.02
C4	**70-71**	6.55	0.923	6.48	Conducción agua potable	SM-SC	-0.03
C6	**76-77**	12	0.923	6.32	Conducción agua potable	SM-SC	0.05
C12	**98-99**	89.33	0.923	5.07	Conducción agua potable	SM-SC	-3.6
C13						SM-SC	
C14						SM	
C15	**103-104**	12	0.923	4.34	Conducción agua potable	SM	-1.5
C23	**143-144**	12	0.923	6.93	Conducción agua potable	SM-GM	-0.01
C26	**167-168**	9	0.923	6.05	Conducción agua potable	SM	-0.02
C28	**176-177**	12	0.923	5.44	Conducción agua potable	SM	-0.02
C29	**181-182**	7	0.923	4.19	Conducción agua potable	SM	0.47
C32	**195-196**	10	0.923	5.69	Conducción agua potable	SC-SM	-0.02

CRUCE	TRAMO	LONGITUD (m)	DIÁMETRO (mm)	PROF. A BATEA (m)	TIPO DE SERVICIO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)
Cruce troncal	**210-211**	46.11	0.923	3.10	Conducción agua potable	SW-SM	-3.7
C36	**239-240**	8	0.923	4.72	Conducción agua potable	SM	-0.02
C37	**246-247**	12	0.923	4.31	Conducción agua potable	SM	-6,76

Resumen de excavaciones por método Tunnel Liner:

Los diámetros de las tuberías que se realizarán con este método son de: DN= 900 las profundidades promedias de los pozos verticales son de Hpromedio= 6,5m. Teniendo en cuenta los anchos permitidos para manipulación de la tubería la cual es de, 0,40m a ambos lados de la tubería, los diámetros de las excavaciones Tunnel Liner mínimas son:

TABLA N° 14. DIÁMETROS MÍNIMOS PARA POZOS TUNNEL LINER.

DIÁMETRO NOMINAL, DN (mm)	DIÁMETROS MÍNIMOS DE EXCAVACIÓN, D (mm)
900	1100

Se recomienda diseñar con un peso unitario del suelo húmedo, γ= 1,94t/m³, Y los módulos de reacción en la TABLA N° 15.

TABLA N° 15. MÓDULOS DE REACCIÓN KS PARA POZOS TUNNEL LINER, DE DIÁMETROS MÍNIMOS PERMITIDOS.

Z (m)	Ks (kg/cm³) Para D= 1,44m	Ks (kg/cm³) Para D= 1,62m	Ks (kg/cm³) Para D= 2,70m
1,0	1,31	1,16	0,70
2,0	1,78	1,58	0,95
3,0	3,93	3,50	2,10
4,0	4,50	4,00	2,40

5,0	5,78	5,14	3,08
6,0	6,46	5,74	3,45
7,0	10,76	9,56	5,74
8,0	11,68	10,38	6,23
9,0	12,57	11,17	6,70
10,0	13,65	12,14	7,28

RECOMENDACIONES GENERALES:

• Diámetro mínimo libre para poder maniobrar dentro de las excavaciones son las recomendadas en la TABLA N° 14.

- En primera instancia se procede a la construcción de un pozo vertical o pozo de acceso, demarcando el diámetro en donde se replantea la dirección que debe tomar el túnel según lo especificado en los planos de diseño; el diámetro de excavación debe proporcionar un área suficiente como para alojar en una posición adecuada el volumen de material excavado permitiendo la extracción de este. La excavación se realizará de forma manual o mecánica, pero se recomienda que los primeros 1.50 metros se realice la excavación mediante el uso de herramientas menores tipo picos, palas y barras con el fin de no provocar afectaciones en redes existentes como, acueducto, alcantarillado, gas, etc.

- Llegando a los 1.50 metros de excavación, se inicia con la colocación de los anillos de contención, los cuales deben cumplir con los requerimientos mínimos establecidos en la norma NTC 5138. Las láminas de los anillos de contención se sujetarán por medio de pernos y tuercas galvanizadas proporcionados por el fabricante los cuales deben cumplir los requisitos de calidad establecidos en las normas NTC 5138, ASTM A-307 y ASTM A-153 y la longitud de los pernos a utilizar estará sujeto al espesor de la lámina del anillo.

- Para la protección del pozo de acceso, se requiere la colocación mínima de 2 anillos por encima del nivel cero de la excavación para posteriormente se realizan inyecciones de mortero (dejando pasantes para las próximas inyecciones) para rellenar los espacios vacíos que resulten de la zona externa del anillo y el terreno, permitiendo así estabilizar el perfil del terraplén.

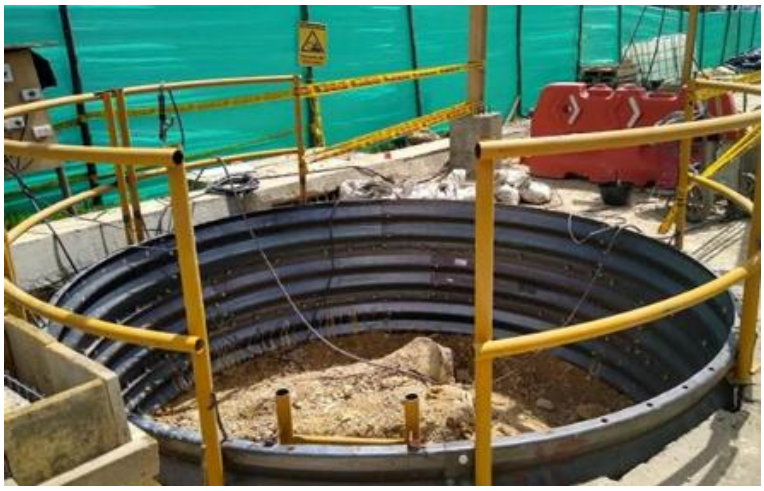


FIGURA N° 19. ARMADO DE ANILLOS DE CONTENCIÓN DEL POZO DE ACCESO

- Una vez realizado el montaje de los primeros anillos y este haya alcanzado su resistencia, se continua con la excavación colocando los anillos y realizando la inyección de mortero hasta llegar a la profundidad requerida. Para la colocación de los anillos de contención se debe realizar un buen procedimiento de instalación de manera ordenada y alineada, manteniendo estos sujetos al terreno adyacente mediante sistemas de apuntalamiento durante el tiempo que sea necesario para asegurar la estabilidad permanente de la excavación y la seguridad del personal.

- Posterior a la excavación del pozo de acceso, se demarca sobre este el diámetro donde se replantea la dirección que debe tomar el túnel siguiendo el alineamiento del proyecto. A medida que se realiza la excavación manual o mecanizada, se comienza colocando en el frente de excavación un anillo metálico con la forma de la estructura, se requiere fijar el primer anillo con la ayuda de mortero para garantizar que este no se mueva después de realizar fijación. El techo de estos anillos soportará la bóveda de tierra proveniente de la excavación y servirá de guía para el montaje de un nuevo anillo del túnel.



FIGURA N° 20. FIJACIÓN DEL ANILLO DE CONTENCIÓN DEL ACCESO AL TUNNEL LINER

- Durante el montaje del nuevo anillo, la cámara de trabajo queda con el frente apuntalado por la plancha y el techo de la excavación sustentado por la parte superior del anillo a modo de encofrado. Después de montado el anillo del túnel, la repetición de nuevas series de operación permitirá montar nuevos anillos de forma sucesiva.

- Desde el inicio hasta el fin de la construcción se deberá realizar un control y seguimiento topográfico permanente para la verificación de la alineación de la obra, los cambios de pendiente y detectar posibles asentamientos, estos chequeos son necesarios para tomar medidas preventivas y correctivas cuando sean requeridas.

