ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL CANAL DE AGUA DEL BARRIO BUGA Y SECTOR DE SAN RAFAEL PARA EL MEJORAMIENTO DEL SANEAMIENTO BASICO Y EL ENTORNO EN EL MUNICIPIO DE SANTA FE DE ANTIOQUIA.

Noviembre 2024

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 5

1 LOCALIZACIÓN 6

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS 7

3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS 8

3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ANÁLISIS DE LABORATORIO 8

3.1.1 Inspección del entorno: 8

3.1.2 Sondeos: 8

3.1.3 Ejecución de ensayos de campo y toma de muestras: 12

3.1.4 Nivel freático 13

3.1.5 Análisis de laboratorio: 13

3.2 ESTRATIGRAFÍA 14

3.3 CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES 16

3.3.1 Potencial de expansión 16

3.3.2 Potencial de colapso 18

3.3.3 Potencial de licuación 19

3.3.4 Conclusiones condiciones especiales. 22

3.4 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE MATERIALES 22

3.5 PARÁMETROS DEFORMABILIDAD 27

3.5.1 Módulo de elasticidad a partir de SPT 27

3.6 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO 27

4 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS 32

4.1 CÁLCULO Y EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN 34

4.1.1 Capacidad de carga 36

4.1.2 Asentamientos 37

4.1.3 Módulo de reacción vertical 38

4.1.4 Resultados Geotécnicos 38

4.2 DEFINICIÓN DE TALUDES DE CORTE 39

4.3 PARÁMETROS PARA DETERMINAR EL EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ESTRUCTURAS 43

5 RECOMENDACIONES. 45
6 LIMITACIONES 48
7 BIBLIOGRAFÍA 49

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización zona de Estudio. 6
Figura 1. Mapa geológico regional (modificado SGC, 2018). 7
Figura 2. Ubicación sondeos exploratorios. 10
Figura 3. Muestreador estándar para el ensayo SPT. 12
Figura 4. Muestreador de pared delgada. 13
Figura 5. Potencial de expansión a partir del límite líquido 17
Figura 6. Potencial de expansión a partir del índice plástico. 18
Figura 7. Probabilidad de licuación a partir del ensayo SPT P1. 20
Figura 8. Resultados análisis licuación (LiquefyPro) – Sondeo P1. 21
Figura 9. Resultados análisis licuación (LiquefyPro) – Sondeo P1 ascenso nivel freático. 21
Figura 10. Variación cohesión del lleno antrópico. 25
Figura 11. Variación ángulo de fricción del lleno antrópico. 25
Figura 12. Variación cohesión del depósito aluviotorrencial. 26
Figura 13. Variación ángulo de fricción del depósito aluviotorrencial. 26
Figura 14. Valor de PGA para la zona de estudio. 29
Figura 15. Valor de Ss para la zona de estudio 30
Figura 16. Valor de S1 para la zona de estudio. 31
Figura 17. Sección transversal estructura de canal proyectada. 32
Figura 18. Esquema en planta box culvert 1. 33
Figura 19. Esquema en planta box culvert 2. 33
Figura 20. Esquema en planta box culvert 3. 34
Figura 21. Esquema corte para instalación de obras. 39
Figura 22. Determinación de la distancia de seguridad para cargas al borde de una excavación (NTP 278: Zanjas: prevención del desprendimiento de tierras). 41
Figura 23. Entibado continuo de madera (Tomado de Normas de construcción EPM - NC_MN_OC03_02 - Estructuras temporales de contención). 42

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.Profundidad de los sondeos exploratorios. 9
Tabla 2.Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas. 13
Tabla 3.Resultados pruebas de laboratorio – propiedades índice 14
Tabla 4.Resultados pruebas de laboratorio – propiedades índice 14
Tabla 5. Clasificación de suelos expansivos a partir del límite líquido. 17
Tabla 6. Clasificación de suelos expansivos a partir del índice plástico (Raman 1967) 17
Tabla 7. Potencial de colapso muestras inalteradas. 19
Tabla 8. Valores de Cu para muestras gruesogranulares. 20
Tabla 9. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos. 24
Tabla 10. Parámetros geomecánicos del lleno antrópico 25
Tabla 11. Resultados ensayos geomecánicos del depósito aluviotorrencial 26
Tabla 12. Parámetros geomecánicos del depósito aluviotorrencial 27
Tabla 13. Parámetros deformabilidad para diseño 27
Tabla 14 Clasificación de los perfiles de suelo. 28
Tabla 15. Factores de resistencia para zapatas 35
Tabla 16. Capacidad de carga box culvert 1, 2 y 3 38
Tabla 17. Capacidad de carga canal rectangular 39
Tabla 18. Determinación de la altura crítica para excavaciones verticales 40
Tabla 19. Parámetros para empujes de tierra 43
Tabla 20. Especificaciones de los materiales para terraplenes, especificación 220 del INVIAS 47

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

INTRODUCCIÓN

El Ingeniero Adrian Perpiñan Guerra, Director técnico de la Empresa **DPEMAS.A.S** fue comisionada por la Empresa de Servicios Públicos de Santa Fé de Antioquia para adelantar los ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CANAL DE AGUA DEL BARRIO BUGA Y SECTOR DE SAN RAFAEL PARA EL MEJORAMIENTO DEL SANEAMIENTO BASICO Y EL ENTORNO EN EL MUNICIPIO DE SANTA FE DE ANTIOQUIA.

Es por eso que se solicitó a esta firma adelantar el estudio geotécnico para la definición de los diferentes parámetros y recomendaciones pertinentes a las obras proyectadas. El diseño de estas estructuras de paso se encuentra regulado por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 2014 (CCP14); el cual recoge las recomendaciones y consideraciones a tener en cuenta en los estudios y diseños de puentes y estructuras de contención con la finalidad de garantizar el servicio de las mismas en el corto, mediano y largo plazo. El presente estudio entrega la descripción detallada de las actividades realizadas en campo y oficina, la metodología empleada, así como las propiedades geotécnicas relevantes de las estructuras proyectadas, siguiendo los lineamientos establecidos en el CCP 14. El estudio contempla la investigación de los materiales que componen el subsuelo, identificando la columna estratigráfica típica del área en estudio con sus respectivas propiedades geomecánicas que permitieron dar las conclusiones correspondientes y recomendaciones geotécnicas pertinentes respecto al tipo de cimentación, la capacidad portante del suelo, profundidad de desplante entre otra información requerida para este tipo de proyectos.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

1 LOCALIZACIÓN

El sitio de estudio de localiza al occidente del casco urbano del municipio de Santa Fe de Antioquia, a continuación, se presenta la localización de la zona aproximada de intervención:

.

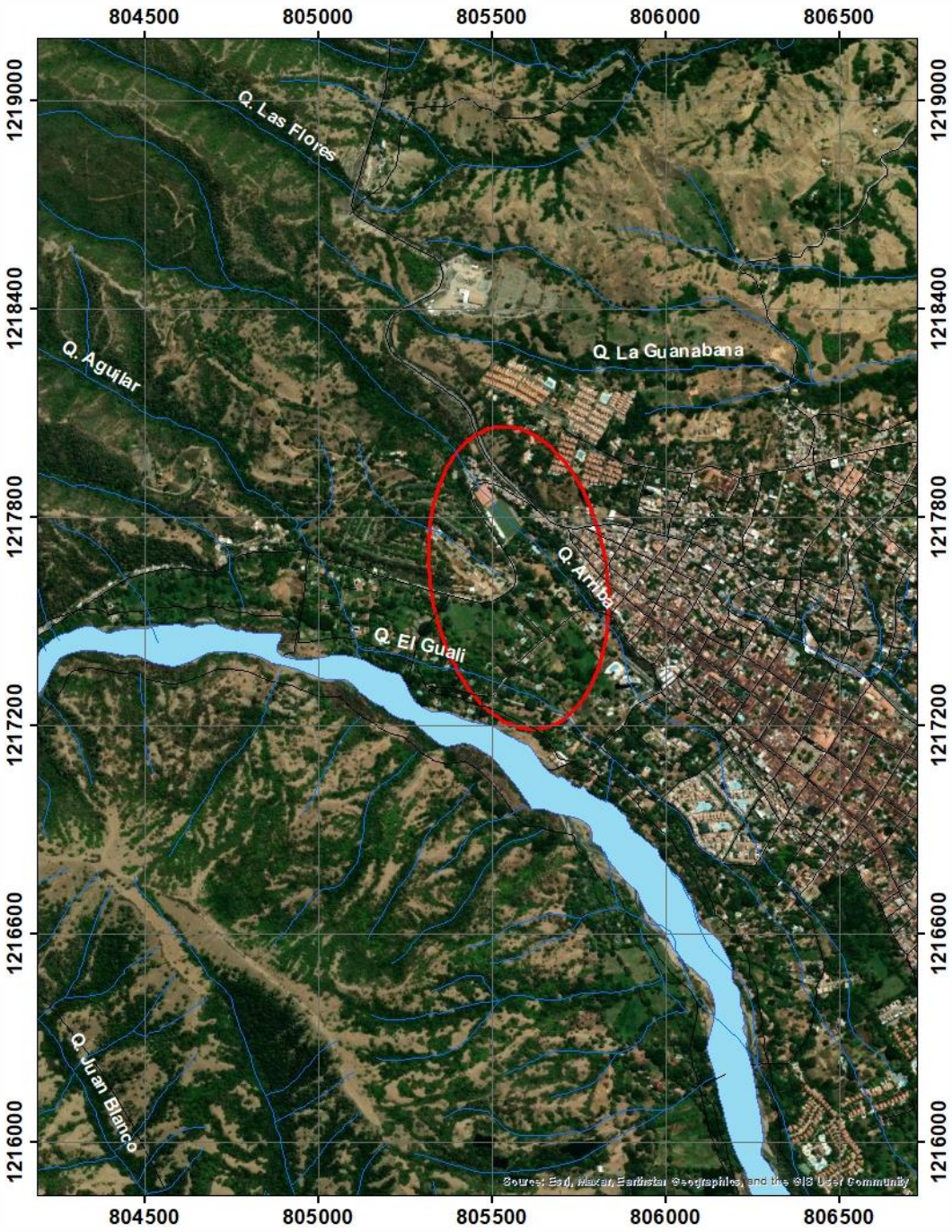


Figura 1. Localización zona de Estudio.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

Desde el punto de vista geológico, Este sector se encuentra conformada principalmente en depósitos de edad cuaternaria, tales como depósitos antrópicos (Qan), depósitos aluviales recientes (Qar), depósitos aluviotorrenciales recientes (Qat), depósitos de flujo de lodos y/o escombros (Qfle), depósitos aluviotorrenciales antiguos (Qata) y Tonalita de Santa Fe con desarrollo de milonitas (k4k5tsm). A continuación, se presenta el mapa geológico local de la zona aferente a los sondeos ejecutados (área del proyecto), además, se describen las principales características geológicas de cada una de las unidades y formaciones superficiales presentes en la zona.

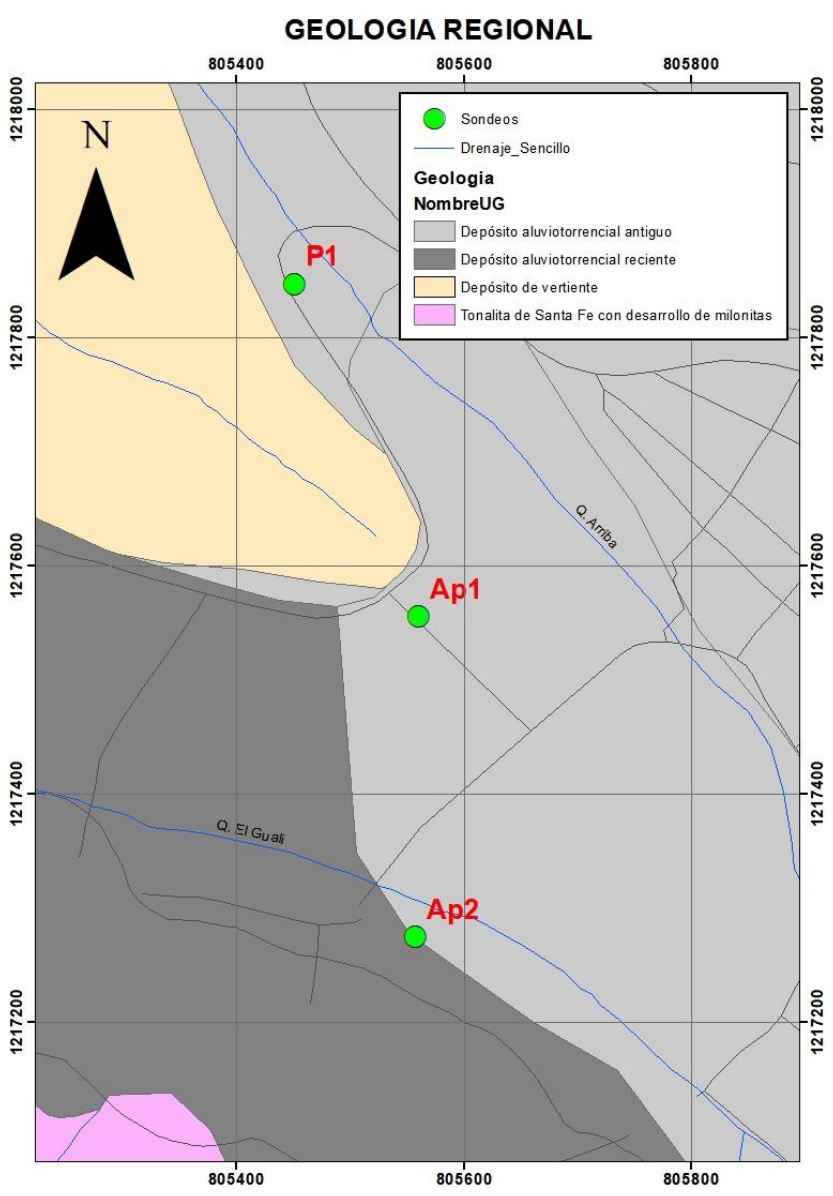


Figura 2. Mapa geológico regional (modificado SGC, 2018).

