

**Modelación de la cimentación del puente Caño Salado por el método elementos finitos, vía
Astilleros-Tibú, Corredor vial de La Paz, Departamento Norte de Santander”**

Camilo Ernesto Vergel Arévalo

**Trabajo de aplicación presentado como requisito para optar al título de Magister en
Geotecnia.**

Directora

Hebenly Celis Leguizamo

Magister en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Geotecnia

Bucaramanga

2023

Dedicatoria

A DIOS

Por darme la sabiduría para lograr todos mis objetivos, guiar mi camino en lo que me propongo, gracias infinitas.

A MI MAMÁ

Por ser mi guía, mi apoyo, por los valores que me ha inculcado, por todo el esfuerzo que ha hecho para ayudarme a salir adelante y hacer de mí una persona de bien.

A MI PAPÁ

Que en Paz Descanse.

Agradecimientos

Dedico este trabajo principalmente a Dios quien guía mis pasos y con su ayuda me ha permitido llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi mamá por ser durante toda mi vida quien me ha apoyado y me ha transmitido todos sus valores y buenos ejemplos para mi crecimiento personal.

Agradezco de igual forma a mi docente e ingeniera Hebenly Celis por su ayuda y formación hacia mi dentro de las aulas de clases para mi crecimiento de mis capacidades, por su dedicación y su tiempo mil gracias.

Por último, agradezco a mi profesor Alvaro Pedroza Rojas quien gracias a él me incliné hacia esta hermosa línea de la ingeniería como es la Geotecnia, formándome en mi pregrado y posgrado.

Contenido

Introducción 18

1. Objetivos 19

1.1 Objetivo General 19

1.2 Objetivo Específicos 19

2. Marco teórico 20

2.1 Método de Elementos Finitos 26

3. Generalidades del área de estudio 27

3.1 Descripción 27

3.1.1 Ubicación 27

3.1.2 Aspectos geomorfológicos 28

3.1.3 Clima, temperatura y precipitación 28

3.1.4 Vegetación 28

3.2 Problemática 29

4. Geología 31

4.1 Geología regional 31

4.2 Estratigrafía 33

4.2.1 Formación Colon Mito Juan (K2cmj) 33

4.2.2 Formación Catatumbo (K2ct) 34

4.2.3 Formación Barco (E1b) 34

4.2.4 Formación Los Cuervos (E1E2lc) 35

4.2.5 Formación Mirador (E2m) 35

4.2.6 Formación León (E3N1l) 36

4.2.7 Formación Guayabo (N1N2g) 36

4.2.8 Planicies Aluviales (Q2pa) 37

4.2.9 Depósitos Aluviales (Q2al) 37

4.3 Geomorfología 38

4.3.1 DKR – Colina residual 39

4.4 Geología Estructural 39

4.4.1 Falla Leoncito 41

4.4.2 Falla Las Delicias.....	41
4.4.3 Falla Ambato.....	41
4.4.4 Sinclinal de la Sardinata.....	42
4.4.5 Anticlinal de la Sardinata.....	42
4.4.6 Anticlinal de Petrolea.....	42
4.5 Geología Local.....	43
4.5.1 Estratigrafía.....	43
4.5.1.1 Depósitos Aluviales	43
4.5.1.2 Unidad Geológica Superficial (UGS)	44
4.6 Geomorfología	45
4.6.1 Plano o llanura de inundación (Fpi).....	45
4.6.2 Cauce Activo (Fca)	45
4.6.3 Plano Anegadizo (Fpa)	46
5. Reconocimiento de campo y topografía	47
5.1 Hidrología e hidráulica de la zona	48
5.2 Meteorología.....	49
5.3 Caudal Máximo.....	49
5.4 Inundación.....	51
5.5 Socavación	53
6. Investigación Geotécnica	58
6.1 Resultados de ensayo de campo.....	58
6.2 Perfiles estratigráficos de los sondeos	60
6.3 Resultados de Ensayos de Laboratorio para Suelos.....	61
6.4 Resultados de ensayos de laboratorio para rocas	66
6.5 Exploración geofísica.....	68
6.5.1 Refracción sísmica LRS-18	69
6.5.2 Tomografía sísmica LRS-18.....	70
6.5.3 Ensayo de ondas superficiales MASW 1D LRS-18	71
6.5.4 Refracción sísmica LRS-19	72
6.5.5 Tomografía sísmica LRS-19.....	73
6.5.6 Ensayo de ondas superficiales MASW 1D LRS-19	74

6.6 Conclusiones de la investigación geotécnica.....	75
6.7 Perfil geotécnico propuesto para el área de estudio.....	76
7. Análisis de la cimentación	80
7.1 Coeficientes de aceleración.....	80
7.1.1 Perfil del suelo	84
7.1.2 Factores de sitio	85
7.1.3 Espectro de diseño	86
8. Análisis de la capacidad de carga y asentamientos.....	89
8.1 Capacidad de carga por métodos tradicionales.....	90
8.2 Capacidad de carga por el método de elementos finitos.....	92
8.2.1 Análisis de Asentamientos Estribo 1 - Pilote Individual de longitud de 13,0 metros y diámetro de 1,50 metros.....	95
8.2.2. Análisis de Asentamientos Grupo de Pilotes Estribo 1.....	97
8.2.3. Análisis de Asentamientos Estribo 2 - Pilote Individual Longitud de 17,0 metros y diámetro de 1,50 metros.....	100
8.2.4. Análisis de Asentamientos Estribo 2	102
8.3 Resumen de Resultados	104
8.4 Análisis de resultados	105
8.5 Comparación de resultados.....	106
8.5.1 Capacidad de carga fija, asentamiento variable.....	106
8.5.2 Capacidad de carga fijando el asentamiento.....	107
8.5.3 Eficiencia del grupo de pilotes.....	108
8.6 Análisis de sensibilidad.....	111
8.6.1 Variación de la cohesión.....	111
8.6.2 Variación del ángulo de fricción.....	113
8.6.3 Variación del módulo de elasticidad.....	114
8.6.4 Análisis de los resultados de sensibilidad.....	116
8.7 Comparación de alternativas respecto a la variación del diámetro de los pilotes.....	117
8.7.1 Análisis de desplazamiento para el Estribo 1 – Grupo de Pilotes de longitud de 13 metros y diámetro de 1,30 metros.....	117
8.7.2 Análisis de desplazamientos para el Estribo 1 – Grupo de Pilotes de longitud de 13 metros y diámetro de 1 metro	120

8.8 Resumen de resultados para los diámetros de pilotes propuestos.....	123
8.9 Análisis de resultados para las alternativas de diámetros de pilotes propuestos	124
9 Análisis de resultados para las alternativas de diámetros propuestos	125
9.1 Capacidad de carga	125
9.2 Asentamientos.....	126
10 Comparativa de resultados para el grupo de pilotes del Estribo 1 para los diámetros de 1,50 metros, 1,30 metros y 1,0 metro	127
10.1 Comparativa de la carga admisibles respecto a los diámetros del grupo de pilotes analizados .	126
11. Conclusiones	129
Referencias.....	131
Apéndices.....	133

Lista de tablas

Tabla 1. <i>Información de la estación Petrolea.....</i>	49
Tabla 2. <i>Datos de entrada para la estimación del caudal máximo</i>	50
Tabla 3. <i>Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno</i>	50
Tabla 4. <i>Caudales máximos para la cuenca del área de estudio.....</i>	51
Tabla 5. <i>Niveles de agua para un tiempo de retorno de 100 años</i>	52
Tabla 6. <i>Cálculo de la socavación máxima para un Tr de 100 años.....</i>	55
Tabla 7. <i>Cálculo de la socavación máxima para un Tr de 500 años.....</i>	55
Tabla 8. <i>Socavación por estribo para un Tr de 100 años.....</i>	56
Tabla 9. <i>Socavación por estribo para un Tr de 500 años.....</i>	56
Tabla 10. <i>Resumen de resultados del estudio de socavación</i>	57
Tabla 11. <i>Coordenadas de los sondeos.....</i>	58
Tabla 12. <i>Información del ensayo SPT</i>	59
Tabla 13. <i>Información de los ensayos de clasificación</i>	62
Tabla 14. <i>Información de los ensayos de peso unitario.....</i>	62
Tabla 15. <i>Información de los ensayos de corte directo</i>	63
Tabla 16. <i>Información de los ensayos de compresión inconfínada</i>	63
Tabla 17. <i>Información de los ensayos de corte directo en roca</i>	66
Tabla 18. <i>Información de los ensayos de carga puntual en roca</i>	67
Tabla 19. <i>Información de los ensayos de compresión simple en roca.....</i>	67
Tabla 20. <i>Parámetros geomecánicas del perfil geotécnico</i>	78
Tabla 21. <i>Parámetros geomecánicos empleados.....</i>	79

Tabla 22. <i>Valores de PGA, Ss y S1 para Tibú</i>	85
Tabla 23. <i>Definición de los tipos de perfil de suelo</i>	85
Tabla 24. <i>Valores del coeficiente Fpga</i>	86
Tabla 25. <i>Valores del coeficiente Fa</i>	86
Tabla 26. <i>Valores del coeficiente Fv</i>	87
Tabla 27. <i>Valores de Fpga, Fa y Fv para Tibú</i>	89
Tabla 28. <i>Cálculo del espectro de diseño</i>	87
Tabla 29. <i>Parámetros de cargas aplicadas</i>	89
Tabla 30. <i>Parámetros geomecánicos empleados en la modelación</i>	105
Tabla 31. <i>Resultados de análisis de asentamientos Estribo 1 - Pilote Individual L=13,0m y d=1,50m</i>	104
Tabla 32. <i>Resultados de análisis de asentamientos Estribo 1 - Grupo de pilotes L=13,0m y d=1,50m</i>	105
Tabla 33. <i>Resultados de análisis de asentamientos Estribo 2 - Pilote Individual L=17,0m y d=1,50m</i>	105
Tabla 34. <i>Resultados de análisis de asentamientos Estribo 2 – Grupo de pilotes L=17,0m y d=1,50m</i>	105
Tabla 35. <i>Resultados de capacidades admisibles para la propuesta de cimentación; Método de elementos finitos</i>	106
Tabla 36. <i>Comparación estribo 1</i>	108
Tabla 37. <i>Comparación estribo 2</i>	108
Tabla 38. <i>Comparación estribo 1</i>	107
Tabla 39. <i>Comparación estribo 2</i>	108

MODELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE CAÑO SALADO ...	10
Tabla 40. <i>Comparación estribo 1</i>	110
Tabla 41. <i>Comparación estribo 2</i>	110
Tabla 42. <i>Variación de la cohesión en el estribo 1</i>	112
Tabla 43. <i>Variación del ángulo de fricción en el estribo 1</i>	113
Tabla 44. <i>Variación del módulo de elasticidad en el estribo 1</i>	114
Tabla 45. <i>Variación de carga en función de los parámetros de resistencia del suelo</i>	115
Tabla 46. <i>Resultados de capacidad de carga admisible Estribo 1 - Grupo de pilotes Longitud de 13 metros y diámetro de 1,3 metros</i>	123
Tabla 47. <i>Resultados de capacidad de carga admisible Estribo 1 - Grupo de pilotes Longitud d 13 metros y diámetro de 1,0 metro</i>	124
Tabla 48. <i>Resultados de capacidades de cargas admisibles para las alternativas de diámetro analizadas</i>	124
Tabla 49. <i>Comparación estribo 1, Diámetro de 1,3 metros</i>	125
Tabla 50. <i>Comparación estribo 1, Diámetro de 1,0 metro</i>	125
Tabla 51. <i>Estribo 1, Diámetro de 1,3 metros</i>	126
Tabla 52. <i>Estribo 1, Diámetro de 1,00 metro</i>	126
Tabla 53. <i>Variación de la carga admisible respecto al diámetro del grupo de pilotes</i>	127

Lista de figuras

Figura 1. *Micropilotes inclinados*..... 21

Figura 2. *Caissons en el mar de Beirut*..... 22

Figura 3. *Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes*..... 23

Figura 4. *Pilotes pila 1 Puente Mata de Cacao - octubre de 2012*..... 24

Figura 5. *Efecto de la longitud de empotramiento*..... 25

Figura 6. *Efecto de la rigidez del empotramiento*..... 25

Figura 7. *Ubicación del área de estudio*..... 27

Figura 8. *Puente 9 – Caño Salado* 30

Figura 9. *Sección geológica plancha 77 Campo Dos*..... 32

Figura 10. *Sección geológica plancha 78 Puerto Santander*..... 32

Figura 11. *Unidades geomorfológicas de la plancha 78 – Puerto Santander*..... 38

Figura 12. *Mapa estructural de la plancha 78 – Puerto Santander* 40

Figura 13. *Mapa estructural de la plancha 77 – Campo Dos* 40

Figura 14. *Geomorfología del área de estudio* 46

Figura 15. *Estado actual del área de estudio* 47

Figura 16. *Cuenca del área en estudio* 48

Figura 17. *Distribución temporal de la tormenta* 51

Figura 18. *Secciones empleadas para el modelo del drenaje*..... 52

Figura 19. *Manchas de inundación para diferentes tiempos de retorno en el puente 9* 53

Figura 20. *Localización de los sondeos* 58

Figura 21. *Perfil estratigráfico sondeo P9-E1*..... 60

MODELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE CAÑO SALADO ...	12
Figura 22. <i>Perfil estratigráfico sondeo P9-E2</i>	61
Figura 23. <i>Perfil granulométrico y humedad sondeo P9-E1</i>	64
Figura 24. <i>Perfil granulométrico y humedad sondeo P9-E2</i>	65
Figura 25. <i>Curvas esfuerzo VS deformación para los sondeos</i>	68
Figura 26. <i>Localización de la exploración geofísica</i>	69
Figura 27. <i>Modelo 2 capas LRS-18</i>	70
Figura 28. <i>Tomografía sísmica 2D LRS-18</i>	71
Figura 29. <i>Tabla y perfil 1D del ensayo MASW LRS-18</i>	72
Figura 30. <i>Modelo 2 capas LRS-19</i>	73
Figura 31. <i>Tomografía sísmica 2D LRS-19</i>	74
Figura 32. <i>Tabla y perfil 1D del ensayo MASW LRS-19</i>	75
Figura 33. <i>Perfil geotécnico 2D</i>	77
Figura 34. <i>Valores del coeficiente de Aceleración Pico Horizontal del terreno PGA</i>	81
Figura 35. <i>Mapa de valores del coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal Ss</i>	82
Figura 36. <i>Mapa de valores del coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal S1</i>	83
Figura 37. <i>Espectro de aceleraciones de diseño</i>	87
Figura 38. <i>Vista en planta de la propuesta de cimentación</i>	89
Figura 39. <i>Estimación de la capacidad portante para el estribo 1</i>	91
Figura 40. <i>Estimación de la capacidad portante para el estribo 2</i>	92
Figura 41. <i>Modelo inicial del grupo de pilotes</i>	93
Figura 42. <i>Modelo de deformaciones del grupo de pilotes</i>	94
Figura 43. <i>Modelo de deformaciones totales del grupo de pilotes</i>	94
Figura 44. <i>Deformada 3D, pilote individual L=13,0m y d= 1,50m</i>	95

Figura 45. *Desplazamiento vertical 3D, pilote individual L=13,0m y d= 1,50m.....* 95

Figura 46. *Desplazamiento vertical 2D pilote individual L=13,0m y d= 1,50m.....* 96

Figura 47. *. Punto de análisis pilote individual L=13,0m y d= 1,50m.....* 96

Figura 48. *Carga vs Asentamiento pilote individual, Longitud de 13,0 metros y diámetro 1,50 metros.....* 97

Figura 49. *Deformada 3D grupo de pilotes L=13,0m y d= 1,50m.....* 98

Figura 50. *Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes L=13,0m y d= 1,50m.....* 98

Figura 51. *Desplazamiento vertical 2D grupo de pilotes L=13,0m y d= 1, 50m.....* 99

Figura 52. *Punto de análisis grupo de pilotes L=13,0m y d= 1,50m.....* 99

Figura 53. *Carga vs Asentamiento grupo de pilotes L=13,0m y d= 1,50m.....* 100

Figura 54. *Deformada 3D pilote individual L=17,0m y d= 1,50m.....* 100

Figura 55. *Desplazamiento vertical 3D pilote individual L=17,0m y d= 1,50m.....* 100

Figura 56. *Desplazamiento vertical 2D pilote individual L=17,0m y d= 1,50m.....* 101

Figura 57. *Punto de análisis pilote individual L=17,0m y d= 1,50m.....* 101

Figura 58. *Carga vs Asentamiento pilote individual L=17,0m y d= 1,50m.....* 102

Figura 59. *Deformada 3D grupo de pilotes L=17,0m y d= 1,50m.....* 103

Figura 60. *Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes L=17,0m y d= 1,50m.....* 103

Figura 61. *Desplazamiento vertical 2D grupo de pilotes L=17,0m y d= 1,50m.....* 103

Figura 62. *Punto de análisis grupo de pilotes L=17,0m y d= 1,50m.....* 103

Figura 63. *Carga vs Asentamiento grupo de pilotes L=17,0m y d= 1,50m.....* 104

Figura 64. *Método de Feld para eficiencia del grupo de pilotes.....* 109

Figura 65. *Grafica Cohesión vs Carga admisible.....* 112

Figura 66. *Grafica Ángulo de fricción vs Carga admisible.....* 114

Figura 67. *Grafica módulo de elasticidad vs Carga admisible* 115

Figura 68. *Deformada 3D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$* 118

Figura 69. *Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$* 118

Figura 70. *Desplazamiento vertical 2D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1, 30m$* 119

Figura 71. *Punto de análisis grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$* 119

Figura 72. *Carga vs Asentamiento grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$* 120

Figura 73. *Deformada 3D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,00m$* 121

Figura 74. *Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,00m$* 121

Figura 75. *Desplazamiento vertical 2D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1, 00m$ s* 122

Figura 76. *Punto de análisis grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,00m$* 122

Figura 77. *Carga vs Asentamiento grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,00m$* 123

Figura 78. *Variación de la carga admisible respecto al diámetro del grupo de pilotes* 128

Lista de apéndices

Apéndice A. Topografía 133

Apéndice B. Informe de exploración de campo, ensayos geofísicos y de laboratorio. 134

Apéndice C. Modelos de los pilotes en Plaxis 3D. 135

Apéndice D. Análisis de sensibilidad..... 136

Apéndice E. Modelo de los pilotes 3D – Estribo 1 $d = 1,30$ m, $L = 13,00$ m..... 137

Apéndice F. Modelo de los pilotes 3D – Estribo 1 $d = 1,00$ m, $L = 13,00$ m 138

Resumen

Título: Modelación de la cimentación del puente Caño Salado por el método elementos finitos, vía Astilleros-Tibú, Corredor vial de La Paz, Departamento Norte de Santander” *

Autor: Camilo Vergel**

Palabras Claves: Puente, Pilotes, Plaxis 3D.

Descripción:

El puente denominado Caño Salado ubicado en la vía Astilleros - Tibú presenta un alto grado de desgaste a causa del alto volumen de tráfico pesado y maquinaria del sector minero y petrolero de la zona, causando problemas en la movilidad y tiempo de espera para los transportadores.

Para eliminar la problemática, aumentar la seguridad vial y el progreso del sector energético en la zona, surge la necesidad de llevar a cabo una investigación geotécnica del sitio del puente para evaluar la propuesta para la nueva cimentación de la estructura de acuerdo con las cargas que soportará el nuevo elemento y los efectos de socavación.

Este proyecto de aplicación revisa y comprende el levantamiento topográfico, la caracterización geológica y geotécnica del área donde se proyecta la construcción del nuevo puente, los efectos hidráulicos y de socavación.

* Trabajo de Grado.

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Hebenly Celis Leguizamo. Magister en Ingeniería Civil.

Abstract

Title: Moderan on the foundation of the Caño Salado bridge by finite elements metal vía Astilleros-Tibú, Corredor vial de La Paz, Departamento Norte de Santander” *

Author: Camilo Vergel**

Keywords: Bridge, Piles, Plaxis 3D.

Description:

Caño Salado bridge is located in Astilleros - Tibú road, it presents high wearing surface by high volumen of heavy traffic and machines of mining and oil sector in the zone, causing mobility problems and waiting time for transporters.

To eliminate the problem, increase road safety and the progress of the energetic sector in the area, is necessary to do a geotechnical investigation in on the bridge site to evaluate the proposal for the new foundation for the structure according to the loads that the new elements will support the new element and the undermining effects.

This application project includes topographic survey, geological and geotechnical characterization of the area where the construction of the new bridge is planned and hydraulic and undermining effects.

Finally, the proposal for a deep foundation for the bridge is modeled by the finite element method using PLAXIS 3D from Bentley Systems in order to analyze the viability of this proposal.

*Bachelor Thesis

**Faculty of Physical Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Hebenly Celis Leguizamo. Master in Civil Engineering.

Introducción

El departamento de Norte de Santander se caracteriza por ocupar el cuarto puesto en la producción de carbón a nivel nacional, tercero en la producción de arcilla, segundo productor en roca fosfórica después de Boyacá y doceavo departamento con mayor exploración y producción de hidrocarburos donde grandes e importantes empresas se concentran.

Por los motivos mencionados anteriormente, el alto volumen de tránsito de vehículos pesados de carga y maquinaria cada vez más especializada para la extracción de las materias primas por las vías del departamento especialmente el corredor vial Astilleros - Tibú generan desgaste sobre la malla vial.

Ante esta problemática, la correcta investigación de los suelos permite implementar soluciones y diseños de obras adecuadas para así evitar el considerable desgaste de estos tramos viales y sus estructuras posibilitando la expansión de los sectores mineros y petroleros debido a la reducción de tiempos de viaje y ampliación de las vías.

Es por esto que el gobierno nacional, departamental y sector privado del departamento se han comprometido a efectuar una inversión por más de 200 mil millones de pesos para la construcción y mejoramiento de la vía Astilleros – Tibú de acuerdo con la comunicación del gobernador del departamento Silvano Serrano.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Analizar el comportamiento de la cimentación del puente Caño Salado empleando el método de elementos finitos y métodos tradicionales de diseño.

1.2 Objetivo Específicos

- Determinar el perfil geológico y los parámetros geotécnicos del área de estudio para el modelamiento de la cimentación para los estribos del puente Caño Salado.
- Estimar la carga admisible y los asentamientos de la cimentación empleando el método de elementos finitos.
- Comparar los resultados del modelamiento computacional contra los resultados con teorías tradicionales

2. Marco teórico

Las cimentaciones profundas son aquellos elementos los cuales derivan su capacidad de carga de la transferencia de cargas al suelo o roca a cierta profundidad por debajo de la estructura mediante apoyo por punta o por contacto del fuste o fricción. (CCP 14, 2014)

El uso de estos elementos profundos se da cuando la solución empleando cimentaciones superficiales es técnicamente difícil o económicamente no viable para el desarrollo del proyecto.

Estas cimentaciones profundas se pueden clasificar en:

1. *Según el material:*

- a. Madera.
- b. Concreto.
- c. Acero.
- d. Compuestos.

2. *Según el procedimiento de instalación:*

- a. Hincados de gran desplazamiento.
- b. Hincados de pequeño desplazamiento.
- c. Gateados por secciones.
- d. Pre excavados o fundidos en sitio.

3. *Según la forma:*

- a. Sección transversal circular, cuadrada, rectangular, anular, tipo H.
- b. Sección telescópica de diferentes diámetros.

4. *Según la verticalidad:*

- a. Verticales.
- b. Inclínados.

Entre las cimentaciones profundas destacan:

- Micropilote: Es un pilote con diámetro entre 80 mm y 300 mm, compuestos generalmente por el acero de refuerzo, lechada inyectada y perforados en el suelo. Se emplean mayormente para el refuerzo de cimentaciones, estabilización de taludes, recalce de edificios y sostenimiento de taludes para la excavación de sótanos. (Díaz, 2009)

Figura 1. *Micropilotes inclinados; Geotecnología S.A.S*



Cajones o Caissons: También conocidos como pozos de cimentación, son elementos que poseen mayor y diferentes diámetros y longitud que los pilotes y generalmente son construidos in situ. Son capaces de soportar mucho peso cuando el estrato de cimentación posee poca capacidad portante. Son empleados para cimentar pilares de puentes en cauces de ríos. (Das, 2011)

Figura 2. *Caissons en el mar de Beirut; Bougues Gravaos Publics, 2014.*



Pilote: Es un tipo de cimentación profunda esbelta la cual está total o parcialmente empotrada en el suelo, instalada mediante hincado, perforación, taladrado, inyección u otra forma y que desarrolla su capacidad de carga a partir de las propiedades del suelo circundante y/o el suelo o estratos de roca bajo su punta.

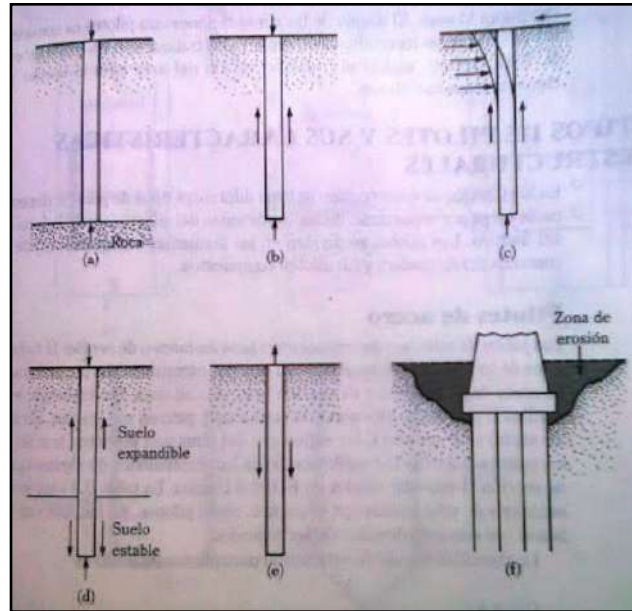
Estos elementos están hechos de madera, concreto, acero o combinaciones de estos materiales y su función principal es transmitir las cargas de las formas anteriormente mencionadas a una profundidad considerable. (CCP 14, 2014).

El uso de pilotes es ideal para situaciones tales como:

- a) Estratos superiores de suelo son blandos y el proyectar cimentaciones superficiales compromete la estabilidad de la estructura debido a baja capacidad portante.
- b) Las cimentaciones serán sometidas a fuerzas horizontales altas como sismos, cargas de viento, etc.
- c) Estratos superiores de suelo están sometidos a procesos de erosión y/o socavación, las cargas serán transmitidas a un estrato estable y duro.

- d) Estratos superiores son expansivos y debido al cambio volumétrico es recomendable llevar la cimentación a un estrato estable.

Figura 3. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes; Principio de ingeniería de cimentaciones, Braja Das, 2001.



Como se puede observar en la figura 4, los pilotes no solo trabajan individualmente, también en grupo cuando las cargas son muy grandes y especialmente para la cimentación de estribos y pilas en puentes.

Figura 4. Pilotes pila 1 Puente Mata de Cacao - octubre de 2012; Geotecnología S.A.S



La efectividad de los pilotes se da cuando logran transmitir las cargas al estrato competente con la longitud suficiente para evitar los efectos del arrancamiento o rotura por desplazamiento, las deformaciones principales en los pilotes se presentan en el sector cercano a la interface entre el suelo y material de empotramiento, siendo generalmente mayores en el sector del suelo suelto que en la longitud empotrada de pilote dentro del suelo firme. (Martin G.R y Chen C, 2005)

La rigidez del material de empotramiento y la longitud del empotramiento afectan de forma significativa las deformaciones (Kourkoulis R, 2011) por lo que cuando la longitud empotrada es corta las deformaciones tienden a ser mayores y a generarse el proceso de arrancamiento del pilote, donde intervienen factores como la profundidad de empotramiento, rigidez del suelo o la roca, el diámetro, la esbeltez y el efecto del grupo de pilotes. (Jaime Suárez, 2019)

Figura 5. Efecto de la longitud de empotramiento; Comportamiento de puentes en áreas inestables: el caso del sistema de fallas y los coluviones de la leona, Jaime Suárez, 2019.