- Ante la presencia de agua de nivel freático en el fondo del pozo, se recomiendo la excavación de un reservorio donde se ubique una bomba para extracción del agua subterránea. Como el pozo se situará en la cota más baja, el agua de infiltración fluirá hacia el reservorio desde las paredes del pozo y el tramo del túnel obra.

- Si durante la excavación del terreno de fundación presenta materiales de consistencia dura o densas, se recomiendo el uso de equipos menores de excavación tales como rotomartillos o aulladores. El personal encargado de la operación de estos equipos deberá contara con la debida experiencia, y a su vez, se le suministraran elementos de protección personal según el riesgo de la actividad.

- Si durante la excavación del túnel se presenta terreno suelto, se recomienda detener las actividades de excavación y proceder a inyectar mortero en los anillos instalados para asegurar el terreno y proteger el área de trabajo.

- Para la extracción de los materiales producto de la excavación, se recomienda el uso un Buggy (carretilla) y un Winche eléctrico, con los cuales el material se transportará por medio de rieles en el eje horizontal mediante un buggy hasta la entrada del túnel considerando la cantidad adecuada para el empuje de un ayudante; para el posterior transporte horizontal hacia la superficie será utilizando un winche eléctrico de 2 baldes, el cual ascenderá el material y mediante el uso de Minicargador, este será dispuesto en el punto de acopio provisional correctamente señalizado.

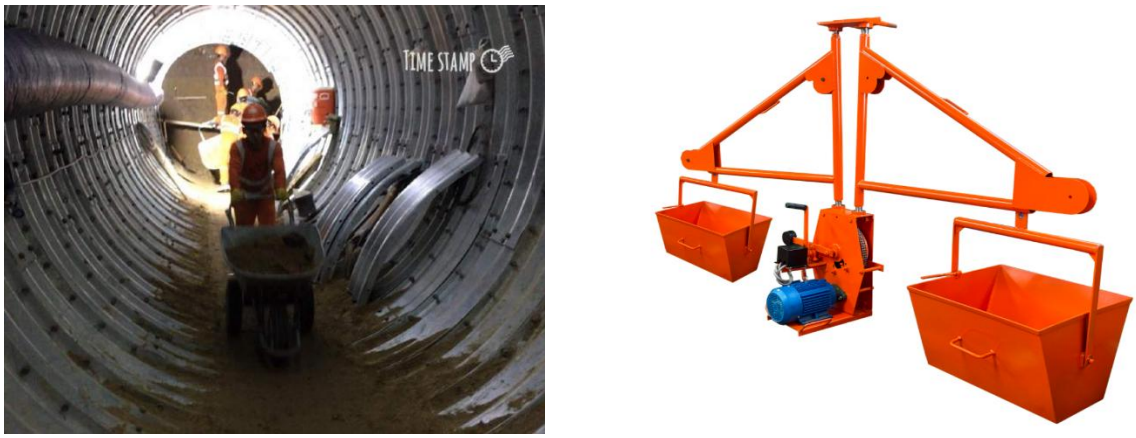


FIGURA N° 21. EQUIPOS PARA LA EXTRACCIÓN DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN

- La escalera se irá implementando de acuerdo con el avance del túnel a partir de los 2.50 m de profundidad, como parte de la implementación del acceso es la colocación del sistema de ascenso y descenso del personal, el cual será adaptado a la escalera fija. Los trabajos de instalación se desarrollarán sobre una base firme la cual será conformada con material de excavación y/o arena, el personal que se encuentre en el interior del pozo vertical deberá permanecer sujeto mediante el arnés y línea de restricción a una soga que servirá de guía en caso de derrumbes.



FIGURA N° 22. ESCALERA DE ASCENSO Y DESCENSO DEL PERSONAL

PARA TENER EN CUENTA:

- Se deberán instalar las láminas de acero corrugado in situ con espesores siguiendo los manuales y diseños de los fabricantes, de tal forma que garanticen la estabilidad de las paredes de la excavación, con profundidad de excavación no mayor a 0,5m.

- Se debe tener especial cuidado al momento de realizar las excavaciones Tunnel Liner, ya que estas en caso de ser manual existe el peligro de pérdida de vidas humanas, para ello tener mucho cuidado con la conformación de las láminas de acero (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.

- Estas recomendaciones de instalación y conformación de las láminas son una guía, sin embargo, el fabricante seleccionado será finalmente el que diseñe en obra según sus indicaciones.

6.2.3 Anclajes para tubería

Es necesario determinar la capacidad de carga admisible del subsuelo a los niveles de apoyos de estos elementos, por lo tanto, para evaluarla 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. Aplicando estas teorías se estimaron valores de capacidad de carga admisible del suelo por resistencia al corte, todos con factores de seguridad obtenidos mayores de 3. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y en la TABLA N° 16, se pueden observar las capacidades de cargas admisibles para cada uno de los elementos referenciados en los sondeos ejecutados.

TABLA N° 16. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN CADA SONDEO EN TRAMO DE CONDUCCIÓN.

CONDUCCIÓN			
CONDUCCIÓN PTAP CURVAL			
SONDEO	MAX	MIN	qa (t/m^2)
S-2	8,01	3,08	40
S-102	8,30	3,24	35
S-103	8,11	3,69	35
S-104	3,37	3,25	38
S-105	7,33	3,75	45

CONDUCCIÓN			
S-106	4,08	3,15	45
S-107	3,22	3,22	35
S-108	3,87	3,87	35
S-109	6,30	6,30	35
S-110	5,20	3,31	38
S-111	3,77	3,10	35
S-112	4,71	3,53	40
S-113	6,85	4,28	40
S-114	3,36	3,01	35
S-115	4,28	3,21	35
S-116	3,55	3,20	35
S-117	6,07	3,22	35
S-118	6,29	3,22	40
S-119	4,54	3,35	35
S-120	4,76	3,38	35
S-121	5,51	3,06	35
S-122	5,17	2,70	30
S-127	4,73	1,89	20
S-123	4,87	3,02	35
S-125	4,37	2,13	25

Los anclajes deben estar apoyada en suelo cemento tipo INVIAS Art. 350 de espesor, e= 0,15m y resistencia a los 7 días de 21kg/cm2. A su vez el suelo natural de contacto con el suelo cemento debe compactarse al 95% del P.M. Esto se debe realizar en primera instancia, luego de alcanzar la profundidad de excavación proyectada.

7 TANQUE AMORTIGUADOR

Este documento contiene las memorias de cálculo de un tanque amortiguador, las dimensiones internas libre son 0.80 m de ancho, 1.05 m de largo y 0.9 m de profundidad, este se encuentra localizado en la planta de tratamiento de agua el curval en la ciudad Santa Marta, departamento del Magdalena.

El tanque va a estar sometido a empujes activos del terreno, empuje bajo condiciones sísmicas (terreno), por información de la entidad contratante se considera presión lateral en muros debido a sobrecargas vivas en los perímetros de la estructura. Basándonos en la geometría descrita se construye un modelo en elementos finitos tipo Shell (elementos planos) apoyado sobre el terreno garantizando la interacción suelo-estructura.

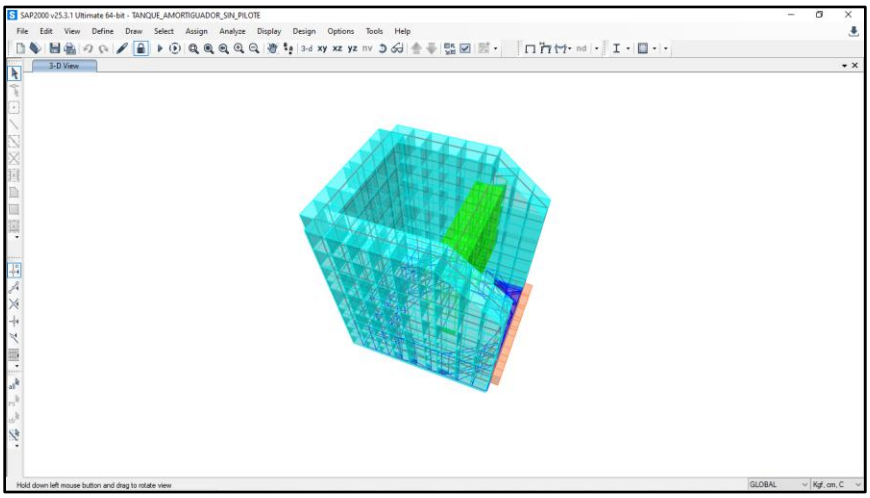


FIGURA N° 23. MODELO GENERAL-TANQUE AMORTIGUADOR.