Depósitos aluviotorrenciales recientes (Qat)

Corresponden a los depósitos asociados a la dinámica del río Tonusco, y a quebradas como La Maquea, La Guanábana y La Cardoso. Estos depósitos se encuentran conformados principalmente por capas de cantos de rocas y gravas gruesas, intercaladas con arenas y limos, los cuales exhiben importantes dimensiones especialmente hacia el río Tonusco.

Depósitos aluviotorrenciales antiguos (Qata)

La cabecera municipal de Santa Fé de Antioquia y la mayor parte de la zona de expansión se encuentran asentadas en los depósitos aluviotorrenciales antiguos del abanico aluvial del río Tonusco. Estos depósitos se encuentran conformando terrazas aluviales y superficies colinadas y disectadas. Composicionalmente, consisten en capas métricas de arenas gruesas con gravas intercaladas de color gris claro con capas centimétricas de limos de color beige y gris oscuro

Además, los depósitos aluviotorrenciales más antiguos asociados al abanico aluvial del río Tonusco se encuentran hacia el extremo nororiental de la zona de expansión, los cuales corresponden a paquetes de depósitos clasto soportados consolidados, conformados por clastos redondeados de baja esfericidad, frescos, cuya litología corresponde a dioritas y tobas, embebidos en una matriz areno limosa de color pardo.

3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ANÁLISIS DE LABORATORIO

3.1.1 Inspección del entorno:

Inicialmente se hace una visita a la zona donde se ejecuta el proyecto, en el que se identifican aspectos geológicos y geotécnicos generales que evidencian las condiciones actuales del terreno, su composición morfológica, y otros agentes externos que incidan en el comportamiento del material del subsuelo analizado.

3.1.2 Sondeos:

De acuerdo con la visita de campo y a las necesidades del proyecto, se programó el trabajo de exploración mediante la ejecución de tres (3) sondeos exploratorios, correspondientes a una perforación con taladro mecánico por el sistema de percusión para el avance en suelo, denominada P1, junto con un par de apiques manuales con pico y pala, denominados como A1 y A2.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

Las muestras obtenidas de cada sondeo fueron almacenadas cuidadosamente en bolsas y fueron posteriormente descritas, con el fin de elaborar las columnas estratigráficas para la definición del modelo geológico-geotécnico del sector.

En la Tabla 1 se presenta el listado del número de perforaciones ejecutadas y la profundidad alcanzada en cada sitio.

Tabla 1.Profundidad de los sondeos exploratorios.

Sondeo	Profundidad (m)	Este (m)	Norte (m)
P1	3.5	805451.4	1217847.4
A1	1.0	805560.5	1217555.3
A2	0.8	805557.1	1217274.5

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

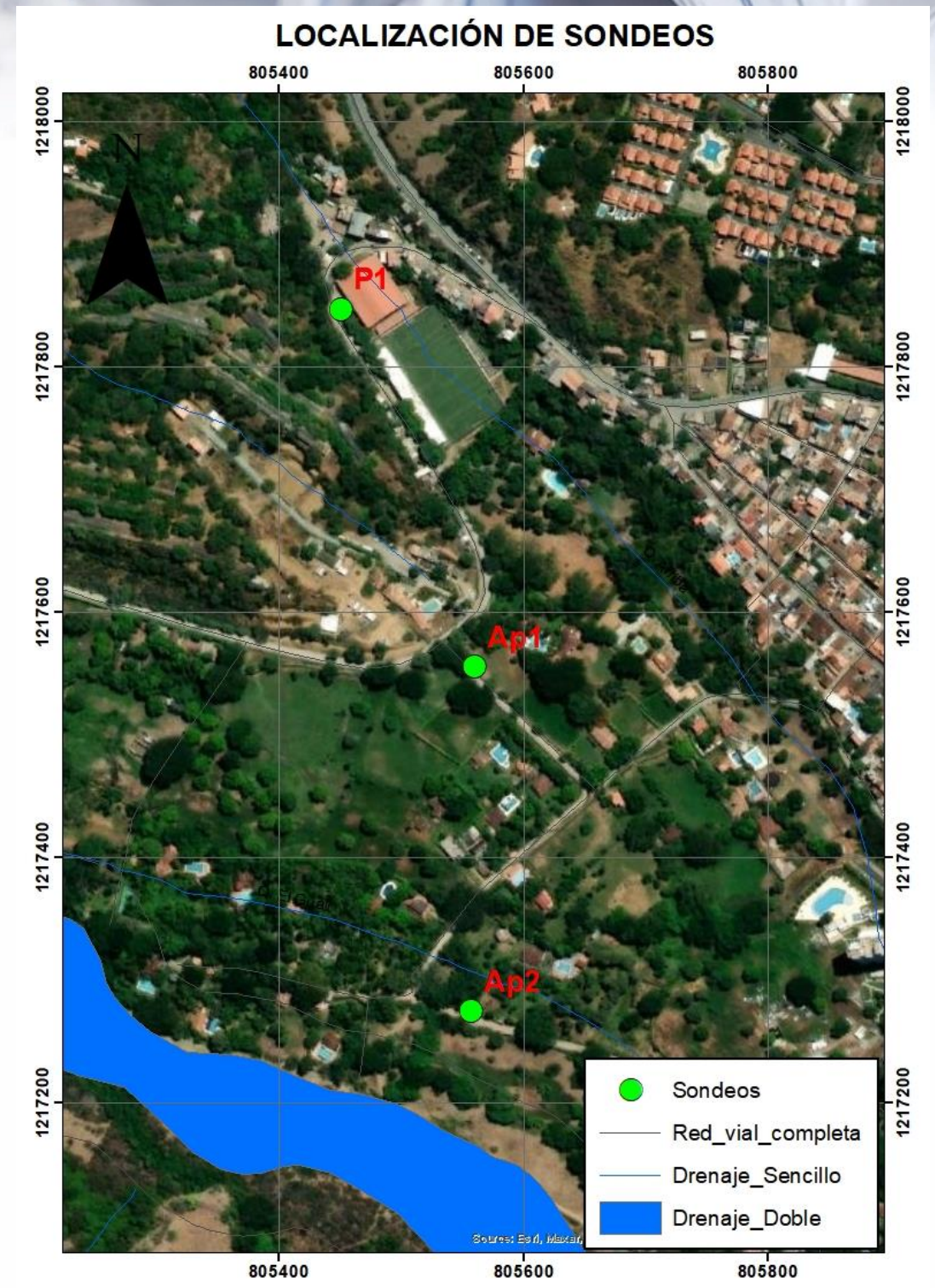
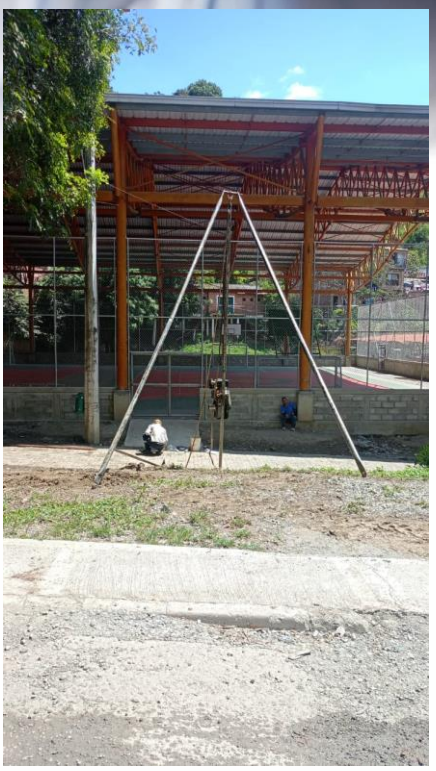


Figura 3. Ubicación sondeos exploratorios.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com



Fotografía 1. Ejecución Sondeo P1



Fotografía 2. Ejecución Sondeo A2



Fotografía 3. Ejecución Sondeo A2

3.1.3 Ejecución de ensayos de campo y toma de muestras:

Durante el desarrollo de las actividades de investigación del subsuelo, en campo se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m para cada uno de los sondeos. Esta prueba permite conocer el número de golpes requerido para introducir el muestreador 45 cm, y finalmente el N que corresponde a la suma de los golpes necesarios en los últimos 30 cm, este valor de N resulta útil en el uso de distintas correlaciones que permiten la obtención de parámetros geomecánicos y consistencia de los materiales, característicos del subsuelo que conforma los diferentes estratos.

De igual forma para cada metro en cada uno de los sondeos se tomaron muestras del material, el cual fue visualmente caracterizado y almacenado en bolsas plásticas a fin de preservar sus características propias de estado límite, estas se conocen como muestras alteradas o remoldeadas por ser extraídas con un muestreador estándar.

Las siguientes imágenes ilustran los tipos de muestreadores utilizados en cada uno de los sondeos.



Figura 4. Muestreador estándar para el ensayo SPT.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com



Figura 5. Muestreador de pared delgada.

3.1.4 Nivel freático

Durante la época en que se realizó la exploración de campo (octubre de 2024), no se detectó el nivel freático en los sondeos realizados. Es posible que esta condición difiera al momento de efectuar las intervenciones, debido a cambios en las condiciones climáticas.

3.1.5 Análisis de laboratorio:

Una vez se dispone de las muestras recuperadas estás son revisadas por el equipo técnico, elaborando la columna estratigráfica del material que compone el terreno relacionándose entre sí, con lo encontrado en cada sondeo ejecutado, verificando y ajustando las descripciones dadas por el operador.

Obtenido el perfil estratigráfico del subsuelo se seleccionan las muestras representativas de cada estrato las cuales son enviadas al laboratorio de suelos en el que se practican diferentes ensayos de caracterización. Dentro de los ensayos se encuentran: humedad natural, límites de Atterberg que dan como resultado los límites de consistencia e índice de plasticidad y el ensayo de granulometría que permite la clasificación del material por el método U.S.C.S.

La siguiente tabla contiene la cantidad de muestras analizadas por cada tipo de ensayo:

Tabla 2.Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas.

Tipo de ensayo	Cantidad
Granulometría	4
Limite Liquido	4
Limite Plástico	4
Humedad Natural	4
Corte Directo CD	1

Se realiza un análisis detallado de los resultados de cada ensayo, tratando de determinar los rangos en los que se encuentran los parámetros físicos de cada formación encontrada y como representan estos valores el comportamiento esperado de estos materiales.

Las siguientes tablas presentan en resumen los resultados de laboratorio para cada una de las muestras analizadas.

Tabla 3.Resultados pruebas de laboratorio – propiedades índice

Sondeo	Profundidad m	Wn %	LL %	LP %	IP %	IF %	Consistencia	Pasa #200%	USCS	Estrato
P1-M3	2.00 a 2.45	9.9	40.2	23.4	16.8	-80.1	Semisólida	42.3	SC	Qat
P1-M4	3.00 a 3.45	5.4	27.6	20.7	6.9	-220.5	Semisólida	10.9	GW-GC	Qat
A1-M2	1.00	6.9	32.8	20.4	12.4	-109.0	Semisólida	24.3	SC	Qat
A2-M1	0.80	5.5	25.7	20.5	5.2	-288.7	Semisólida	6.9	SW-SC	Qat

Tabla 4.Resultados pruebas de laboratorio – propiedades índice

Perforación	Profundidad m	Wn %	Peso unitario húmedo kN/m3	Peso unitario seco kN/m3	c kPa	ϕ °	Estrato
P1-M3	2.00 a 2.45	9.8	19.6	17.9	54.6	35.1	Qat

3.2 ESTRATIGRAFÍA

Terminada la etapa de exploración y al revisar las muestras recuperadas en cada sondeo se construye el perfil estratigráfico del terreno con la información obtenida de la inspección visual de las muestras y los resultados de los ensayos de campo y laboratorio para los sondeos ejecutados.

Estratigráficamente se encontró que el área estudiada se conforma principalmente por materiales aluviales, específicamente depósitos de origen aluviotorrencial, los cuales son suprayacidos por materiales de origen antrópico.

A continuación, se presenta una descripción detallada de cada uno de los estratos identificados:

LLENO ANTRÓPICO (Qll):

Identificado de manera superficial en todos los sondeos ejecutados, con espesores de aproximadamente 1.0 m en el sondeo P1 y 0.6 m en los sondeos A1 y A2.

En el sondeo P1 corresponde a una arena arcillosa en tonalidades grisáceas, zonas blancas, negras y amarillas, matiz húmeda, consistencia firme a blanda, poco a moderadamente plástico; contiene escombros y basura.