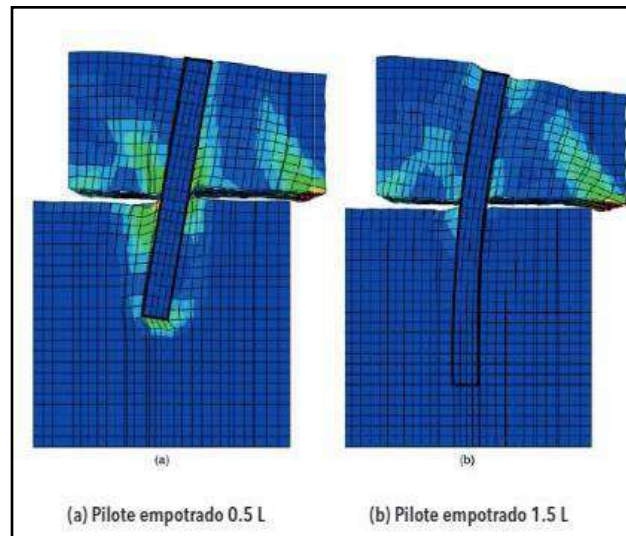
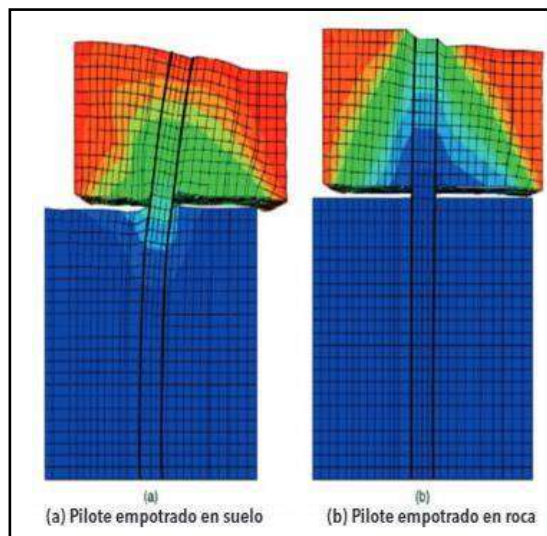


Figura 6. Efecto de la rigidez del empotramiento; Comportamiento de puentes en áreas inestables: el caso del sistema de fallas y los coluviones de la leona, Jaime Suárez, 2019.



2.1 Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos (MEF) es una técnica numérica empleada para la resolución de problemas ingenieriles por medio de sistemas de ecuaciones en derivadas parciales las cuales son alimentados con parámetros de la caracterización mecánica de cada uno de los elementos presentes en el modelo real, para finalmente obtener valores aproximados del comportamiento del medio que se analiza.

Plaxis 3D es un software geotécnico de la casa Bentley Systems el cual realiza análisis de elementos finitos (FEA). Para ello, se deben introducir parámetros de geometría, materiales, estratigrafía y cargas aplicadas para generar un modelo 3D el cual se deformará hasta encontrar valores aproximados de resolución de las derivadas parciales y basados en estos se determina la deformación de suelos y rocas de la forma más exacta con el fin de conocer comportamiento de la interacción suelo-estructura de la futura obra. (Systems, 2022)

3. Generalidades del área de estudio

3.1 Descripción

A continuación, se realizó la descripción general del área de estudio (ver figura 13) teniendo en cuenta la ubicación, aspectos geomorfológicos, clima y vegetación.

3.1.1 Ubicación

El área de estudio se localiza en el departamento del Norte de Santander, en la vía que comunica al corregimiento de Astilleros con el municipio de Tibú exactamente en entre los PR 31+000 al PR41+000 y PR48+000 al PR50+000 cuyas elevaciones están entre 56 m.s.n.m. y 85 m.s.n.m. (P&D, 2017)

Figura 7. Ubicación del área de estudio; Google Earth, modificado por P&D Consultores, 2017



Por su parte, Tibú posee un área municipal de 2.737 km², se ubica al noreste de Colombia y limita al norte y este con la República de Venezuela, al sur con Cúcuta y Sardinata y al Oeste

con San Calixto, El Tarra y Teorama (Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 2016) De acuerdo con el censo del DANE del año 2005 la población de este municipio se estimó a 34.733 habitantes. (DANE, 2005)

3.1.2 Aspectos geomorfológicos

La topografía del área de estudio es montañosa en su mayor parte por su ubicación a la cordillera Oriental, con pendientes suaves a fuertemente inclinadas con elevaciones están entre 56 m.s.n.m y 85 m.s.n.m y máximas de 1.000 m.s.n.m. (Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 2016)

3.1.3 Clima, temperatura y precipitación

Tibú posee un clima cálido, donde la humedad relativa promedio anual es de 81° y la temperatura oscila entre 23°C a 35°C con promedio anual de 27,3° C. Por otro lado, la precipitación media anual es de 2.340 mm asociada a la Zona de Convergencia Intertropical. (Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 2016)

3.1.4 Vegetación

El Plan Básico de Ordenamiento territorial, caracterización ambiental existe el mapa de uso actual del suelo, determina Bosque Natural Intervenido (BNI), Bosque Natural No Intervenido (BN), Rastro Muy Bajo (RMB), Pasto Natural/Rastrojo Alto (PN-RA), Pastos Mejorados/Pastos Naturales (PM-PN), Bosque Secundarios (BS), Rastrojo en Descanso (RD), Diferentes Tipos de Misceláneas (M#). (PBOT Tibú, 2000)

3.2 Problemática

Debido al estado actual del terreno y del deterioro en que se encuentra el puente 9 – Caño Salado, se hace necesario la realización de estudios especializados que cumplan con los requisitos técnicos para el diseño nuevamente del puente, el cual tendrá un ancho mayor al actual, debido a que esta zona específicamente tiene un alto volumen de tránsito de vehículos de transporte de crudo de las empresas petroleras especialmente ECOPETROL. (Gobernación Norte de Santander, 2019)

Para llevar a cabo estos estudios, la Gobernación de Norte de Santander a través del programa “obras por impuestos” y la empresa de Transporte y Logística de Hidrocarburos CENIT destinaron \$32.911 millones para la construcción de accesos viales sobre caño Chinato, Árbol Caído, Caño Salado, El Seis, y la vereda Ambato, en Tibú para así seguir consolidando “Un Norte productivo para todos” (Gobernación Norte de Santander, 2019)

Como se puede apreciar en la Figura No. 8, el tablero presenta un deterioro en la capa de rodadura, la protección de sus estribos está afectada considerablemente por el abandono, la falta de mantenimiento y las crecientes que se fluyen por el caño en épocas de precipitación, así mismo se evidencia restos de una cimentación en concreto la cual soportaba posiblemente un estribo antiguo de uno de los dos puentes anteriormente construidos los cuales no fueron técnicamente bien diseñados.

Figura 8. *Puente 9 – Caño Salado; Planeación y Desarrollo Ltda. 2017*



4. Geología

Con el fin de mejorar el trazado de la vía Astilleros, concretamente en el paso elevado del puente 9 denominado Caño Salado, es necesario comprender la geología de la zona, puesto que la zonificación estratigráfica determina diferentes unidades de roca, donde se identifica el tipo y las características de los materiales sobre los que se desplantara la estructura y de los que se excavarán de forma segura y estable en los estribos del puente, además de reconocer las alteraciones de la roca que determinan su contacto con el suelo que pueden influir en el desplante de la cimentación.

4.1 Geología regional

Debido a la localización del proyecto se correlaciono información con las planchas 77 y 78 del Servicio Geológico Colombiano (SGC) con el fin de describir la cartografía regional encontrándose las formaciones Formación Colón - Mito Juan, Formación Catatumbo, Formación Barco, Formación Los Cuervos, Formación Mirador, Formación León, Formación Guayabo y los depósitos recientes. Además, la geología regional se basa en las fallas Leoncito, las delicias y Ambato, sinclinal y anticlinal de la Sardinata y el anticlinal de petrolea siendo este último el de mayor contacto en la ubicación del puente 9 – Caño Salado en el que su geomorfología predomina un ambiente denudacional en la cuenca del Catatumbo. A continuación, se presentan secciones de las planchas 77 y 78:

4.2 Estratigrafía

La zona de estudio se encuentra localizada regionalmente en la Cuenca de Catatumbo (Norte de Santander) y forma parte de la gran Cuenca de Maracaibo (República Bolivariana de Venezuela). En general afloran unidades de origen sedimentario y su nomenclatura utilizada fue con base en el desarrollo de proyectos de exploración y explotación de petróleo, llevados a cabo en Colombia y Venezuela a comienzos y mediados del Siglo XX. En esta área afloran unidades con edades cretácicas representado por las formaciones Colón – Mito Juan y Catatumbo; paleógenas asociando a las formaciones Barco, Los Cuervos, Mirador, Carbonera y parcialmente León y neógenas por la Formación Guayabo. Todas afectadas por fallas y pliegues de dirección Norte - Sur y en menor grado Noreste y Noroeste.

4.2.1 Formación Colon Mito Juan (K2cmj)

La Formación Colón–Mito Juan, aflora en el costado noroccidental de la plancha 78 con los mejores afloramientos en las veredas La 88, La Valera (vía Tibú – Cúcuta), Petrólea y Ambato. Se compone de niveles potentes de lodolitas silíceas, algunas veces calcáreas, arcillolitas y en menor proporción areniscas muy finas; las lodolitas se encuentran laminadas de aspecto pizarroso, en ocasiones con fuerte olor a hidrocarburos o azufre, con colores variados entre negro, gris medio y gris oliva. Las lutitas de esta formación son de color gris y gris-oscuro, ligeramente calcáreas, mientras que las de la Formación Mito Juan son gris-verdosas y no calcáreas; las areniscas son de grano fino a muy fino, compuestas por cuarzo predominantemente (95 %) y líticos (5%) posiblemente asociados a chert. Localmente se encuentran lodolitas con nódulos de arcillas ferruginosas de color marrón oscuro, cuyo diámetro no supera los 5 cm.

Además, tiene la presencia de restos fósiles y microfauna en general, indican un origen de agua salobre principalmente ambientes de agua salobre poco profunda en esto se logra observar en muestras de calizas colectadas en el área de caño Salado aproximadamente en la localización del proyecto.

4.2.2 Formación Catatumbo (K2ct)

Esta unidad se caracteriza por presentar rocas estratificadas dispuestas en general N-S, con buzamientos entre 5° a 11° hacia el Este o el Oeste. La Formación Catatumbo se componen de niveles potentes de lodolitas silíceas con fractura concoidea, arcillolitas y en menor proporción areniscas muy finas. Las lodolitas son laminadas, con un aspecto pizarroso, colores variados entre negro, gris medio y gris oliva intercaladas con capas medias de areniscas muy finas. Las areniscas son de color naranja amarillento pálido, de grano fino a muy fino, compuesto por cuarzo (95 %) y líticos (5%), posiblemente asociados a chert. Puntualmente se encuentran lodolitas con nódulos ferruginosos de color marrón oscuro, cuyo diámetro no supera los 3 cm.

Los suelos asociados a esta formación corresponden a arcillas abigarradas, con una fracción arenosa a limosa; por lo general los afloramientos muestran rocas medianamente meteorizadas. Parte de estas rocas, se encuentran cubiertas por depósitos de aluviales provenientes de la erosión de rocas más competentes como areniscas, como se logra apreciar en la figura --- plancha 78 en la zona de estudio.

4.2.3 Formación Barco (E1b)

Esta Formación se compone de niveles potentes de areniscas y limolitas, con estratificación paralela y cruzada; con colores variados entre naranja grisáceo y marrón amarillento pálido y

ocasionalmente capas medias de arcillolitas, con meteorización alta a moderada. Estas últimas son laminadas, de color gris medio, en ocasiones con óxidos de hierro de color marrón claro, intercaladas con capas delgadas de areniscas muy finas. El ambiente de deposición de la Formación Barco se asocia con un ambiente deltaico por ríos y con influencia de mareas con depósitos de canales distributarios, rellenos de bahía interdistributaria, margen de bahía interdistributaria y albúfera.

4.2.4 Formación Los Cuervos (E1E2lc)

La Formación Los Cuervos se compone de niveles potentes de lodolitas de color variado entre gris claro (N7), marrón amarillento moderado y naranja grisáceo; laminadas a masivas; lodolitas carbonáceas y mantos de carbón hacia la parte inferior de color negro, los carbones son vitrénicos a fusénicos, de espesor variable entre 0,4 m y 1,7 m, ocasionalmente con intercalaciones de capas gruesas a muy delgadas de arcillolitas grises.

4.2.5 Formación Mirador (E2m)

La Formación Mirador en la zona regional se encuentra constituida por capas medias de areniscas con intercalaciones locales de lodolitas y conglomerados; son de color variado entre gris claro y naranja muy pálido, con manchas de oxidación de color marrón claro, las cuales ocasionalmente le dan un aspecto amarillento. Las areniscas son de grano fino a muy fino, ocasionalmente de grano medio, redondeados y esféricos, bien seleccionadas y texturalmente maduras, compuestas principalmente por cuarzo. En algunos afloramientos, se observa laminación plana paralela y ocasionalmente inclinada.

4.2.6 Formación León (E3N11)

Su litología se encuentra compuesta de paquetes de lodolitas laminadas, arcillolitas y ocasionalmente de areniscas cuarzosas a líticas, estratificadas, con laminación plana paralela; dispuestas en general N-S con leves variaciones al NE y buzamientos moderados (entre 10° y 30° hacia el este). La Formación León es una unidad blanda, fácilmente erodable, con escasos afloramientos. Las lodolitas son de color naranja amarillento oscuro, con abundantes pátinas de óxidos de hierro que en ocasiones le dan un color marrón claro; mientras que las areniscas son de color naranja amarillento oscuro, con manchas de oxidación de color marrón claro; ras. Los granos de cuarzo son cristalinos, bien redondeados y esféricos; se encuentran granos de minerales metálicos oxidados

4.2.7 Formación Guayabo (N1N2g)

En general, la Formación Guayabo está conformada por areniscas muy finas cuarzosas intercaladas con niveles de limolitas, arcillolitas y areniscas ferruginosas; esta unidad se encuentra estratificada, con dirección preferencial N-S y buzamientos subhorizontales menores a 10°. Las lodolitas de la Formación Guayabo se presentan en capas delgadas a muy gruesas, de gran tamaño arcilla y limo en menor proporción, de color gris claro (N7) con presentan pátinas rojizas y pardas por oxidación. Las arcillolitas limosas son de tamaño arena muy fina a limo, compuestas principalmente de cuarzo monocristalino en una matriz arcilla-limosa. En general los granos son subangulares, subelongados, empolvados por arcillas y manchados por óxidos-hidróxidos de hierro

4.2.8 Planicies Aluviales (Q2pa)

Estos depósitos cubren principalmente las zonas entre los cauces y se acumulan en pendientes suaves, principalmente cerca a la convergencia de los cauces, siendo las partes más bajas y cercanas a los cauces las más susceptibles a fenómenos de inundación. Presenta materiales no consolidados, de grano fino (arenas, arcillas y limos), aunque a veces se observan niveles delgados de gravas finas, que han sido arrastrados por la corriente y que están representadas en su mayoría por fragmentos angulares de las formaciones Colón-Mito Juan, Catatumbo, y otras más cercanas.

4.2.9 Depósitos Aluviales (Q2al)

Se refieren a depósitos recientes como resultado de la dinámica aluvial, que producen barras laterales y centrales, entre otras. Agrupan también los materiales ubicados en zonas sometidas a inundaciones constantes, especialmente en épocas de lluvias; así como materiales dejados por drenajes menores.

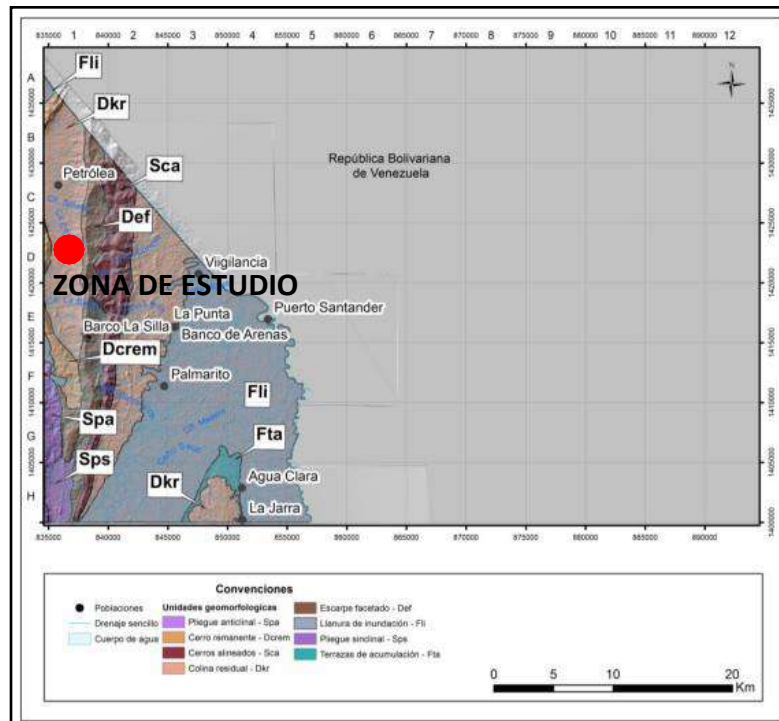
Los depósitos aluviales consisten en suelos arenosos de tamaño arena muy fina a fina, de colores que varían de marrón claro a naranja amarillento pálido con presencia de óxidos de hierro en baja proporción. También están conformados por suelos lodo-arenosos con un 15% de fracción arena fina a muy fina; con colores que varía de marrón amarillento oscuro, gris amarillento y naranja amarillento oscuro; este último color debido a la presencia de óxidos de hierro que le dan un aspecto abigarrado. En ocasiones se observa estratificación cruzada en los niveles de arenas, lo que evidencia el cambio en el régimen de energía del río Zulia.

4.3 Geomorfología

La identificación y clasificación de geoformas se lleva a cabo teniendo en cuenta la forma del relieve y su génesis, ya que cada unidad representa zonas homogéneas cuyo comportamiento mecánico es diferente, respecto a las agentes degradaciones que modelan y modifican el paisaje. La zona de estudio presenta procesos denudaciones el cual se describirá a continuación como es más representativo:

Figura 11.

Unidades geomorfológicas de la plancha 78 – Puerto Santander; Servicio Geológico Colombiano, modificado por P&D Ltda. 2017



4.3.1 DKR – Colina residual

Las unidades geológicas de granulometría más fina, como las formaciones Colón-Mito Juan, Catatumbo, Carbonera, León y Guayabo están más afectadas por los procesos denudativos y por lo tanto generan geoformas de menor relieve agrupadas en la unidad colina residual (Dkr). Esta unidad muestra un relieve de colinas y montículos, de contraste moderado a bajo, laderas cortas suavemente inclinadas y ocasionalmente planas, de longitud moderada a muy larga (Fotografía 1). La red de drenaje es subparalela a subdendrítica de densidad moderada. La unidad Colina Residual ocupa un área aproximada de 160 km².

Geomorfológicamente forma un relieve de colinas bajas por debajo de los 8 msnm y montículos, con laderas cortas suavemente inclinadas y ocasionalmente planas, de longitud moderada a muy larga. Por lo general los drenajes han cortado y erosionado parte de las secuencias blandas, formando valles amplios en U.

4.4 Geología Estructural

Los elementos estructurales en la zona de estudio son el resultado del régimen compresivo en la zona, el cual se genera como respuesta al empuje hacia el occidente del bloque Maracaibo contra el bloque Norandino, desde el Plioceno. Una tectónica compresiva (E-W a NW-SE) definida por fallas inversas y pliegues por propagación de fallas, con direcciones NS – NE. Las fallas tienen dirección aproximada NS y NW, son de carácter inverso. Los pliegues del área oeste son principalmente observables en rocas del Cretácico Superior y del Paleoceno.

Figura 12. Mapa estructural de la plancha 78 – Puerto Santander; Servicio Geológico Colombiano, modificado por P&D Ltda. 2017

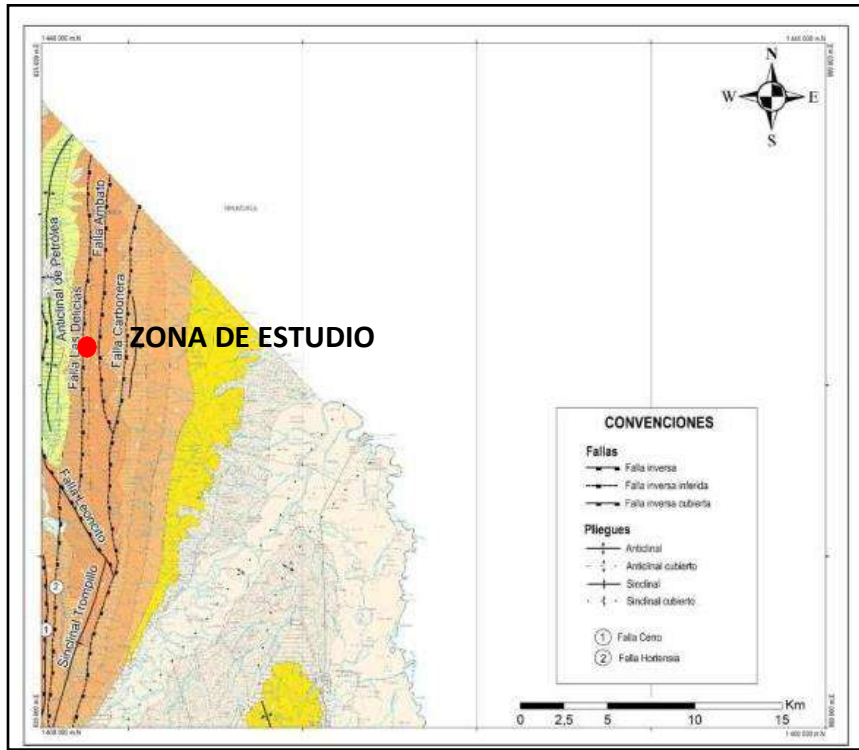
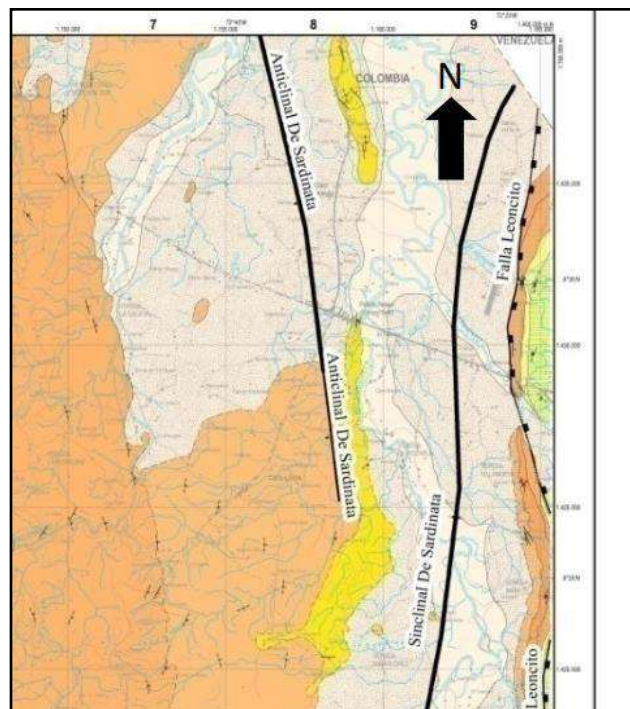


Figura 13. Mapa estructural de la plancha 77 – Campo Dos; Servicio Geológico Colombiano, modificado por P&D Ltda. 2017



4.4.1 Falla Leoncito

Esta falla es de sentido N-S en la Plancha 77 siguiendo paralela al flanco W del Anticlinal de Petrólea, luego gira hacia el SE en la Plancha 78, cruzando el sector sur del anticlinal e interrumpe las formaciones Colón-Mito Juan, Catatumbo, Barco y Los Cuervos. Esta falla, con una vergencia al Este, afecta las formaciones Barco y Catatumbo generando un cambio en la dirección de los estratos, pasando de rumbo NS En el anticlinal de Petrólea A NW.

En fotografías aéreas se puede seguir por una extensión aproximada de 8 km. Se interpreta como una estructura derivada de una falla más grande, en este caso la Falla Carbonera, la cual en el sector de la vereda Leoncito, se abre en abanico, generando 3 estructuras asociadas, las cuales son las fallas Leoncito, Las Delicias y Ambato.

4.4.2 Falla Las Delicias

Esta falla atraviesa el sector noroeste de la Plancha 78, en la finca Las Delicias; tiene expresión local, generando un escarpe de aproximadamente 30 m de alto que se extiende por más de 20 km en sentido N-S en la parte norte y en sentido NNW hacia el sur, es de carácter inverso, con vergencia al E. Esta estructura se deriva de la Falla Carbonera y hace parte de un grupo de fallas en forma de abanico. En superficie sigue la parte media de la Formación Barco, generando un retro cabalgamiento de la misma. Esta estructura levanta considerablemente el flanco oriental del Anticlinal de Petrólea.

4.4.3 Falla Ambato

Haciendo parte del grupo de estructuras en forma de abanico de la Falla Carbonera. En superficie sigue la parte media de la Formación Los Cuervos y genera un retro cabalgamiento de

la misma; se interpreta la Falla Ambato, como una falla inversa, con vergencia al estar derivada de la Falla Carbonera, levantando el bloque oriental del Anticlinal de Petrólea, tal como sucede con la Falla Las Delicias, En campo esta estructura presenta una morfología de drenajes alineados y deflactados, así como valles estrechos asociados a drenajes menores.

4.4.4 Sinclinal de la Sardinata

Se presenta como un sinclinal simétrico muy amplio, con flancos de bajo buzamiento, hasta 10° y eje orientado en dirección noreste, desde el costado Norte del río San Miguel, hasta Puerto Reyes. Regionalmente su eje se extiende entre el Anticlinal de Petrólea y los anticlinales de la depresión de Sardinata, cubierto por depósitos aluviales y continúa hacia el Norte hasta el Sur de Tres Bocas. Se describe este pliegue por su cercanía relativa al proyecto

4.4.5 Anticlinal de la Sardinata

Corresponde a una estructura localizada al Occidente del anticlinal de Petrólea. La mayor parte de este pliegue se encuentra cubierto por depósitos aluviales recientes y en fotografías aéreas es posible diferenciarlo al Sur del municipio de Tibú en el área de Campo Dos. Con una longitud aproximada de 13 km, aflorando en el núcleo rocas de la Formación León y en su flanco oriental, secuencias asociadas con la Formación Guayabo con buzamientos al Este entre 10° y 12°

4.4.6 Anticlinal de Petrolea

Este anticlinal es una estructura complejamente fallada, estrecha, asimétrica cuyo eje tiene dirección norte-sur y presenta capas de alto buzamiento a tumbadas en su flanco oeste y suavemente inclinadas en el flanco este. Presenta dos altos locales que denominados como Domo

Petrólea Norte y Domo Petrólea Sur. Geomorfológicamente es un anticlinal con relieve invertido, ya que su eje ha sido erodado y prevalecen sus flancos. Afecta las secuencias cretácicas y cenozoicas, como la Formación Capacho Colón-Mito Juan en su núcleo y las formaciones Catatumbo, Barco, Los Cuervos y Mirador, en sus flancos; su nombre deriva por el corregimiento de Petrólea, que desde hace años ha sido blanco de diferentes compañías petroleras para la extracción de crudo y gas.

4.5 Geología Local

4.5.1 Estratigrafía

El área del proyecto subyace sobre delgados depósitos Aluviales que está afectando a depósitos más antiguos como son la Formación Colon Mito Juan, además están siendo afectados por los esfuerzos de las fallas descritas en el numeral 3.2.3.

4.5.1.1 Depósitos Aluviales. El puente está siendo afectado por el depósito aluvial que subyace con la formación correspondiente a Colón – K2cmj El material correspondiente se caracteriza como arena de grano medio friable con grava y restos de materia, Arcilla limo arenosa con grava y trazas de materia orgánica color marrón, espesor alrededor de 5 metros, seguido de unas gravas redondeadas mayor a 2 centímetros con arcilla, finalizando con lutitas descompuestas con comportamiento mecánico de arcillas de alta plasticidad con grava. En contra parte se localiza un espesor de 4.15 metros aproximadamente de arcilla limosa de plasticidad baja a media, color marrón a rojo con moteados de gris y algunas trazas de materia orgánica. Finalmente, infra

yaciendo lutitas de color gris meteorizadas, características geomecánicas mejoran con respecto a la profundidad.

A profundidad se caracteriza Arcillas de diferentes consistencias y colores grises a marrones, naranjas, fracturadas meteorizadas, a determinada profundidad se caracterizan como lutitas y limolitas de características geomecánicas variables dependiendo del nivel de saturación y profundidades.

4.5.1.2 Unidad Geológica Superficial (UGS). Las Unidades Geológicas Superficiales se consideran como formaciones correlativas de los procesos morfodinámicos, debido a la acción de agentes exógenos y endógenos que modelan la superficie terrestre, son unidades cartográficas y uno de los productos básicos de la Geología aplicada a la Ingeniería, para la evaluación del comportamiento mecánico de los terrenos ante diferentes usos, como desarrollo de obras de infraestructura, estas deben ser definidos en los planes de ordenamiento territorial de cada municipio con el fin de presentar la información temática de utilidad en las fases de prefactibilidad, factibilidad, diseño, construcción, operación y el mantenimiento de obras de ingeniería territorial como es el caso del mejoramiento al puente Caño Salado del presente informe. Por lo tanto, se describe la unidad geológica superficial en la cual está ubicado el proyecto.