Para la estructura se plantea un cimento profundo tipo Caisson, está cimentación será implementada mediante una maquinaria especialidad que permite perforar el suelo para posteriormente colocar la armadura refuerzo y realizar la inyección del Caisson. La resistencia del concreto en el fuste y base deberá ser definida por el ing. Estructural. Así las cosas, para este tipo de cimentación se plantea **una carga por punta y fuste de *19.08 t*, con un diámetro de 1.00 metro y desplantando a 1.80 m de profundidad. Se espera que para la sección planteada y se presenten asentamientos de 1.5mm.**

Teniendo en cuenta las características geométricas del cimiento, el tipo de suelo y la profundidad de desplante establecida, se estima **un valor del coeficiente de Balasto desde 0.00 hasta 9.90 MN/m3.**

Así las cosas, una vez realizado el estudio geotécnico para el cimiento planteado, con las cargas aplicadas y un factor de seguridad superior a 3.0. a continuación, se muestran algunos de los resultados de los análisis realizados.

Factor de seguridad = 5,42 > 3,00

Capacidad portante del pilote ES SATISFACTORIA

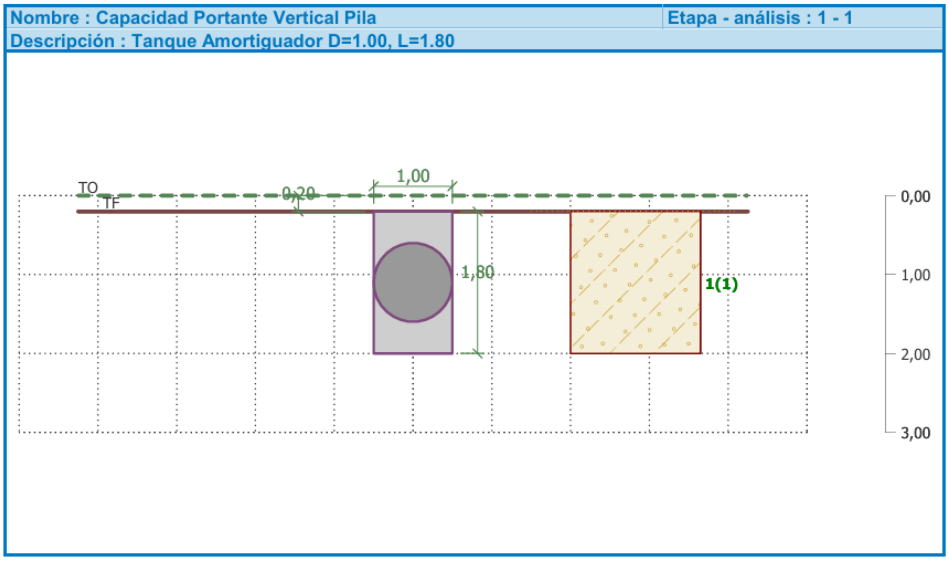


FIGURA N° 24. CAPACIDAD PORTANTE VERTICAL DEL CIMIENTO PLANTEADO

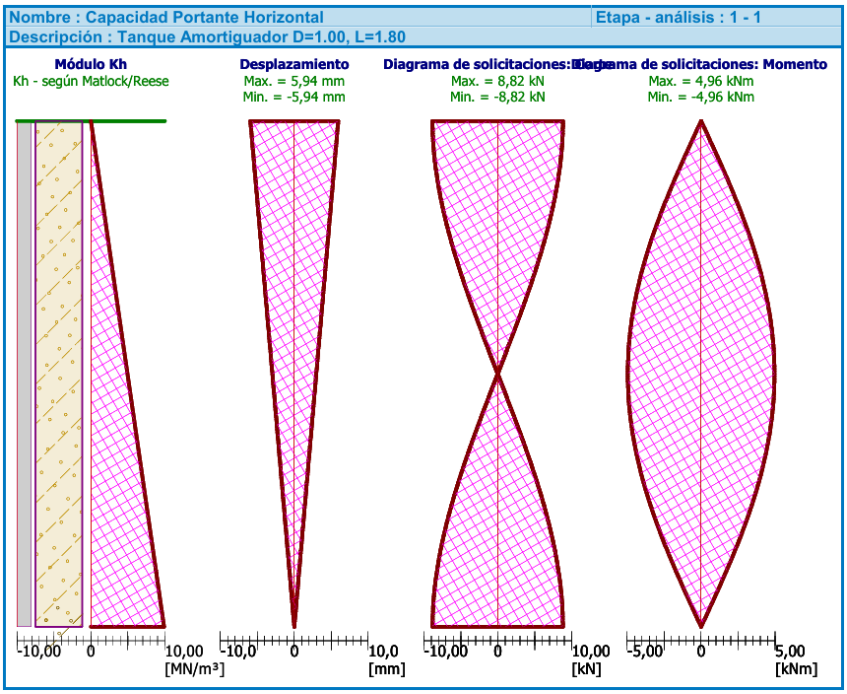


FIGURA N° 25. CAPACIDAD PORTANTE HORIZONTAL DEL CIMIENTO PLANTEADO

8 PASOS ELEVADOS

El modelo geotécnico fue construido a partir de los resultados de la exploración realizada. En primera medida se garantizó que en los diferentes puntos en los cuales se encuentran ubicados los pasos elevados se hubiesen realizado perforaciones. En las figuras N° 23 a la 26 se muestra las localizaciones de los diferentes sondeos realizados para cada uno de los pasos elevados.