Fotografía 4. Materiales llenos antrópicos – sondeo P1.

En cuanto a los sondeos A1 y A2 corresponde a una posible estructura de base/sub-base granular, compuesta por una mezcla de arenas, gravas y bloques de hasta 40 cm de diámetro aproximadamente. La matriz corresponde al mismo material que compone el depósito aluviotorrencial subyaciente.



Fotografía 5. Materiales llenos antrópicos – sondeos A1 y A2.

DEPÓSITO ALUVIOTORRENCIAL (Qat):

Identificado en los tres sondeos ejecutados subyaciendo al lleno antrópico, extendiéndose hasta la profundidad explorada en todos los casos. Arena limo-arcillosa presente en tonalidades café y grisáceas, ocasionales vetas y zonas amarillas y rojizas, matriz húmeda, plasticidad moderada a baja, consistencia firme, disgregable; presenta gravas y bloques redondeados a sub-angulares de hasta 2" de diámetro en su mayor dimensión, los cuales componen entre un 10% a 60% aproximadamente del volumen del depósito.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com



Fotografía 6. Materiales depósito aluviotorrencial.

De acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio para las muestras analizadas se presentan las siguientes variaciones para las diferentes propiedades índice:

Clasificación USCS: Arenas arcillosas (SC), Arenas arcillosas bien gradadas (SW-SC), Gravas arcillosas bien gradadas (GW-GC).
Humedad natural: 5.4% - 9.9%
Limite Líquido: 25.7% - 40.2%
Índice Plástico: 5.2% – 16.8%
Porcentaje de finos: 6.9% – 42.3%

3.3 CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

En algunos materiales se presentan ciertos fenómenos o condiciones que pueden generar inconvenientes a corto y largo plazo a las diferentes obras y estructuras que se encuentren sobre estos; debido a esto se debe evaluar la susceptibilidad del suelo a presentar estas condiciones y la magnitud de sus efectos.

3.3.1 Potencial de expansión

Algunos materiales poseen la característica especial de contraerse al perder humedad y expandirse cuando la ganan de nuevo. Se puede estimar de manera aproximada el potencial de expansión del material a partir de sus límites de consistencia como se muestra en las siguientes tablas.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

Tabla 5. Clasificación de suelos expansivos a partir del límite líquido.1

Potencial de expansión	Límite líquido LL , en (%)
Muy alto	> 63
Alto	50 – 63
Medio	39 – 50
Bajo	< 39

Tabla 6. Clasificación de suelos expansivos a partir del índice plástico (Raman 1967).

Índice plástico (%)	Clasificación
<12	Bajo
12-23	Medio
23-32	Alto
>32	Muy Alto

Como se puede observar en las siguientes ilustraciones, los valores de límite líquido e índice plástico de los materiales encontrados, los clasifican con un potencial de expansión variable, entre bajo y medio.

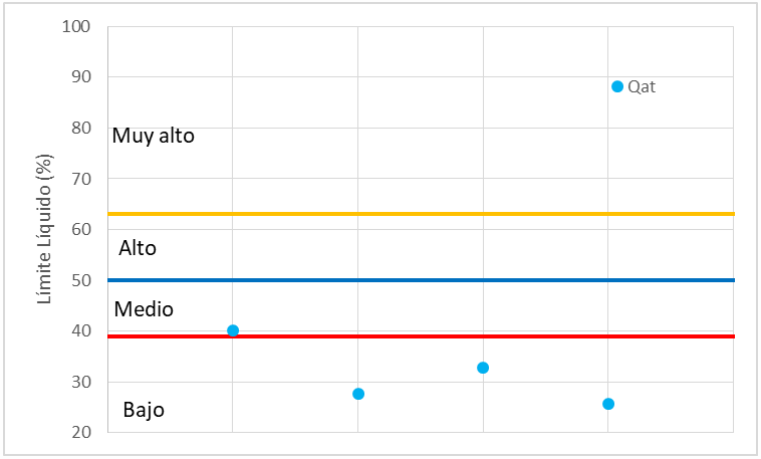


Figura 6. Potencial de expansión a partir del límite líquido.

1 NSR-10 –Capitulo H.9- Condiciones geotécnicas especiales. Pág. H-49

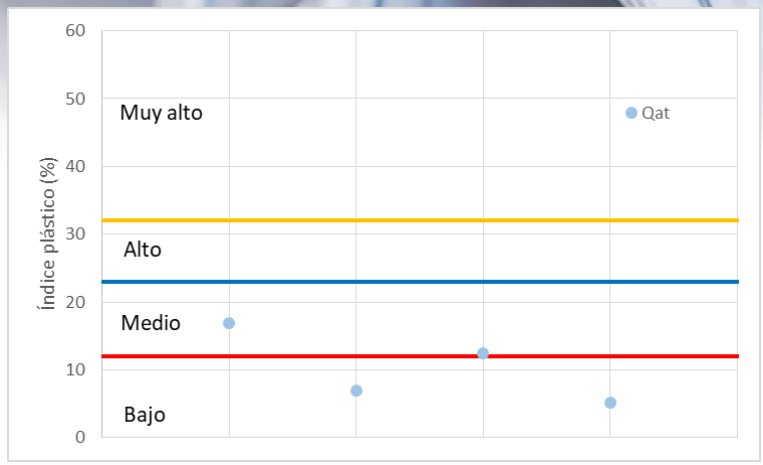


Figura 7. Potencial de expansión a partir del índice plástico.

En términos generales los materiales presentes en la zona tienden a poseer un potencial medio a bajo expandirse, por lo que no se espera se presenten cambios de volumen significativos producto de los eventos constantes de recarga y descarga de agua.

3.3.2 Potencial de colapso

Se definen como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas o limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan2. Debido a la naturaleza y composición del suelo se debe verificar la susceptibilidad al colapso que este posee así:

Para que el material sea colapsable se debe cumplir la siguiente relación

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} \leq 1$$

Donde:

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

γ_d: Peso unitario seco del suelo
γ_{dcrit}: Peso unitario seco crítico del suelo.
γ_w: Peso unitario del agua
Gs: Gravedad específica.

2 NSR-10 –Capitulo H.9- Condiciones geotécnicas especiales. Pág. H-51

w_l: Humedad del límite líquido

Así, tomando los datos de gravedad específica, límite líquido y peso unitario seco de las muestras inalteradas se calculó el potencial de colapso.

Tabla 7. Potencial de colapso muestras inalteradas.

MUESTRA	P1-M3
ESTRATO	Qat
γw (g/cm^3)	1
Gs	2.64
Wl (%)	40.2
γdc (g/cm^3)	1.28
γd (g/cm^3)	1.79
γd/γdc	**1.40**

Las relaciones de pesos unitarios indican una condición estable, lo que parece indicar que el material no es susceptible a colapsar.

3.3.3 Potencial de licuación

Inicialmente se usa el método analítico propuesto por Kishida (1969) ajustado por Ohsaki (1970), el cual considera, se deben cumplir las siguientes condiciones para que se presente el fenómeno de licuación:

1. El nivel freático está cerca de la superficie
2. Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones:
   2 mm > D50 > 0,074 mm.
   Cu < 10
3. El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del licuable, es menor que 8 m
4. La relación entre el espesor del estrato no licuable y el licuable, es menor que 1
5. La presión efectiva de confinamiento (σ'c) es menor que 2 Kg/cm^2
6. La compacidad relativa (Cr) es menor que el 75 %.
7. El número de golpes en la prueba de penetración estándar (NSPT) es menor que dos veces la profundidad expresada en metros.

En la campaña de exploración geotécnica no se logró identificar de forma superficial el nivel freático, sin embargo, al tratarse de una zona aferente a afluentes de agua, se podría presentar un escenario de ascenso del nivel freático que cumpla con la condición 1.

Los materiales encontrados en la zona son de carácter granulométrico predominantemente gruesogranular, donde dos de las cuatro muestras analizadas presentaron un valor de D50 que cumple con los rangos de la condición 2. En algunas de las muestras gruesogranulares se encontraron contenidos considerables de material finogranular, por lo que no fue posible determinar de forma precisa el valor de D10, sin embargo, se conoce que este es inferior al tamaño de abertura de la malla N°200 (0.075 mm).

Tabla 8. Valores de Cu para muestras gruesogranulares.

Muestra	D60 (mm)	D50 (mm)	D10 (mm)	Cu
P1-M3	0.341	0.191	<0.075	≥5
P1-M4	10.893	5.461	0.051	212
A1-M2	1.247	0.562	<0.075	≥17
A2-M1	4.755	3.054	0.140	34

Así, se determina que, para solo para una de las muestras analizadas, se podría presentar una condición asociada a un valor de Cu inferior a 10, por lo que se considera que en términos generales en la zona de estudio no se cumple con la condición 2.

El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar mencionado en el numeral 7 no se cumple en los tramos con SPT del sondeo P1.

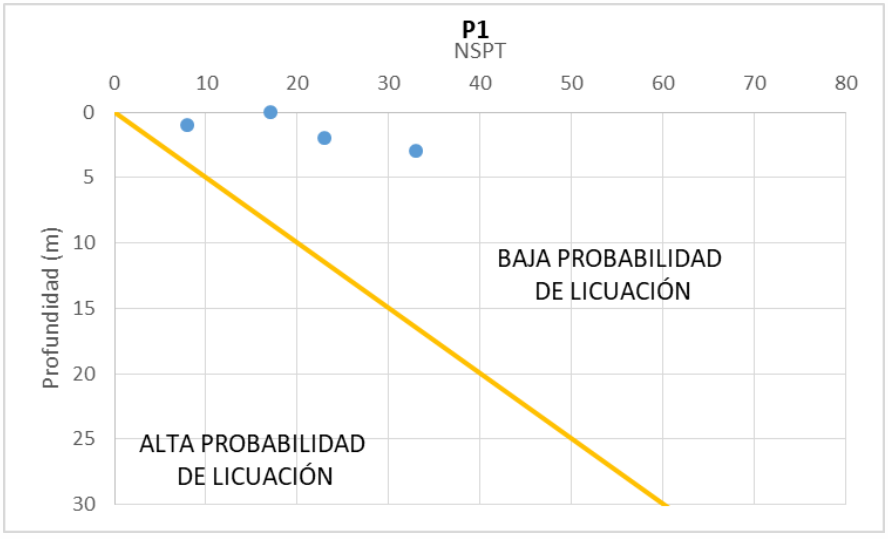


Figura 8. Probabilidad de licuación a partir del ensayo SPT P1.

Se considera que por su rigidez y granulometría, los materiales presentes en el sitio de estudio no poseen una susceptibilidad considerable a licuarse.

Con el fin de evaluar de una manera cuantitativa los efectos que tendría una posible licuación sobre el material, se modela la acción de un sismo usando el software LiquefyPro,

considerando un sismo de magnitud 6.82 en la escala de Richter, seleccionado a partir del Modelo de fuentes sismogénicas del Sistema de Consulta de la Amenaza Sísmica de Colombia, proporcionado por el Servicio Geológico Colombiano. Se consideró el perfil estratigráfico del sondeo P1, ejecutado con el ensayo SPT.

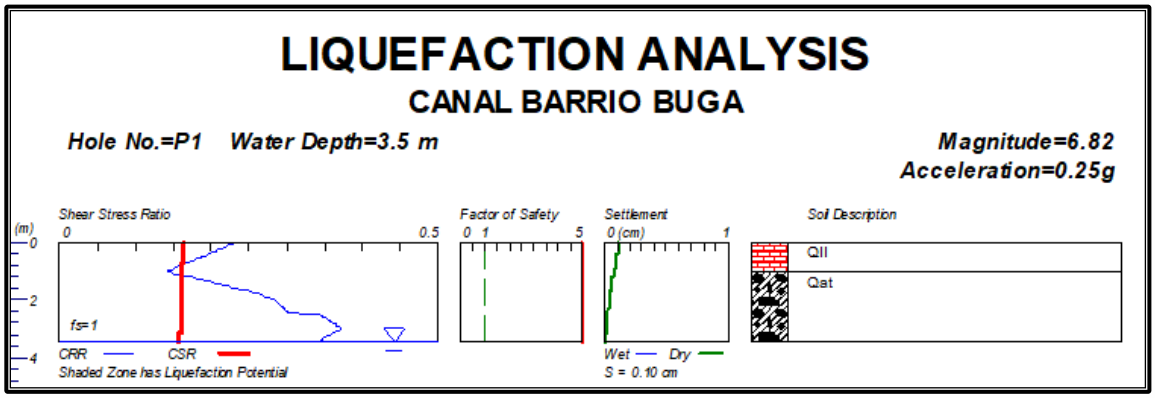


Figura 9. Resultados análisis licuación (LiquefyPro) – Sondeo P1.

Se obtiene en estos casos que el factor de seguridad a la licuación es superior a 1 a lo largo del sondeo analizado, con asentamientos cercanos a 0.1 cm, considerados bajos para un evento extremo de tal magnitud, por lo que el efecto producido por un sismo de magnitud similar al analizado sería de baja magnitud en cuanto a licuación se refiere.

Cabe anotarse que los análisis anteriores consideran una ausencia del nivel freático acorde a las observaciones efectuadas en la campaña exploratoria, sin embargo, en un supuesto escenario de saturación se presentaría una condición desfavorable en cuanto a la licuación se refiere.