- Suelo Transportado Aluvial (Sta): constituida principalmente por gravas, arenas, limos y arcillas, en la parte superior se ha desarrollado un perfil de meteorización cuyos fragmentos líticos presentan meteorización grado IV, que afecta hasta 1 metro. En donde se desarrolló un suelo arcillo-arenoso de color marrón a amarillo rojizo.

4.6 Geomorfología

Dentro del paso elevado se encuentran alturas mínimas de 55 m.s.n.m., las cuales corresponden a la cota más baja que limita con lecho del Caño Salado y su cota máxima de 65 m.s.n.m., en proximidades al alineamiento de la vía Astillero – Petrolea, Tibú.

Como se explicó en el apartado 3.2.2, el área de estudio sufre procesos denudacionales en los cuales genera geoformas de origen fluvial, es decir geoformas derivadas de la actividad agradacional y degradacional de las corrientes. Se incluyen cauces actuales de las corrientes y niveles de terrazas dejadas por sedimentación y eventos fluvio-torrenciales. Esta región genera una expresión Geomorfológica denudacional estructural con laderas inclinadas con un suelo residual y en algunos sectores es plana con material aluvial meteorizado que ha dado lugar a la formación de una capa húmica o suelo.

4.6.1 Plano o llanura de inundación (Fpi)

Constituida por una superficie relativamente baja, plana a ondulada y generalmente inundable, desarrollada bordeando los cauces actuales y sus afluentes. Están compuestas de sedimentos no consolidados, que se erosionan durante las inundaciones y crecidas los caños o quebradas, o pueden ser el lugar donde se depositen nuevos depósitos de lodo, arena y limo. Su origen está relacionado con la deposición de sedimentos finos y gruesos durante eventos de inundación.

4.6.2 Cauce Activo (Fca)

Esta delimitación separa los cauces aluviales activos de la zona de inundación, en esta unidad se incorporaron las quebradas y caños como es el caso de este proyecto, los cuales presentan

forma de canal irregular excavados por erosión de las corrientes perenes o estacionales, dentro de sedimentos aluviales de tamaño arcilla, arena y en menor proporción gravas.

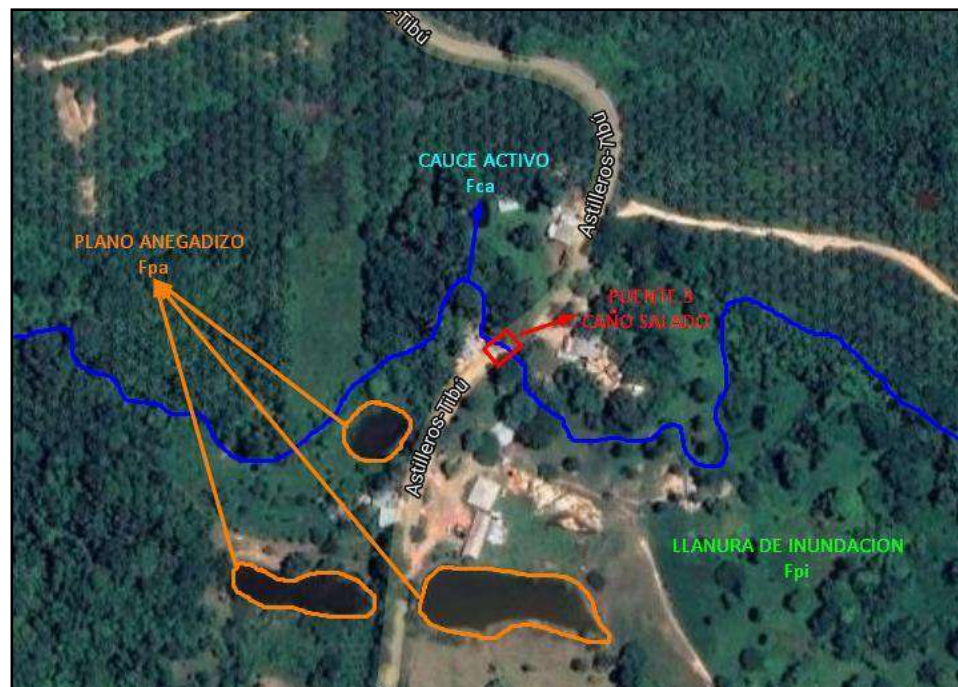
4.6.3 Plano Anegadizo (Fpa)

Los planos anegadizos se refieren a una superficie plana a casi plana e irregular en forma de artesa con pendiente suave por lo tanto esta unidad incluye los cuerpos de aguas naturales y artificiales presentes en la zona de estudio. Se observan áreas planas mal drenadas. Su depósito está constituido por sedimentos finos y en donde ocurren procesos de inundación temporal en épocas de lluvias, debido a la baja permeabilidad de los suelos, bajas pendientes que no permiten que las aguas superficiales se infiltren o escurran.

A continuación, se presenta una figura explicativa de la geomorfología en el proyecto:

Figura 14.

Geomorfología del área de estudio; Propio, 2023



5. Reconocimiento de campo y topografía

El reconocimiento del área de estudio es fundamental para conocer los procesos que están ocurriendo o pueden ocurrir tanto internamente como superficialmente para poder diagnosticar correctamente su comportamiento.

Los factores que se tuvieron en cuenta para el recorrido en el área de estudio fueron: estado actual del puente, fenómenos de socavación, drenaje en el puente, evidencia de fallas geológicas y geología actual de la zona.

El área de estudio presenta una topografía plana, con pendientes ligeramente a moderadamente inclinadas las cuales están siendo accidentadas por el afluente Caño Salado, el drenaje de la zona es bueno, con alta acumulación de sedimentos y moderado a bajo caudal, sin embargo, se evidencia niveles de crecientes que han debilitado los estribos del puente actual como también las estructuras anteriores a esta.

Figura 15. *Estado actual del área de estudio;* Planeación y Desarrollo Ltda, 2017





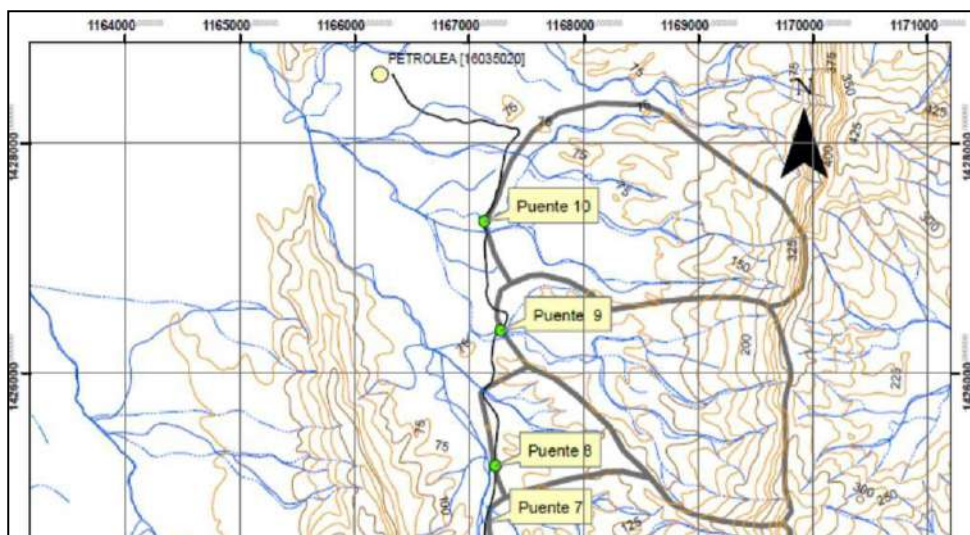
El levantamiento topográfico se desarrolló en el mes de marzo hasta el mes de abril de 2017, el cual permitió la obtención y elaboración de un plano detallado en planta, un perfil 2D del terreno y detalles del puente actualmente. (Ver Apéndice A). (P&D, 2017)

5.1 Hidrología e hidráulica de la zona

Debido a la ubicación el área en estudio se hace importante obtener e interpretar la información hidrológica e hidráulica para el diseño de la cimentación de los estribos y la protección de esta ante fenómenos de inundación y/o socavación.

La cuenca de estudio corresponde al puente 9, la cual se presenta a continuación.

Figura 16. Cuenca del área en estudio; Planeación & Desarrollo LTDA, 2017.



5.2 Meteorología

De acuerdo con la base de datos de las estaciones meteorológicas del IDEAM, se evidencia que en la zona está presente la siguiente estación:

Tabla 1. Información de la estación Petrolea; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017

Catalogo Nacional de Estaciones: PETROLEA [16035020]	
Código	16035020
Nombre	PETROLEA [16035020]
Categoría	Climática Ordinaria
Longitud	-72,58
Latitud	8,47
Altitud	62,00
Departamento	Norte de Santander
Municipio	Tibú
Estado	Suspendida
Tecnología	Convencional
Fecha de Instalación	Abril 15, 1973

5.3 Caudal Máximo

El modelo lluvia-escorrentía se empleó para la estimación del caudal máximo en el área de estudio empleando el programa HEC-HMS. (P&D, 2017)

Los datos de entrada para la estimación del caudal máximo son:

- Área de la cuenta en km².
- Tiempo de concentración en minutos.
- Número de curva CN.
- Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno en mm.
- Distribución temporal de la tormenta.
- Factor de reducción por área.

A continuación, se presentan los datos.

Tabla 2. Datos de entrada para la estimación del caudal máximo; Planeación & Desarrollo

Ltda, 2017

Área de la cuenca [km]	Tiempo de concentración [min]	Número de curva CN	Factor de reducción por área
3,48	38,40	69,0	0,89

Tabla 3. Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno; Planeación & Desarrollo

Ltda, 2017

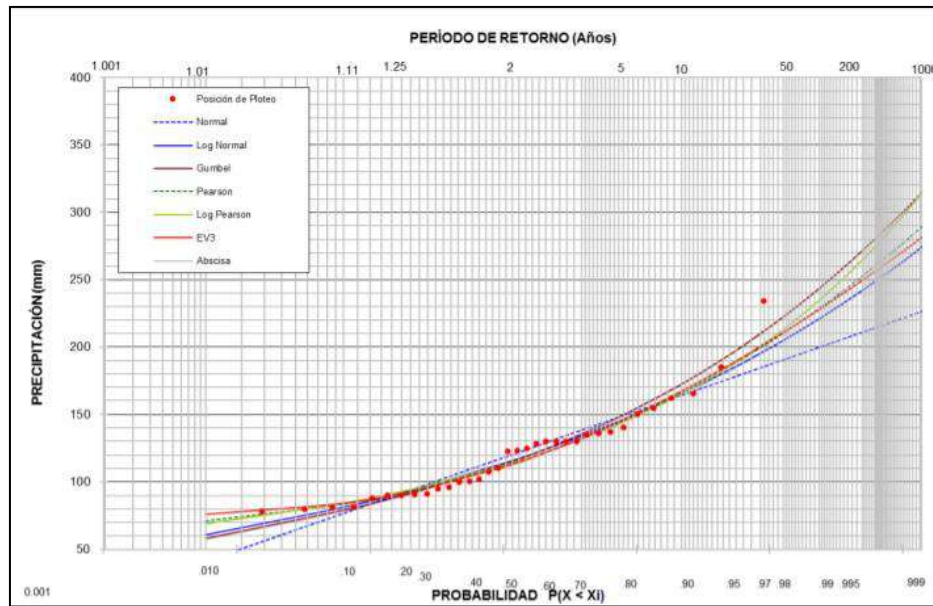


Figura 17. Distribución temporal de la tormenta; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017

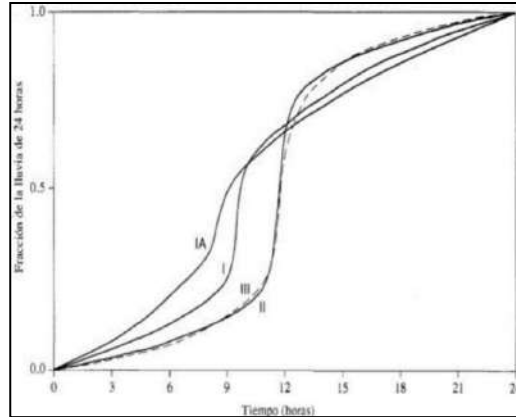


Tabla 4. Caudales máximos para la cuenca del área de estudio; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017

Cuenca No.	2,33 años	Caudales máximos [m ³ /s] para diferentes tiempos de retorno					
		5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
9	43,4	64,0	81,5	103,6	119,7	135,3	170,3

Referencia: Planeación & Desarrollo LTDA, 2017

5.4 Inundación

El estudio de inundación se desarrolló en dos etapas, la primera de ellas consistió en el cálculo del perfil hidráulico en los diferentes drenajes que cruzan la vía entre las abscisas K31+000 y K41+000 y la segunda la realización de los esquemas de inundación. (P&D, 2017)

Para llevar a cabo los cálculos, se empleó un periodo de retorno de 100 años en ambos sentidos de la vía.

Figura 18.

Secciones empleadas para el modelo del drenaje; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017.

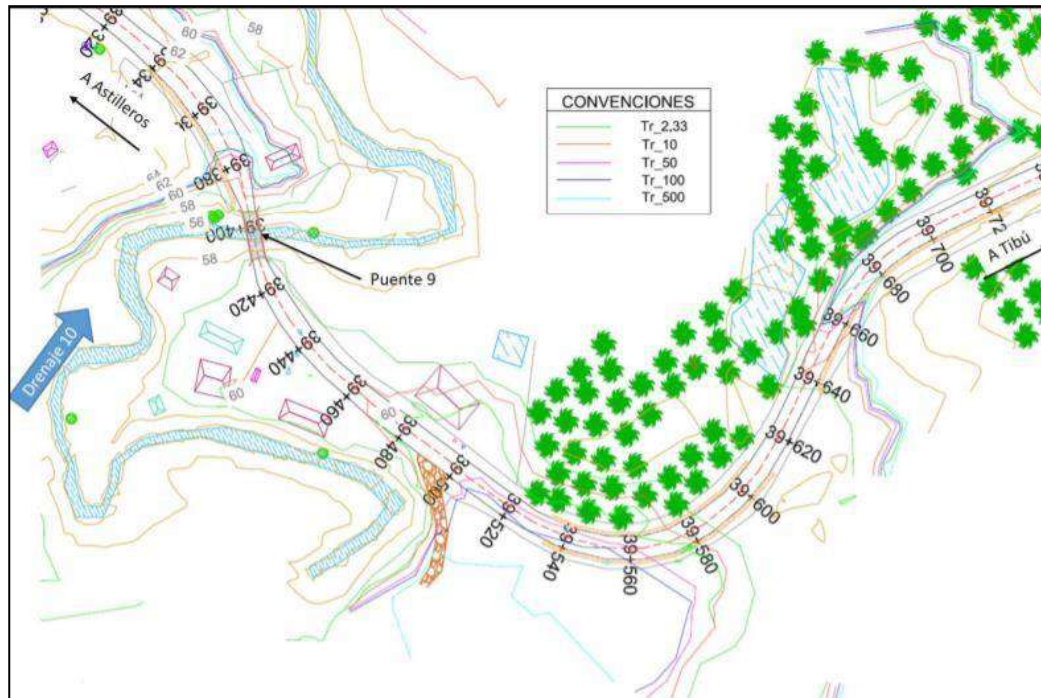


Tabla 5.

Niveles de agua para un tiempo de retorno de 100 años; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017

Abscisa	Modelo	Sección HEC-RAS		Nivel de agua para TR 100 años [msnm]	
		Margen Izquierda	Margen Derecha	Margen Izquierda	Margen Derecha
K39+280		43.453	-	59.79	-
K39+300		100.686	-	59.90	-
K39+320		231.756	236.478	59.95	60.10
K39+440		231.756	236.478	59.95	60.10
K39+460	Puente 9	216.223	471.939	59.97	60.61
K39+500		216.223	502.427	59.97	60.77
K39+520		173.409	520.175	59.99	60.78
K39+680		173.409	520.175	59.99	60.78
K39+750		122.480	-	59.97	-

Figura 19. Manchas de inundación para diferentes tiempos de retorno en el puente 9; *Planeación & Desarrollo Ltda, 2017*



La Figura No. 19 presenta las manchas de inundación para el puente Caño Salado para los periodos de retorno de 2,33 años, 10 años, 50 años, 100 años y 500 años. Se observa que la vía se inundará para diferentes crecientes entre las abscisas k39+370 y k39+680.

5.5 Socavación

Para la definición de la cota de cimentación de los puentes se verificó el nivel de las crecientes de diseño con 100 y 500 años de periodo de retorno de acuerdo a los lineamientos de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – CCP14.

Para la evaluación del análisis de la socavación la cual corresponde a la erosión máxima que se presenta por el paso de una creciente en la sección del cauce, las tablas 6 y 7 presentan los cálculos y resultados de la socavación máxima para un tiempo de retorno de 100 y 500 años.

Las metodologías empleadas para la determinación de estos valores son: Lischtvan-Lebediev y Maza-Álvarez.

Adicionalmente, se observa en la tabla 6 que el puente 9 presenta una alta velocidad de flujo correspondiente a 3.07 m/s la cual se debe a la reducción de la sección debido al puente.

Tabla 6. Cálculo de la socavación máxima para un Tr de 100 años; Planeación & Desarrollo

Ltda, 2017

Descripción	Símb.	Puente No										Unidad
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Caudal de diseño	Q _d	60,40	59,60	13,48	113,90	55,70	2,95	69,40	23,90	135,30	135,10	m ³ /s
Nivel de Agua	Z _{ac}	74,10	73,72	78,98	67,88	65,63	63,88	63,25	62,09	59,72	57,00	msnm
Ancho superficial efectivo	W	14,82	22,44	7,61	27,60	19,00	14,00	17,00	19,00	19,00	17,00	m
Área hidráulica	A	23,68	52,98	6,79	60,20	55,87	35,78	70,68	70,61	44,13	31,57	m ²
Profundidad hidráulica	Y _m	1,60	2,36	0,89	2,18	2,94	2,56	4,16	3,72	2,32	1,86	m
Velocidad de flujo	V	2,55	1,12	1,98	1,89	1,00	0,08	0,98	0,34	3,07	4,28	m/s
Luz libre del puente	L	19,00	25,50	16,00	30,00	19,00	14,00	17,00	19,00	19,00	17,00	m
Periodo de retorno de diseño	T	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	años
Peso volumétrico seco del suelo horizonte 1	γ _{s1}	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	T/m ³
Peso volumétrico seco del suelo horizonte 2	γ _{s2}	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	T/m ³
Peso específico del agua más sedimentos	γ _{as}	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	T/m ³
Factor de contracción de cauce	μ	0,95	0,99	0,95	0,98	0,98	1,00	1,00	1,00	0,94	0,92	-
Coefficiente de sección	α	1,87	0,63	2,14	1,12	0,49	0,04	0,38	0,14	1,75	2,83	-
Coefficiente de frecuencia	b	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	-
Coefficiente por corrección de densidad del agua	f	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	-
Exponente que depende del g _s	X	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	-
Espesor de material de lecho horizonte 1	h _{lecho1}	2,22	1,00	1,35	3,00	0,90	0,40	5,65	3,05	0,00	2,22	m
Diámetro medio de la partícula horizonte 2	d ₅₀	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	mm
Exponente que depende del d ₅₀	Z	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	-
Cota mínima del lecho	Z _l	71,89	69,50	77,50	63,45	61,20	59,60	58,03	57,57	55,50	53,84	msnm
Profundidad máxima de agua	Y _{omax}	2,21	4,22	1,48	4,43	4,43	4,28	5,22	4,52	4,22	3,16	m
Profundidad máxima de agua con socavación general y contracción (Lischtvan -Lebediev)	Y _{emax}	3,39	3,30	2,25	5,48	2,87	0,42	2,89	1,12	7,48	7,67	m
Profundidad máxima de agua con socavación general (Maza Álvarez)	Y _{emax}	3,39	3,39	2,25	5,61	2,93	0,44	3,00	1,16	7,40	7,42	m
Profundidad socavada	S	1,18	-0,88	0,77	1,12	-1,53	-3,85	-2,28	-3,38	3,22	4,38	m
Nivel de socavación	Z _s	70,71		76,73	62,34					52,28	49,46	m

Tabla 7. Cálculo de la socavación máxima para un Tr de 500 años; Planeación & Desarrollo

Ltda, 2017

Descripción	Símb.	Puente No										Unidad
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Caudal de diseño	Q _d	76,20	76,30	21,80	149,40	71,30	4,77	87,50	38,70	170,30	169,90	m ³ /s
Nivel de Agua	Z _{ac}	74,25	73,95	79,22	68,19	66,09	64,33	63,77	62,81	59,89	57,36	msnm
Ancho superficial efectivo	W	16,24	25,50	8,34	29,02	19,00	14,00	17,00	19,00	19,00	17,00	m
Área hidráulica	A	26,03	58,74	8,75	69,20	64,51	42,18	79,51	84,35	47,31	37,77	m ²
Profundidad hidráulica	Y _m	1,60	2,30	1,05	2,38	3,40	3,01	4,68	4,44	2,49	2,22	m
Velocidad de flujo	V	2,96	1,30	2,49	2,16	1,11	0,11	1,10	0,46	3,60	4,50	m/s
Luz libre del puente	L	19,00	25,50	16,00	30,00	19,00	14,00	17,00	19,00	19,00	17,00	m
Periodo de retorno de diseño	T	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	años
Peso volumétrico seco del suelo horizonte 1	γ _{s1}	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	T/m ³
Peso volumétrico seco del suelo horizonte 2	γ _{s2}	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	T/m ³
Peso específico del agua más sedimentos	γ _{as}	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	T/m ³
Factor de contracción de cauce	μ	0,94	0,98	0,94	0,98	0,98	1,00	0,98	1,00	0,93	0,92	-
Coefficiente de sección	α	2,14	0,74	2,41	1,21	0,49	0,05	0,39	0,17	1,96	2,64	-
Coefficiente de frecuencia	b	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	-
Coefficiente por corrección de densidad del agua	f	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	-
Exponente que depende del g _s	X	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	-
Espesor de material de lecho horizonte 1	h _{lecho1}	2,22	1,00	1,35	3,00	0,90	0,40	5,65	3,05	0,00	2,22	m
Diámetro medio de la partícula horizonte 2	d ₅₀	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	mm
Exponente que depende del d ₅₀	Z	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	-
Cota mínima del lecho	Z _l	71,89	69,50	77,50	63,45	61,20	59,60	58,03	57,57	55,50	53,84	msnm
Profundidad máxima de agua	Y _{omax}	2,36	4,45	1,72	4,74	4,89	4,73	5,74	5,24	4,39	3,52	m
Profundidad máxima de agua con socavación general y contracción (Lischtvan -Lebediev)	Y _{emax}	3,77	3,65	2,76	5,79	2,99	0,52	3,11	1,42	7,91	8,03	m
Profundidad máxima de agua con socavación general (Maza Álvarez)	Y _{emax}	3,73	3,74	2,73	5,92	3,06	0,54	3,17	1,47	7,76	7,78	m
Profundidad socavada	S	1,39	-0,75	1,02	1,12	-1,87	-4,20	-2,60	-3,79	3,45	4,38	m
Nivel de socavación	Z _s	70,50		76,48	62,34					52,05	49,46	m

Las Tablas 8 y 9 presentan los cálculos y resultados del análisis de socavación en los estribos de los puentes, este análisis es importante debido a que si un puente se ubica en una curva del drenaje existente se presenta un incremento del efecto de socavación.

La metodología empleada para estos cálculos corresponde a las ecuaciones de Froehlich y Ahmad donde la socavación está dada por el promedio de estos resultados.

Tabla 8. Socavación por estribo para un Tr de 100 años; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017

Puente No	Método de Froehlich										Método de Ahmad												
	Ya (m)		K1		K2		Fr		Ys (m)		q	b/B		Kn	Ks	Ka		Kp		Ka		Ys (m)	
	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	(m ² /s)	Izq	Der			Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der
1	0,06	0,21	0,82	0,82	0,96	1,03	0,99	0,57	1,28	2,18	1,06	0,33	0,33	1,00	1,00	0,96	1,04	1,00	1,00	1,92	2,08	2,55	2,63
2											0,78	0,33	0,33	1,00	1,00	1,06	0,93	0,85	1,10	1,80	2,05	1,10	2,02
3																							
4	0,01	0,27	0,82	0,82	1,01	0,99	2,25	0,74	1,04	3,26	1,31	0,34	0,31	1,00	1,00	1,01	0,99	1,00	1,00	2,01	1,99	3,18	2,78
5											0,98	0,33	0,33	1,00	1,00	1,03	0,97	1,10	0,85	2,27	1,64	2,01	1,21
6											0,07	0,33	0,33	1,00	1,00	0,99	1,01	0,85	1,10	1,68	2,23	-0,40	-0,78
7											1,36	0,33	0,33	1,00	1,00	0,97	1,03	0,85	1,10	1,65	2,26	0,58	1,65
8											0,42	0,33	0,33	1,00	1,00	0,99	1,01	0,85	1,10	1,69	2,21	-0,03	0,45
9	1,01	1,31	0,82	0,82	0,96	1,03	0,18	0,21	2,97	4,42	2,60	0,27	0,37	1,00	1,00	0,96	1,04	1,00	1,00	1,92	2,08	3,47	4,01
10											2,65	0,33	0,33	1,00	1,00	0,97	1,03	0,85	1,10	1,65	2,26	2,67	3,57

Puente No	Ys (m)	
	Izq	Der
1	1,92	2,41
2	1,10	2,02
3		
4	2,11	3,02
5	2,01	1,21
6		
7	0,58	1,65
8		0,45
9	3,22	4,21
10	2,67	3,57

Tabla 9. Socavación por estribo para un Tr de 500 años; Planeación & Desarrollo Ltda, 2017

Puente No	Método de Froehlich										Método de Ahmad												
	Ya (m)		K1		K2		Fr		Ys (m)		q	b/B		Kn	Ks	Ka		Kp		Ka		Ys (m)	
	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	(m ² /s)	Izq	Der			Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der
1	0,08	0,27	0,82	0,82	0,96	1,03	1,06	0,63	1,58	2,72	1,34	0,33	0,33	1,00	1,00	0,96	1,04	1,00	1,00	1,92	2,08	2,97	3,04
2											1,00	0,33	0,33	1,00	1,00	1,06	0,93	0,85	1,10	1,80	2,05	1,18	2,19
3																							
4	0,02	0,30	0,82	0,82	1,01	0,99	2,01	0,83	1,21	3,91	1,66	0,33	0,33	1,00	1,00	1,01	0,99	1,00	1,00	2,01	1,99	3,68	3,35
5											1,25	0,33	0,33	1,00	1,00	1,03	0,97	1,10	0,85	2,27	1,64	2,17	1,35
6											0,11	0,33	0,33	1,00	1,00	0,99	1,01	0,85	1,10	1,68	2,23	-0,68	-0,95
7											1,72	0,33	0,33	1,00	1,00	0,97	1,03	0,85	1,10	1,65	2,26	0,78	1,67
8											0,68	0,33	0,33	1,00	1,00	0,99	1,01	0,85	1,10	1,69	2,21	0,05	0,61
9	1,84	1,87	0,82	0,82	0,96	1,03	0,15	0,21	4,33	5,60	3,28	0,27	0,37	1,00	1,00	0,96	1,04	1,00	1,00	1,92	2,08	3,39	4,33
10											3,33	0,33	0,33	1,00	1,00	0,97	1,03	0,85	1,10	1,65	2,26	2,78	3,94

Puente No	Ys (m)	
	Izq	Der
1	2,27	2,88
2	1,18	2,19
3		
4	2,45	3,63
5	2,17	1,35
6		
7	0,78	1,67
8	0,05	0,61
9	3,86	4,96
10	2,78	3,94

De las Tablas 8 y 9 se concluye la altura de socavación Ys máxima se presentará en el estribo derecho para un Tr de 100 años de 4.21 metros y para Tr de 500 años de 4.96 metros.