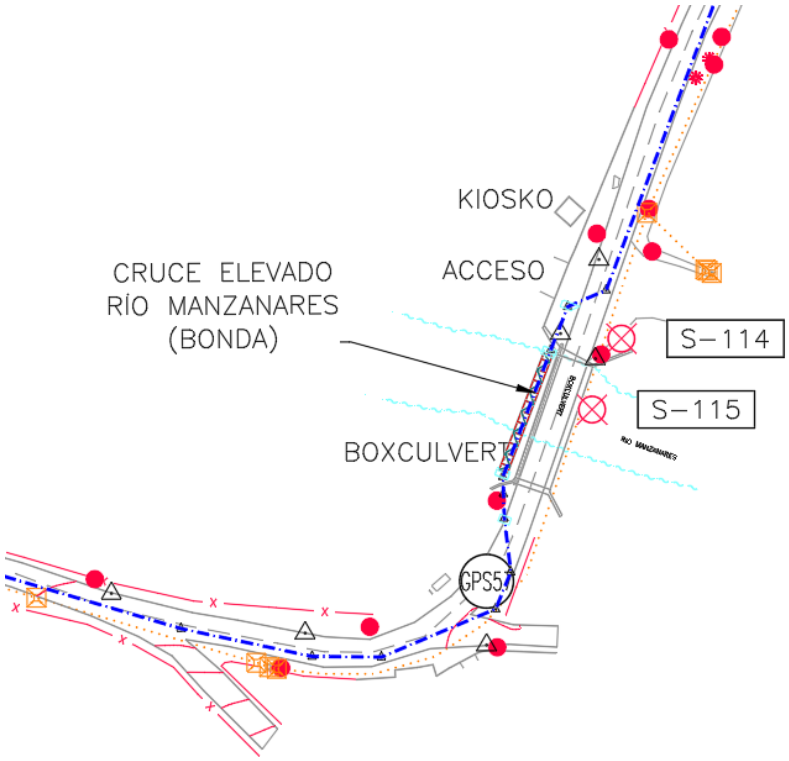


FIGURA N° 26. LOCALIZACION DE LOS SONDEO 114 Y 115

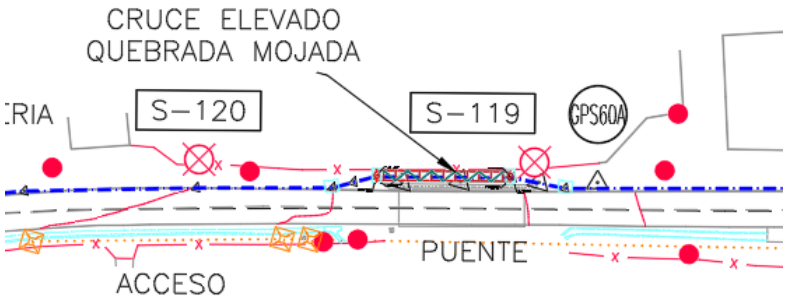


FIGURA N° 27. LOCALIZACION DE LOS SONDEO 119 Y 120

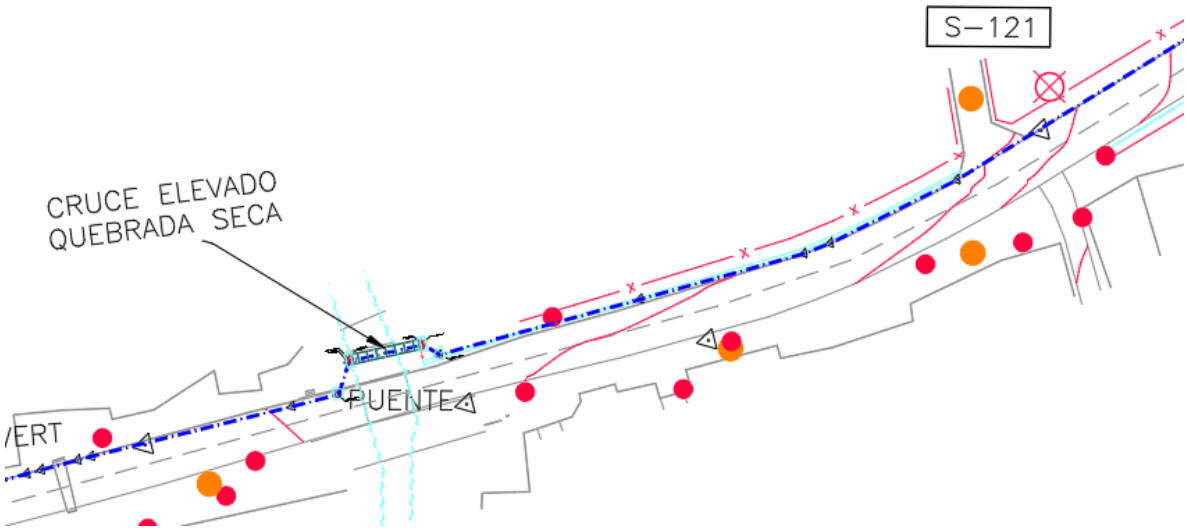


FIGURA N° 28. LOCALIZACION DEL SONDEO 121

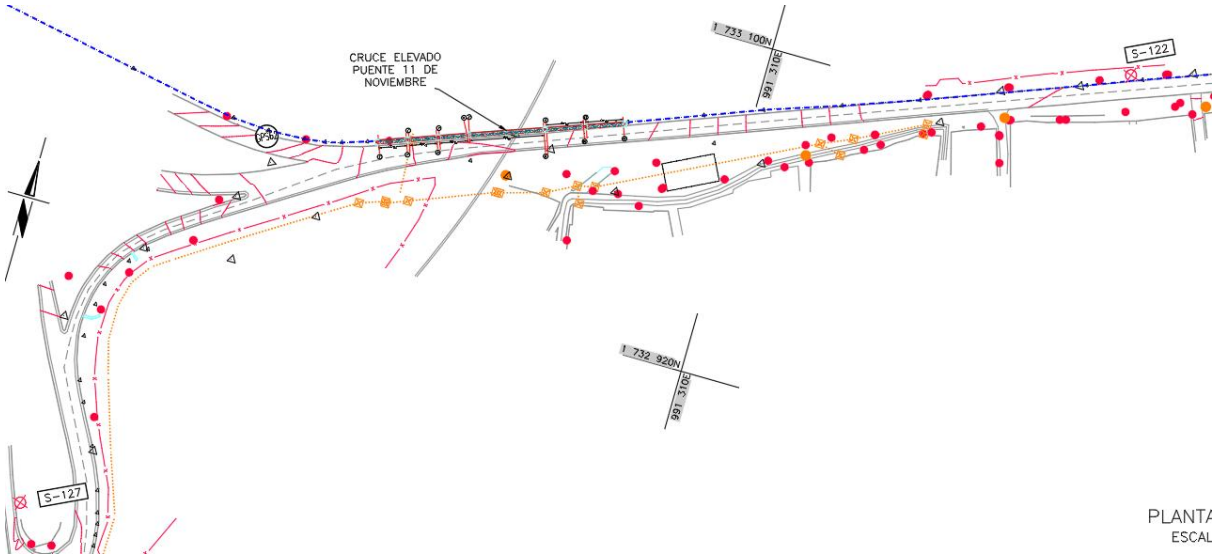


FIGURA N° 29.LOCALIZACION DE LOS SONDEO 122 Y 127

Una vez determinados los sondeos que fueron realizados para cada uno de los pasos elevados, se procedió a revisar los resultados de los ensayos de caracterización para establecer si existencia homogeneidad en lo relacionado con los materiales encontrados en los diferentes puntos y sus propiedades geomecánic|as, de tal suerte que se pudiera trabajar con el mismo modelo geotécnico. Las **FIGURAS N° 27 a la 31 muestran los perfiles estratigráficos obtenidos producto de la exploración y de los ensayos de laboratorio; como se puede**

apreciar existe gran similitud en los materiales encontrados razón por la cual es posible trabajar con el mismo modelo genético para todos los cruces.

PROF. (m)	N.A.F (m)	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	RESISTENCIA	TIPO DE EXPLOR.	CLASIF. (U.S.C.S)	PESO UNIT. γ(t/m³)
0,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media	SPT		
1,00			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media			
1,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media		SM	1,78
2,00			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Densa			
2,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media			
3,00			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media			
3,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Densa			
4,00			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Media		SM	1,79
4,50			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Media			
5,00			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Media			
5,50			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Media			
6,00			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Densa		SM	1,82
			FIN DE EXPLORACIÓN				

FIGURA N° 30. PERFIL SONDE 114

PROF. (m)	N.A.F (m)	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	RESISTENCIA	TIPO DE EXPLOR.	CLASIF. (U.S.C.S)	PESO UNIT. γ(t/m³)
0,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media	SPT		
1,00			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media			
1,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media		SM	1,80
2,00			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media			
2,50			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Media			
3,00			Arena limosa de grano grueso, color habano oscuro, humedad media	Compacidad Muy densa			
3,50			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Muy densa		SM	1,97
4,00			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media				
4,50			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Muy densa			
5,00			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media				
5,50			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Muy densa		SM	1,94
6,00			Arena limosa de grano grueso, color habano claro, humedad media	Compacidad Muy densa			
			FIN DE EXPLORACIÓN				