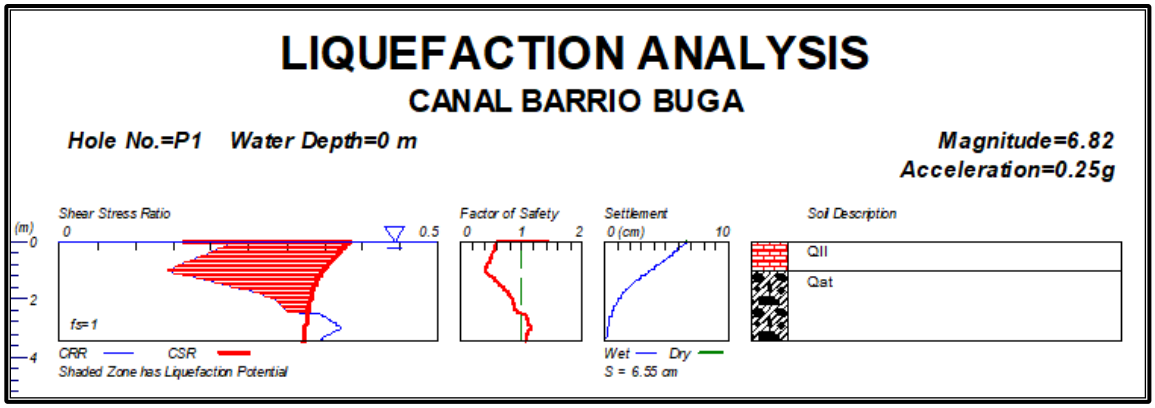


Figura 10. Resultados análisis licuación (LiquefyPro) – Sondeo P1 ascenso nivel freático.

Bajo un escenario de saturación excesivo, las condiciones del material respecto al fenómeno de licuación serían más desfavorables, obteniendo factores de seguridad inferiores a la unidad y asociados a asentamientos de hasta 7 cm en superficie. Cabe anotarse que este

análisis contempla una presencia del nivel freático e superficie, que aunque probable, no corresponde a la condición permanente del sector, por lo cual el correcto manejo de aguas superficiales y sub-superficiales en la zona afectada se hace fundamental para mantener la integridad de la estructura a largo plazo, evitando la saturación excesiva del material.

3.3.4 Conclusiones condiciones especiales.

- En términos generales el material presente en el sitio de estudio presenta una susceptibilidad media a expandirse, por lo que no se esperan cambios significativos de volumen en el material con la entrada o salida de agua del material, además, al encontrarse un estado de saturación permanente del suelo bajo el canal no se espera que esta condición tenga efecto sobre la estructura del box culvert.
- En cuanto al colapso las relaciones de pesos unitarios obtenidas indican una condición estable, por lo que, aunque no se espera que se presente colapso, se debe prevenir la saturación del suelo para evitar que se deteriore la estructura interna del material.
- En cuanto al fenómeno de licuación, los análisis cuantitativos muestran un factor de seguridad a la licuación superior a 1 bajo las condiciones freáticas identificadas en la campaña exploratoria, por lo que en caso de presentarse licuación los efectos en el suelo serían mínimos, sin embargo, los análisis para un hipotético escenario de saturación reflejan un deterioro del comportamiento del suelo, por lo que se recomienda llevar un estricto manejo de aguas en el sector para reducir la saturación del suelo y así evitar la ocurrencia de este fenómeno.

3.4 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE MATERIALES

Para el caso de los materiales definidos como suelo, los parámetros geomecánicos se obtienen a partir de la información recolectada de los sondeos exploratorios y del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos, teniendo en cuenta también el comportamiento del suelo a partir del ensayo SPT donde haya sido posible realizarlo. Al analizar esta información en conjunto es posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

En la literatura especializada existen diversas correlaciones entre el valor de N, obtenido del ensayo SPT, y los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, en éste a partir de ecuaciones se estiman estos valores, los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante del terreno y análisis de estabilidad. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizados por el personal técnico de acuerdo a su experiencia y conocimientos sobre la zona de objeto de estudio.

De las correlaciones disponibles para la obtención de parámetros como cohesión y ángulo de fricción que se encuentran en la literatura, se tiene la ecuación propuesta por Bowles la cual

permite obtener un valor de N corregido que posteriormente permite una mejor aproximación a los valores de resistencia. Dicha ecuación tiene en cuenta correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de las barras de perforación, por el tomamuestras y finalmente por el diámetro de la perforación.

La ecuación propuesta por Bowles (1988) para el valor de N corregido se la define de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{Ns = N * Cn * \eta 1 * \eta 2 * \eta 3 * \eta 4}$$

Donde:

$\boldsymbol{N}$: N de Campo
$\boldsymbol{Cn}$: Corrección por confinamiento.
$\boldsymbol{\eta 1}$: Corrección por energía del martillo.
$\boldsymbol{\eta 2}$: Corrección por longitud de barras de perforación
$\boldsymbol{\eta 3}$: Corrección por tomamuestras.
$\boldsymbol{\eta 4}$: Corrección por diámetro de la perforación

Con el valor de N corregido a partir de lo anterior y los resultados de laboratorio obtenidos para cada estrato se ajusta el parámetro de cohesión y fricción que se definirá para cada material siendo congruente con las observaciones realizadas en campo.

Para el estrato definido como lleno, se hizo un análisis de los parámetros obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura, despreciando aquellos valores que no resultaban representativos con base en la experiencia del equipo técnico que adelanta el presente estudio. Las correlaciones usadas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 9. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.

CORRELACIONES USADAS PARA DETERMINAR PARÁMETROS DE RESISTENCIA A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	
Kulhawy y Mayne (1990)	$\emptyset = Tan^{-1}\left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3\left(\frac{\acute{\sigma}_0}{Pa}\right)}\right)^{0.34}$
Wolff (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2$
Hatanaka y Uchida (1996)	$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr}} + 20$ $\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr}} + 17$
Parra y Ramos (2006)	$\emptyset = 5.35\, Ln(N) + 14.44$ $Cu = 0.22 * \mathrm{Ln}(N) - 0.4$
Müller (1970)	$\emptyset = 24 + 5.77 Ln(0.1667 N_{SPT})$
Peck	$\emptyset = 28.5 + 0.25 N1_{45}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\emptyset = 26.25 * \left(2 - e^{\left(-\frac{N1_{45}}{62}\right)}\right)$
Kishida	$\emptyset = 15 + \sqrt{(20 * N1_{45})}$
Schmertmann	$\emptyset = Tan^{-1}\left(\frac{N_{60}}{43.3}\right)^{0.34}$
Japan National Railway	$\emptyset = 27 + 0.1875 * N1_{45}$
Japan Road Bureau	$\emptyset = 15 + (9.375 * N1_{45})^{0.5}$
Stroud (1974)	$C_u = K \cdot N[kN/m2]$ $K \begin{cases} 3.5\ kN/m2 \\ 6.5 kN/m2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72}[kN/m2]$
Mesri (1989)	$Cu = 0.22 * \acute{\sigma}_0$

Con la información anterior se procedió a la definición de los parámetros para el mencionado estrato, ajustándose además con los resultados de la modelación de la problemática que se presenta en campo y que se evidenció durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtuvo un valor promedio, mínimo y máximo de cohesión y fricción para cada correlación utilizada, obteniendo a partir de su análisis los parámetros geomecánicos característicos para cada material donde fue posible realizar el ensayo.

LLENO ANTRÓPICO (Qll)

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 32º y 40º (ignorando las propuestas de Kulhawy y Schmertmann) y entre 0.8 kPa y 29.0 kPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Hara y Stroud).

Las siguientes imágenes ilustran las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al lleno antrópico.

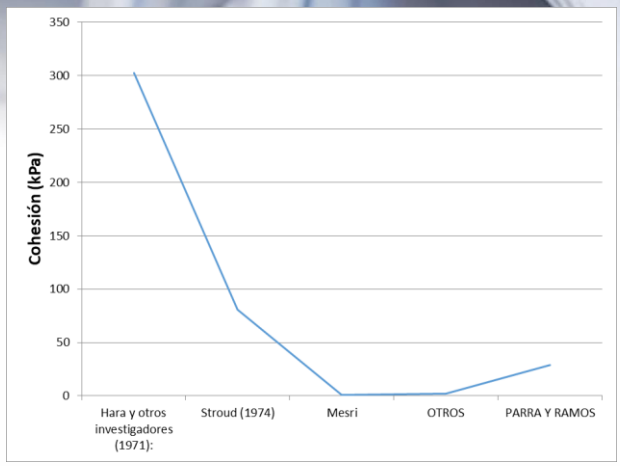


Figura 11. Variación cohesión del lleno antrópico.

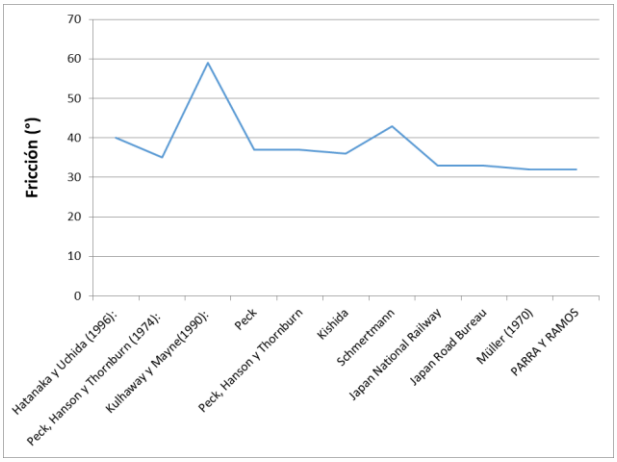


Figura 12. Variación ángulo de fricción del lleno antrópico.

Se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores obtenidos, descartando las propuestas de Kulhawy, Hatanaka y Schmertmann; para el caso de la cohesión se tomó el promedio de los valores obtenidos con cada correlación, donde se descartaron los valores obtenidos con las propuestas de Hara y Stroud.

Tabla 10. Parámetros geomecánicos del lleno antrópico

Peso unitario (kN/m^3)	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
17.0*	34	10.7

***Definido a partir de valores típicos para este tipo de material**

DEPÓSITO ALUVIOTORRENCIAL

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 27º y 41º (ignorando las propuestas de Hatanaka, Kulhawy y Schmertmann) y entre 4.7 kPa y 154.0 kPa para la cohesión (ignorando la propuesta de Hara).

Las siguientes imágenes ilustran las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al depósito aluviotorrencial.

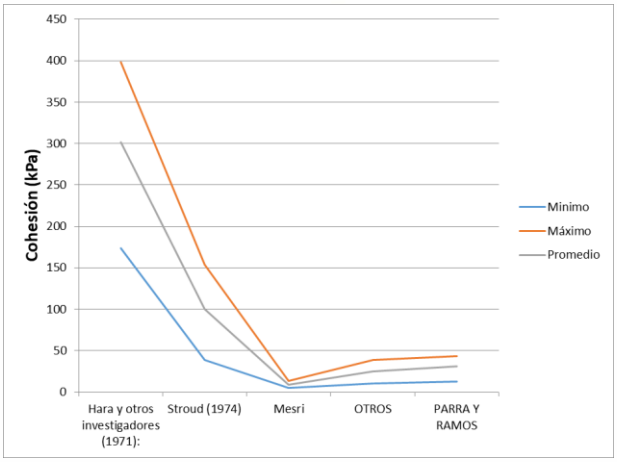


Figura 13. Variación cohesión del depósito aluviotorrencial.

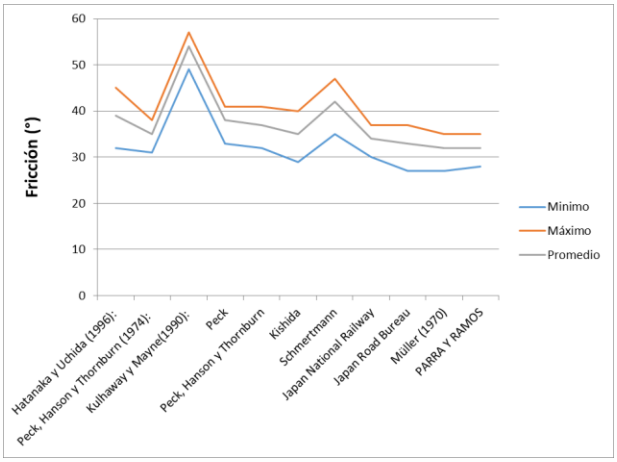


Figura 14. Variación ángulo de fricción del depósito aluviotorrencial.

Los ensayos geomecánicos realizados sobre muestras recuperadas en este material arrojaron los siguientes resultados.

Tabla 11. Resultados ensayos geomecánicos del depósito aluviotorrencial

Ensayo	Peso unitario (kN/m^3)	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Corte CD	19.6	35.1	54.6

Se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores obtenidos con los ensayos de corte y lo valores mínimos obtenidos con cada correlación, descartando las propuestas de Hatanaka, Kulhawy y Schmertmann; en cuanto al caso de la cohesión se tomó

el promedio de los valores obtenidos con los ensayos de corte y los valores promedio obtenidos con las correlaciones, descartando las propuestas de Hara y Stroud.