Tabla 10. Resumen de resultados del estudio de socavación; Planeación & Desarrollo LTDA, 2017

Puente No	Cota Fondo (msnm)		Tr 100 años						Tr 500 años						Cota recomendada de cimentación (msnm)
			Socavación General		Socavación Local				Socavación General		Socavación Local				
			Ys (m)		Ys (m)		Fondo socavado (msnm)		Ys (m)		Ys (m)		Fondo socavado (msnm)		
	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Izq	Der	Izq	Der	Aguas arriba	Aguas abajo	Izq	Der	Izq	Der	
1	71,50	71,89	1,66	1,18	1,92	2,41	67,92	67,43	1,66	1,39	2,27	2,88	67,56	66,95	66,40
2	69,50	69,50	0,00	0,00	1,10	2,02	68,40	67,48	0,00	0,00	1,18	2,19	68,32	67,31	66,40
3	78,00	77,50	0,44	0,77	0,00	0,00	76,73	76,73	0,74	1,02	0,00	0,00	76,48	76,48	75,70
4	63,28	63,45	2,80	1,12	2,11	3,02	58,37	57,46	3,27	1,12	2,45	3,63	57,56	56,38	56,30
5	60,71	60,71	0,00	0,00	2,01	1,21	58,70	59,50	0,00	0,00	2,17	1,35	58,54	59,36	57,60
6	59,36	59,36	0,00	0,00	-0,40	-0,78	59,36	59,36	0,00	0,00	-0,68	-0,95	59,36	59,36	58,30
7	57,39	57,39	0,00	0,00	0,58	1,65	56,81	55,75	0,00	0,00	0,78	1,67	56,62	55,72	54,70
8	56,95	56,95	0,00	0,00	-0,03	0,45	56,95	56,49	0,00	0,00	0,05	0,61	56,90	56,34	55,40
9	56,00	55,50	1,99	3,22	3,22	4,21	49,06	48,06	1,99	3,45	3,86	4,96	48,20	47,09	47,00
10	53,09	53,84	1,01	4,38	2,67	3,57	46,79	45,89	1,01	4,38	2,78	3,94	46,68	45,52	44,80

Con base en la Tabla No. 10 se toma el criterio de fijar la cota de cimentación como el valor más crítico entre las cotas de fondo socavado izquierdo o derecho para los tiempos de retorno de 100 años más 1.0 y 500 años aproximada al entero menor.

Se concluye que, para el uso de cimentaciones profundas, la cota de implantación de la punta de la cimentación deberá estar a 47.00 msnm.

6. Investigación Geotécnica

Se llevó a cabo la exploración geotécnica en el área de estudio la cual consta de 2 sondeos a roto percusión a profundidades de 20 y 21 metros respectivamente. Se tomaron muestras alteradas del terreno para la investigación mediante ensayos de laboratorio. Los sondeos se localizaron de modo que permitieron obtener información valiosa para el diseño de la cimentación. (ver figura 1).

Finalmente, se ejecutaron 2 líneas sísmicas para corroborar la exploración mediante sondeos a roto percusión, determinar el perfil del suelo y parámetros geomecánicas por correlaciones empleando la velocidad de onda de cortante Vs.

Figura 20. Localización de los sondeos; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017



6.1 Resultados de Ensayos en Campo

Tabla 11. Coordenadas de los sondeos; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Sondeo	Profundidad	Coordenada Norte	Coordenada Este
P9-E1	20,00 m	1'426.321,09 N	1'166.025,31 E
P9-E2	21,00 m	1'426.337,04 N	1'166.040,41 E

Tabla 12. *Información del ensayo SPT; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017*

<i>Profundidad [m]</i>	<i>SPT Corregido N Golpes / Pie</i>	
	Sondeo 1	Sondeo 2
1,00 – 1,45	2	5
1,45 – 1,90	3	6
1,90 – 2,35	4	7
2,35 – 2,80	16	7
2,80 – 3,25	40	8
3,25 – 3,70	-	5
3,70 – 4,15	-	22

El nivel freático se midió terminada las perforaciones, para los sondeos P9-E1 y P9-E2 se mantuvo estable a los 2 metros de profundidad.

Las profundidades de la Tabla No. 11 solamente presentan la información donde fue llevado a cabo los ensayos SPT ya que la dureza del suelo lo permitió.

Como se puede observar de la Tabla No. 12, el sondeo 1 presenta rechazo a partir de los 3,25 metros y el sondeo 2 a 4,15 metros de profundidad lo que indica que posiblemente debajo de estos suelos se encuentren materiales gravosos o rocosos a los cuales el tubo muestreador no puede ser hincado.

6.2 Perfiles estratigráficos de los sondeos

Figura 21. Perfil estratigráfico sondeo P9-E1; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

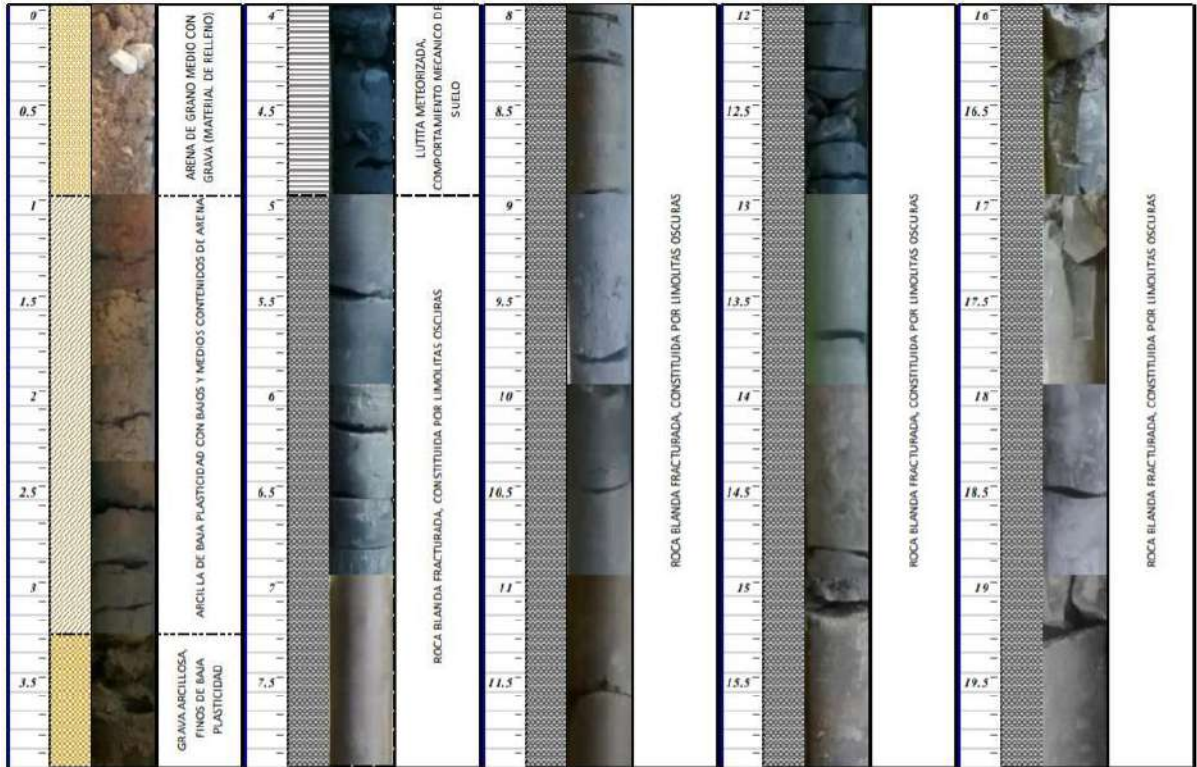
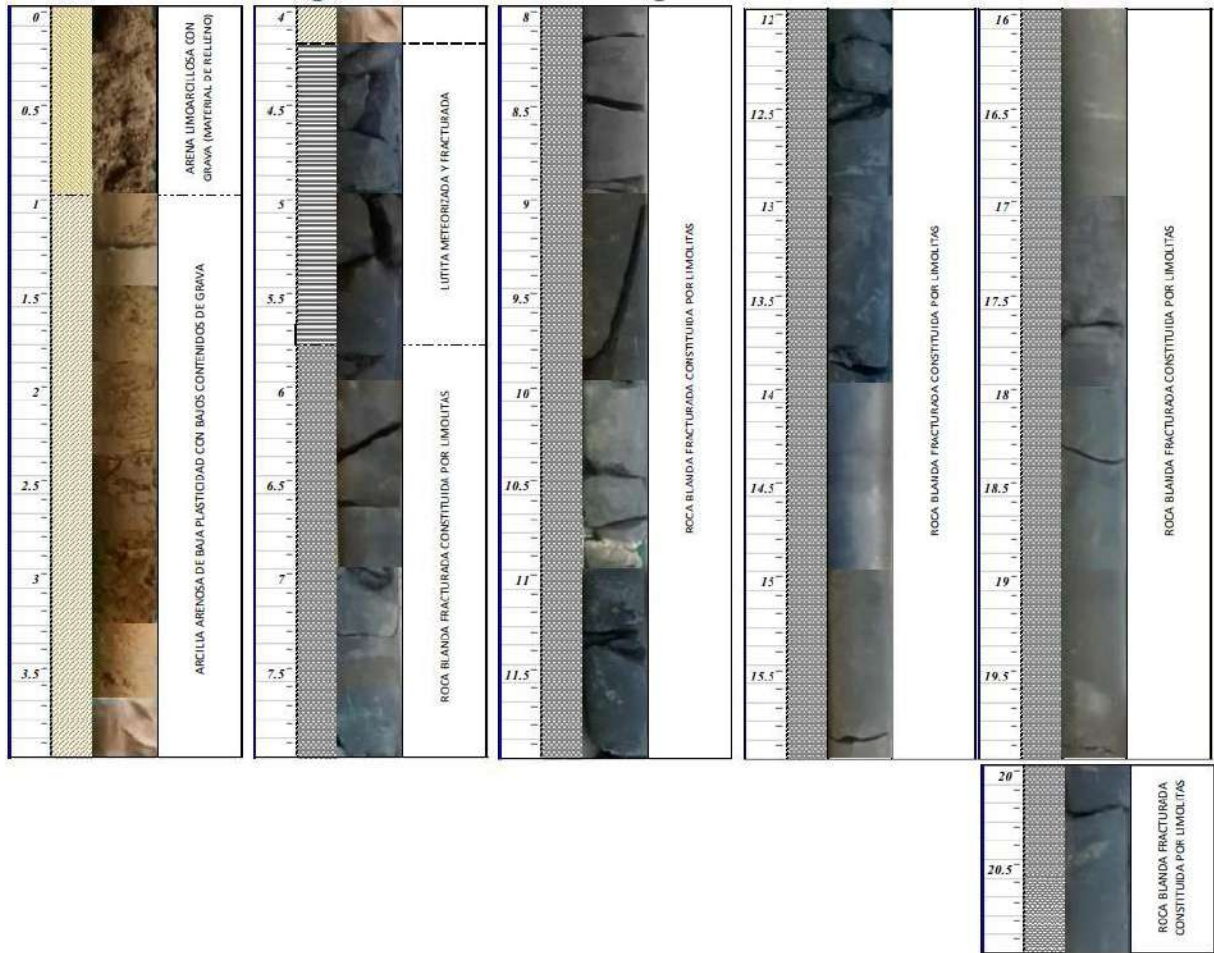


Figura 22. Perfil estratigráfico sondeo P9-E2; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017



6.3 Resultados de Ensayos de Laboratorio para Suelos

Las muestras representativas de los sondeos se les realizaron ensayos de laboratorio pertinentes para obtener parámetros mecánicos y gravimétricos, los resultados se pueden observar en las Tablas 13, 14, 15 y 16.

Tabla 13. Información de los ensayos de clasificación; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Clasificación de las Muestras – Normas INV E-123, INV E-125 e INV E-126								
Sondeo	Profundidad	W [%]	% Finos	L.L %	L.P %	P %	S.U.C.S	AASHTO
P9-E1	1,00 - 1,45	21,17	50,92	31,28	17,23	14,05	CL	A-6
P9-E1	2,80 - 3,25	13,62	97,14	35,77	21,26	14,51	CL	A-6
P9-E1	3,25 - 4,00	10,41	40,21	41,89	21,40	20,49	GC	A-7-6
P9-E1	4,00 - 5,00	10,26	55,56	30,94	22,87	8,07	CL	A-4
P9-E2	1,00 - 1,45	13,72	48,22	32,19	17,35	14,84	SC	A-6
P9-E2	2,35 - 2,80	20,69	81,99	28,89	15,92	12,97	CL	A-6
P9-E2	3,25 - 3,70	26,93	53,52	34,54	21,12	13,42	CL	A-6

De la Tabla No. 13 podemos inferir que los suelos presentes en los dos sondeos corresponden mayormente a arcillas de baja plasticidad donde se ven intercalaciones con gravas arcillosas para el sondeo 1 y arenas arcillosas para el sondeo 2.

Tabla 14. Información de los ensayos de peso unitario; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Peso Unitario – Norma INV E-161		
Sondeo-Muestra	Peso Unitario Húmedo [g/cm ³]	Peso Unitario Seco [g/cm ³]
P9-E1 - 4	1,99	1,72
P9-E1 - 5	1,93	1,70
P9-E1 - 8	2,28	2,23
P9-E1 - 9	2,36	2,20
P9-E1 - 12	2,44	2,31
P9-E1 - 14	2,41	2,29
P9-E1 - 16	2,44	2,31
P9-E2 - 1	2,00	1,81
P9-E2 - 5	2,20	1,79
P9-E2 - 6	2,33	1,84
P9-E2 - 9	2,56	2,36
P9-E2 - 10	2,44	2,28
P9-E2 - 12	2,43	2,27
P9-E2 - 17	2,48	2,31
P9-E2 - 18	2,49	2,38
P9-E2 - 21	2,35	2,24
P9-E2 - 23	2,46	2,36

De la Tabla No. 14 podemos observar que el peso unitario húmedo para el sondeo 1 tiene un mínimo de 1,93 g/cm³ y un máximo de 2,44 g/cm³ mientras que para el sondeo 2 el mínimo es de

2,00 g/cm³ y un máximo de 2,56 g/cm³. Para el peso unitario seco, el sondeo 1 tiene un mínimo de 1,70 g/cm³ y un máximo de 2,31 g/cm³ mientras que para el sondeo 2 el mínimo es de 1,79 g/cm³ y un máximo de 2,38 g/cm³.

Al estrato numero dos que corresponde a la arcilla con arena se le realizó el ensayo de corte directo obteniendo los resultados de la Tabla No. 15.

Tabla 15. Información de los ensayos de corte directo; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Corte Directo CD – Norma INV E-154				
Sondeo-Muestra	Ángulo de Fricción [°]	Cohesión [kg/cm ²]	Condición	
P9-E1 - 5	27,98	0,15	Remoldeada	
P9-E1- Shelby a 3,0 m	20,09	0,05	Inalterada	
P9-E2 - 5	26,84	0,13	Remoldeada	
P9-E2- Shelby a 2,5 m	20,61	0,04	Inalterada	

De acuerdo con la Tabla No. 15, para el sondeo 1 el ángulo de fricción remoldeado es de 27,98° e inalterado de 20,09° con cohesiones de 0,15 kg/cm² y 0,05 kg/cm² respectivamente, mientras que para el sondeo 2 el ángulo de fricción remoldeado es de 26,84° e inalterado de 20,61° con cohesiones de 0,13 kg/cm² y 0,04 kg/cm² respectivamente.

Tabla 16. Información de los ensayos de compresión inconfiada; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Compresión Inconfiada en muestras de suelo – Norma INV E-152		
Sondeo-Muestra	Resistencia a la compresión inconfiada Qu [kg/cm ²]	Resistencia al corte no drenado Cu [kg/cm ²]
P9-E1 - 3	3,8	1,9

De acuerdo con la Tabla No. 16, la resistencia a la compresión inconfiada es de 3,8 kg/cm² lo que equivale a 372,65 kPa ya que 1 kg/cm² equivale a 98,0665 kPa

Figura 23. Perfil granulométrico y humedad sondeo P9-E1; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

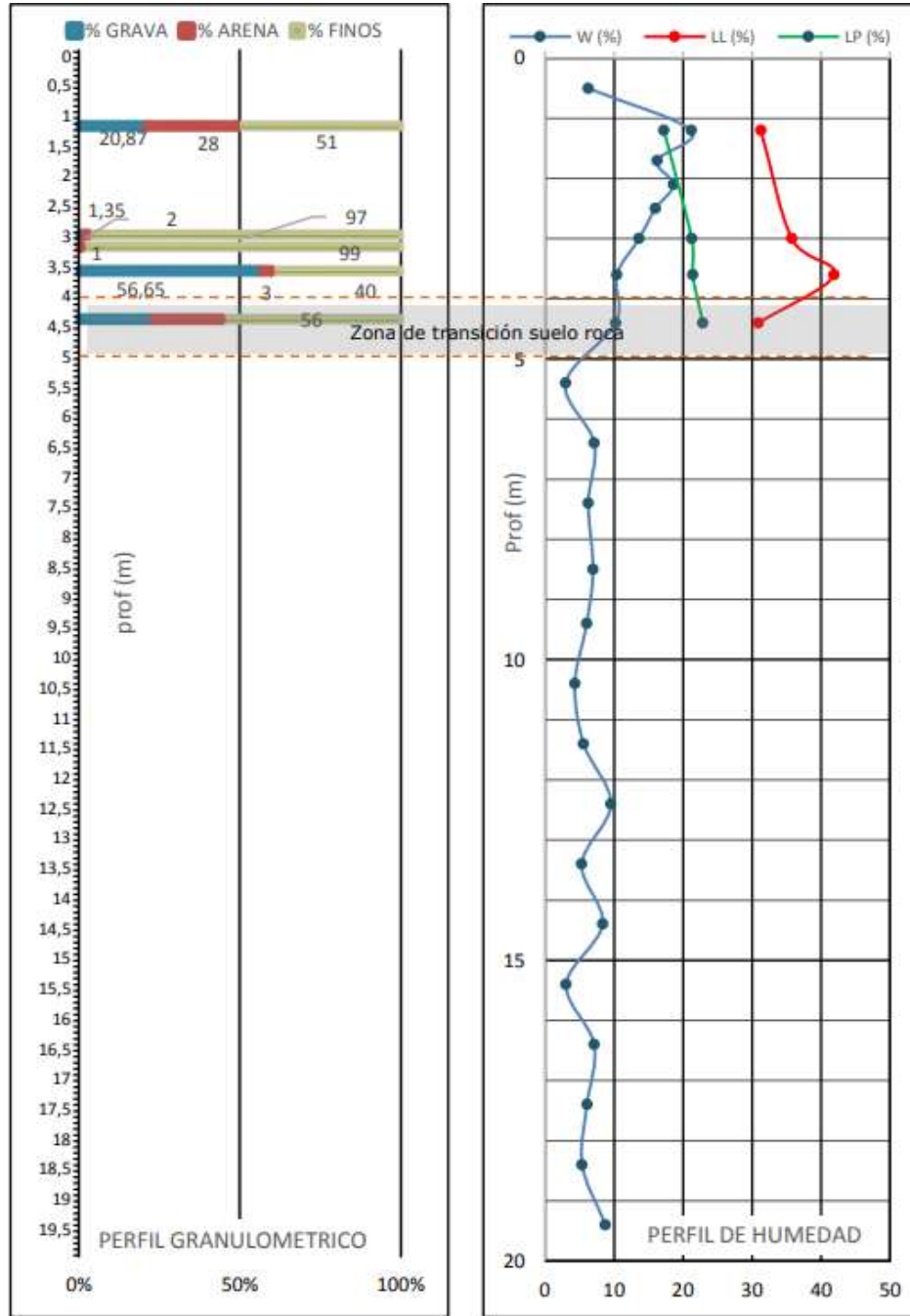
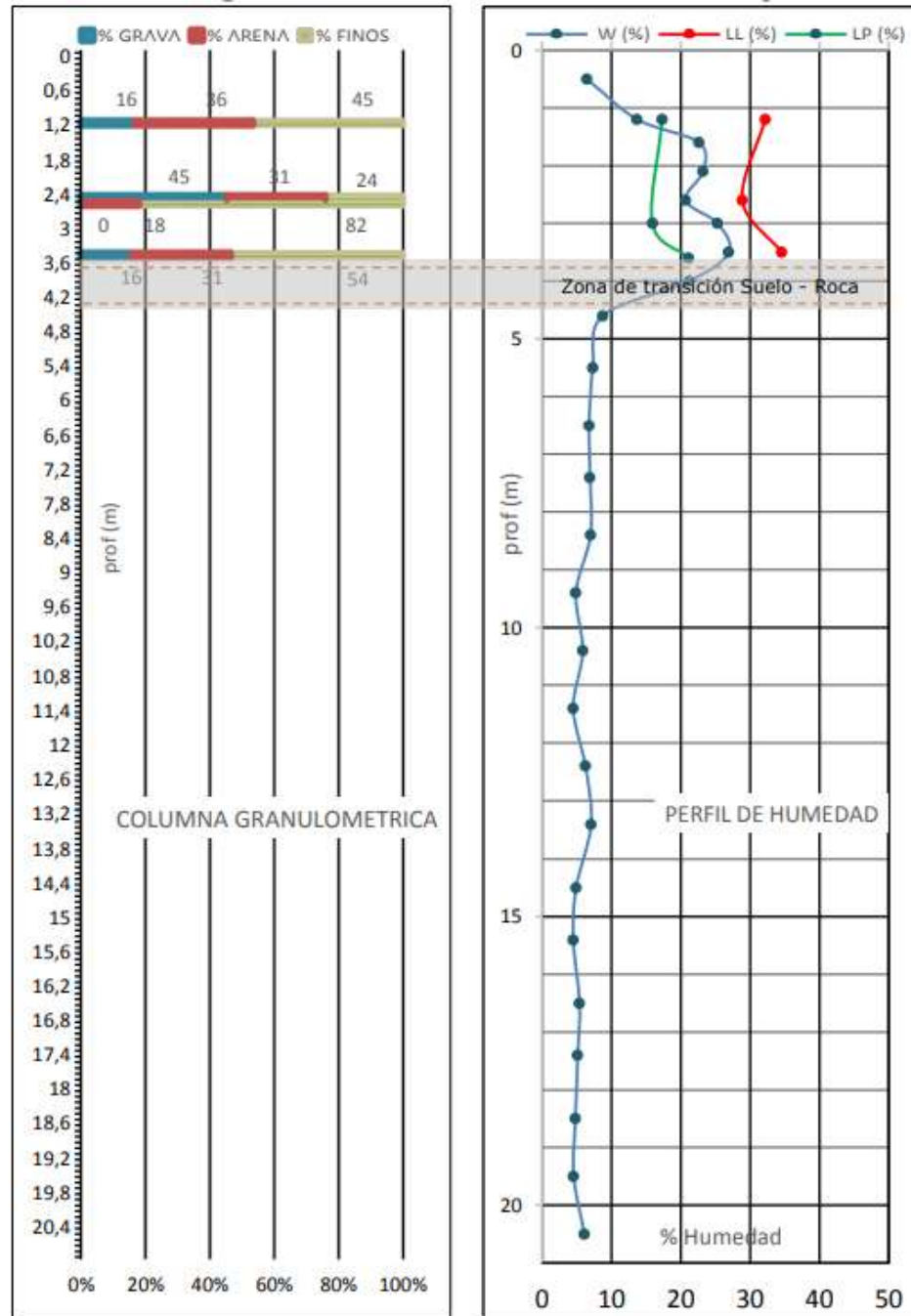


Figura 24. Perfil granulométrico y humedad sondeo P9-E2; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017



Para el sondeo P9-E1 se evidencia que superficialmente se presentan suelos arcillosos de baja plasticidad con contenidos de arena variables y el porcentaje de humedad disminuye con la profundidad conforme se llega a la zona de transición suelo – roca.

En cuanto al sondeo P9-E2 se observan suelos arcillosos con mayor contenido de arenas con respecto al P9-E1, para la humedad igualmente disminuye con la profundidad cuando se alcanza la zona de transición suelo roca.

Finalmente, se puede concluir que los materiales depositados antes de la zona de transición se encuentran en estado plástico y pueden ocurrir asentamientos diferenciales por cargas transmitidas en el terreno.

6.4 Resultados de ensayos de laboratorio para rocas

Mediante las perforaciones a roto percusión, se recuperaron núcleos representativos de la roca presente en el área de estudio para llevar a cabo los ensayos de corte directo en roca, carga puntual y compresión simple en roca para así determinar las propiedades mecánicas de estos materiales con el fin de estimar la capacidad de carga.

Los ensayos de corte directo en roca fueron realizados empleando la norma ASTM D-5607-08 Ensayo para determinar el corte directo en roca intacta bajo fuerza normal constante (ver anexo B)

Tabla 17. Información de los ensayos de corte directo en roca; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Corte Directo CD – Norma ASTM D-5607-08			
Sondeo-Muestra	Ángulo de Fricción [°]	Cohesión [kg/cm ²]	Condición
P9-E1 – 10	37,4	16,5	Inalterada
P9-E2 - 18	23,1	18,3	Inalterada

De acuerdo con la Tabla No. 17, para el sondeo 1 el ángulo de fricción inalterado de 37,4° con una cohesión de 16,5 kg/cm², mientras que para el sondeo 2 el ángulo de fricción inalterado de 23,1° con una cohesión de 18,3 kg/cm².

Tabla 18. Información de los ensayos de carga puntual en roca; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Carga Puntual – Norma ASTM D-5731-16	
Sondeo-Muestra	Is (50)
P9-E2 - 9	0,188
P9-E2 - 10	0,206
P9-E2 - 12	0,097
P9-E2 - 17	0,136

De acuerdo con la Tabla No. 18, para el sondeo 2 la carga puntual tiene un mínimo de 0,097, un máximo de 0,206 y un promedio de 0,157.

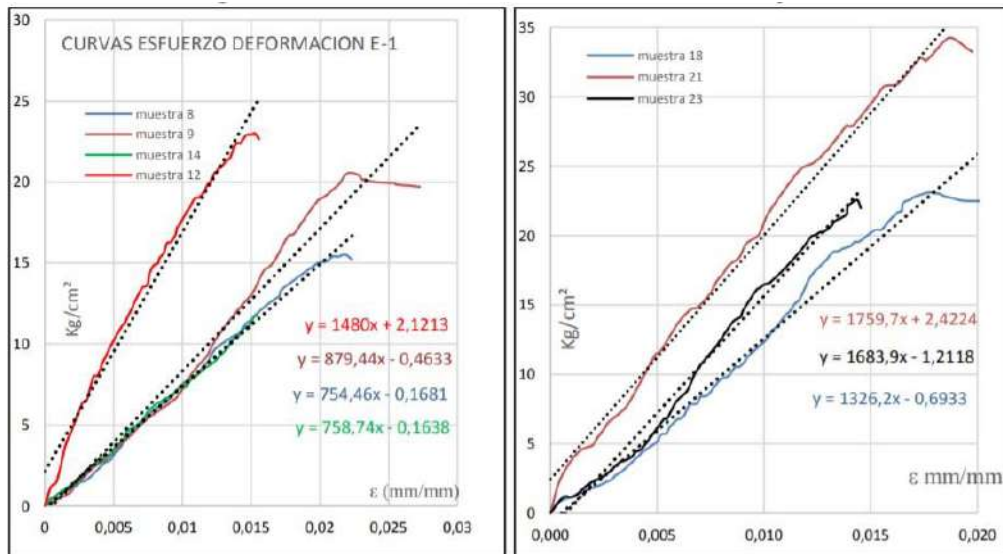
Tabla 19. Información de los ensayos de compresión simple en roca; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

Compresión simple en roca – Norma ASTM D-7012	
Sondeo-Muestra	Resistencia a la compresión simple Qu [MPa]
P9-E1 - 8	1,52
P9-E1 - 9	2,02
P9-E1 - 12	2,27
P9-E1 - 14	1,16
P9-E2 - 18	2,27
P9-E2 - 21	3,36
P9-E2 - 23	2,22

De acuerdo con la Tabla No. 19, la resistencia a la compresión simple para el sondeo 1 tiene un valor mínimo de 1,16 MPa, un máximo de 2,27 MPa y un promedio de 1.74 MPa. Así mismo, el sondeo 2 posee un valor mínimo de 2.22 MPa, un máximo de 3.36 MPa y un promedio de 2.62 MPa.

De acuerdo a los resultados de las gráficas esfuerzo contra deformación obtenidos del ensayo de compresión simple, se estima el módulo elástico como se presenta a continuación.