FIGURA N° 31. PERFIL SONDE 115

PROF. (m)	N.A.F (m)	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	RESISTENCIA	TIPO DE EXPLOR.	CLASIF. (U.S.C.S)	PESO UNIT. γ(t/m³)
0,50			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Suelta	SPT		
1,00			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Suelta			
1,50			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media		SM	1,77
2,00			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media			
2,50			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media			
3,00			Arena limosa bien graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Suelta		SW-SM	1,75
3,50			Arena limosa bien graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
4,00			Arena limosa bien graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
4,50			Arena limosa bien graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
5,00			Arena limosa bien graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
5,50			Arena limosa bien graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Densa			
6,00			Arena limosa mal graduada con gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media		SP-SM	1,79
			FIN DE EXPLORACIÓN				

FIGURA N° 32. PERFIL SONDE 119

PROF. (m)	N.A.F (m)	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	RESISTENCIA	TIPO DE EXPLOR.	CLASIF. (U.S.C.S)	PESO UNIT. γ(t/m³)
0,50			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Suelta	SPT		
1,00			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media			
1,50			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media		SM	1,77
2,00			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media			
2,50			Arena limosa con gravas, color habano oscuro, humedad baja	Compacidad Media			
3,00			Arena limosa mal graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Suelta		SP-SM	1,75
3,50			Arena limosa mal graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
4,00			Arena limosa mal graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
4,50			Arena limosa mal graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
5,00			Arena limosa mal graduada con algo de gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
5,50			Arena limosa mal graduada con gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media		SP-SM	1,80
6,00			Arena limosa mal graduada con gravas, color habano, humedad baja	Compacidad Media			
			FIN DE EXPLORACIÓN				

FIGURA N° 33. PERFIL SONDE 120

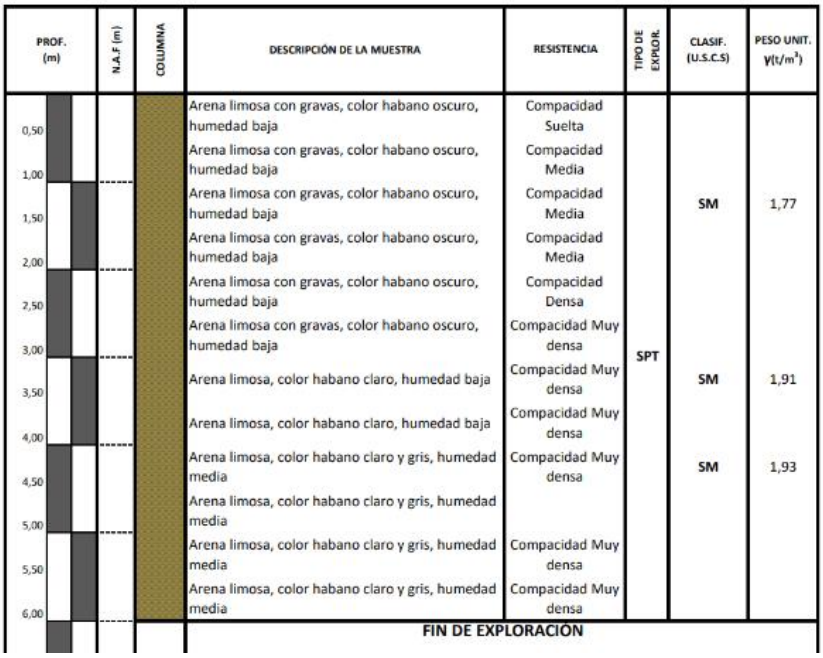


FIGURA N° 34. PERFIL SONDE 121

De otro lado, a partir de la exploración realizada y de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos para cada uno de los pasos elevados, se definen los porcentajes de excavación proyectados para las obras a realizar en lo que tiene que ver con la cimentación. **LA TABLA 17 muestra los porcentajes de excavación estimados.**

TABLA N° 17. PORCENTAJE DE EXCAVACION ESTIMADO

PORCENTAJES DE LOS MATERIALES DE EXCAVACIÓN PROYECTADOS			
Cruce	**Material común**	**Conglomerado**	**Roca**
Río Manzanares	100%	0%	0%
Quebrada Mojada	100%	0%	0%
Quebrada Seca	100%	0%	0%
11 de Noviembre	100%	0%	0%

Una vez definidos los sondeos a contemplar para el diseño, los porcentajes de excavación para cimentación y las propiedades geomecánicas de los materiales a emplear, se construye el modelo para el diseño geotécnico que dio lugar a las diferentes cimentaciones plateadas para cada uno de los pasos elevados.

El sistema de cimentación consiste en la construcción de pilas cortas de fuste recto excavadas mediante equipo de pilotaje con barrena mecánica apoyadas a profundidades de 5.0 metros, y con diámetros entre 1.20 y 1.80 metros. En la siguiente tabla se presentan las características de las cimentaciones antes mencionadas; los elementos estarán apoyados sobre estratos de gravas limosas.

TABLA N° 18. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA CADA MINI PILA EVALUADO PARA CADA PASO ELEVADO

Ubicación paso elevado	Diámetro D(m)	Longitud total medida a partir del nivel a confirmar (m)	Capacidad admisible individual por pilote Pw (t)	Separación mínima centro a centro, S	Asentamiento esperado por pilote (mm)
Río manzanares	1,70	5,00	116,75	1.5D	9,70
Quebrada seca	1,30	5,00	74,55		9,10
Quebrada mojada	1,50	5,00	96,82		11,10
11 de Noviembre ejes 5 y 6	1,30	5,00	74,55		9,10
11 de Noviembre ejes 1, 2 y 7	1,30	6,00	87,59		9,10
11 de Noviembre ejes 3 y 4	1,40	6,00	100,30		10,30

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

Las cimentaciones presentadas en la tabla 18 fueron obtenidas luego de realizar un análisis de estabilidad geotécnica en el cual se tuvieron en cuenta las características geomecánicas de los diferentes suelos encontrados y las reacciones que llegan a cimentación proporcionadas por el ingeniero estructural. En las siguientes tablas se muestran los resultados del análisis de sensibilidad realizado para los diferentes pasos elevados en función de las variables anteriormente mencionadas.

TABLA N° 19. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO RIO MANZANRES

PASO ELEVADO RÍO MANZANRES					
Cimentación	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga por punta y fuste (kN)	Fuerza vertical (kN)	FS
Caisson	1,0	5,0	1203,03	937,04	1,28
Caisson	1,2	5,0	1726,6	969,18	1,78
Caisson	1,5	5,0	2684,3	1028,34	2,61
Caisson	1,7	5,0	3436,42	1075,09	3,20

TABLA N° 20. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO QUEBRADA SECA

PASO QUEBRADA SECA					
Cimentación	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga por punta y fuste (kN)	Fuerza vertical (kN)	FS
Caisson	1,0	5,0	1358,07	680,54	2,00
Caisson	1,1	5,0	1616,52	695,88	2,32
Caisson	1,2	5,0	1895,39	712,68	2,66
Caisson	1,3	5,0	2194,20	730,94	3,00

TABLA N° 21. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO QUEBRADA MOJADA

PASO QUEBRADA MOJADA					
Cimentación	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga por punta y fuste (kN)	Fuerza vertical (kN)	FS
Caisson	1,0	5,0	1358,07	823,04	1,65
Caisson	1,2	5,0	1895,39	855,18	2,22
Caisson	1,4	5,0	2512,48	893,16	2,81
Caisson	1,5	5,0	2849,76	914,34	3,12

TABLA N° 22. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 1, 2 Y 7

PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 1, 2 Y 7					
Cimentación	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga por punta y fuste (kN)	Fuerza vertical (kN)	FS
Caisson	1,0	5,0	1358,070	726,24	1,87
Caisson	1,3	5,0	2194,200	776,64	2,83
Caisson	1,0	6,0	1597,040	736,45	2,17
Caisson	1,3	6,0	2578,030	793,9	3,25