Tabla 12. Parámetros geomecánicos del depósito aluviotorrencial

Peso unitario (kN/m^3)	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
19.6	35	29.9

3.5 PARÁMETROS DEFORMABILIDAD

Para los análisis de deformaciones y asentamientos se requiere la definición del módulo de elasticidad del suelo, el cual es un parámetro que indica el grado de rigidez del mismo. Existen diversas formas de determinar el módulo de elasticidad del suelo, ya sea por ensayos directos, correlaciones con ensayos de campo (SPT, CPT, entre otros) o a partir de valores típicos según el tipo de material en cuestión.

3.5.1 Módulo de elasticidad a partir de SPT

Se usó la expresión propuesta por Yoshida y Yoshinaka (1972) para determinar el módulo de elasticidad del suelo a partir de los golpes obtenidos en el ensayo SPT:

$$\boldsymbol{E\ (kPa) = 650 * N_{70}}$$

Así se agruparon y promediaron los valores obtenidos en los tramos donde se realizó el ensayo SPT en cada estrato.

Tabla 13. Parámetros deformabilidad para diseño

Material	E_{Suelo} (kPa)
Lleno antrópico	10864
Depósito aluviotorrencial	11143

3.6 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO

En la Norma Colombiana de Diseño Sísmico de Puentes del 2014, hace referencia a los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{Ni}}$$

Ni = número de golpes por píe obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586 correspondiente al estrato i. Al número de golpes se le realiza una corrección por energía N60. El valor de Ni para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

di = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.

Las características para la clasificación de dicho perfil se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 14 Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	Vs≥1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s>Vs ≥760m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante	760 m/s>Vs ≥360m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanca, que cumplan con cualquiera de los 2 criterios	N ≥50 o Su ≥ 100 Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	360 m/s>Vs ≥180m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las condiciones	50>N ≥15 o 100>Su ≥ 50 Kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	180 m/s > Vs
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	IP>20 W ≥40% 50 Kpa >Su
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnicsta de acuerdo con el procedimiento A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: Suelo licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H> 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3-Arcillas de muy alta plasticidad(H> 7,5 m con Índice de Plasticidad IP>75)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>36 m.)	

En el diseño estructural, se deben tener en cuenta los siguientes parámetros, algunos dependientes de la localización del municipio:

1. Zona de amenaza sísmica: Intermedia
2. Perfil de suelo: Tipo D
3. Aceleración pico horizontal del terreno (PGA): 0.25 (Región 5)
4. Coeficiente de aceleración espectral horizontal (Ss): 0.60 (Región 6)
5. Coeficiente de aceleración espectral horizontal (S1): 0.30 (Región 6)
6. Factor de sitio (F_{PGA}): 1.30
7. Factor de sitio (F_a): 1.32

8. Factor de sitio (F_v): 1.80

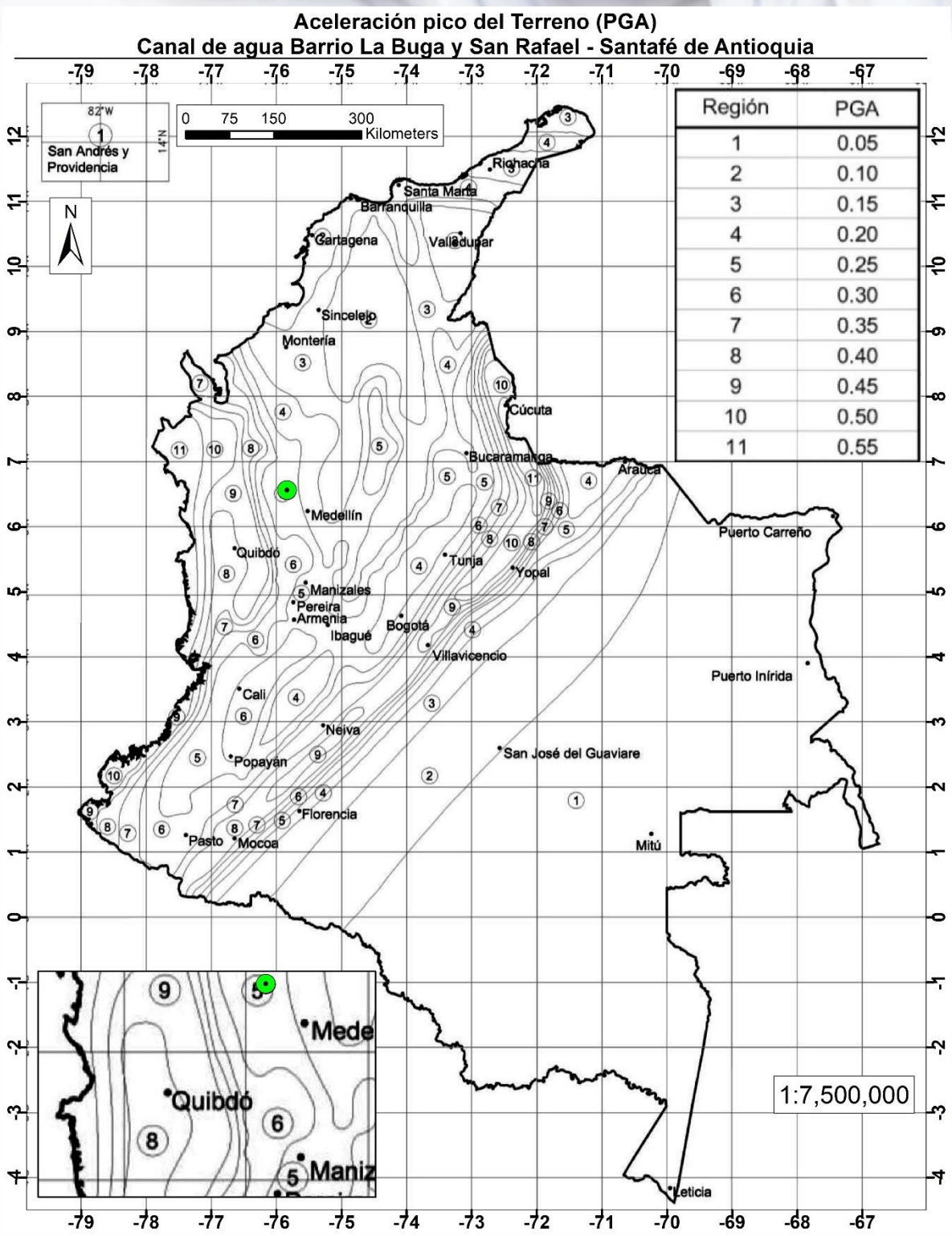


Figura 15. Valor de PGA para la zona de estudio.

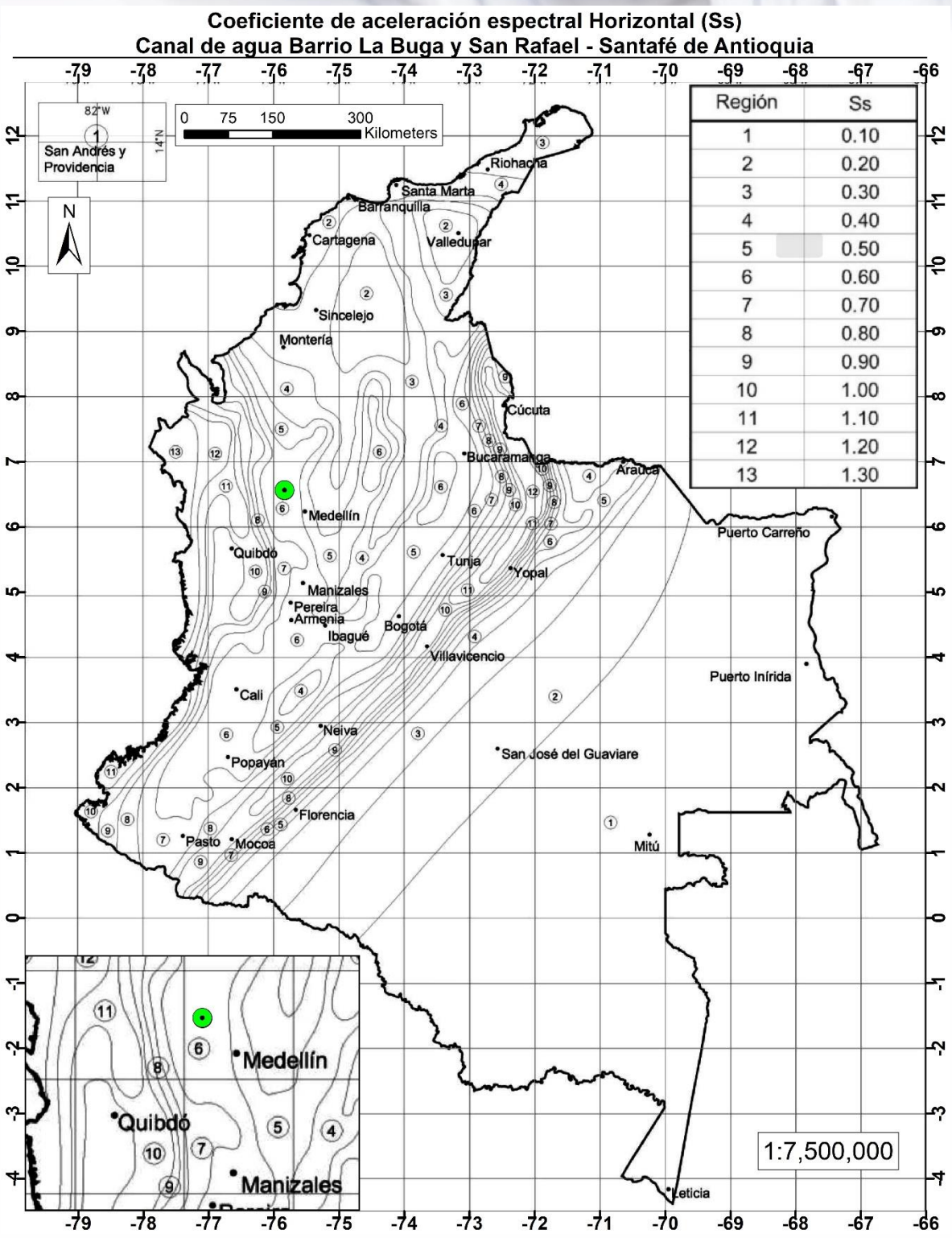


Figura 16. Valor de Ss para la zona de estudio.

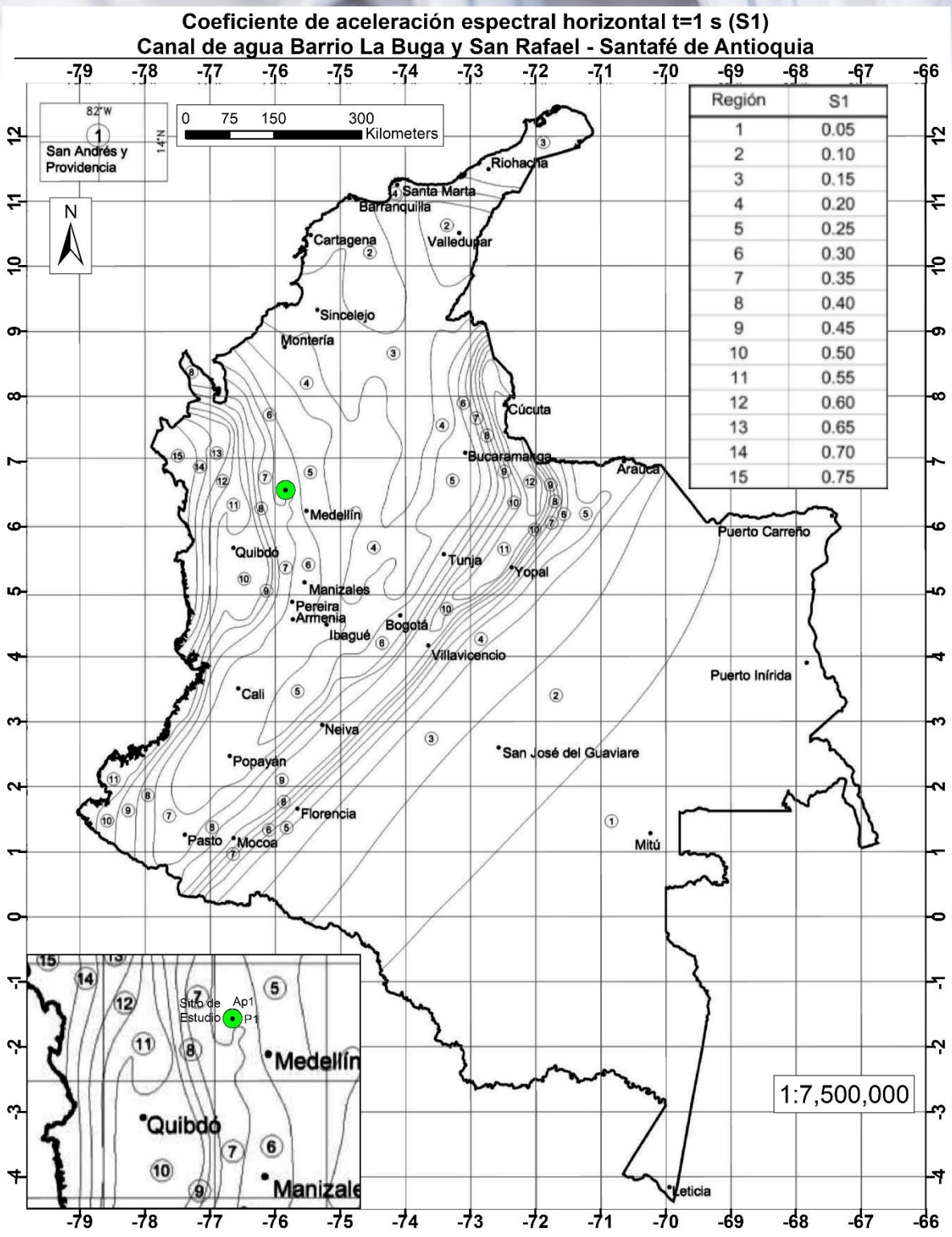


Figura 17. Valor de S1 para la zona de estudio.