Figura 25. Curvas esfuerzo Vs deformación para los sondeos; Planeación y Desarrollo Ltda, 2017

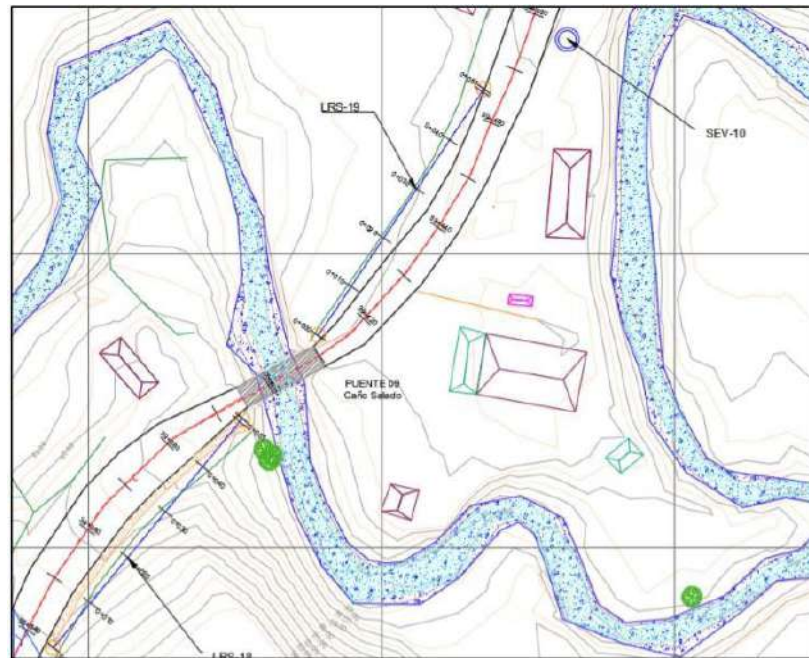


Se concluye que el valor del módulo elástico “E” no confinado se encuentra entre 754,46 kg/cm² y 1480 kg/cm² para el estrato de la arcilla con arena y entre 1326,20 kg/cm² y 1759,70 kg/cm² para el estrato de lodolita.

6.5 Exploración geofísica

En el área de estudio se realizaron 2 líneas de refracción sísmica con el fin de detectar anomalías, fallas geológicas, comprobación de los sondeos a roto percusión y estimación de las velocidades de onda de cortante para los diferentes estratos que se pudieran encontrar para el diseño de la cimentación.

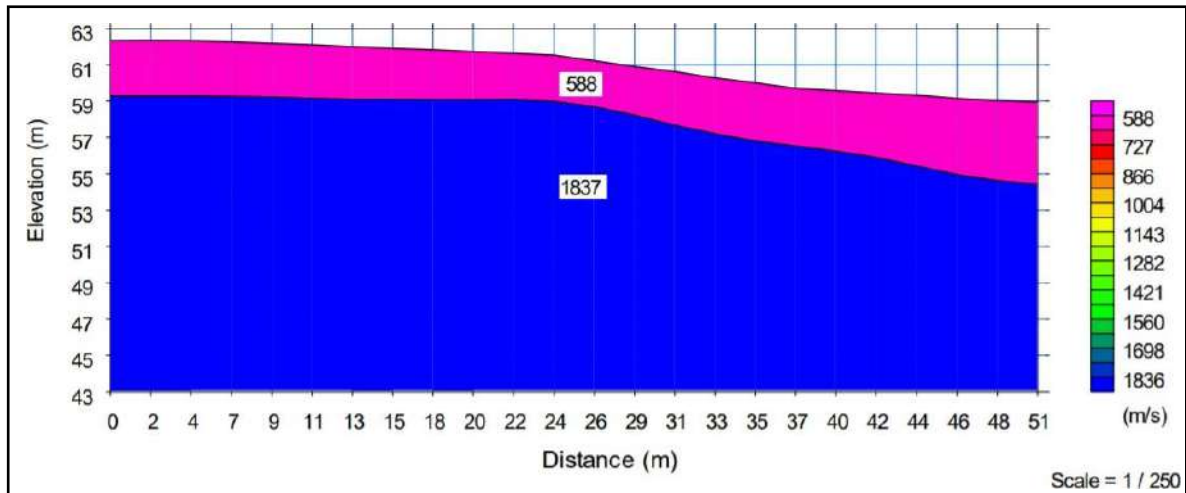
Figura 26. Localización de la exploración geofísica; Planeación y Desarrollo Ltda.
(IngeoExploraciones, 2017)



6.5.1 Refracción sísmica LRS-18

De acuerdo al modelo simplificado de 2 capas, se observan dos capas, la primera de ellas tiene una velocidad de onda P de 588 m/s correspondiendo a un depósito aluvial y la segunda con velocidad de onda P de 1837 m/s correspondiendo a un “basamento cretácico fracturado, conformado por arcillas pizarrosas calcáreas y areniscas, correlacionable con la formación Colon Mito Juan (K2cmj)” (IngeoExploraciones, 2017)

Figura 27. Modelo 2 capas LRS-18; Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2017)



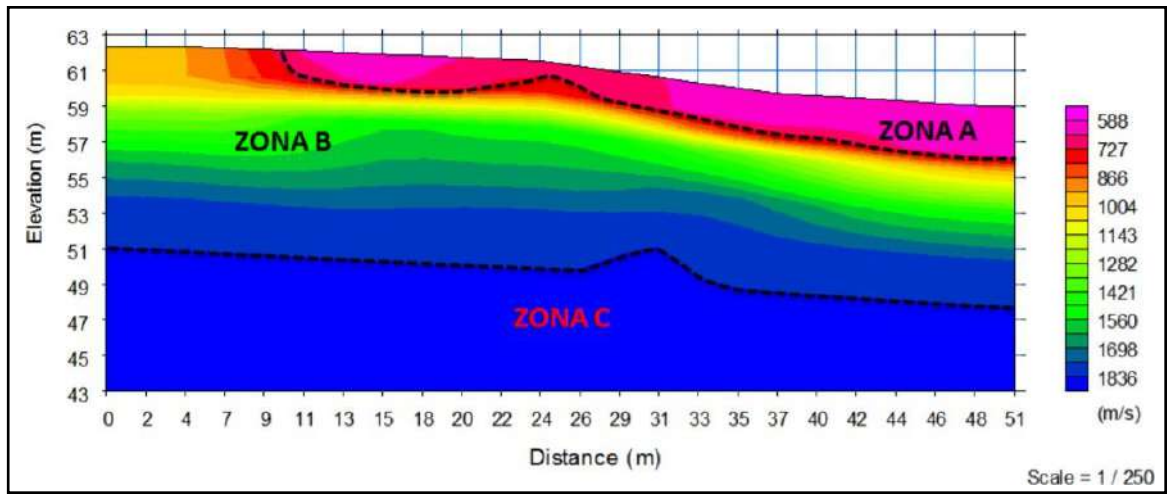
6.5.2 Tomografía sísmica LRS-18

Con base en el modelo 2D de la tomografía sísmica calculado por elementos finitos, se identificaron tres zonas con las siguientes características:

- Zona A: Depósito aluvial con espesor variable entre 0,6 metros y 2,8 metros aproximadamente.
- Zona B: Basamento cretácico muy fracturado y meteorizado con espesor variable entre 7,6 metros y 11,4 metros aproximadamente.
- Zona C: Basamento cretácico fracturado con espesor aproximado de 11,5 metros.

Figura 28. Tomografía sísmica 2D LRS-18; Planeación y Desarrollo Ltda.

(IngeoExploraciones, 2017)

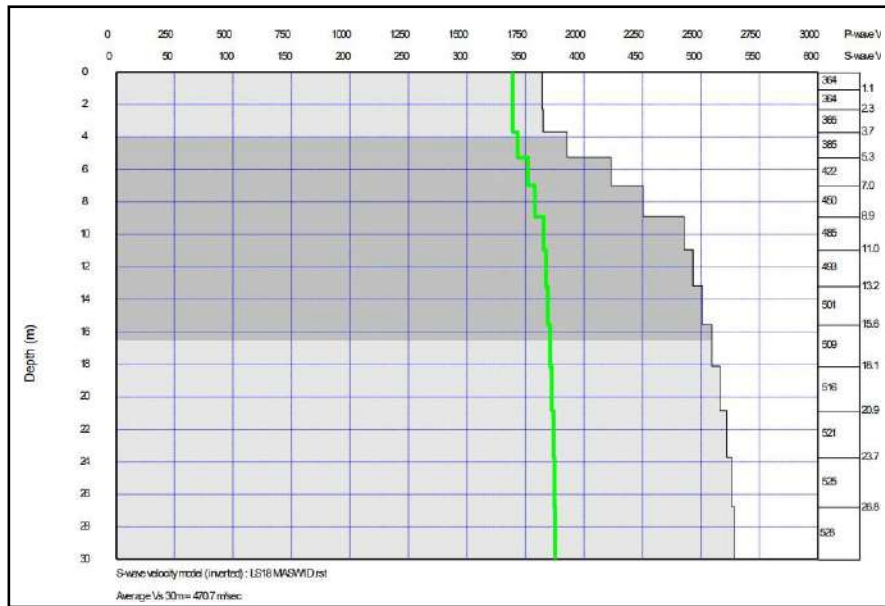


6.5.3 Ensayo de ondas superficiales MASW 1D LRS-18

De acuerdo al perfil del ensayo MASW 1D, el suelo competente se encuentra superficialmente, alcanzando una velocidad de onda de corte de 364,57 m/s la cual va aumentando en profundidad llegando hasta los 529,10 m/s a 36,43 metros. La velocidad de onda de corte (V_s) promedio para el perfil sísmico es de 470,7 m/s. (IngeoExploraciones, 2017)

Figura 29. Tabla y perfil 1D del ensayo MASW LRS-18; Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2017)

TABLA DE DATOS - MASW 1D - LS 18								
Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (g/cm ³)	N	Relación de Poisson ν	Módulo de Corte G (MPa)	Módulo de Elasticidad Ed (MPa)	Deformación K (MPa)
0.00	364.57	1694.67	1.85	67.80	0.25	2410	6025	4016
1.07	364.39	1694.47	1.85	67.69	0.25	2407	6018	4012
2.31	365.20	1695.37	1.85	68.18	0.25	2418	6046	4031
3.71	385.68	1718.10	1.86	81.11	0.25	2707	6769	4512
5.27	422.99	1759.52	1.87	108.85	0.25	3279	8198	5465
7.01	450.58	1790.14	1.88	133.11	0.25	3740	9349	6233
8.90	485.40	1828.79	1.89	168.72	0.25	4367	10918	7279
10.96	493.26	1837.52	1.89	177.57	0.25	4516	11290	7527
13.19	501.43	1846.59	1.90	187.11	0.25	4674	11684	7790
15.58	509.39	1855.43	1.90	196.74	0.25	4830	12075	8050
18.13	516.39	1863.19	1.90	205.48	0.25	4970	12425	8283
20.85	521.92	1869.33	1.90	212.56	0.25	5082	12704	8470
23.74	525.98	1873.84	1.90	217.87	0.25	5165	12912	8608
26.79	528.97	1877.16	1.91	221.85	0.25	5227	13066	8711
36.43	529.10	1877.30	1.91	222.02	0.25	5229	13073	8715

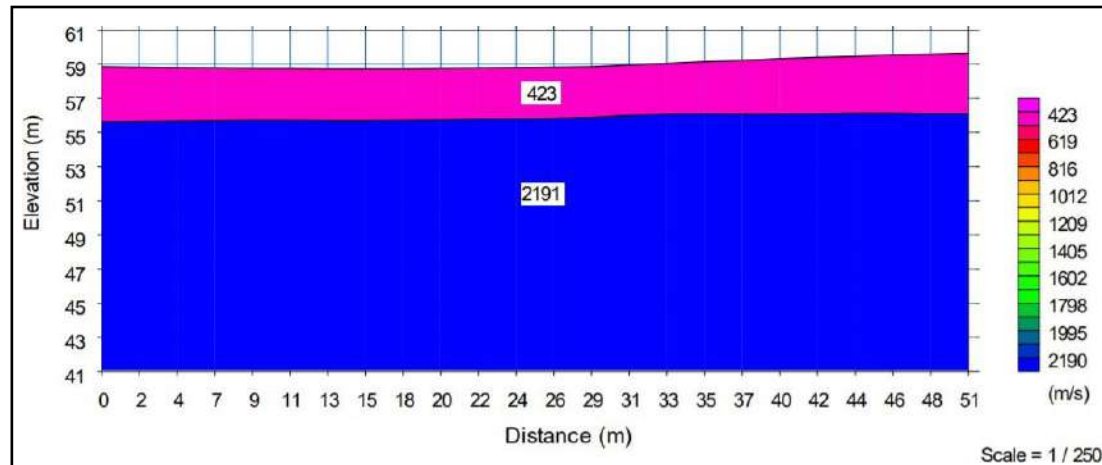


6.5.4 Refracción sísmica LRS-19

De acuerdo al modelo simplificado de 2 capas, se observan dos capas, la primera de ellas tiene una velocidad de onda P de 423 m/s correspondiendo a un depósito aluvial y la segunda con velocidad de onda P de 2191 m/s correspondiendo a un “basamento cretácico fracturado,

conformado por arcillas pizarrosas calcáreas y areniscas, correlacionable con la formación Colon Mito Juan (K2cmj)” (IngeoExploraciones, 2017)

Figura 30. Modelo 2 capas LRS-19; Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2017)

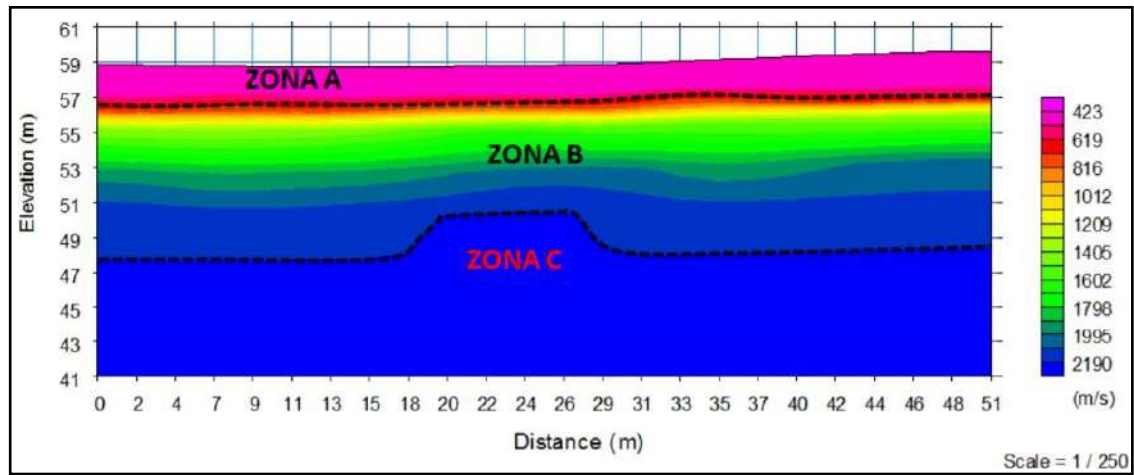


6.5.5 Tomografía sísmica LRS-19

De acuerdo al modelo 2D de la tomografía sísmica calculado por elementos finitos, se identificaron tres zonas con las siguientes características:

- Zona A: Suelo con espesor variable entre 1,8 metros y 2,4 metros aproximadamente.
- Zona B: Basamento cretácico muy fracturado y meteorizado con espesor variable entre 6,2 metros y 9,0 metros aproximadamente.
- Zona C: Basamento cretácico fracturado con espesor aproximado de 11,0 metros.

Figura 31. Tomografía sísmica 2D LRS-19; Planeación y Desarrollo Ltda.(IngeoExploraciones, 2017)



6.5.6 Ensayo de ondas superficiales MASW 1D LRS-19

De acuerdo al perfil del ensayo MASW 1D, el suelo competente se encuentra a partir de los 5,27 metros de profundidad, alcanzando una velocidad de onda de corte de 325,36 m/s la cual va aumentando en profundidad llegando hasta los 545,61 m/s a 36,43 metros. La velocidad de onda de corte (V_s) promedio para el perfil sísmico es de 383,7 m/s. (IngeoExploraciones, 2017)

Figura 32. Tabla y perfil 1D del ensayo MASW LRS-19; Planeación y Desarrollo Ltda.

(IngeoExploraciones, 2017)

TABLA DE DATOS - MASW 1D - LS 19								
Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (g/cm ³)	N	Relación de Poisson v	Módulo de Corte G (MPa)	Módulo de Elasticidad Ed (MPa)	Deformación K (MPa)
0.00	236.44	1552.45	1.80	17.07	0.25	989	2473	1648
1.07	234.53	1550.33	1.80	16.64	0.25	973	2432	1621
2.31	238.91	1555.20	1.81	17.65	0.25	1010	2526	1684
3.71	263.04	1581.98	1.81	23.98	0.25	1230	3076	2051
5.27	325.36	1651.15	1.84	47.19	0.25	1905	4763	3175
7.01	376.76	1708.21	1.85	75.29	0.25	2580	6449	4299
8.90	444.82	1783.75	1.88	127.76	0.25	3641	9102	6068
10.96	491.86	1835.96	1.89	175.97	0.25	4489	11223	7482
13.19	508.78	1854.75	1.90	195.99	0.25	4818	12045	8030
15.58	523.60	1871.19	1.90	214.75	0.25	5116	12790	8527
18.13	534.47	1883.26	1.91	229.28	0.25	5341	13352	8902
20.85	541.16	1890.69	1.91	238.54	0.25	5482	13705	9137
23.74	544.72	1894.64	1.91	243.57	0.25	5558	13894	9263
26.79	546.61	1896.74	1.91	246.28	0.25	5598	13996	9330
36.43	546.61	1896.74	1.91	246.28	0.25	5598	13996	9330



6.6 Conclusiones de la investigación geotécnica

- Nivel Freático: Se evidenció a los 2,00 metros de profundidad en cada uno de los dos sondeos realizados.
- Clasificación de los suelos: Los suelos fueron clasificados en arcillas de plasticidad baja a media (CL).

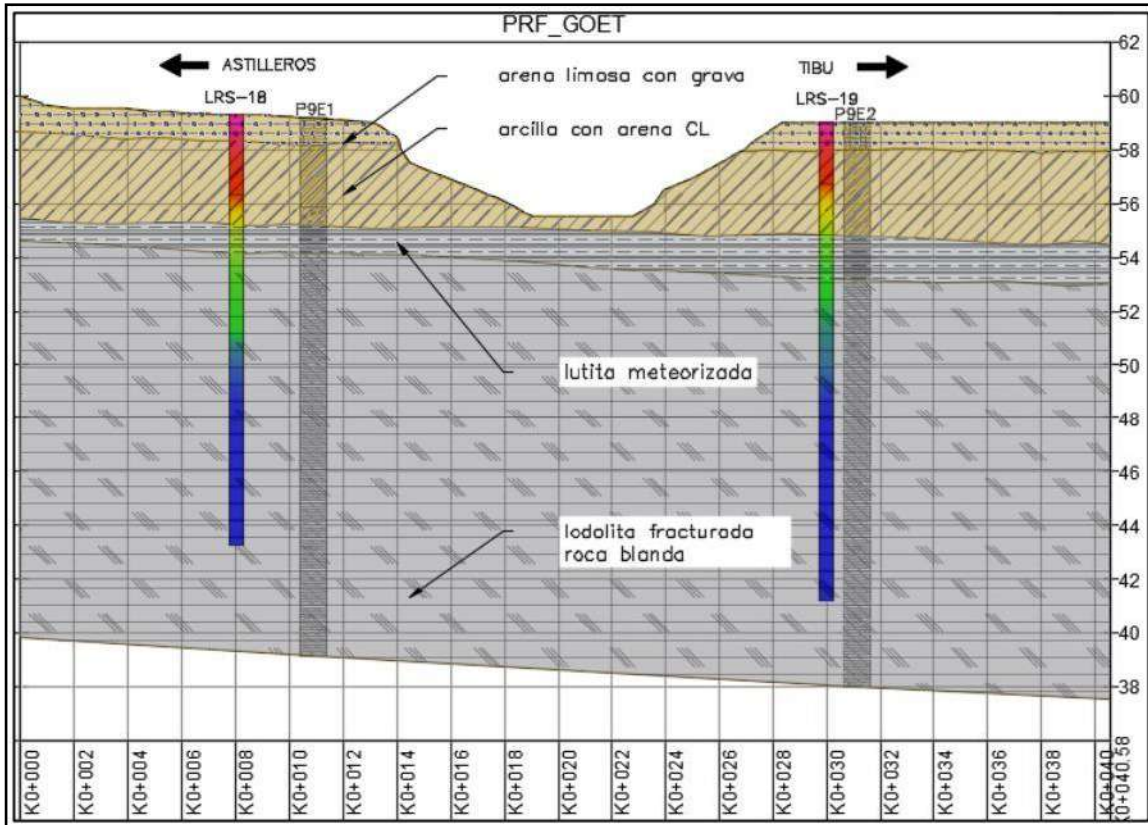
- *Peso Unitario:* Para las muestras de suelo, los pesos unitarios secos que se obtuvieron oscilan entre $1,70 \text{ g/cm}^3$ a $2,38 \text{ g/cm}^3$ y los húmedos entre $1,93 \text{ g/cm}^3$ y $2,49 \text{ g/cm}^3$.
- *Ángulo de Fricción:* Se obtuvo un ángulo de fricción que está entre $20,09^\circ$ y $27,98^\circ$ para muestras de suelo y para roca entre $23,1^\circ$ y $37,4^\circ$.
- *Cohesión:* Las cohesiones obtenidas para las muestras de suelo varían entre $0,04 \text{ kg/cm}^2$ a $0,15 \text{ kg/cm}^2$, para la roca la cohesión oscila entre $16,5 \text{ kg/cm}^2$ y $18,3 \text{ kg/cm}^2$.
- *Carga Puntual:* Para las muestras de roca, la carga puntual está entre $0,097$ y $0,206$.
- *Compresión inconfínada:* Para muestras de suelo la compresión inconfínada es de $3,8 \text{ kg/cm}^2$.
- *Compresión simple en roca:* Las muestras de roca tuvieron una resistencia entre $1,16$ y $3,36 \text{ MPa}$.

6.7 Perfil geotécnico propuesto para el área de estudio

De acuerdo a los resultados de la exploración geotécnica, sísmica y ensayos de laboratorio, se presenta un perfil 2D del terreno y los respectivos parámetros geomecánicos para llevar a cabo el diseño y modelación de la propuesta de cimentación para los estribos del puente.

Se presenta superficialmente una capa de arena limosa con presencia de gravas de 1 metro de espesor, debajo de este estrato, se presenta una arcilla con algo de arena de entre 1 y 4.2 metros de profundidad, debajo a esta capa se observa una delgada intercalación de lutitas meteorizadas de aproximadamente 2 metros de espesor y finalmente se presenta un estrato de lodolita fracturada desde los 5 metros hasta los 21 metros de profundidad con base en las exploraciones de campo.

Figura 33. Perfil geotécnico 2D; Planeación y Desarrollo Ltda., 2017



De acuerdo a los ensayos de laboratorio realizados para los suelos (clasificación, peso unitario, corte directo y compresión inconfiada) y rocas (corte directo, carga puntual y compresión simple) encontrados en el sitio de exploración los cuales se presentan en las Tablas 13 a 19 así como la exploración geofísica (líneas de refracción sísmica y MASW,) resumida en las figuras 29 y 32 se tabulan los resultados para los perfiles geotécnicos hallados los cuales se presentan en la Tabla No. 20.

Tabla 20. *Parámetros geomecánicos del perfil geotécnico; Planeación y Desarrollo Ltda., 2017*

Estratos	Profundidad (m)	Tipo de suelo o roca	Tipo de Referencia	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (Ton/m2)	Peso unitario (Ton/m3)	Módulo de elasticidad (Kg/cm2)
1	1 – 4.2	Arcilla con arena	Ref. Bibliográfica	22 - 27	1 - 3	1.9 – 2.20	
			Ensayo de corte directo	20 - 28	0,4 – 1,5	2,01 – 2,08	
			Compresión simple				754,46 - 1480
2	4.2 - 21	Lodolita	Ref. Bibliográfica	34 - 45	71 - 2039	2,3 – 2,8	305 - 3570
			Ensayo de corte directo	23 - 37	165 - 183	2.42 – 2.54	
			Compresión simple				1326,20 – 1759,70

De acuerdo a los resultados presentados en las Tablas 13 a 19 se obtienen los parámetros geomecánicos empleados en los modelos de elementos finitos los cuales son tabulados en la Tabla No. 20.

De acuerdo con Hoek y Bray (1991) las arcillas blandas poseen ángulo de fricción entre 22° a 27°, cohesión entre 1.0 T/m2 a 3.0 T/m2. Así mismo, de acuerdo al libro Handbook of geotechnical engineering el peso unitario oscila entre 1.9 T/m³ a 2.20 T/m³, por lo tanto, contrastando los valores antes mencionados con los de las tablas se observa que estos están dentro de los valores sugeridos por los autores y documentación referente.

Así mismo, Hoek y Bray (1991) para las rocas sedimentarias concluyen que el peso unitario varía entre 2.3 T/m^3 a 2.8 T/m^3 , la cohesión entre 71 T/m^2 a 2039 t/m^2 , el ángulo de fricción oscila entre 34° a 45° y el módulo de elasticidad de acuerdo con I.W Farmer en su libro Engineering properties of rocks varía 305 kg/cm^2 a 3570 kg/cm^2 . Teniendo en cuenta los parámetros mencionados con los de la tabla 20, se observa que están dentro de los rangos adoptados por los documentos anteriormente mencionados.

Finalmente, se escogen los parámetros presentados en la Tabla No. 21, obtenidos a partir de los ensayos de corte directo, compresión inconfiada y compresión simple, que se encuentran en los rangos de las referencias bibliográficas.

Tabla 21. *Parámetros geomecánicos empleados; Planeación y Desarrollo Ltda., 2017*

Parámetros empleados		
Parámetro	Estrato 1	Estrato 2
	Arcilla con arena	Lodolita
Peso unitario seco (kN/m^3)	20.5	24.8
Cohesión (kN/m^2)	9.3	1707
Ángulo de fricción ($^\circ$)	24.0	30.0
Módulo de elasticidad (kN/m^2)	7543	124500

7. Análisis de la cimentación

De acuerdo a la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014, se debe describir la amenaza sísmica en el sitio del puente por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo.