TABLA N° 23. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 3 Y 4

PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 3 Y 4					
Cimentación	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga por punta y fuste (kN)	Fuerza vertical (kN)	FS
Caisson	1,2	5,0	1895,39	884,18	2,14
Caisson	1,4	5,0	2512,48	922,16	2,72
Caisson	1,2	6,0	2227,18	898,88	2,48
Caisson	1,4	6,0	2952,10	942,17	3,13

TABLA N° 24. RESULTADOS DE LOS ANALISIS PARA EL PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 5 Y 6

PASO ELEVADO 11 DE NOVIEMBRE EJES 5 Y 6					
Cimentación	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga por punta y fuste (kN)	Fuerza vertical (kN)	FS
Caisson	1,0	5,0	1358,07	667,04	2,04
Caisson	1,1	5,0	1616,52	682,38	2,37
Caisson	1,2	5,0	1895,39	699,18	2,71
Caisson	1,3	5,0	2194,20	717,44	3,06

En los anexos del presente informe se muestran en detalle los resultados de las diferentes modelaciones realizadas.

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 deben ser diseñadas por el ingeniero estructural siguiendo las recomendaciones dadas por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

A continuación, se presentan los esquemas de cimentación, el modelo matemático y las reacciones que fueron estimadas a partir del diseño estructural de cada uno de los pasos elevados, y que dieron lugar a la definición de la cimentación.

- **PASO A DESNIVEL – RÍO MANZANARES**

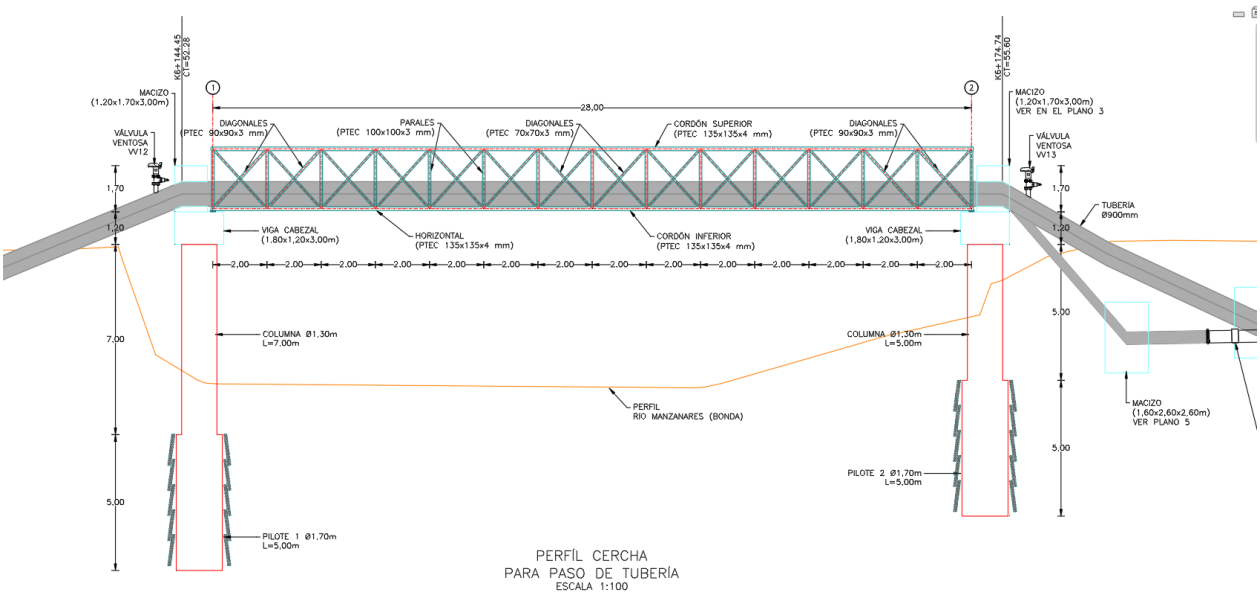


FIGURA N° 35. PASO A DESNIVEL RIO MANZANARES

MODELO MATEMATICO

En el modelo matemático se presentan **pilotes de 5 metros de largo (enterrados) y diámetro de 1.7 metros** de tanto para el apoyo derecho como el izquierdo.

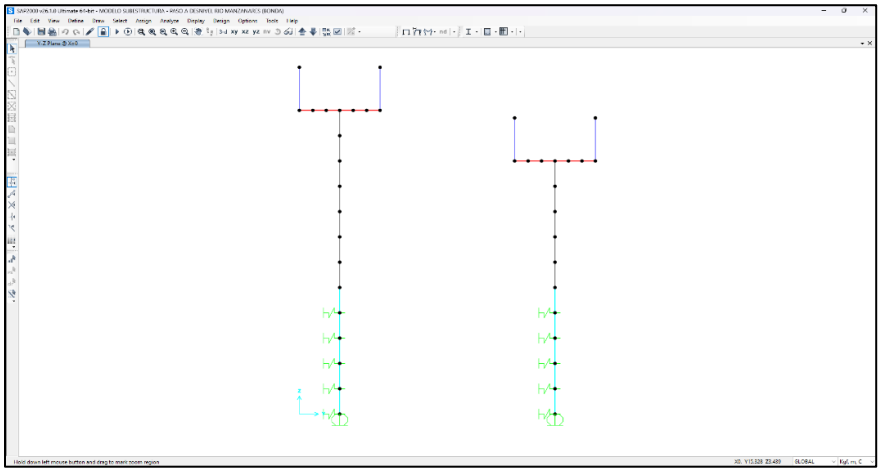


FIGURA N° 36. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES RIO MANZANARES

TABLA N° 25. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO IZQUIERDO – RIO MANZANARES

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
13	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Max	-45.16	73.44	4.90	0	5.844E-14	8.731E-14
13	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Min	-86.40	-2.60	-2.98	0	-2.617E-13	-4.191E-12

TABLA N° 26. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO DERECHO – RIO MANZANARES

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
20	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Max	-41.34	0.00	0.01	0	1.91E-14	0
20	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Min	-80.03	0.00	-0.36	0	-5.912E-16	0

- **PASO A DESNIVEL – QUEBRADA MOJADA**

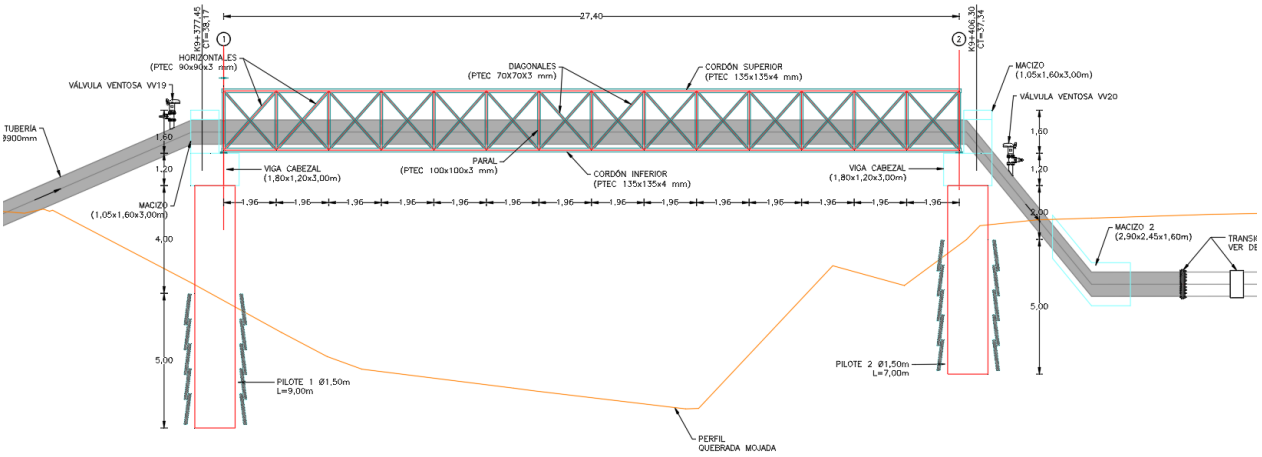


FIGURA N° 37. PASO A DESNIVEL QUEBRADA MOJADA

MODELO MATEMATICO

En el modelo matemático se presentan **pilotes de 5 metros de largo (enterrados) y diámetro de 1.5 metros** de tanto para el apoyo derecho como el izquierdo.