4 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

En el presente apartado se definen los diferentes parámetros geotécnicos para el diseño de las obras de canalización proyectadas.

Se proyecta la canalización de 650 m lineales en un canal rectangular con sección hidráulica de 1.5 m de ancho y 1.4 m a 1.5 m de alto:

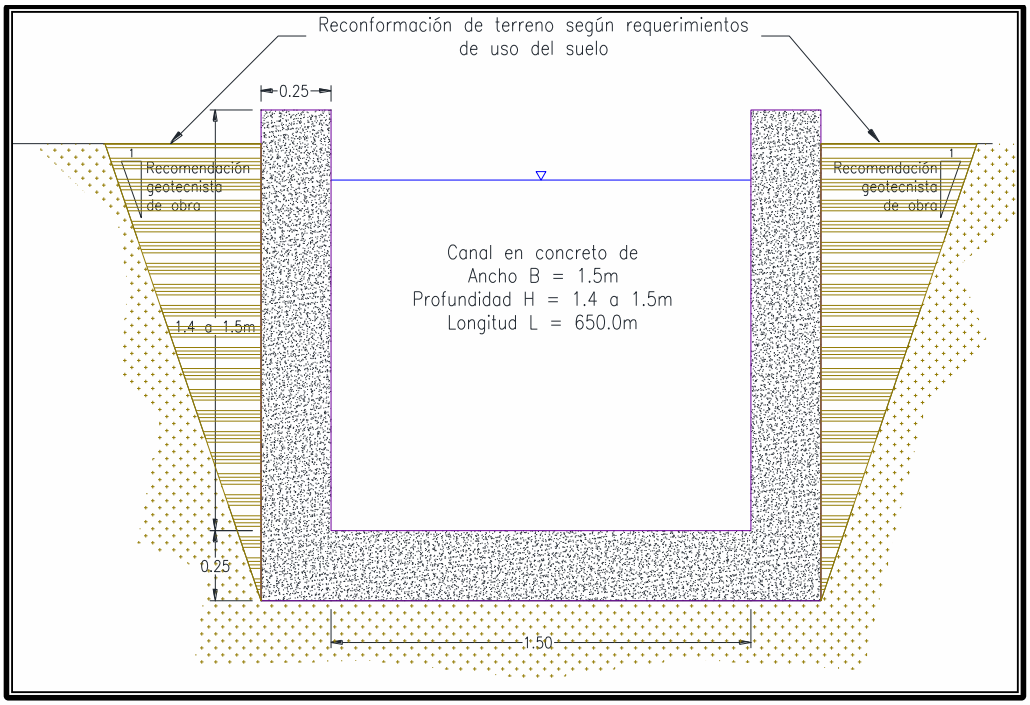


Figura 18. Sección transversal estructura de canal proyectada.

Sobre esta canalización, se requiere de la conformación de tres (3) estructuras de paso tipo box culvert, con secciones hidráulicas cuadradas de ancho 1.5 m y alto 1.5 m, denominadas box culvert 1, 2 y 3, con longitudes de 13 m, 14 m y 14.6 m respectivamente.

Sobre la zona de implantación de cada box culvert se cuenta con un sondeo adyacente, donde el sondeo P1 corresponde al box culvert 1, mientras que los sondeos A1 y A2 corresponden a los box culvert 2 y 3 respectivamente.

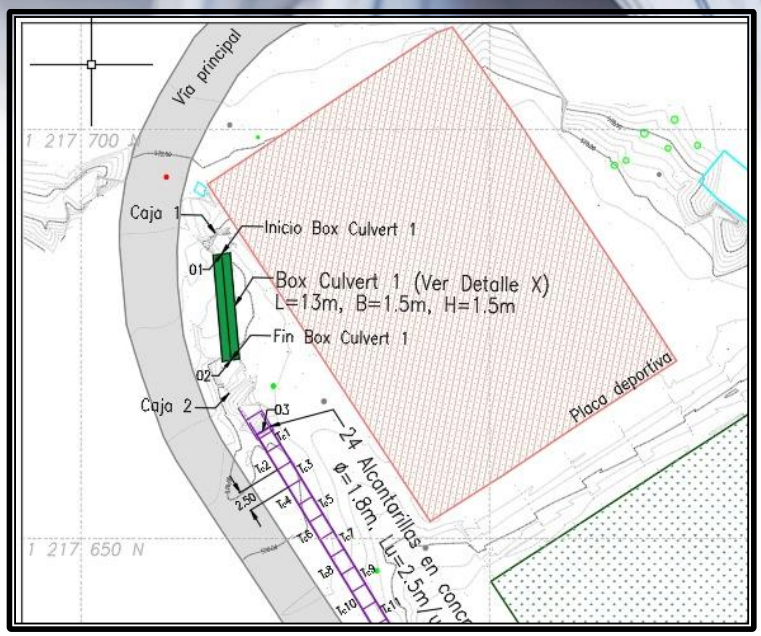


Figura 19. Esquema en planta box culvert 1.

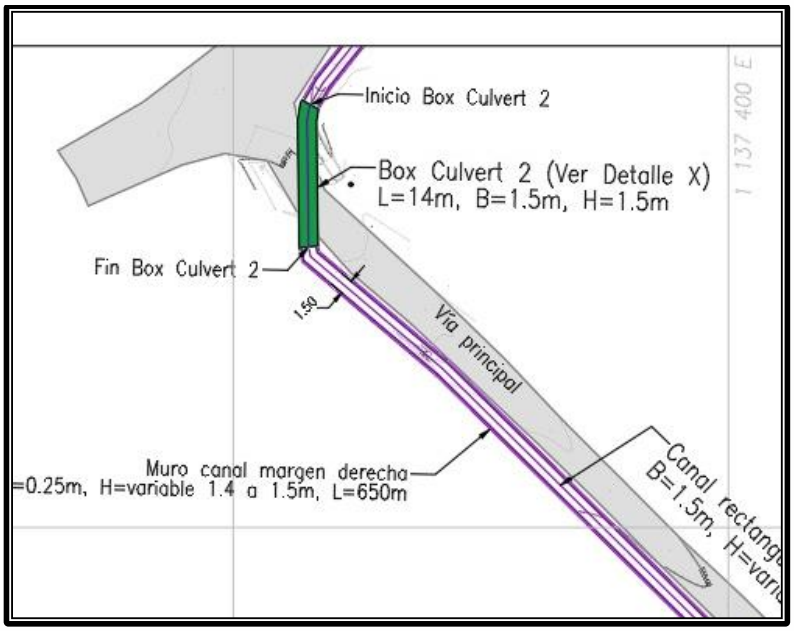


Figura 20. Esquema en planta box culvert 2.

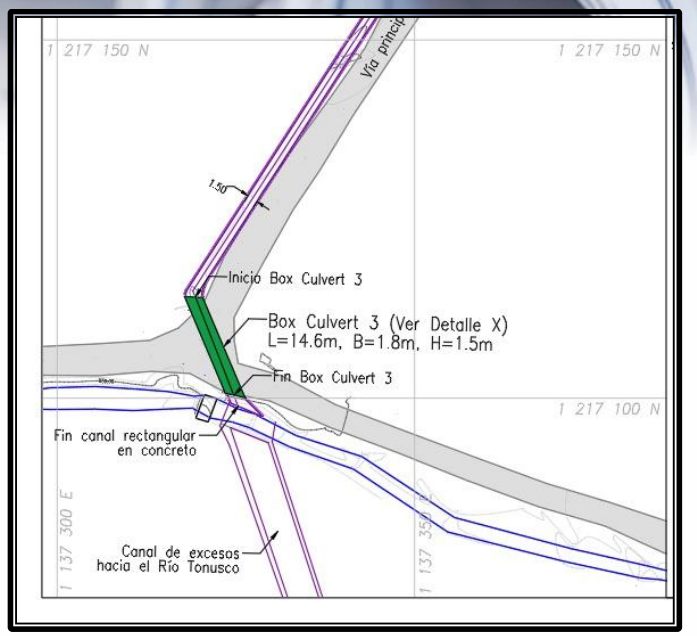


Figura 21. Esquema en planta box culvert 3.

4.1 CÁLCULO Y EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo a las características de los materiales encontrados y a las propiedades definidas para cada uno de estos, a partir de los resultados de laboratorio y uso de correlaciones disponibles en la literatura especializada, ajustadas según el criterio del equipo técnico encargado del desarrollo del presente informe, y considerando las profundidades de desplante de las obras proyectadas, se estableció que el material de apoyo de las estructuras de box culvert y del canal proyectados corresponderá al depósito aluviotorrencial identificado en la campaña exploratoria, caracterizado por una arena limo-arcillosa presente en tonalidades café y grisáceas, con ocasionales vetas y zonas amarillas y rojizas, matriz húmeda, plasticidad moderada a baja, consistencia firme, disgregable; esta presenta gravas y bloques redondeados a sub-angulares de hasta 2" de diámetro en su mayor dimensión, los cuales componen entre un 10% a 60% aproximadamente del volumen del depósito.

Estas estructuras se apoyarán en el terreno a través de una losa de fundación, desplantada por lo menos 0.2 m de profundidad respecto al nivel del lecho del canal, niveles a los cuales se exceden los espesores de material antrópico identificados en la exploración efectuada.

Por su naturaleza, no se espera que la estructura de de canalización transmita cargas al suelo a parte de su peso propio y el peso del agua en su sección hidráulica.

Para el caso del box culvert se considera además del peso propio y del agua, una carga distribuida de 15 kPa, correspondiente a las cargas vehiculares. En caso de que las

condiciones de carga estimadas superen los supuestos, se debe dar aviso oportuno para realizar los ajustes necesarios.

Debido a la composición grueso-granular del material aluviotorrencial de apoyo, no se considera la necesidad de implantar un material de homogenización entre la fundación y el suelo de apoyo, sin embargo, en caso de presentarse sectores donde el apoyo se dé sobre materiales finos, deberá considerarse la implementación de un material de reemplazo o entresuelo en piedra de por lo menos 10 cm de espesor, el cual tendrá como finalidad la mitigación de posibles subpresiones que traten de levantar a las estructuras proyectadas.

De acuerdo con las nuevas disposiciones descritas en el CCP2014, las cimentaciones deben ser dimensionadas de tal forma que satisfagan los estados límite definidos en la norma mencionada, presentando factores de resistencia para cada estado límite. A continuación, se describe brevemente cada estado límite y sus correspondientes factores:

Estado límite de Servicio: El diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:

- Asentamientos
- Movimientos horizontales
- Estabilidad Global
- Socavación para la inundación de diseño

Los factores de resistencia para los estados límite de servicio deben tomarse como 1.0.

Estado límite de resistencia: El diseño de cimentaciones en los estados límites de resistencia incluye la consideración de las resistencias geotécnicas nominales, este diseño debe considerar:

- Resistencia estructural
- Pérdida de apoyo lateral y vertical debido a la socavación en el evento de la inundación de diseño

Tabla 15. Factores de resistencia para zapatas

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de Carga	ϕ_b	Método teórico (Munfakn et al, 2001) en arcilla	0.5
		Método teórico (Munfakn et al, 2001) en arena, usando CPT	0.5
		Método teórico (Munfakn et al, 2001) en arena, usando SPT	0.45
		Métodos semiempíricos (Meyerhof 1957), todos los suelos	0.45

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de Carga con Placa	0.55

Estado límite de Evento Extremo: Las cimentaciones deben ser diseñadas para situaciones extremas según corresponda y debe ser consistente con la expectativa de prevenir el colapso de la estructura y proteger la vida.

Los factores de resistencia para el estado límite de evento extremo deben tomarse como 1.0, para la resistencia al levantamiento se toma 0.8.

4.1.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga para el muro se estimó de acuerdo a las recomendaciones del CCP2014, el cual advierte que esta debe determinarse con base en el nivel freático más alto previsto para el sitio en el cual se ubica la estructura. Adicionalmente se consideró una disminución de los parámetros geomecánicos del material teniendo en cuenta las propiedades de los materiales afectados por el factor de seguridad con respecto a la falla por corte.

La capacidad de carga mayorada qr se tomó como:

$$q_R = \varphi_b q_n$$

Donde

φ_b = Factor de resistencia

q_n = Capacidad de carga nominal (MPa)

La capacidad de carga nominal, en MPa, se estimó mediante la ecuación:

$$q_n = CN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

En la cual

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Donde:

C = Cohesión, tomada como la resistencia al corte del suelo no drenado (MPa)

Nc, Nq, NY = factores de capacidad de carga

Y = Peso unitario total húmedo del suelo de apoyo (N/mm3).