7.1 Coeficientes de aceleración

Figura 34. Valores del coeficiente de Aceleración Pico Horizontal del terreno PGA; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

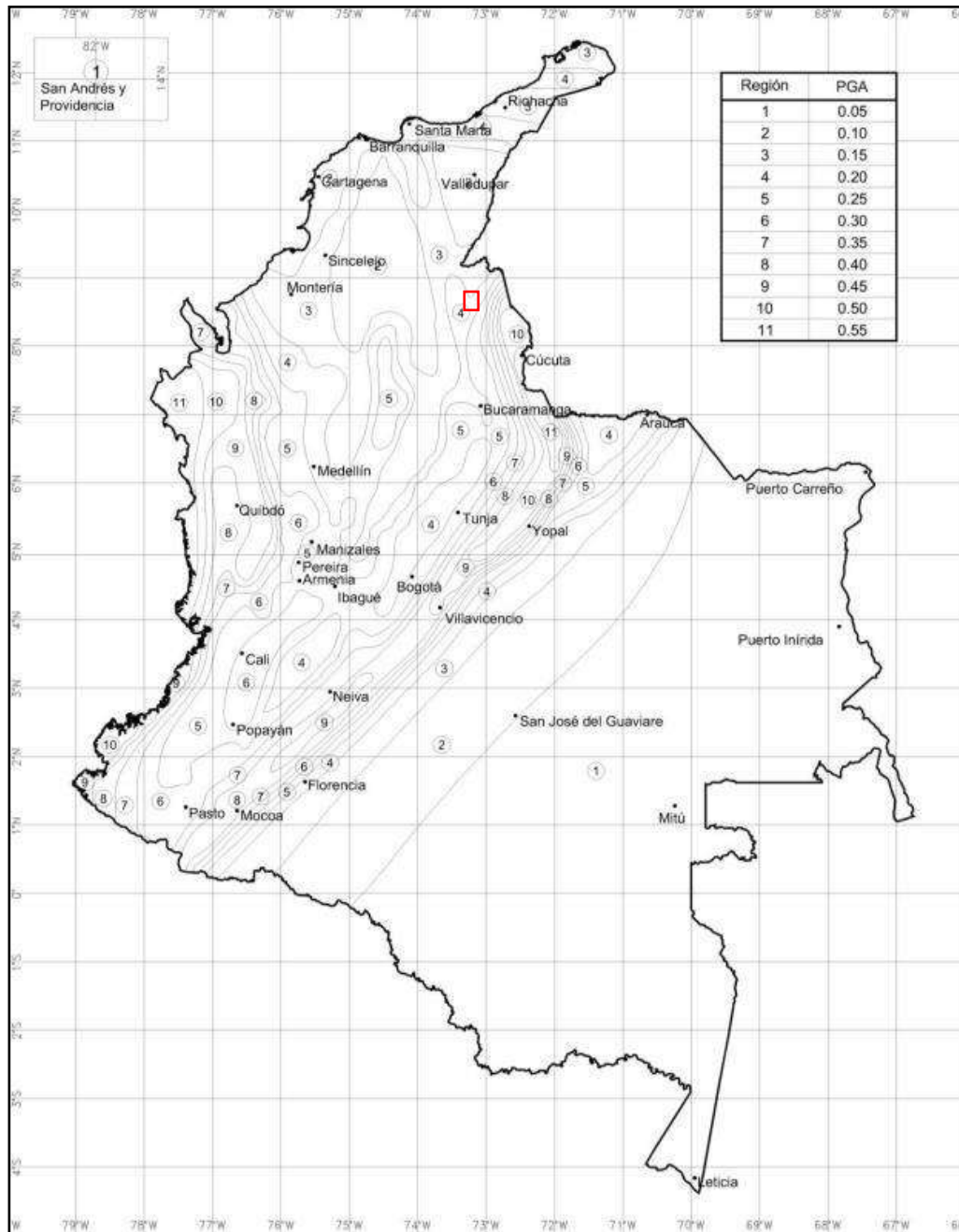


Figura 35. Mapa de valores del coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal S_s ; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

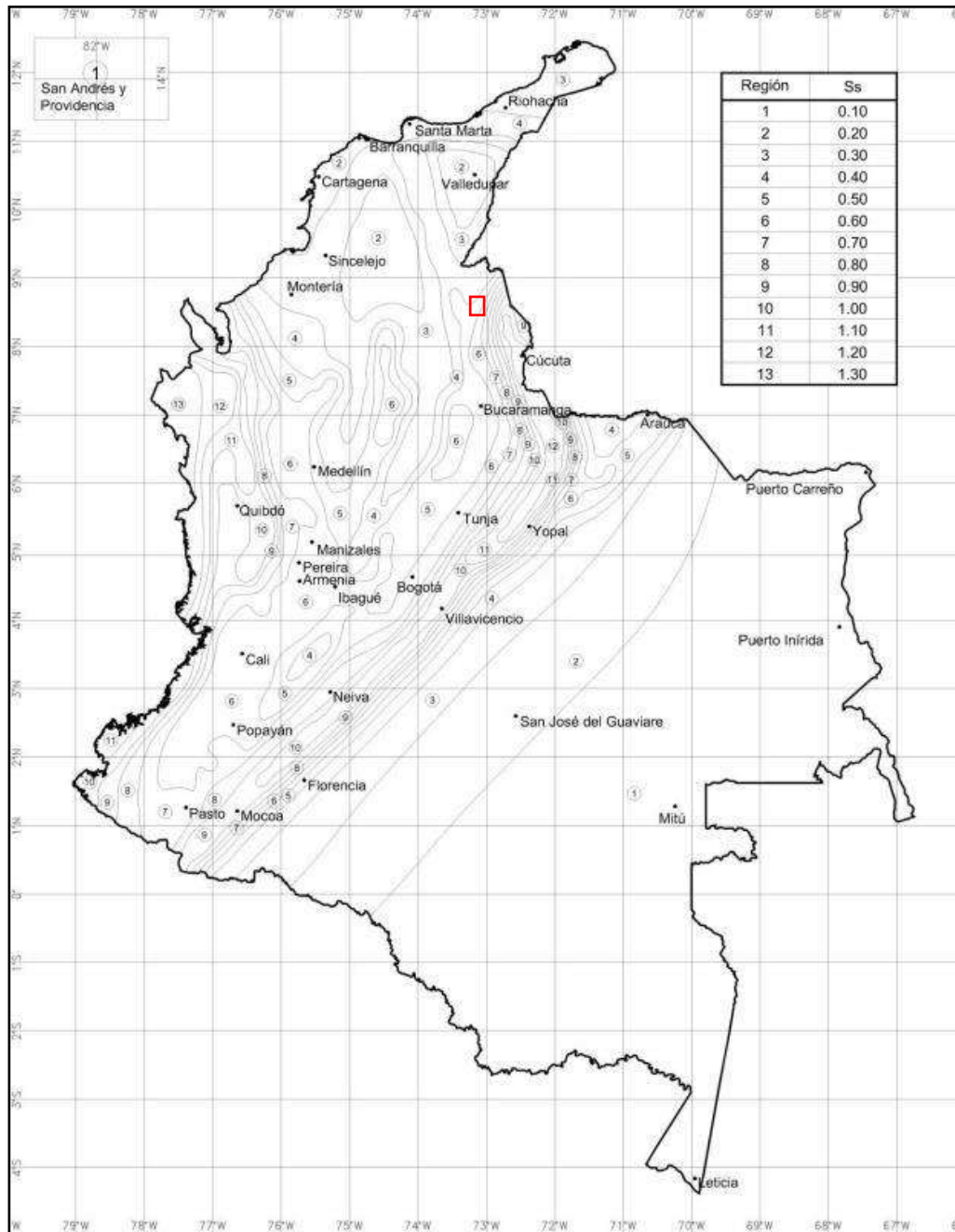
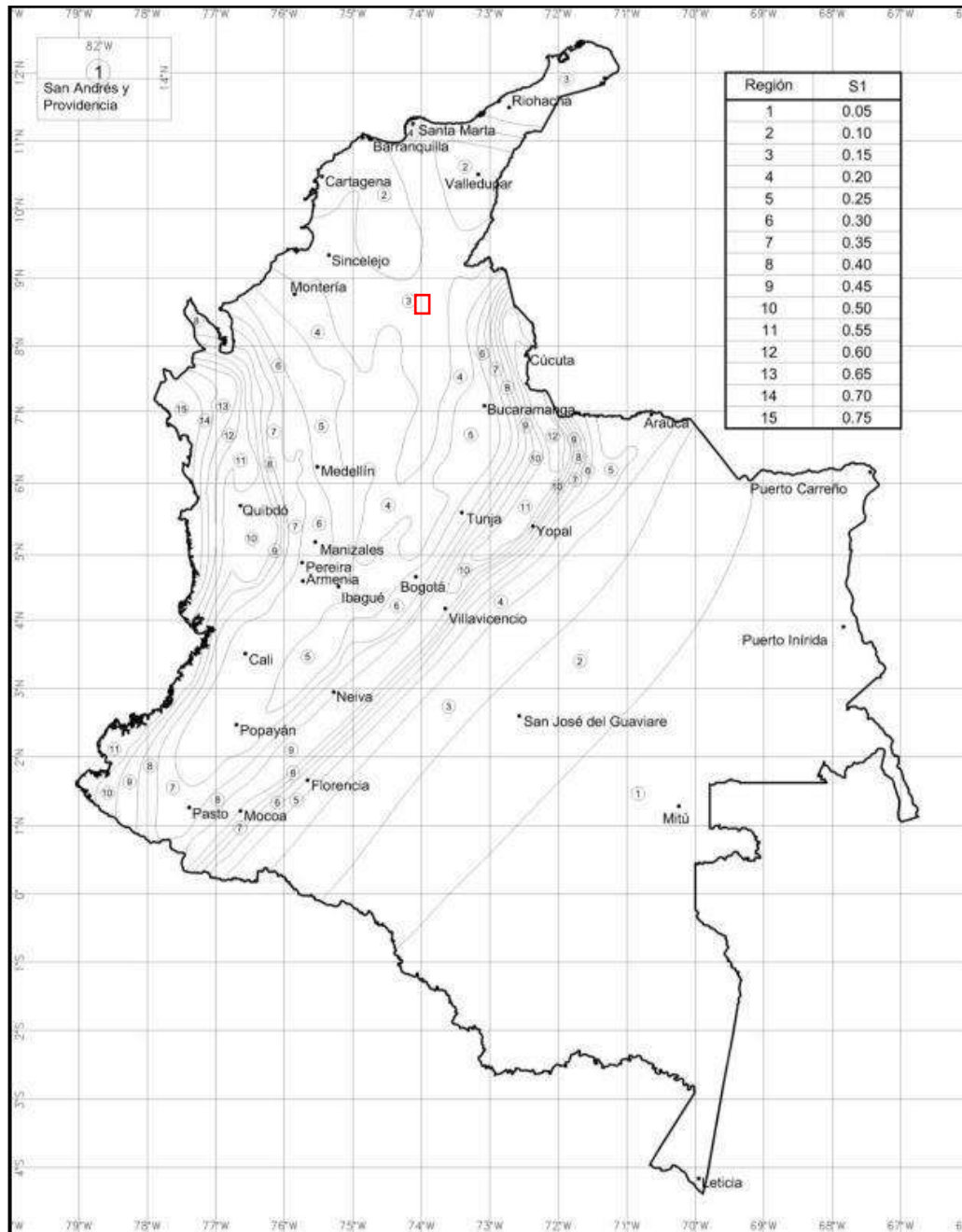


Figura 36. Mapa de valores del coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal S1; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014



Para la el área de estudio se obtienen los valores de amenaza sísmica indicados en la Tabla No. 22.

Tabla 22. Valores de PGA, Ss y S1 para Tibú; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Amenaza Sísmica		
PGA	SS	S1
0,50	1,00	0,50

7.1.1 Perfil del suelo

Según el capítulo 3.10.3.1 del CCP 2014, el suelo del sitio debe clasificarse como A a F de acuerdo con la definición de los tipos del perfil.

Tabla 23. Definición de los tipos de perfil de suelo; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v} \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v} \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v} \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$ $\bar{s}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ Kg/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15,0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$ $\geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	Perfil que cumpla con cualquiera de los dos siguientes criterios o	$\bar{N} < 15$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $25 \text{ kPa} (\approx 0.25 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F ₁ – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas) F ₃ – Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP >75)	

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	F ₄ – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >36 m)	

De acuerdo con los resultados de la investigación geotécnica, el perfil en el área del puente es se cataloga como Tipo C, ya que las velocidades de onda de cortante están entre 383.7 m/s y 470.7 m/s para la longitud de exploración correspondiendo a los primeros 30 metros superiores del perfil.

7.1.2 Factores de sitio

En las Tablas 24 a 26 se presentan los valores de los factores de sitio F_{pga}, F_a y F_v los cuales son empleados para estimar el periodo de vibración cero, intervalo de periodos de vibración cortos y para periodos de vibración largos. (CCP 14, 2014)

Tabla 24. Valores del coeficiente F_{pga}; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA ≥ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

De acuerdo con los valores estimados en la Tabla No. 22, el perfil de suelo de la Tabla No. 23 y teniendo en cuenta la Tabla No. 24, se obtiene que el valor de F_{pga} es de 1,0.

Tabla 25. Valores del coeficiente F_a; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	S _s ≤ 0.25	S _s = 0.50	S _s = 0.75	S _s = 1.00	S _s ≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

De acuerdo con los valores estimados en la Tabla No. 22, el perfil de suelo de la Tabla No. 23 y teniendo en cuenta la Tabla No. 25, se obtiene que el valor de F_a es de 1,0.

Tabla 26. Valores del coeficiente F_v ; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

De acuerdo con los valores estimados en la Tabla No. 22, el perfil de suelo de la Tabla No. 23 y teniendo en cuenta la Tabla No. 26, se obtiene que el valor de F_v es de 1,3.

Tabla 27. Valores de F_{pga} , F_a y F_v para Tibú; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Amenaza Sísmica		
F_{pga}	F_a	F_v
1,00	1,00	1,30

7.1.3 Espectro de diseño

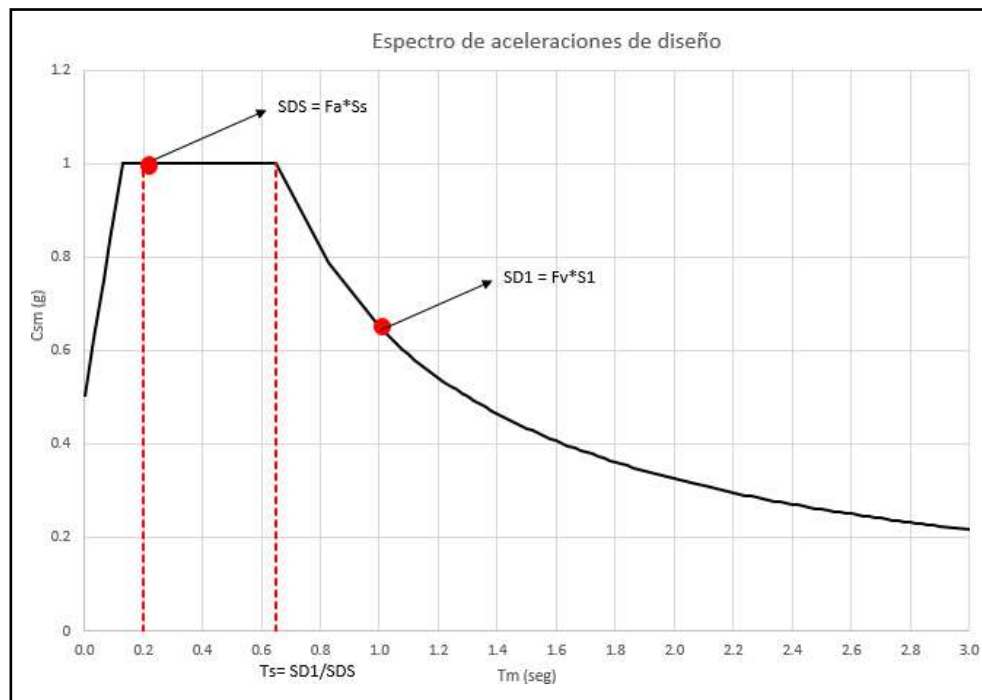
Se emplea un espectro de diseño con 5% de amortiguamiento según los lineamientos del CCP 2014 con base en los resultados de los coeficientes de aceleración y factores de sitio se obtienen los parámetros de la Tabla No. 27.

Tabla 28. Cálculo del espectro de diseño; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

Fórmula	Ecuación	Resultado	Condición
$As = Fpga * PGA$	$As = 1,00 * 0,50$	0,50	
$SDs = Fa * Ss$	$SDs = 1,00 * 1,00$	1,00	
$SD1 = Fv * S1$	$SD1 = 1,30 * 0,50$	0,65	
$Ts = \frac{SD1}{SDs}$	$Ts = \frac{0,65}{1,00}$	0,65	
$To = 0,2 * Ts$	$To = 0,2 * 0,65$	0,13	
$Csm = As + (SDs - As) \left(\frac{Tm}{To}\right)$	$Csm = 0,50 + (1,00 - 0,50)\left(\frac{Tm}{0,13}\right)$	$0,50 + 3,85 * Tm$	$Tm < To$
$Csm = SDs$	$Csm = 1,00$	1,00	$To < Tm < Ts$
$Csm = \frac{SD1}{Tm}$	$Csm = \frac{0,65}{Tm}$	$\frac{0,65}{Tm}$	$Tm > Ts$

Los resultados tabulados en la Tabla No. 28 permiten generar el espectro de aceleraciones de diseño teniendo en cuenta lo estipulado en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP del año 2014 los cuales se pueden observar en la Figura No. 37.

Figura 37. Espectro de aceleraciones de diseño; Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014

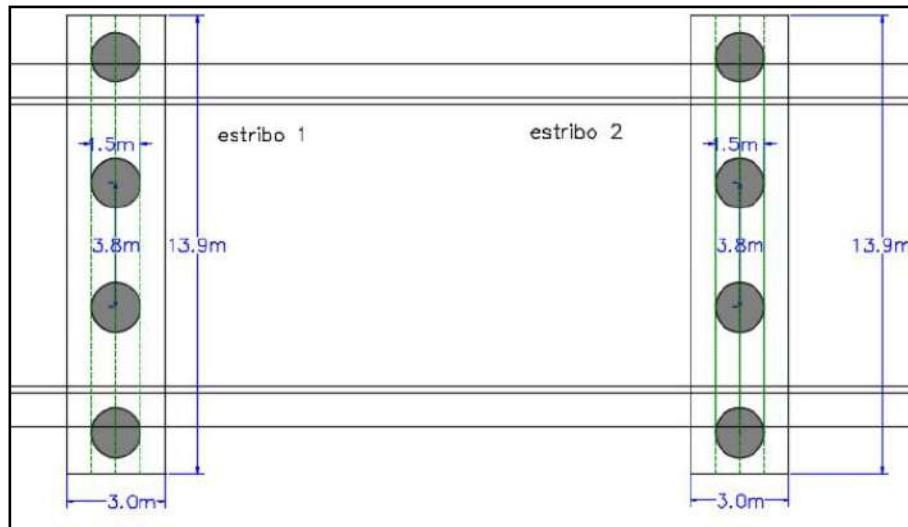


En la Figura No. 37 se puede apreciar el espectro de aceleraciones de diseño para el puente Caño Salado con base en los resultados de la Tabla No. 28 correspondiente a las ecuaciones para determinar el coeficiente de respuesta sísmica elástica para el modo de vibración.

8. Análisis de la capacidad de carga y asentamientos

La propuesta de cimentación consta de 4 pilotes pre excavados de 1.50 metros de diámetro espaciados axialmente cada 3.8 metros entre centros con una longitud de 13 metros para el estribo 1 y 17 metros para el estribo 2 unidos por una viga cabezal de 13.9 metros de longitud, 3 metros de ancho y 1 metro de espesor. Ver Figura 38.

Figura 38. Vista en planta de la propuesta de cimentación; P&D, 2017



Para el dimensionamiento de esta alternativa, las cargas vivas(D) y muertas(L) que soportará el puente y el factor de seguridad según la propuesta estructural se resume a continuación:

Tabla 29. Parámetros de cargas aplicadas; P&D, 2017

Combinación de Carga	D + L nominal
Carga aplicada (ton)	550
Factor de seguridad	3.0

8.1 Capacidad de carga por métodos tradicionales

El cálculo por el método tradicional se refiere a la estimación de la capacidad de carga siguiendo la metodología descrita por O'Neill & Reese en Drilled shafts: Construction procedures and design methods. FHWAIF-99-025 del año 1999 la cual describe lo siguiente:

La capacidad de carga de los pilotes axialmente se calcula como la resistencia nominal por punta R_{BN} y por fuste R_{SN} . Para calcular la resistencia nominal total (R_{TN}) se emplea la siguiente fórmula:

$$R_{TN} = R_{SN} + R_{BN}$$

$$R_{TN} = \pi D \sum_{i=1}^n Z_i f_{max} i + \pi \frac{D^2}{4} q_{max}$$

Donde:

- Z_i : Longitud del estrato i de suelo o roca.
- f_{amas} : Resistencia última por fuste o fricción.
- i : Numero de estratos
- q_{max} : Resistencia última de base del pilote.
- D : Diámetro del pilote.

En la Figura No. 39 se presenta la capacidad portante de la cimentación para el estribo #1 la cual fue de 472,1 toneladas la cual corresponde a la resistencia por punta y 169,97 toneladas para la resistencia por fricción, el total de pilotes requeridos para dicho estribo son 4 para un diámetro

del pilote (D) de 1,5 metros, lo que indica que los pilotes pre excavados mayormente su resistencia será por punta.

Figura 39. Estimación de la capacidad portante para el estribo 1, (P&D, 2017)

CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIÓN PROFUNDA O GEOMATERIALES INTERMEDIOS IGM metodología dispuesta por O'neill & Reese, 1999																																																																																												
FUENTE 9 ESTRIBO 1					resistencia por fricción suelos granulares IGM $Q_{s1} = A_s q_{s1} = \sum (K \sigma'_v \tan \phi_{cs}) P \Delta l$ resistencia por punta $Q_p = A_p Q_{ps} = A_p (\sigma'_{vN} + C N_c)$																																																																																							
suelo de fundación					el aporte por cohesión no se tiene en cuenta por ser roca blanda y fracturada $S_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{us})L}{A_p E_p}$ $S_2 = \frac{Q_{up} D}{E_p} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$ $S_3 = \frac{Q_{us} D}{pL E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$																																																																																							
DODOLITA FRACTURADA DE BAJA RESISTENCIA					NIVEL SUPERIOR																																																																																							
factores de carga (veic)					espaciamiento entre ejes de pilotes																																																																																							
sobrecarga vertical mayorada					diámetro del pilote seleccionado																																																																																							
carga de servicio por estribo (T)					prof. Cimentación seleccionada																																																																																							
NOTA: σ' es determinado a partir del nivel de la viga cabezal sobre el pilote					# de pilotes estimados																																																																																							
C (T/m2)					# pilotes en X																																																																																							
φ (°)					# pilotes en Y																																																																																							
γ (T/m3)					dis. A ejes (m)																																																																																							
φa (°)					min																																																																																							
Es (Kg/cm ²)					max																																																																																							
u					Factor de Carga (γp)																																																																																							
reducción capacidad de carga por:					Factor de Seguridad																																																																																							
factor de seguridad					R (fricción) pR (punta)																																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Prof O se toma u partir de la cabeza del pilote</th> <th colspan="2">Δ = 0</th> <th colspan="2">Dp (m) 1.1</th> <th colspan="2">Ap (m²) 0.7854</th> <th colspan="2">Dp (m) 1.2</th> <th colspan="2">Ap (m²) 1.131</th> <th colspan="2">Dp (m) 1.4</th> <th colspan="2">Ap (m²) 1.5394</th> <th colspan="2">Dp (m) 1.5</th> <th colspan="2">Ap (m²) 1.7671</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Indice de rigidez reducido</th> <th colspan="2">Indice de correccion</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> <th colspan="2">aporte resistencia punta</th> </tr> <tr> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> <th colspan="2">resistencia admisibles</th> </tr> <tr> <th>prof(m)</th> <th>(T/m)</th> <th>lr</th> <th>lrr</th> <th>Crq</th> <th>Crc</th> <th>Na*</th> <th>Nc*</th> <th>Qp (T)</th> <th>Qs (T)</th> <th>Wp (T)</th> <th>Qu (T)</th> <th>#pil</th> <th>Qp (T)</th> <th>Qs (T)</th> <th>Wp (T)</th> <th>Qu (T)</th> <th>#pil</th> <th>Qp (T)</th> <th>Qs (T)</th> <th>Wp (T)</th> <th>Qu (T)</th> <th>#pil</th> </tr> </thead> </table>										Prof O se toma u partir de la cabeza del pilote		Δ = 0		Dp (m) 1.1		Ap (m ²) 0.7854		Dp (m) 1.2		Ap (m ²) 1.131		Dp (m) 1.4		Ap (m ²) 1.5394		Dp (m) 1.5		Ap (m ²) 1.7671		Indice de rigidez reducido		Indice de correccion		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		prof(m)	(T/m)	lr	lrr	Crq	Crc	Na*	Nc*	Qp (T)	Qs (T)	Wp (T)	Qu (T)	#pil	Qp (T)	Qs (T)	Wp (T)	Qu (T)	#pil	Qp (T)	Qs (T)	Wp (T)	Qu (T)	#pil
Prof O se toma u partir de la cabeza del pilote		Δ = 0		Dp (m) 1.1		Ap (m ²) 0.7854		Dp (m) 1.2		Ap (m ²) 1.131		Dp (m) 1.4		Ap (m ²) 1.5394		Dp (m) 1.5		Ap (m ²) 1.7671																																																																										
Indice de rigidez reducido		Indice de correccion		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta		aporte resistencia punta																																																																										
resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles		resistencia admisibles																																																																										
prof(m)	(T/m)	lr	lrr	Crq	Crc	Na*	Nc*	Qp (T)	Qs (T)	Wp (T)	Qu (T)	#pil	Qp (T)	Qs (T)	Wp (T)	Qu (T)	#pil	Qp (T)	Qs (T)	Wp (T)	Qu (T)	#pil																																																																						
0	2.1	323.29	323.29	1.9784	2.0346	36.404	61.322	60.613	0	0	20.204	28	87.446	0	0	29.1488	19	119.25	0	0	39.749	14	137.02	0	0	45.673	12.05																																																																	
1	3.15	215.52	215.52	1.6521	1.6896	30.401	50.924	75.783	0	1.58495	24.633	23	109.29	0	2.71434	35.5257	16	148.98	0	3.694513	48.425	12	171.15	0	4.24115	55.637	9.89																																																																	
2	4.2	161.64	161.64	1.4538	1.4799	26.752	44.605	88.818	0	1.76991	28.349	20	128.06	0	5.42857	40.8777	14	174.53	0	7.289026	55.734	10	200.48	0	8.4823	64	8.6																																																																	
3	5.62	120.8	120.8	1.2773	1.2933	23.504	38.979	104.32	1.6065	5.65487	32.887	17	150.38	1.1557	8.14301	47.4176	12	204.91	0.4498	11.08354	64.608	9	235.35	0	12.72345	74.211	7.42																																																																	
4	7.04	96.435	96.435	1.1556	1.1646	21.265	35.1	118.15	6.0374	7.53982	36.87	15	170.3	6.2789	10.8573	52.1473	11	232.02	6.1984	14.77805	72.434	8	266.48	6.0374	16.9946	83.171	6.62																																																																	
5	8.46	80.248	80.248	1.065	1.0688	19.598	32.212	130.79	12.092	9.42478	40.654	14	188.5	13.35	13.5717	58.3081	10	256.79	14.22	18.47256	79.438	7	294.91	14.51	21.20575	91.235	6.03																																																																	
6	9.88	68.715	68.715	0.9941	0.9937	18.292	29.95	142.51	19.77	11.3097	43.733	13	205.38	22.369	16.286	63.0395	9	279.77	24.515	22.16708	85.866	7	321.29	25.419	25.4469	98.633	5.58																																																																	
7	11.3	60.08	60.08	0.9365	0.9328	17.232	28.115	153.5	29.072	13.1947	46.77	12	221.21	33.336	19.0004	67.4032	9	301.31	37.083	25.86159	91.818	6	346.03	38.763	29.56805	105.45	5.22																																																																	
8	12.72	53.373	53.373	0.8885	0.8821	16.349	26.585	163.9	39.999	15.0796	49.607	12	236.18	46.252	21.7147	71.4884	8	321.69	51.924	29.5561	97.378	6	369.42	54.542	33.9252	111.83	4.92																																																																	
9	14.14	48.013	48.013	0.8476	0.8389	15.598	25.284	173.79	52.547	16.9646	52.275	11	250.42	61.116	24.429	75.3314	8	341.08	69.039	33.25062	102.61	6	391.67	72.757	38.17035	117.83	4.67																																																																	
10	15.56	43.631	43.631	0.8124	0.8016	14.948	24.159	182.25	66.72	18.8496	54.8	11	264.04	77.929	27.1434	78.9668	7	359.52	88.426	36.94513	107.56	6	412.95	93.408	42.4115	123.51	4.46																																																																	
11	16.98	39.982	39.982	0.7814	0.7689	14.379	23.173	192.33	82.517	20.7345	57.199	10	277.12	96.69	29.8577	82.4214	7	377.42	110.09	40.63964	112.26	5	433.39	116.49	46.05265	128.91	4.27																																																																	
12	18.4	36.897	36.897	0.754	0.7399	13.875	22.1	201.08	99.937	22.6195	59.488	10	289.72	117.4	32.572	85.7189	7	394.57	134.02	44.33416	116.74	5	453.98	142.02	50.8928	134.06	4.1																																																																	
12.5	19.11	35.526	35.526	0.7414	0.7266	13.643	21.899	205.34	109.26	23.5619	60.594	10	295.86	128.49	33.9232	87.3103	7	402.92	146.84	46.18161	118.91	5	462.67	155.69	53.01438	136.55	4.03																																																																	
13	19.82	34.253	34.253	0.7295	0.714	13.424	21.519	209.54	118.98	24.5041	61.678	9	301.9	140.06	35.2864	90.3963	7	411.14	160.23	48.02867	123.04	5	472.1	169.97	55.13495	138.99	3.96																																																																	
13.5	20.53	33.069	33.069	0.7182	0.702	13.216	21.158	213.66	129.11	25.4469	62.739	9	307.84	152.12	36.6435	90.3963	7	419.23	174.18	49.87952	123.12	5	481.18	184.87	57.25553	141.18	3.9																																																																	
14	21.24	31.963	31.963	0.7074	0.6906	13.018	20.815	217.73	139.65	26.3894	63.779	9	313.69	164.66	38.0007	91.8965	6	427.19	188.71	51.72318	125.16	5	490.53	200.37	59.3761	143.72	3.83																																																																	
14.5	21.95	30.929	30.929	0.6972	0.6798	12.829	20.488	221.73	150.59	27.3319	64.799	9	319.46	177.7	39.3579	93.3658	6	435.04	203.8	53.57044	127.16	5	499.53	216.48	61.46668	146.01	3.77																																																																	
15	22.66	29.96	29.96	0.6874	0.6694	12.648	20.176	225.88	161.94	28.2743	65.801	9	325.14	191.22	40.715	94.8076	6	442.77	219.46	55.41769	129.12	5	508.41	233.19	63.61725	148.27	3.71																																																																	
15.5	23.37	29.05	29.05	0.678	0.6595	12.476	19.877	229.57	173.7	29.2168	66.874	9	330.74	205.23	42.0722	96.2233	6	450.4	235.69	57.26495	131.05	5	517.17	250.52	65.73783	150.48	3.66																																																																	
16	24.08	28.194	28.194	0.6691	0.65	12.311	19.592	233.41	185.86	30.1593	67.949	9	336.27	219.72	43.4294	97.6318	6	457.93	252.49	59.11221	132.94	5	525.81	268.46	67.8594	152.65	3.61																																																																	
16.5	24.79	27.386	27.386	0.6605	0.641	12.153	19.318	237.2	198.42	31.1018	68.693	8	341.73	234.71	44.7805	98.9804	6	465.35	269.85	60.95946	134.8	5	534.33	287	69.97888	154.79	3.56																																																																	
17	25.5	26.624	26.624	0.6522	0.6322	12.002	19.056	240.94	211.39	32.0442	69.631	8	347.12	250.17	46.1437	100.374	6	472.69	287.75	62.89672	136.63	5	542.75	306.16	72.09955	156.88	3.51																																																																	
17.5	26.21	25.902	25.902	0.6443	0.6239	11.856	18.804	244.63	224.77	32.9867	70.549	8	352.44	266.13	47.5059	101.645	6	479.93	306.29	64.63968	138.43	4	551.07	325.92	74.22013	158.95	3.47																																																																	
18	26.92	25.219	25.219	0.6367	0.6158	11.716	18.561	248.29	238.56	33.9292	71.452	8	357.69	282.57	48.858	102.946	6	487.09	325.36	66.50123	140.19	4	559.28	346.29	76.3407	160.98	3.42																																																																	
18.5	27.63	24.571	24.571	0.6294	0.6081	11.581	18.328	251.89	252.75	34.8717	72.341	8	362.89	299.51	50.2152	104.225	6	494.16	345	68.34849	141.94	4	567.4	367.27	78.46128	162.98	3.38																																																																	
19	28.34	23.956	23.956	0.6223	0.6006	11.452	18.103	255.46	267.34	35.8142	73.216	8	368.03	316.92	51.5724	105.489	6	501.15	365.21	70.19575	143.65	4	575.43	388.86	80.58185	164.95	3.34																																																																	
19.5	29.05	23.37	23.37	0.6155	0.5934	11.326	17.886	260.41	282.35	36.7566	74.085	8	373.11	334.93	52.9296	106.727	6	508.07	385.98	72.043	145.34	4	583.37	411.06	82.70243	166.89	3.3																																																																	

| BIBLIOGRAFIA: DRILLED SHAFTS: CONSTRUCTION PROCEDURES AND DESIGN METHODS, MICHAEL W. O'NEIL AND LYMON C. REESE, 1999 | | | | | | | | | |

En la Figura No. 40 se presenta la capacidad portante de la cimentación para el estribo #2 la cual es de 489,47 toneladas la cual corresponde a la resistencia por punta y 299,91 toneladas para la resistencia por fricción, el total de pilotes requeridos para dicho estribo son 4, para un diámetro (D) de 1,5m, lo que indica que los pilotes pre excavados mayormente su resistencia será por punta.