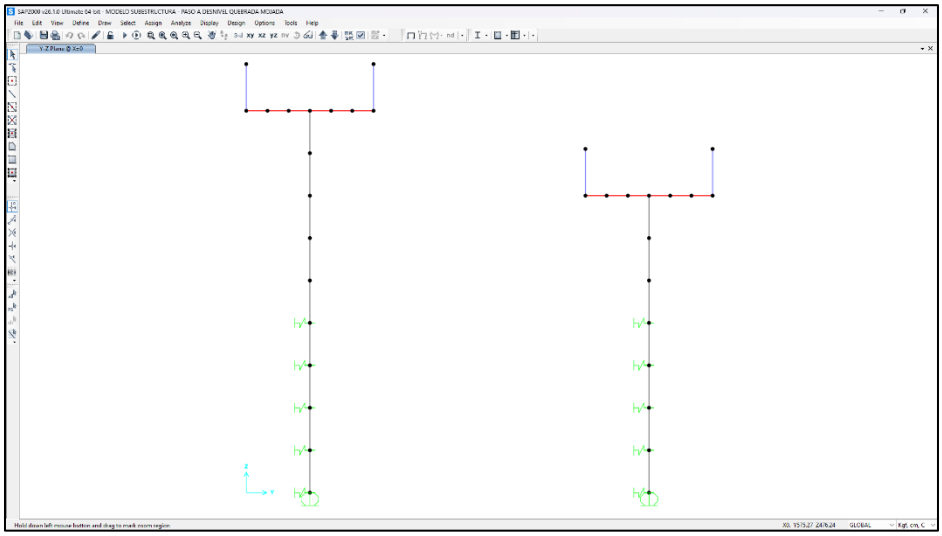


FIGURA N° 38. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES QUEBRADA MOJADA

TABLA N° 27. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO IZQUIERDO – QUEBRADA MOJADA

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
1	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Max	-37.80	51.47	3.45	0	3.229E-14	5.821E-13
1	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Min	-75.02	-18.92	-2.13	0	-1.41E-14	-1.921E-12

TABLA N° 28. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO DERECHO – QUEBRADA MOJADA

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
29	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Max	-33.90	0.00	0.01	0	9.095E-15	0
29	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Min	-68.53	0.00	-0.42	0	4.093E-16	0

- **PASO A DESNIVEL – QUEBRADA SECA**

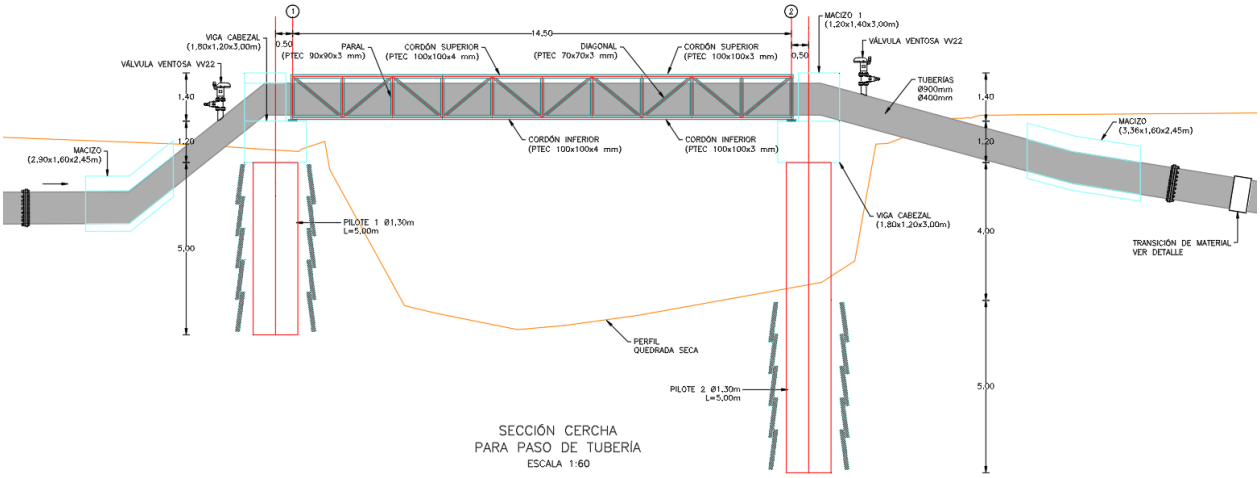


FIGURA N° 39. PASO A DESNIVEL QUEBRADA SECA

MODELO MATEMATICO

En el modelo matemático se presentan **pilotes de 5 metros de largo (enterrados) y diámetro de 1.3 metros** de tanto para el apoyo derecho como el izquierdo.

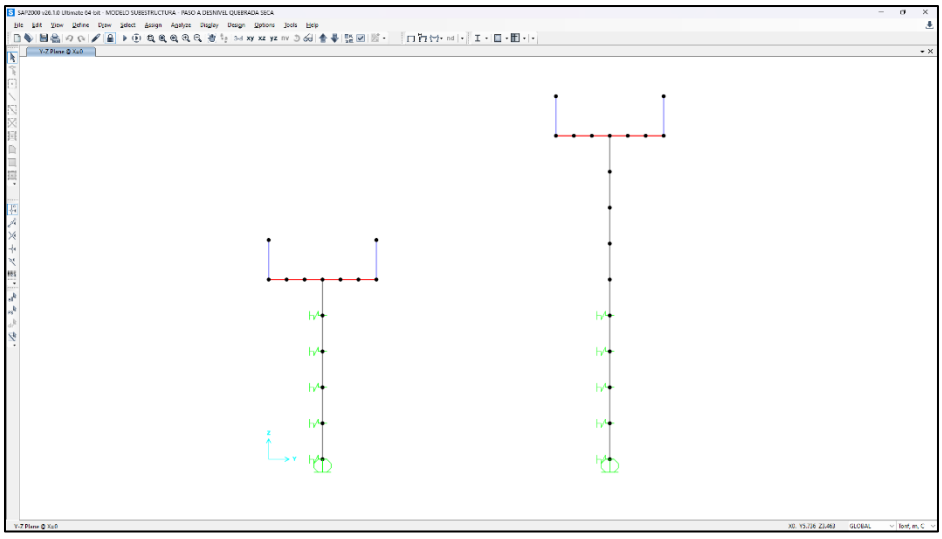


FIGURA N° 40. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES QUEBRADA SECA

TABLA N° 29. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO IZQUIERDO – QUEBRADA SECA

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
6	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Max	-26.07	12.65	1.35	0	9.891E-15	5.639E-14
6	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Min	-49.67	-2.03	-0.49	0	-2.171E-14	-4.147E-13

TABLA N° 30. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO DERECHO – QUEBRADA SECA

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
39	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Max	-32.71	0.00	0.00	0	7.39E-15	0
39	0	ENVOLVENTE (SERVICIO)	Combination	Min	-60.75	0.00	-0.20	0	-4.547E-17	0