Df = profundidad de empotramiento de la zapata (mm).

B = Ancho de la zapata

Cwq, CwY : Factores de corrección por nivel freático

sc, sY, sq = Factores de corrección de forma de la zapata

dq = factor de corrección.

ic, iY, iq = Factores de inclinación de carga

4.1.2 Asentamientos

Para el cálculo de asentamiento se utilizó el método del semiespacio elástico, dadas las consideraciones iníciales, para lo cual se usa la siguiente ecuación:

$$S_e = \left[\frac{q_0(1-v^2)\sqrt{A}}{EB}\right]$$

Dónde:

Se = Asentamiento.

qo = Esfuerzo vertical aplicado (MPa).

v = Relación de Poisson.

A = Área de la cimentación (mm2).

E = Módulo de elasticidad del suelo (MPa).

B = Factor de forma.

Los asentamientos fueron estimados para un escenario de carga que contempla el peso propio de la estructura junto con una condición de saturación total de la sección del canal y del box, además de la carga vehicular para el box, estimada en 15 kPa. En caso de presentarse

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

una condición de carga superior a la estimada, se debe dar aviso oportuno a esta oficina para realizar los ajustes correspondientes

4.1.3 Módulo de reacción vertical

Para esta condición los asentamientos son proporcionales a la presión de contacto, es decir:

q = ks.w

Donde q es la presión transmitida, ks es el coeficiente de reacción vertical y w son los asentamientos producidos en el suelo. Es importante anotar que en la ecuación presentada se está suponiendo una cimentación rígida que transmite al suelo una presión q, y que el suelo se deforma una cantidad w, tal como lo haría en un líquido.

4.1.4 Resultados Geotécnicos

Así, se obtienen los siguientes resultados para las fundaciones de las estructuras proyectadas:

Tabla 16. Capacidad de carga box culvert 1, 2 y 3

BOX CULVERT 1, 2 Y 3 - CANAL BARRIO BUGA					
Verificación del suelo Según CCP-14					
Estado límite de Servicio		Estado limite de Resistencia		Evento Extremo	
Limite	Factores	Limite	Factores	Factores	Factores
Asentamientos	1	Capacidad de Carga	0.45	Licuación	No Aplica
Movimientos horizontales	1	Deslizamiento	0.5	Compresion y carga late	1
Estabilidad global	1			Levantamiento	0.8
Datos del Suelo de Fundación					
Profundidad de Desplante	1.6	m	Resistencia Nominal	738.4	kPa
Ángulo de Fricción (Θ)	35	°	Asentamiento	9.4	mm
Cohesión (C)	29.90	kPa	Módulo de Balasto	5053	kN/m^3
Peso Específico	19.6	kN/m^3	Material	Depósito aluviotorrencial	
Capacidad de carga por estado límite					
Capacidad de carga estado límite de servicio				738.4	kPa
Capacidad de carga estado límite de resistencia				332.3	kPa
Capacidad de carga estado límite evento extremo				738.4	kPa

Se agruparon los resultados obtenidos para las tres estructuras de box culvert, ya que poseen las mismas dimensiones y material de apoyo.

Tabla 17. Capacidad de carga canal rectangular

CANAL EN CONCRETO - CANAL BARRIO BUGA					
Verificación del suelo Según CCP-14					
Estado límite de Servicio		Estado limite de Resistencia		Evento Extremo	
Limite	Factores	Limite	Factores	Factores	Factores
Asentamientos	1	Capacidad de Carga	0.45	Licuación	No Aplica
Movimientos horizontales	1	Deslizamiento	0.5	Compresion y carga late	1
Estabilidad global	1			Levantamiento	0.8
Datos del Suelo de Fundación					
Profundidad de Desplante	1.6	m	Resistencia Nominal	738.4	kPa
Ángulo de Fricción (Θ)	35	°	Asentamiento	6.4	mm
Cohesión (C)	29.90	kPa	Módulo de Balasto	5053	kN/m^3
Peso Específico	19.6	kN/m^3	Material	Depósito aluviotorrencial	
Capacidad de carga por estado límite					
Capacidad de carga estado límite de servicio				738.4	kPa
Capacidad de carga estado límite de resistencia				332.3	kPa
Capacidad de carga estado límite evento extremo				738.4	kPa

4.2 DEFINICIÓN DE TALUDES DE CORTE

Para la construcción del canal y los diferentes box culvert se requiere efectuar cortes en el terreno para los cuales se deben dar las recomendaciones pertinente en cuanto a excavaciones y entibados para su implantación en el terreno.

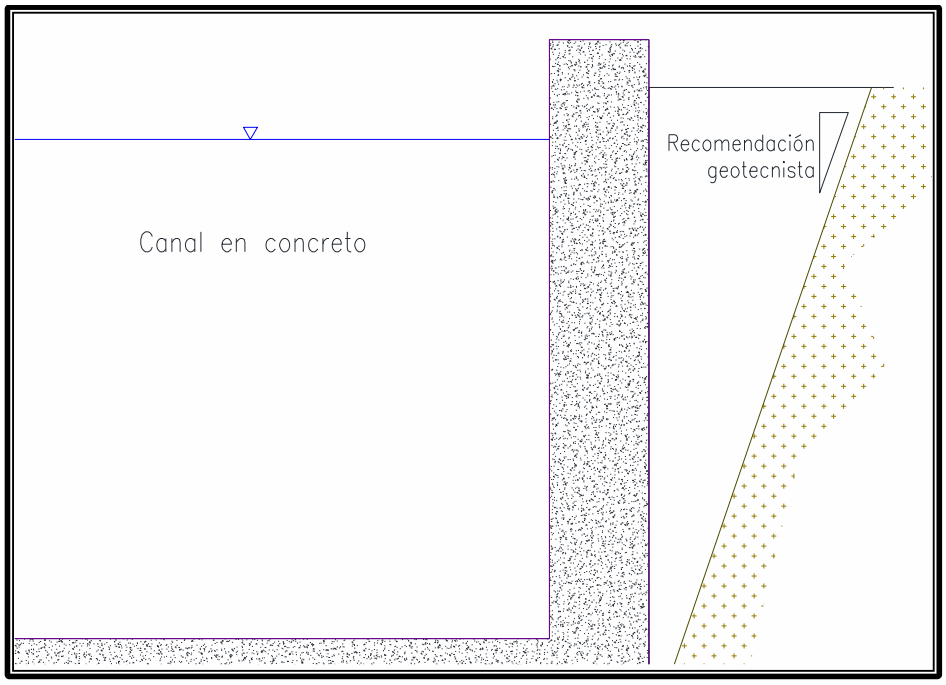


Figura 22. Esquema corte para instalación de obras.

Para la determinación de la relación de corte, se parte de la definición de la altura crítica de la excavación para materiales con cohesión y fricción:

$$H_{cr} = \frac{c * \sec^2(\beta)}{\gamma\ (\tan(\beta) - tan(\varphi)\ )}$$

Donde

c: Cohesión del suelo

γ: Peso unitario del suelo

φ: Ángulo de fricción del suelo

β: Ángulo de inclinación del corte

Esta expresión brinda la altura de corte para la cual se obtendría un estado de equilibrio "metaestable", es decir, una altura asociada a un factor de seguridad de 1.0. Se debe garantizar un factor de seguridad mínimo en base a las normativas vigentes, definido en un valor de 1.25.

$$H_{cr}Diseño = \frac{H_{cr}}{FS}$$

Considerando una altura de corte de diseño de 2 m de alto, correspondiente a la altura de la sección hidráulica junto al espesor de la losa del canal y un posible corte adicional para implantar un material de reemplazo o facilitar la construcción de la losa, se obtiene un valor de altura crítica de 2.5 m, con el cual se parte a la definición de la inclinación de corte.

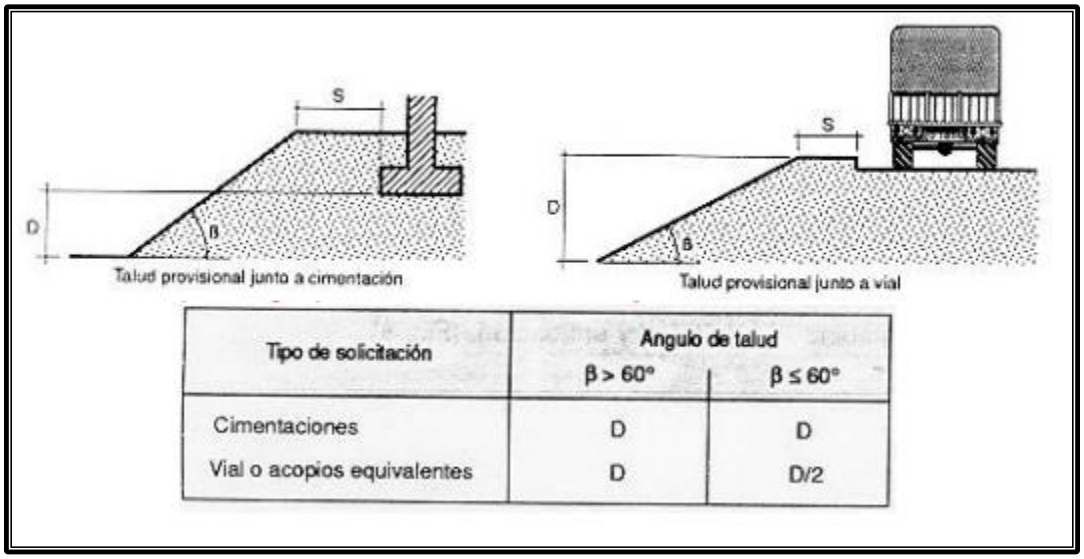
Tabla 18. Determinación de la altura crítica para excavaciones verticales

Estrato	Suelo residual IC
C (kPa)	10.7
ϕ (°)	34.0
γ (kN/m^3)	17.0
HcrDiseño (m)	2.0
Hcr (m)	2.5
Hcr (m)	3.1
β (°)	**48.6**

Se obtiene una inclinación de corte de 48.6°, la cual se puede aproximar a **una relación de corte 1.0H:1.0V.**

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

Así mismo se debe considerar el efecto de sobrecargas en la corona de la excavación, escenarios para los cuales se debe respetarse un retiro determinado en función de la altura e inclinación de la excavación:



Tipo de solicitación	Angulo de talud	
	β > 60°	β ≤ 60°
Cimentaciones	D	D
Vial o acopios equivalentes	D	D/2

Figura 23. Determinación de la distancia de seguridad para cargas al borde de una excavación (NTP 278: Zanjas: prevención del desprendimiento de tierras).

Para el escenario que nos compete, asociado a un talud con inclinación menor a los 60° con posibles solicitaciones viales y de fundación, se debe garantizar un retiro igual ya sea a la altura de excavación o a la mitad de la misma, según los lineamientos de la Figura 23, por lo que en los casos donde no sea posible efectuar dicho retiro, se debe efectuar la excavación con entibación.

Igualmente los materiales excavados que se extraigan de forma temporal para la implantación de las estructuras deben considerarse como sobrecargas, y deben distanciarse de la excavación por lo menos a una distancia igual a la mitad de la altura de la misma.

En cuanto a las estructuras de entibados, estas deberán implementarse ya sea en los escenarios donde se presenten limitantes de espacio que no permitan el desarrollo de los cortes recomendados (interferencias con predios o estructuras vecinas), presencia de cargas que no respeten los espaciamientos definidos anteriormente o un comportamiento inadecuado del material a cortar.

- En estos casos, la estabilidad de los cortes debe garantizarse mediante la colocación de entibados en madera, temporales para los casos de excavaciones con profundidades menores a 1.50 m y permanentes para el caso de excavaciones con profundidades superiores a 1.50 m.

- Las actividades de localización y replanteo, desmonte y limpieza, excavación, estructuras temporales de construcción, etc, deberán ceñirse a las normas técnicas de construcción de obras civiles generales de EPM (en las cuales se encuentran las recomendaciones para entibados), y el constructor debe estar debidamente certificado y demostrar experiencia específica en este tipo de proyectos.

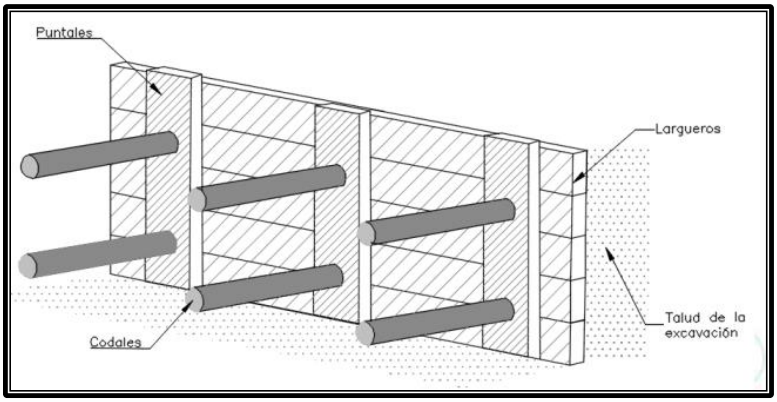


Figura 24. Entibado continuo de madera (Tomado de Normas de construcción EPM - NC_MN_OC03_02 - Estructuras temporales de contención).