Figura 40. Estimación de la capacidad portante para el estribo 2, (P&D, 2017)

CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIÓN PROFUNDA O GEOMATERIALES INTERMEDIOS IGM metodología dispuesta por O'Neil & Reese, 1999 PUENTE 9 ESTRIBO 2										resistencia por fricción suelos granulares IGM $Q_s = A_s q_s = \sum (K \sigma'_v \tan \phi_{cs}) P \Delta l$ resistencia por punta $Q_p = A_p Q_{pn} = A_p (q'_c N_{60} + CN_2)$					el aporte por cohesión no se tiene en cuenta por ser roca blanda y fracturada $S_3 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{cs})L}{A_p E_p}$ $S_2 = \frac{Q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$ $S_3 = \frac{Q_{cs} D}{pL E_s} (1 - \mu_s^2) I_{cs}$									
LODOLITA FRACTURADA DE BAJA RESISTENCIA										NIVEL SUPERIOR					especiamento entre ejes de pilotes					asentamiento del pilote				
suelo de fundación										Arcillas con arena					diámetro del pilote seleccionado					# de pilotes estimados				
C (T/m ²) 0										C (T/m ²)prom 0.850					1.5					4				
φ (°) 23.1										φ (°)prom 24.0					1.7					3.96				
γ (T/m ³) 2.54										γ (T/m ³)prom 2.04					4.39823					1.7				
φ _a (°) 15.4										φ _a (°)prom 2.04					3.70					0.85				
Es (Kg/cm ²) 1589.9										Es (Kg/cm ²)prom 4.2					3.70					3.1783				
u 0.235										u 4.2					3.70					53 (cm)				
reducción capacidad de carga por: factor de seguridad										R (fricción)					pR (punta)					Factor de carga (γp)				
F.5										3					3					2.46				

Prof 0 se toma a partir de la cabeza del pilote	A = 0										1		1.2		1.31		1.4		1.5394		1.5		1.7671				
	índice de rigidez reducido		índices de corrección		factores de carga		Dp (m)		Ap (m ²)		Dp (m)		Ap (m ²)		Dp (m)		Ap (m ²)		Dp (m)		Ap (m ²)						
	ir	irr	icq	icr	Nq*	Nc*	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)	aparte resistencia	interje (m)					
0	2.08	725.54	725.54	3.0423	3.3115	26.666	60.173	44.26	0	0	14.72	31	63.763	0	0	21.2545	26	87.024	0	0	29.008	19	100.03	0	0	33.345	16.5
1	3.12	483.69	483.69	2.6167	2.8253	22.898	51.339	56.706	0	1.88496	18.275	31	81.833	0	2.71434	26.3729	21	111.62	0	3.694513	35.975	16	128.27	0	4.24115	41.342	13.31
2	4.16	362.77	362.77	2.3487	2.5227	20.552	45.84	67.748	0	3.76991	21.326	26	97.729	0	5.42867	30.7669	18	133.25	0	7.389926	41.955	14	153.11	0	8.4823	48.208	11.41
3	5.6	269.49	269.49	2.1005	2.2425	18.391	40.748	81.44	1.4723	5.65487	25.262	22	117.45	1.0601	8.14301	36.4345	16	160.09	0.4123	11.08354	49.67	12	183.91	0	12.72345	57.064	9.64
4	7.14	211.36	211.36	1.9173	2.0356	16.777	36.989	94.68	5.6317	7.53982	29.047	19	136.51	5.857	10.8573	41.885	14	186.04	5.7819	14.77805	57.088	10	212.7	5.6317	16.9646	65.58	8.39
5	8.68	173.86	173.86	1.7916	1.8925	15.59	34.206	105.88	11.411	9.42478	32.485	17	154.08	12.597	13.5717	46.8353	12	209.96	13.419	18.47256	63.828	9	241.15	13.693	21.20575	73.316	7.51
6	10.22	147.66	147.66	1.6756	1.7627	14.662	32.031	118.29	18.809	11.8097	35.96	16	170.51	21.281	16.286	51.4077	11	232.32	23.323	22.16708	70.05	8	266.82	24.383	25.4469	80.459	6.84
7	11.76	128.33	128.33	1.5895	1.6656	13.909	30.265	129.07	27.827	13.1947	38.624	15	186.03	31.908	19.0004	55.6764	10	253.44	35.495	25.86159	75.85	8	291.08	37.103	29.68805	87.129	6.32
8	13.3	113.47	113.47	1.5177	1.5845	13.281	28.792	139.33	38.465	15.0796	41.416	14	200.8	44.479	21.7147	59.6969	10	273.55	49.934	29.5561	81.331	7	314.16	52.452	33.5292	93.41	5.89
9	14.84	101.69	101.69	1.4565	1.5154	12.745	27.536	149.15	50.722	16.9646	44.061	13	214.94	58.994	24.429	63.5053	9	292.8	66.641	33.25052	86.516	7	336.26	70.23	38.17035	99.362	5.54
10	16.38	92.132	92.132	1.4035	1.4555	12.281	26.468	158.59	64.599	18.8496	46.581	12	228.55	73.451	27.1434	67.1339	9	311.31	85.615	36.94513	91.455	7	357.51	90.438	42.115	105.03	5.24
11	17.92	84.215	84.215	1.3569	1.4029	11.873	25.492	167.21	80.095	20.7345	48.991	12	241.67	93.853	29.8577	70.605	8	329.18	106.86	40.63964	96.179	6	378.02	113.08	46.6265	110.46	4.98
12	19.46	77.55	77.55	1.3155	1.3562	11.513	24.643	176.53	97.211	22.6195	51.305	11	254.38	114.2	32.572	73.9369	8	346.48	130.37	44.33146	100.71	6	397.88	138.14	50.8938	115.66	4.76
12.5	20.23	74.598	74.598	1.2964	1.3347	11.345	24.251	180.85	106.38	23.5619	52.429	11	260.6	125.1	33.9292	75.5554	8	354.93	142.97	46.38142	102.92	6	407.58	151.59	53.01388	118.19	4.66
13	21	71.863	71.863	1.2784	1.3143	11.187	23.882	185.1	115.95	24.5044	53.533	11	266.72	136.49	35.2864	77.1445	8	383.27	156.14	48.02867	105.08	6	417.15	165.64	55.13495	120.87	4.56
13.5	21.77	69.321	69.321	1.2612	1.2949	11.038	23.51	189.3	125.92	25.4469	54.617	11	272.76	148.36	36.6435	78.7057	7	371.49	169.88	49.87592	107.21	6	426.59	180.3	57.25553	123.11	4.47
14	22.54	66.953	66.953	1.2448	1.2764	10.893	23.164	193.44	136.3	26.3894	55.682	10	278.72	160.72	38.0007	80.2402	7	379.61	184.18	51.72318	109.29	6	435.91	195.56	59.3761	125.51	4.39
14.5	23.31	64.742	64.742	1.2292	1.2588	10.756	22.874	197.52	147.09	27.3319	56.731	10	284.61	173.56	39.3579	81.7824	7	387.62	199.06	53.57094	111.35	5	445.1	211.44	61.49668	127.87	4.31
15	24.08	62.671	62.671	1.2143	1.242	10.626	22.568	201.56	158.28	28.2743	57.762	10	290.42	186.89	40.715	83.2345	7	395.53	214.5	55.41709	113.37	5	454.18	227.92	63.61725	130.19	4.23
15.5	24.85	60.729	60.729	1.2	1.2258	10.504	22.275	205.55	169.87	29.2168	58.777	10	296.16	200.71	42.0722	84.6964	7	403.34	230.5	57.26495	115.36	5	463.16	245.01	65.73783	132.47	4.16
16	25.62	58.904	58.904	1.1864	1.2104	10.381	21.964	209.49	181.87	30.1593	59.777	10	301.84	215.01	43.4294	86.1361	7	411.07	247.07	59.11221	117.32	5	472.03	262.7	67.8584	134.72	4.09
16.5	26.39	57.185	57.185	1.1732	1.1956	10.266	21.725	213.39	194.27	31.1018	60.762	10	307.45	229.8	44.7865	87.5566	7	418.71	264.21	60.95946	119.25	5	480.79	281	69.97898	136.94	4.02
17	27.16	55.564	55.564	1.1606	1.1813	10.156	21.466	217.24	207.08	32.0442	61.733	9	311	245.07	46.1457	88.926	7	426.24	281.92	62.80672	121.15	5	489.47	298.91	72.09955	139.12	3.96
17.5	27.93	54.042	54.042	1.1485	1.1677	10.05	21.217	221.06	210.3	32.9867	62.89	9	318.49	260.89	47.5009	90.3311	7	433.74	300.19	64.65928	123.03	5	498.05	319.43	74.22013	141.28	3.9
18	28.7	52.583	52.583	1.1368	1.1545	9.9478	20.978	224.83	233.92	33.9292	63.934	9	323.93	277.08	48.858	91.6907	6	441.34	319.03	66.50123	124.88	5	506.54	339.56	76.3407	143.4	3.84
18.5	29.47	51.206	51.206	1.1256	1.1418	9.8494	20.747	228.57	247.94	34.8217	64.566	9	329.31	293.81	50.2152	93.0321	6	448.66	338.44	68.34849	126.71	5	514.95	360.29	78.46128	145.5	3.79
19	30.24	49.905	49.905	1.1147	1.1295	9.7544	20.524	232.27	262.37	35.8142	65.485	9	334.64	311.03	51.5724	94.3561	6	455.72	358.41	70.19575	128.51	5	523.28	381.63	80.58185	147.57	3.73
19.5	31.01	48.666	48.666	1.1042	1.1177	9.6627	20.309	233.72	277.2	36.7566	66.588	9	339.92	328.73	52.9256	95.663	6	462.9	378.55	72.043	130.29	5	531.53	403.58	82.70243	149.61	3.68

BIBLIOGRAFIA: DRILLED SHAFTS: CONSTRUCTION PROCEDURES AND DESIGN METHODS, MICHAEL W. O'NEIL AND LYMON C. REESE, 1999

8.2 Capacidad de carga por el método de elementos finitos

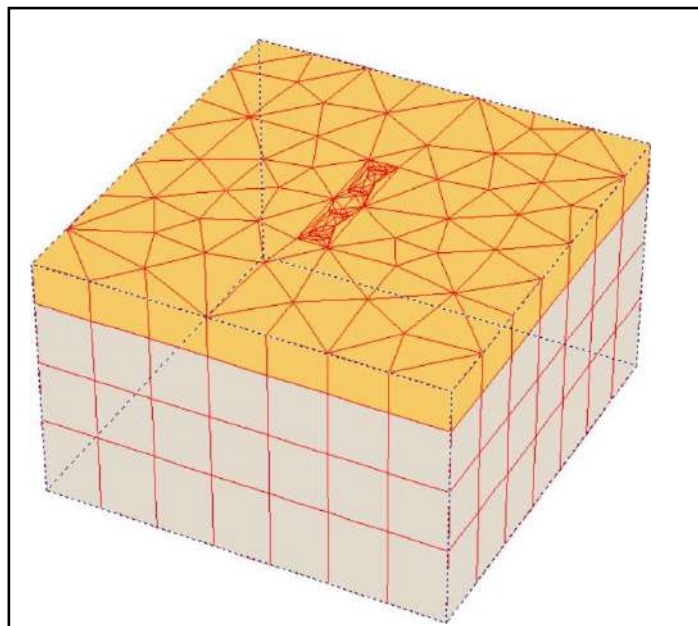
Para el modelo de elementos finitos se empleará el software PLAXIS 3D tomando como geometría el modelo de la Figura No. 38 el cual corresponde a 4 pilotes pre excavados de 1.50 metros de diámetro espaciados axialmente cada 3.8 metros entre centros con una longitud de 13 metros para el estribo 1 y 17 metros para el estribo 2. Además, los parámetros de resistencia obtenidos para el perfil geotécnico los cuales fueron establecidos en el numeral 6.7 y los parámetros empleados en la tabla 21 del presente documento teniendo en cuenta que para este caso se utilizará un modelo Mohr Coulomb, así como una carga de 60.000 kN a compresión en cada pilote para determinar su capacidad de carga y el asentamiento producido por dichas cargas.

Tabla 30. *Parámetros geomecánicos empleados en la modelación; Propia*

Parámetros empleados en la modelación		
Parámetro	Estrato 1	Estrato 2
	Arcilla con arena	Lodolita
Peso unitario seco (kN/m ³)	20.5	24.8
Cohesión (kN/m ²)	9.3	1707
Ángulo de fricción (°)	24.0	30.0
Módulo de elasticidad (kN/m ²)	7543	124500
Relación de Poisson	0.350	0.250
Modelo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb

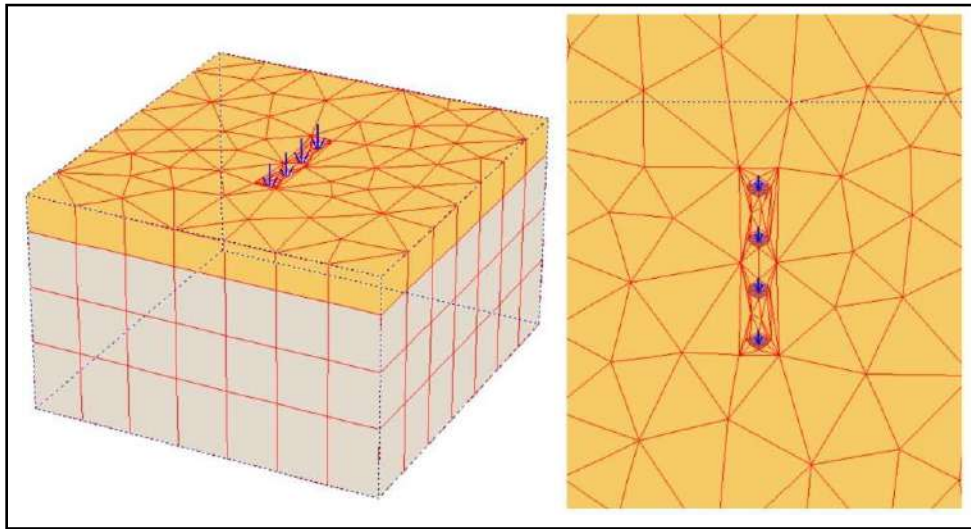
A continuación, se presentarán y describirán las imágenes representativas que el software PLAXIS 3D genera para efectuar posteriormente el análisis de carga y asentamiento. Los modelos presentados corresponden al estribo No. 2 de la presente propuesta.

Figura 41. *Modelo inicial del grupo de pilotes, PLAXIS 3D*



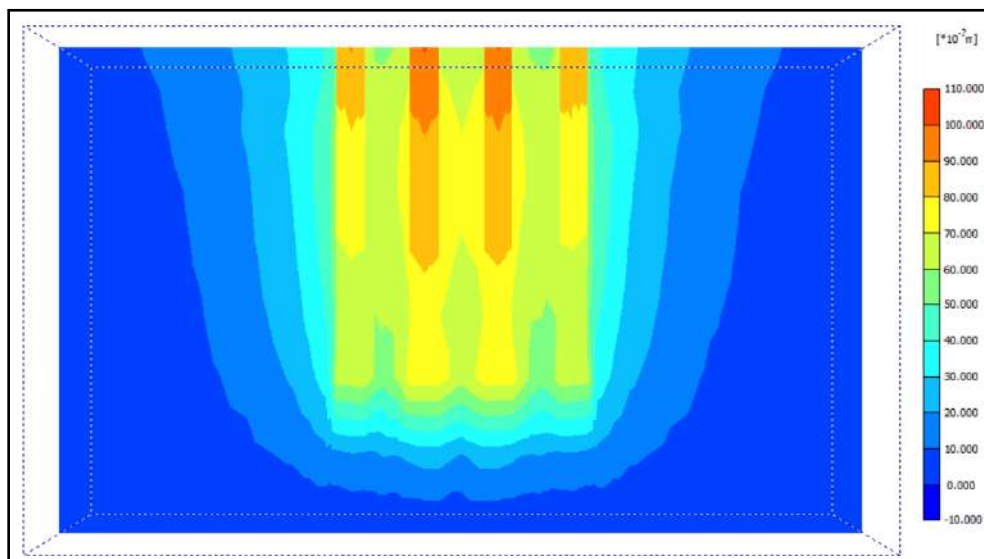
En la Figura No. 41 se observa el modelo bi capa inicial el cual está realizado con base en la geometría de la Figura No. 38 y los parámetros de la Tabla No. 30. En esta figura podemos apreciar la malla 3D que genera el programa de elementos finitos para ver la interacción suelo estructura y las deformaciones de estas.

Figura 42. Modelo de deformaciones del grupo de pilotes, PLAXIS 3D



En la Figura No. 42 se puede apreciar la deformación del modelo ante las cargas aplicadas (flechas de color azul), se observa entonces como la malla en un plano 2D está interactuando, donde se aprecian deformaciones como respuesta al modelo empleado.

Figura 43. Modelo de deformaciones totales del grupo de pilotes, PLAXIS 3D



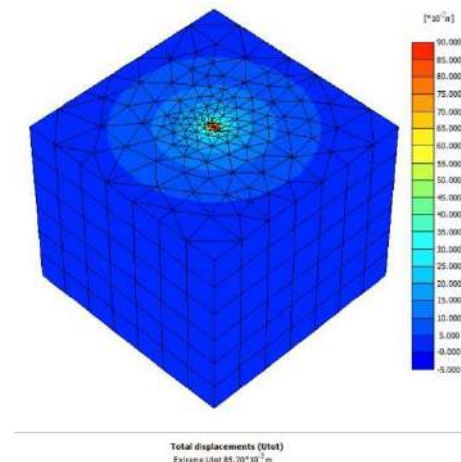
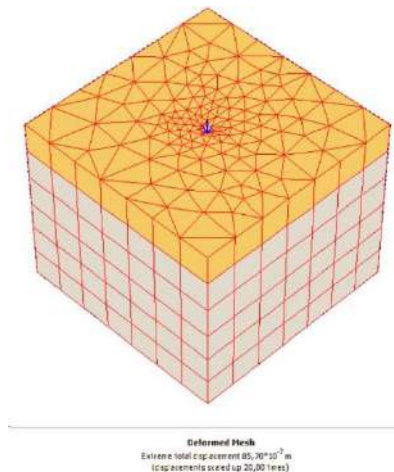
En la Figura No. 43 se observa un corte transversal del modelo donde se aprecian las deformaciones totales, donde la escala de colores va desde azul lo que indica bajas deformaciones o desplazamientos y el color rojo que infiere altas deformaciones.

8.2.1 Análisis de Asentamientos Estribo 1 - Pilote Individual de longitud de 13,0 metros y diámetro de 1,50 metros.

A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un pilote individual del estribo 1.

Figura 44. Deformada 3D, pilote individual
L=13,0m y d= 1,50m

Figura 45. Desplazamiento vertical 3D, pilote individual L=13,0m y d= 1,50m

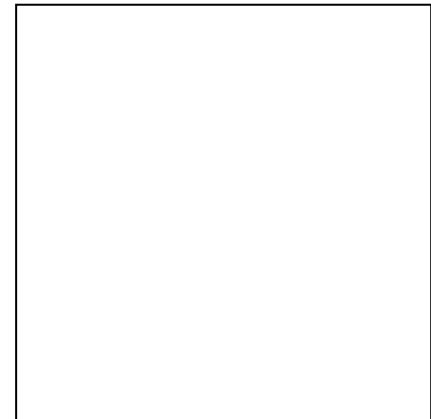
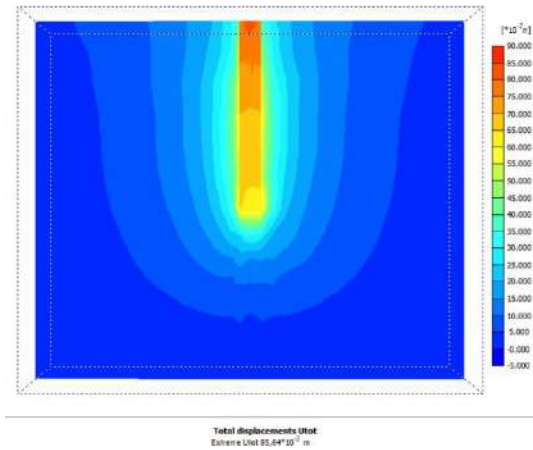


Como se observa en la Figura No. 44, el modelo inicial es bi capa donde se le aplica al pilote una carga puntual (flecha de color azul), así mismo, la figura 45 se observa las deformaciones totales, donde el centro del pilote está referenciado en color rojo lo que indica en la escala valores entre 85×10^{-2} mm y 90×10^{-2} mm.

A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando el desplazamiento vertical 2D en un punto de análisis para un pilote individual.

Figura 46. Desplazamiento vertical 2D pilote individual $L=13,0m$ y $d= 1,50m$

Figura 47. Punto de análisis pilote individual $L=13,0m$ y $d= 1,50m$.

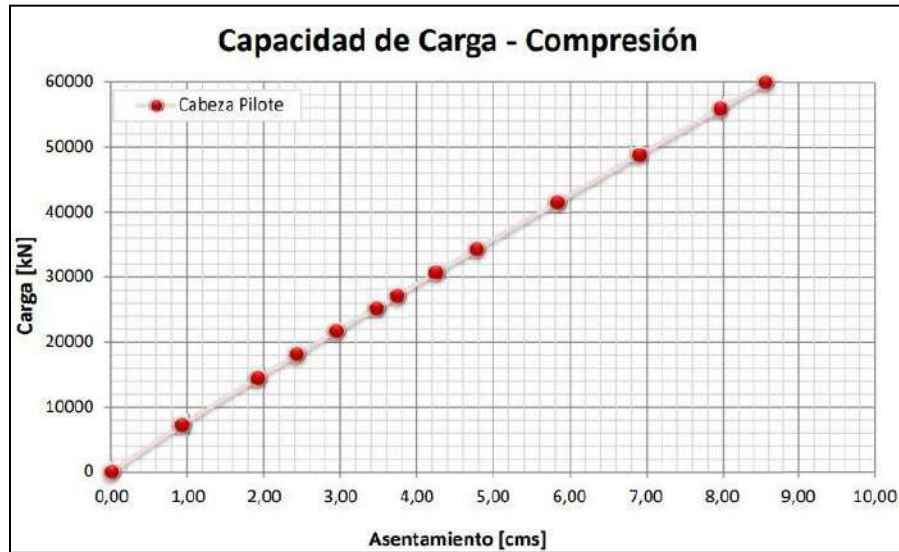


De acuerdo a la Figura No. 46, el desplazamiento máximo distinguido por los colores naranja y rojo es de aproximadamente 85×10^{-2} mm a 90×10^{-2} mm, así mismo, se puede observar el bulbo de esfuerzos para este modelo.

Se aprecia en la Figura 45 la curva carga-asentamiento para el pilote individual del estribo 1, se determina que para un asentamiento de 2.5 cm, la carga a compresión que soportará será de 18720 kN y la carga admisible será de 6240 kN.

Figura 48. Carga vs Asentamiento pilote individual, Longitud de 13,0 metros y diámetro 1,50 metros;

Método de elementos finitos



8.2.2. Análisis de Asentamientos Grupo de Pilotes Estribo 1

De igual forma se realizó el cálculo de asentamientos para el grupo de pilotes de longitud de 13,0 metros y diámetro de 1,50 metros.

A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un grupo de pilotes individuales del estribo 1.

Figura 49. Deformada 3D grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,50m$

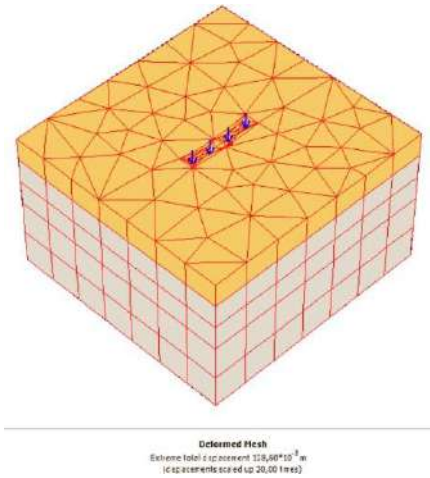
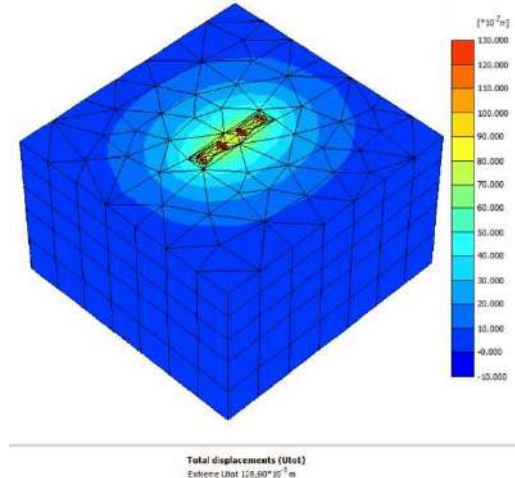


Figura 50. Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,50m$



En la Figura No. 50 se puede observar que los mayores desplazamientos ocurren en los pilotes del centro de la geometría con valores entre 120×10^{-2} mm y 130×10^{-2} mm, los pilotes de los extremos presentan desplazamientos entre 110×10^{-2} mm a 120×10^{-2} mm.

A continuación, observamos en la Figura 51 y 52 la modelación por el método de elementos finitos contemplando el desplazamiento vertical 2D en un punto de análisis para un grupo de pilotes individual.