- **PASO A DESNIVEL – 11 DE NOVIEMBRE**

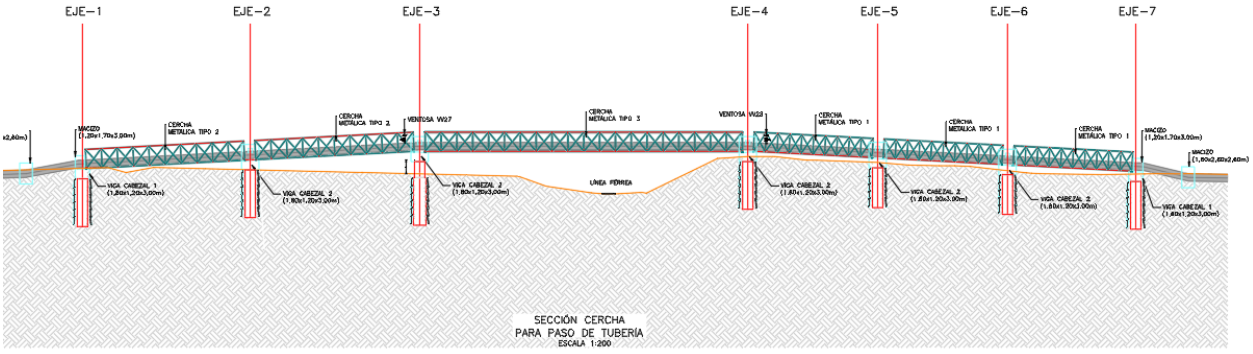


FIGURA N° 41. PASO A DESNIVEL 11 DE NOVIEMBRE

MODELO MATEMATICO

En el modelo matemático se presentan **pilotes de 6 metros de largo (enterrados) y diámetro de 1.3 metros** en los Ejes 1, 2 y 7; **pilotes de 6 metros de largo (enterrados) y diámetro de 1.4 metros** Ejes 3 y 4; **pilotes de 5 metros de largo (enterrados) y diámetro de 1.3 metros** Ejes 5 y 6.

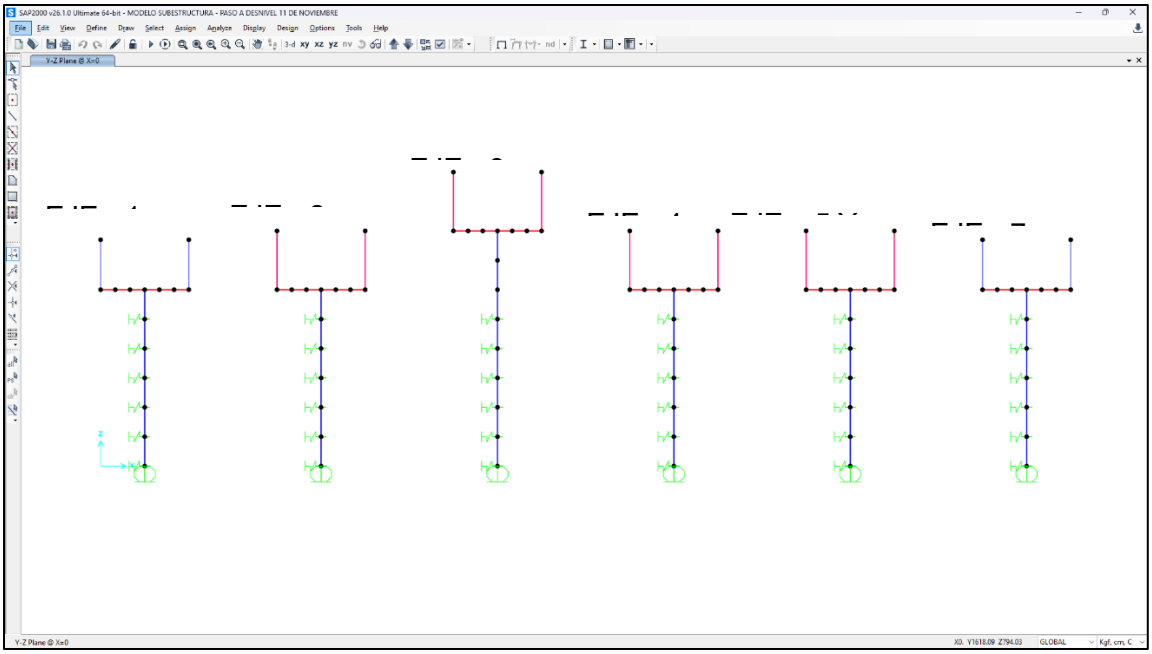


FIGURA N° 42. MODELO MATEMATICO DE LOS PILOTES 11 DE NOVIEMBRE

TABLA N° 31. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 1

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
106	0	ENVSER	Combination	Max	-32.05	9.74	0.76	0	8.185E-15	2.183E-14
106	0	ENVSER	Combination	Min	-61.48	-0.98	-0.47	0	-7.276E-15	-1.746E-13

TABLA N° 32. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 2

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
119	0	ENVSER	Combination	Max	-29.52	19.48	1.49	0	8.185E-15	2.037E-13
119	0	ENVSER	Combination	Min	-65.32	-4.41	-0.98	0	-7.549E-14	-5.239E-13

TABLA N° 33. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 3

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
129	0	ENVSER	Combination	Max	-37.91	54.33	3.35	0	5.739E-14	0
129	0	ENVSER	Combination	Min	-87.36	-14.17	-2.35	0	-5.957E-14	-6.985E-13

TABLA N° 34. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 4

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
139	0	ENVSER	Combination	Max	-33.45	32.50	2.17	0	7.731E-15	2.328E-13
139	0	ENVSER	Combination	Min	-77.88	-8.89	-1.55	0	-4.32E-14	-3.492E-13

TABLA N° 35. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 5 Y6

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
149	0	ENVSER	Combination	Max	-28.38	17.87	1.68	0	4.275E-14	1.091E-14
149	0	ENVSER	Combination	Min	-59.36	-0.27	-0.83	0	-1.546E-14	-3.492E-13

TABLA N° 36. REACCIONES EN LA BASE DEL APOYO EN EJE 7

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
159	0	ENVSER	Combination	Max	-31.56	8.94	0.84	0	4.547E-15	2.619E-13
159	0	ENVSER	Combination	Min	-58.63	-0.68	-0.42	0	-3.183E-14	-7.276E-15

8.1 CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAISSONS O PILAS

- Los Caisson 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 Caisson debe ser de 1,20m.

- Para la construcción de los Caisson se recomienda realizar una limpieza y nivelación del terreno en el área de trabajo para luego proceder a la perforación del terreno, mediante una barrena helicoidal se realiza la excavación o perforación del terreno utilizando una camisa o tubo metálico para evitar el derrumbe de la excavación.

- Se debe tener en cuenta que la camisa, tubo o tubería, debe ser inspeccionada justo antes de vaciado el concreto, debe estar libre de material extraño.

- 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 Caisson se debe en 100% a la capacidad en la base o por punta. Por lo tanto, antes de fundir la base de los 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 Caisson o pilas se les debe construir un cabezal o elemento de transición en concreto reforzado entre la columna y el Caisson. 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 Caisson, 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.

- Luego de lo anteriormente descrito se procede a la instalación de armadura. La armaduras y conforman como si fuesen jaulas, los aceros longitudinales están constituidos por barras colocadas uniformemente en el perímetro de la sección, y el refuerzo transversal lo constituye una armadura de acero en forma de espiral o cercos redondos con una sección y separación determinada. Se coloca el armado de acero en el hueco y se vierte el concreto para formar el Caisson.

- El concreto debe ser vertido en cada perforación o camisa en lo posible sin interrupción, una vez completado el vaciado, y según se va hormigonando el pilote, se va retirando gradualmente la camisa, que puede ser reutilizada nuevamente y al finalizar la superficie del concreto debe ser lavada con una lechada fluida.

9 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