- Se debe controlar el ingreso de aguas lluvias y de escorrentía a las excavaciones, para lo cual se deben disponer de elementos como plásticos y/o la construcción de bordillos en tierra.
- Se deberá evitar la acumulación de materiales en los bordes de la excavación a fin de prevenir deslizamientos por causa de sobrecargas en la sección de corte.
- Se recomienda cuidar el paso de maquinaria cerca al borde de la excavación con el fin de evitar posibles sobrecargas dinámicas que provoquen afectaciones negativas a la excavación.
- Se recomienda que los cortes realizados no se dejen expuestos un periodo prolongado de tiempo, realizando las actividades de excavación y construcción con una secuencia lo más inmediata posible, evitando así remoldeo en el material (suelo) de cimentación.
- Se recomienda tener un estricto control de las aguas de escorrentía y aguas lluvias que tengan influencia en el lugar de construcción pues la ausencia de este hará que el flujo no controlado se desplace por las superficies pudiendo tener una afectación negativa en las propiedades de los materiales y generando eventos de inestabilidad en excavaciones y superficies de terreno, para lo cual se recomienda la construcción de cunetas provisionales en materiales flexibles, las cuales deberán ser conducidas a un lugar que no genere erosión y estar en continuo mantenimiento con el fin de evitar que se colmaten o se generen cárcavas por el mal manejo de las mismas.

- Durante la construcción, específicamente en el proceso de excavación, el control de los niveles de agua es fundamental, por lo que en los casos en que haga presencia deberá ser evacuada mediante bombeo.
- En caso de encontrar niveles freáticos altos, se recomienda la construcción de filtros o cimentaciones que atiendan esta situación, la definición de estos debe estar a cargo del ingeniero hidráulico del proyecto.

4.3 PARÁMETROS PARA DETERMINAR EL EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ESTRUCTURAS

Para la determinación de los empujes, se parte de la teoría de empujes de Rankine (Das, 2006).

$$ka\ (coeficiente\ empuje\ activo) = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$kp\ (coeficiente\ empuje\ pasivo) = tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$ko\ (coeficiente\ empuje\ en\ reposo) = 1 - sen(\emptyset)$$

Para el canal y estructuras de box culvert proyectadas se deben tener en cuenta los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes de tierra, según Rankine:

Tabla 19. Parámetros para empujes de tierra

MATERIAL	ɣ (kN/m3)	ϕ (°)	Ka	kp	Ko
LLENO ANTRÓPICO	17.0	34.0	0.28	3.25	0.44
LLENO ESTRUCTURAL	20.0	30.0	0.33	2.77	0.50

En caso de que no se contemple el uso de un lleno estructural al respaldo de las paredes del canal y box culvert, se deben tomar los parámetros definidos para el lleno antrópico.

Los materiales de lleno estructural a usar en el respaldo de los muros deben estar conformados por material tipo arenilla o sub-base granular y debe cumplir con las especificación 220 del INVIAS.

Al respaldo de los muros del canal se colocará un filtro en material granular en toda la altura del contacto suelo- muro, de por lo menos 25 cm de ancho y envuelto en tela geotextil del tipo no tejido (según Norma Invias). El filtro se construirá con material granular ¾” – 2” y provisto de una tubería flexible perforada de 3 pulgadas de diámetro. Las aguas captadas por los filtros se dispondrán finalmente a la red de aguas lluvias de la zona.

De igual manera se recomienda la instalación de un geotextil TR 3000 o equivalente en capas para la conformación del lleno estructural, el cual ayudará a disminuir los empujes sobre la estructura de contención.

Para el análisis de empujes dinámico se utilizarán las recomendaciones establecidas en CCP-14, numeral 11.6.5.2.1 Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro, en donde se especifica que el coeficiente sísmico de diseño de aceleración horizontal (Kh) deberá estimarse en función del coeficiente de aceleración pico efectiva en roca (PGA) y del factor de sitio para período nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones:

Kh0 = Fpga* PGA

Donde Kh0 es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento en el muro.

Para el caso del municipio de Santa Fe de Antioquia, donde se ubica el lote de estudio, se estableció un valor de PGA de 0.25 y se determinó un Fpga de 1.3. Si se reemplazan estos valores en la ecuación anterior se tiene que: Kh0 = 0.325 g.

El coeficiente de aceleración vertical se toma igual a cero ya que se considera que la estructura no estará afectada significativamente por efectos de fuente cercana.

Así, se usará como componente de aceleración horizontal el valor de Kh0 previamente determinado y como valor del componente vertical un valor nulo:

Coeficiente de aceleración horizontal: **Kh = 0.325**

Coeficiente de aceleración vertical: **Kv = 0.000**

A partir de los coeficientes de aceleración sísmica se define el coeficiente de empuje activo para la condición sísmica, a partir de la teoría de Mononobe-Okabe:

Kae = 0.61

Los parámetros de empuje sísmicos anteriormente determinados se obtienen a partir de los lineamentos presentados en el CCP-14.

Dado que se utilizan los datos de aceleración presentados en el CCP-14, el sismo de diseño tiene un periodo de retorno de 1000 años.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

5 RECOMENDACIONES.

EXCAVACIONES

Al iniciar una excavación en el terreno, se producen alteraciones en las tensiones normales del mismo, rompiendo el equilibrio que existe, aunque el terreno normalmente reestablece este equilibrio en ocasiones se producen deslizamientos de las paredes que afectan la estabilidad de esta sección de la obra, por lo que se deben seguir ciertas recomendaciones que minimicen la posible ocurrencia de estos eventos:

- Se deberá evitar la acumulación de materiales en los bordes de las excavaciones a fin de prevenir deslizamientos por causa de sobrecargas en la sección de corte, según la experiencia es recomendable que la distancia mínima libre de material acumulado sea igual o mayor a la profundidad excavada.
- En todos los casos es necesario que el fondo de la excavación, conocida como la profundidad de desplante se encuentre libre de cualquier objeto extraño o material suelto, por lo que se recomienda una limpieza de las superficies que garantice superficies libres de material removido evitando así la posible ocurrencia de asentamientos considerables del elemento de cimentación.
- En caso de que el nivel al cual se proyectó el desplante de la cimentación posea un material diferente al especificado en el informe, el paso a seguir será continuar la excavación hasta encontrarse, rellenando el volumen sobre-excavado con concreto ciclópeo.
- Antes de vaciar las cimentaciones, se deberá limpiar todo el material del fondo de la excavación, con el fin de evitar que estos materiales puedan ocasionar asentamientos considerables a la estructura.
- Durante la etapa de construcción se recomienda llevar un control de los asentamientos cuyo objetivo estará ligado a controlar y verificar la magnitud de estos respecto a los esperados o permisibles dentro del cálculo de la cimentación.
- Durante la construcción de la cimentación, y en caso de encontrar el nivel freático en las excavaciones, se deberá evacuar mediante bombeo, manteniendo la zona excavada lo más seca posible.
- Se recomienda que las excavaciones no se dejen por mucho tiempo expuestas a la intemperie pues en periodos de larga exposición puede producirse una afectación en las

propiedades de los materiales donde se implantará la cimentación.

- Es importante y se recomienda tener una adecuada continuidad en el proceso constructivo de las excavaciones y el vaciado de las cimentaciones, evitando así remoldeo en el material (suelo) de cimentación.

CONTROL DE AGUAS

- Se recomienda tener un estricto control de las aguas de escorrentía y aguas lluvias que tengan influencia en el lugar de construcción pues la ausencia de este hará que el flujo no controlado se desplace por las superficies pudiendo tener una afectación negativa en las propiedades de los materiales y generando eventos de inestabilidad en excavaciones y superficies de terreno.
- Durante la construcción de la cimentación, específicamente en el proceso de excavación, el control de los niveles de agua es fundamental por lo que en los casos en que haga presencia esta deberá ser evacuada mediante bombeo.
- Con el fin de proteger la estructura del canal de la socavación, se recomienda implementar una llave a la entrada y la salida del mismo, la cual deberá poseer una profundidad suficiente que exceda la socavación estimada en el diseño hidráulico.
- Se recomienda la conformación de “lloraderos” en tubo PVC de 2” de diámetro ubicados en las paredes del canal, los cuales tendrán como función la entrega de agua desde los filtros hacía el afluente de la quebrada.
- Durante el proceso constructivo deberán realizarse obras de reducción de cauce que permitan el trabajo en seco de cada una de las márgenes del canal a construir (incluyendo la losa de cada zona). El dimensionamiento de estas obras provisionales deberá realizarse conforme a las recomendaciones del diseñador hidráulico.

GENERALES

- Todas las obras e intervenciones que se planteen en predios privados o donde no se cuente actualmente con autorización para su afectación, deberán contar obligatoriamente con una constitución de servidumbre y un escrito de responsabilidad previo al inicio de obras.
- Por lo anterior se debe garantizar que se cuenta con la debida autorización de los propietarios de cada predio a afectar antes del inicio de las obras recomendadas.
- Antes de vaciar las cimentaciones, se deberá limpiar todo el material del fondo de la

excavación, con el fin de evitar que estos materiales puedan ocasionar asentamientos considerables a la estructura.

- Los materiales para llenos que se requieran deberán cumplir la especificación 220 del INVIAS.
- Se recomienda que la compactación sea el 100% del proctor modificado.
- El equipo empleado para la construcción de terraplenes/llenos deberá ser compatible con los procedimientos de ejecución adoptados y requiere aprobación previa del Interventor, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de la especificación 220 del INVIAS.

Tabla 20. Especificaciones de los materiales para terraplenes, especificación 220 del INVIAS

CARACTERISTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Zona de aplicación en el terraplén		corona núcleo cimiento	corona núcleo cimiento	núcleo cimiento
Tamaño máximo	E-123	75 mm	100 mm	150 mm
Porcentaje que pasa el tamiz de 2mm (No. 10)	E-123	≤ 80% en peso	≤ 80% en peso	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm (No.200)	E-123	≤ 25% en peso	≤ 35% en peso	≤ 35% en peso
Contenido de materia orgánica	E-121	0%	≤ 1%	≤ 2%
Límite líquido	E-125	≤ 30%	≤ 40%	≤ 40%
Índice plástico	E-126	≤ 10%	≤ 15%	-
C.B.R. de laboratorio (Nota 1)	E-148	≥10%	≥ 5%	≥ 3%
Expansión en prueba C.B.R.	E-148	0%	≤ 2%	≤ 2%
Índice de colapso (Nota 2)	E-157	≤ 2%	≤ 2%	≤ 2%
Contenido de sales solubles	E-158	≤ 0.2%	≤ 0.2%	-

6 LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este documento se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en los capítulos respectivos y en la experiencia de los profesionales que participaron en el estudio. Las investigaciones programadas, así como los alcances y conclusiones consignadas en el presente informe, se ajustan solo a las características del proyecto en mención.

Los niveles de desplante de las cimentaciones obedecen únicamente a evaluaciones geotécnicas en el momento de la ejecución del presente estudio. Si durante la etapa de construcción se encuentran en la zona condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en este informe, o se presentan variaciones sustanciales del proyecto que afecten de una u otra manera las recomendaciones emitidas, se dará aviso oportuno a esta oficina para complementar las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe, en caso de omitir este paso quien ordene el cambio asumirá la responsabilidad de los cambios realizados.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com

7 BIBLIOGRAFÍA

- Badillo, Juárez y Rodríguez, Rico (2000). Mecánica de suelos. Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos. 3ª edición. Editorial Limusa, Ciudad de México.
- Bowles, J. E. (1998) Foundation Analysis and Design. 4ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math;
- DAS, M. B. (2006). Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Thomson Learning, California State University, Sacramento, 5ª edición.
- Raman, V. (1967). Identification of expansive soils from the plasticity index and the shrinkage index data. Indian Eng., Calcutta, 11(1), 17-22.
- Ohsaki, Y. (1970). Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake. Soils and Foundations, 10(2), 112-128.
- Parra, F., & Ramos, L. L. (2006). Obtención de parámetros geomecánicos a partir de ensayos a penetración dinámica continua en suelos mixtos cohesivos-granulares. Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente, 145, 20-24.
- Stroud, M. A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rock,” Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Sweden: Stockholm, vol. 2(2), 367-375.
- Mesri, G. (1989). A reevaluation of using laboratory shear tests. Canadian Geotechnical Journal, 26(1), 162-164.
- Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T. (1974) “Shear modulus and shear strength of cohesive soils,” Soils and Foundation., 14(3), 1-12.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and foundations, 36(4), 1-9.
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design (No. EPRI-EL-6800). Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.

- Wolff, T. F. (1989, June). Pile capacity prediction using parameter functions. In Predicted and observed axial behavior of piles: results of a pile prediction symposium (pp. 96-106). ASCE.
- González, A. J. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana.
- ACIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. CCP-14. (2014). Colombia.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo territorial. (2010). NSR-10. Bogotá.
- González, A. L. (1991). NTP 278: Zanjas: prevención del desprendimiento de tierras. Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo de España.

Cra. 47C N° 79ASur- 46 / Sabaneta - Ant. Tel.: 597 90 80 / www.incigam.com