Figura 51. Desplazamiento vertical 2D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,50m$

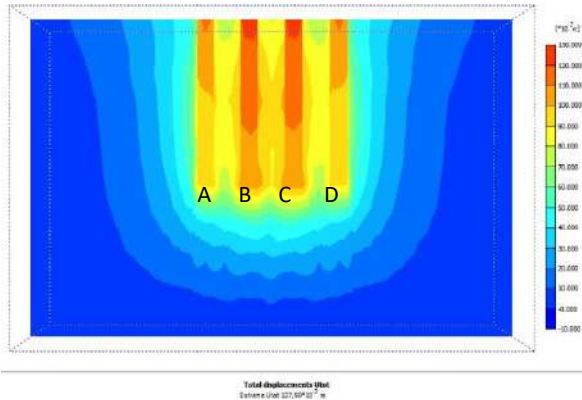
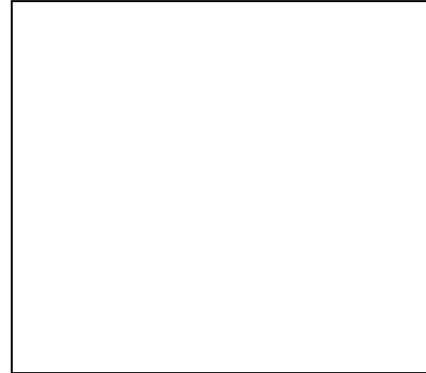


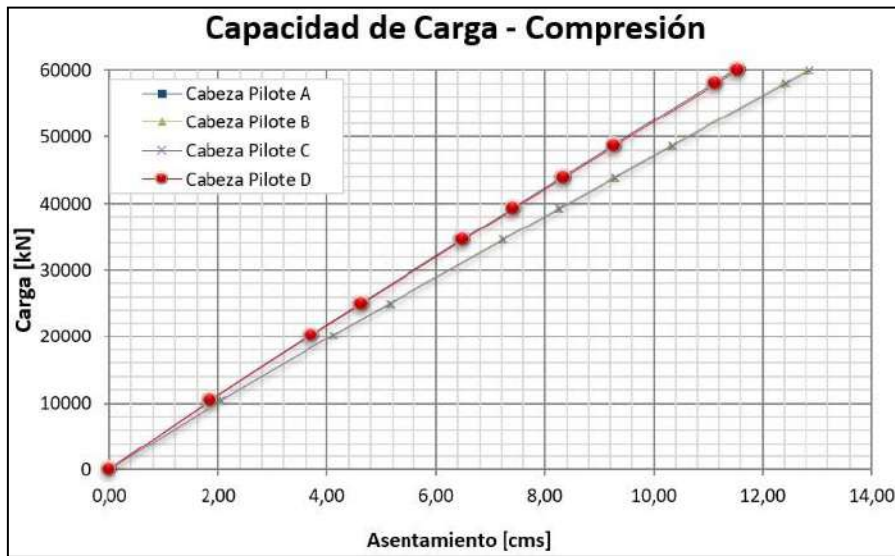
Figura 52. Punto de análisis grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,50m$



En la Figura No. 51 se puede observar como los pilotes del medio denominados B y C presentan desplazamientos aproximados entre 120×10^{-2} mm a 130×10^{-2} mm en su parte superior debido al traslapo de los esfuerzos mientras que en la punta de estos el desplazamiento es de 100×10^{-2} mm. Para los pilotes de los extremos denominados A y D el desplazamiento va disminuyendo de 110×10^{-2} mm en la parte superior hasta 90×10^{-2} mm en la parte inferior.

Se aprecia en la Figura No. 53 la curva carga asentamiento para el grupo de pilotes del estribo 1, se determina que para un asentamiento de 2.5 cm la menor carga a compresión correspondiente a los pilotes B y C será de 12600 kN y la carga admisible será de 4200 kN.

Figura 53. Carga vs Asentamiento grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,50m$; Método de elementos finitos



A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un pilote individual del estribo 2.

8.2.3. Análisis de Asentamientos Estribo 2 - Pilote Individual Longitud de 17,0 metros y diámetro de 1,50 metros

Figura 54. Deformada 3D pilote individual $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

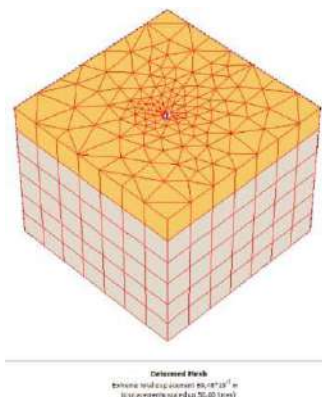


Figura 55. Desplazamiento vertical 3D pilote individual $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

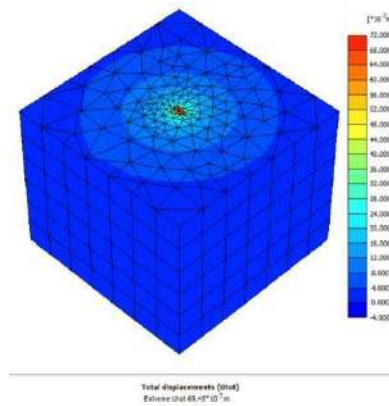


Figura 56. Desplazamiento vertical 2D pilote individual $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

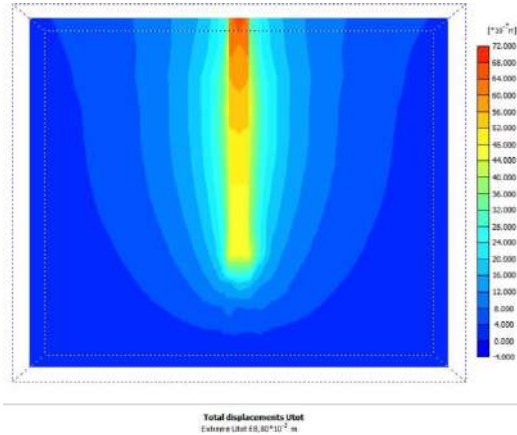
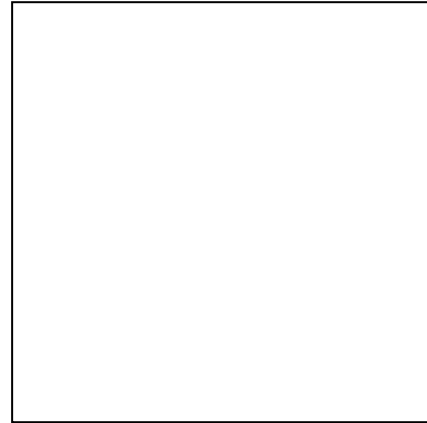


Figura 57. Punto de análisis pilote individual $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

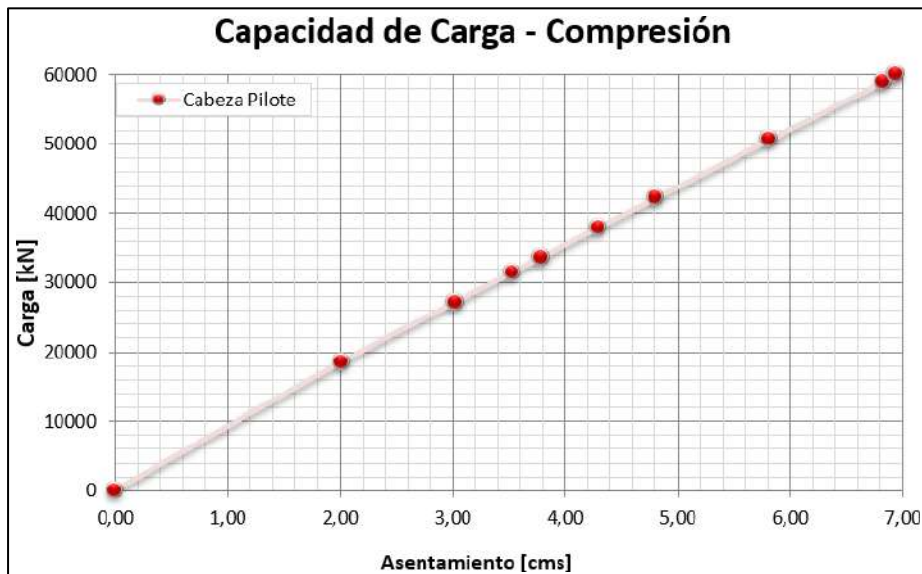


Como se observa en la Figura No. 54, el modelo inicial es bi capa donde se le aplica al pilote una carga puntual (flecha de color azul), así mismo, la Figura No. 55 se observa las deformaciones totales, donde el centro del pilote está referenciado en color rojo lo que indica en la escala valores entre 68×10^{-2} mm y 72×10^{-2} mm.

Así mismo, en la Figura 56 se presentan desplazamientos mayores en la parte superior entre 68×10^{-2} mm y 72×10^{-2} mm, mientras que en la punta estos desplazamientos son de 44×10^{-2} mm a 48×10^{-2} mm.

Se aprecia en la Figura No. 58 la curva carga asentamiento para el pilote individual del estribo 2, se determina que para un asentamiento de 2.5 cm la carga a compresión que soportará será de 22920 kN y la carga admisible será de 7640 kN.

Figura 58. Carga vs Asentamiento pilote individual $L=17,0m$ y $d= 1,50m$; Método de elementos finitos



8.2.4. Análisis de Asentamientos Estribo 2

De igual forma se realizó el cálculo de asentamientos para el grupo de pilotes de longitud=17,0m y diámetro= 1,50m

A continuación, observamos en la Figura 59 y 60 la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un grupo de pilotes del estribo 2.

Figura 59. Deformada 3D grupo de pilotes
 $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

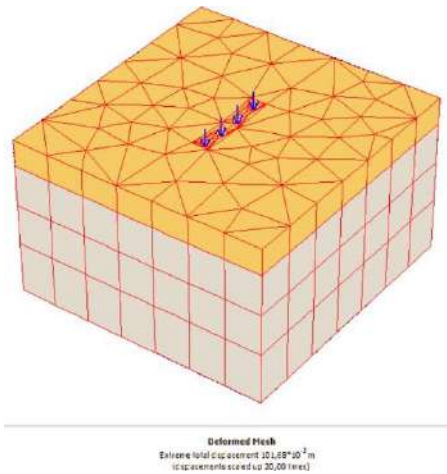


Figura 60. Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes
 $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

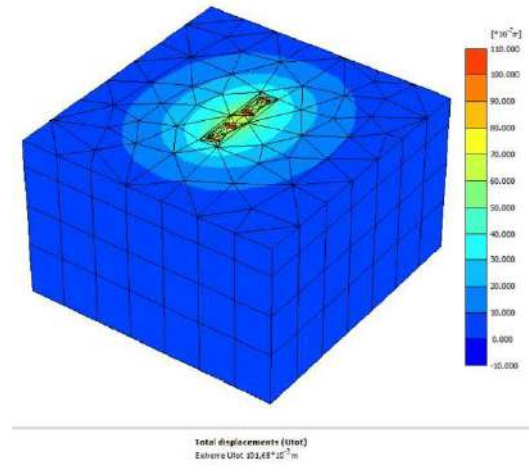


Figura 61. Desplazamiento vertical 2D
 grupo de pilotes $L=17,0m$ y $d= 1,50m$

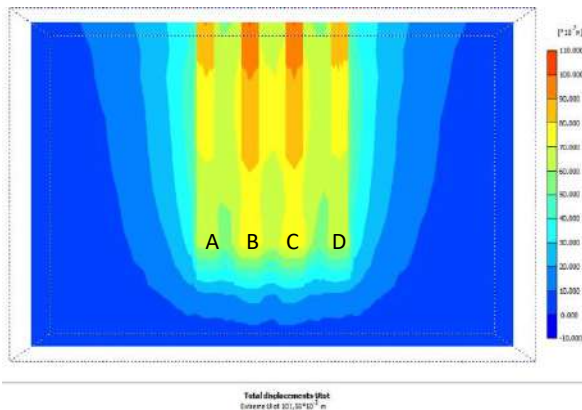
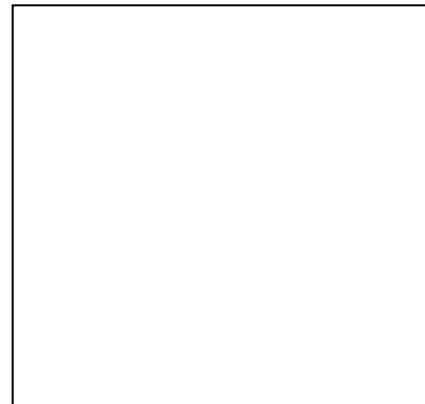


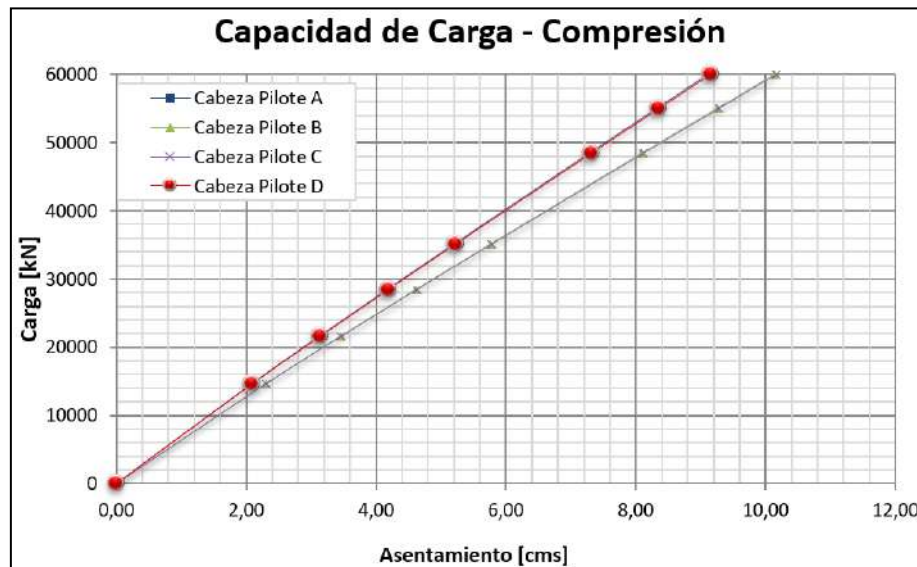
Figura 62. Punto de análisis grupo de pilotes
 $L=17,0m$ y $d= 1,50m$



En la Figura No. 62 se puede observar como los pilotes del medio denominados B y C presentan desplazamientos aproximados entre 100×10^{-2} mm a 900×10^{-2} mm en su parte superior debido al traslape de los esfuerzos mientras que en la punta de estos el desplazamiento está entre 70×10^{-2} mm y 80×10^{-2} mm. Para los pilotes de los extremos denominados A y D el desplazamiento va disminuyendo de 90×10^{-2} mm en la parte superior hasta 60×10^{-2} mm en la parte inferior del mismo.

Se aprecia en la Figura No. 63 la curva esfuerzo deformación para el grupo de pilotes del estribo 2, se determina que para un asentamiento de 2.5 cm la menor carga a compresión correspondiente a los pilotes B y C será de 15600 kN y la carga admisible será de 5200 kN.

Figura 63. Carga vs Asentamiento grupo de pilotes $L=17,0m$ y $d= 1,50m$; Método de elementos finitos.



8.3 Resumen de Resultados

Con base en las modelaciones realizadas anteriormente, se presenta a continuación el resumen de resultados de estas.

Tabla 31. Resultados de análisis de asentamientos Estribo 1 - Pilote Individual $L=13,0m$ y $d= 1,50m$

<i>Pilote Individual Estribo 1 - L = 13,0 m</i>				
<i>Punto de Análisis</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Análisis Compresión (kN)</i>	<i>Carga de Servicio F.S. = 3,0 (kN)</i>	<i>Asentamiento (m)</i>
A	1,5	18720	6240	0,025

Tabla 32. Resultados de análisis de asentamientos Estribo 1 - Grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d=1,50m$; Método de elementos finitos.

<i>Grupo de Pilotes Estribo 1 - L = 13,0 m</i>				
<i>Punto de Análisis</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Análisis Compresión (kN)</i>	<i>Carga de Servicio F.S. = 3,0 (kN)</i>	<i>Asentamiento (m)</i>
A	1,5	13800	4600	0,025
B	1,5	12600	4200	0,025
C	1,5	12600	4200	0,025
D	1,5	13800	4600	0,025

Tabla 33. Resultados de análisis de asentamientos Estribo 2 - Pilote Individual $L=17,0m$ y $d=1,50m$; Método de elementos finitos.

<i>Pilote Individual Estribo 2 - L = 17,0 m</i>				
<i>Punto de Análisis</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Análisis Compresión (kN)</i>	<i>Carga de Servicio F.S. = 3,0 (kN)</i>	<i>Asentamiento (m)</i>
A	1,5	22920	7640	0,025

Tabla 34. Resultados de análisis de asentamientos Estribo 2 – Grupo de pilotes $L=17,0m$ y $d=1,50m$; Método de elementos finitos.

<i>Grupo de Pilotes Estribo 2 - L = 17,0 m</i>				
<i>Punto de Análisis</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Análisis Compresión (kN)</i>	<i>Carga de Servicio F.S. = 3,0 (kN)</i>	<i>Asentamiento (m)</i>
A	1,5	17100	5700	0,025
B	1,5	15600	5200	0,025
C	1,5	15600	5200	0,025
D	1,5	17100	5700	0,025

8.4 Análisis de resultados

De acuerdo a los resultados de las Tablas 31 a 34, se presenta el resumen de los valores obtenidos para las modelaciones efectuadas el método de elementos finitos donde, además, se realiza la conversión de unidades así:

$$1 \text{ kN} = 0.101972 \text{ Ton}$$

Tabla 35. Resultados de capacidades admisibles para la propuesta de cimentación; Método de elementos finitos.

<i>Tipo</i>	<i>Carga Admisible (kN)</i>	<i>Carga Admisible (ton)</i>
Pilote Individual Estribo 1	6240	636,31
Grupo de Pilotes Estribo 1	4200	428,28
Pilote Individual Estribo 2	7640	779,06
Grupo de Pilotes Estribo 2	5200	530,25

La combinación de cargas aplicadas para el puente Caño Salado de acuerdo con la Tabla No. 29 es de 550 toneladas y en contraste con los resultados obtenidos que se indican en la tabla 35 para los grupos de pilotes del estribo 1 es de 428,28ton y para el estribo 2 es de 530,25ton podemos evidenciar que dicha carga admisible es menor según los cálculos realizados mediante el software Plaxis 3D.

8.5 Comparación de resultados

8.5.1 Capacidad de carga admisible fija, asentamiento variable

De acuerdo a los resultados obtenidos analíticamente y por medio de modelo por elementos finitos, se presentan los siguientes cuadros comparativos, teniendo en cuenta que el valor de la carga admisible se fija en 556 toneladas y el asentamiento será la variable de interés, además, se realiza la conversión de unidades así:

Tabla 36. Comparación estribo 1; Método de elementos finitos.

<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes</i>		
	<i>Asentamientos Teórico (cm)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>
556,00	3,62	556,00	3,20

Tabla 37. Comparación estribo 2; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 2 – Grupo de pilotes</i>			
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>Asentamientos Teórico (cm)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>
556,00	2,46	556,00	2,54

Donde observamos en la Tabla 36 y 37 que la capacidad de carga admisible en el estribo No.1 para un grupo de pilotes es de 556 ton, se presenta que la variación de los asentamientos es de 3,62 cm analíticamente y de 3,20 cm mediante modelación presentando una diferencia de 0,42 cm y lo que equivale al 11,6%.

Para el estribo No.2 para un grupo de pilotes se observa que la variación de los asentamientos fue de 2,46 cm analíticamente y de 2,54 mediante modelación para una diferencia de 0,08 cm lo que equivale al 3,15%.

8.5.2 Capacidad de carga fijando el asentamiento

Los asentamientos producidos en la cimentación se analizan para el grupo de pilotes con base en la información de las Figuras 53 y 63 y los resultados obtenidos analíticamente. Los valores a tener en cuenta para los modelos serán los asentamientos obtenidos para los pilotes B y C ya que estos son los que tienen la mayor influencia en los resultados como se evidencia en las Figuras 51 y 61. Para este análisis se fija el asentamiento y se estimará la capacidad de carga admisible, la cual será la variable de interés.

Tabla 38. Comparación estribo 1; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes</i>			
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>Asentamientos Teórico (cm)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>
556,00	3,62	611,83	3,62

Tabla 39. Comparación estribo 2; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 2 – Grupo de pilotes</i>			
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>Asentamientos Teórico (cm)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>
556,00	2,46	528,52	2,46

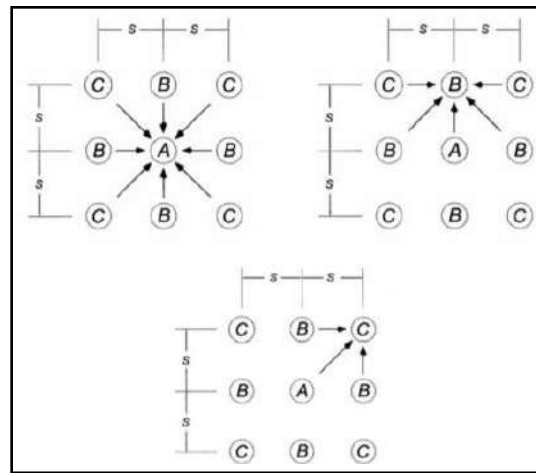
Donde observamos en la Tablas 38 y 39 que la capacidad de carga admisible en el estribo No.1 para un grupo de pilotes analíticamente es de 556 ton y mediante modelación es de 611.83 ton con una diferencia entre ambas de 55.83 ton es decir el 9,13% y para el estribo No.2 dicha carga analíticamente es de 556 ton y mediante modelación es de 528.52 ton, con una diferencia entre ambas de 25.48ton, es decir el 4.58%.

8.5.3 Eficiencia del grupo de pilotes

Un grupo de pilotes no trabaja al 100% de su eficiencia debido a que los esfuerzos transmitidos al suelo serán traslapados lo que resulta en una disminución de la capacidad de carga. Este valor de la eficiencia siempre será menor a 1,0.

El análisis de la eficiencia del grupo de pilotes se hará empleando el método de Feld (1943) el cual se basa en la reducción de 1/16 de la capacidad de carga para un pilote individual en función de cada pilote adyacente en cualquier dirección bien sea por cada diagonal o por cada fila.

Figura 64. Método de Feld para eficiencia del grupo de pilotes; Principio de ingeniería de cimentaciones, Das Braja, 2001



$$\eta = \frac{C * (1 - \frac{N}{16})}{\# \text{Total de pilotes}}$$

Donde:

η = Coeficiente de eficiencia del grupo de pilotes.

C = Número de pilotes que poseen la misma cantidad de pilotes adyacentes N.

N = Número de pilotes adyacentes al pilote de estudio en cualquier dirección.

Para el presente documento, donde el grupo se conforma por 4 pilotes, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{2 * (1 - \frac{2}{16}) + 2 * (1 - \frac{1}{16})}{4}$$

Donde n:

$$\eta = 0.91$$

Se determina que el factor de eficiencia para el grupo de pilotes es de 0.91 o el 91%.

Tabla 40. Comparación estribo 1; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes</i>	
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>
556	611.83

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes</i>			
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>QAdm PLAXIS 3D (TON)</i>	<i>Diferencia (TON)</i>	<i>Diferencia (%)</i>
505.96	556.76	50.80	9.12

Como se observa en la Tabla No. 40, para el grupo de pilotes del estribo 1 la diferencia con el grupo de pilotes es de 9.12% o 50.80 TON.

Tabla 41. Comparación estribo 2; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 2 – Grupo de pilotes</i>	
<i>QAdm Ecuaciones (TON)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>
556	528,52

<i>Estribo 2 – Grupo de pilotes</i>			
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>QAdm PLAXIS 3D reducido (TON)</i>	<i>Diferencia (TON)</i>	<i>Diferencia (%)</i>
505.96	480.95	25.01	4.94

De acuerdo con los resultados de la Tabla No. 41, se observa que la diferencia entre metodologías para el estribo 2 existe una diferencia de 25.01 Ton o 4.94%

Con base en los resultados de las Tablas 40 y 41 se observa que para el estribo 1 existen diferencias para el estribo 1 del 9.12% y para el estribo 2 de 4.94%. Así mismo, es evidente que estos valores de capacidad de carga afectados por el factor de la eficiencia no cumplen los requerimientos estructurales planteados para el presente documento.

8.6 Análisis de sensibilidad

De acuerdo con el modelo inicial, se realizan modelaciones adicionales variando 3 parámetros geotécnicos fundamentales empleados en el software PLAXIS 3D como son la cohesión, el ángulo de fricción y el módulo de elasticidad para el estrato número 2, con el fin de determinar cuál variable será la que mayor variación tendrá con respecto al modelo inicial, esto para el estribo 1.

De acuerdo con los autores Hoek y Bray (1991) en el documento Manual de estabilidad de taludes determinan que las rocas sedimentarias blandas como las lutitas y lodolitas las cuales están presentes en el área de estudio poseen valores de cohesión entre 700 kN/m^2 hasta 20000 kN/m^2 , el ángulo de fricción oscila entre 20° a 45° . Estos valores anteriormente mencionados dependen del grado de meteorización y fracturamiento que estas posean estas rocas, por lo tanto, para este análisis de sensibilidad se tomaron cohesiones entre 700 kN/m^2 y 2700 kN/m^2 , ángulo de fricción que oscila entre 20° y 40° .

De acuerdo con I.W Farmer en su libro Engineering properties of rocks sugiere que para las rocas sedimentarias como las lutitas tendrán valores de módulo de elasticidad entre 30.000 kN/m^2 a 350.000 kN/m^2 los cuales dependen del fracturamiento que tenga la roca La variación presentada en este trabajo está entre 25.400 kN/m^2 y 225.400 kN/m^2 .

8.6.1 Variación de la cohesión

Para la cohesión se realizará la variación de 1000 kN/m^2 por encima y por debajo del valor establecido en la Tabla No. 21:

- Modelo 1: Cohesión = 700 kN/m^2 .
- Modelo 2: Cohesión = 2700 kN/m^2 .
- Modelo inicial: Cohesión = 1707 kN/m^2

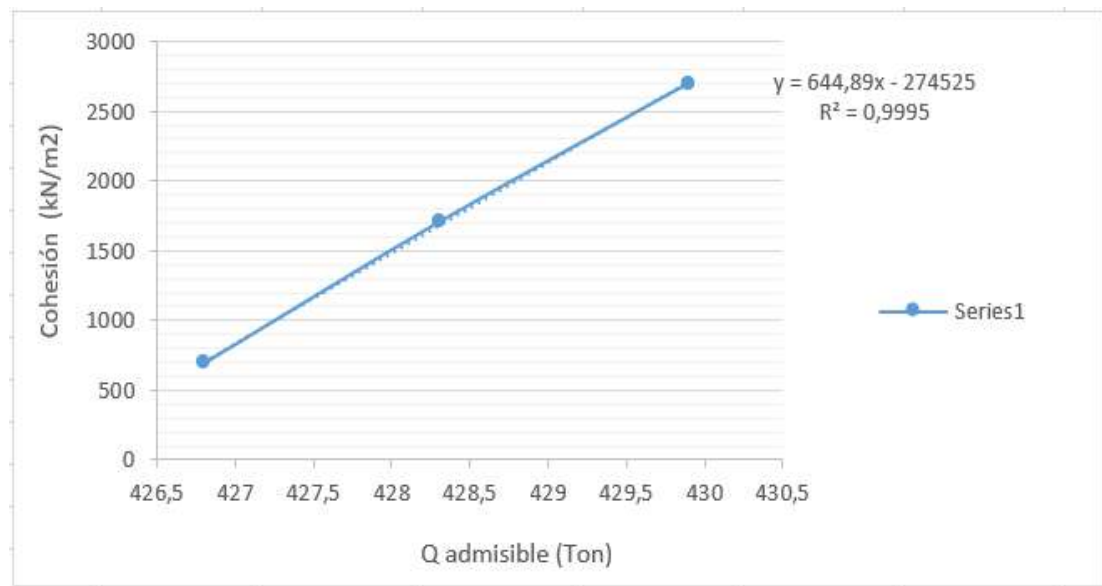
Tabla 42. Variación de la cohesión en el estribo 1; Método de elementos finitos.

Modelo No.	Estribo 1 – Grupo de pilotes				
	QAdm Software (kN)	QAdm Software (TON)	Asentamientos Software (cm)	Variación (TON)	Variación (%)
1	4185	426.8	2.5	1.5	0.35
2	4217	429.9	2.5	1.6	0.37
Inicial	4200	428.3	2.5	-	-

Se puede observar en la Tabla No. 42 que las diferencias entre el Q admisible para las variaciones realizadas son de 1.5 ton equivalente a 0.35% para el modelo 1 y de 1.6 ton o 0.37% para el modelo 2.

Podemos observar en la Figura No. 65 la relación que hay entre la cohesión respecto a la capacidad de carga admisible.

Figura 65. Grafica Cohesión vs Carga admisible; Propio, 2023



Para la variación de la cohesión entre 165 ton/m2 (1618,1 kn/m2) y 183 ton/m2 (1794,6 kn/m2), se observa una variación de Q admisible de 428,2 a 428,5 toneladas.

8.6.2 Variación del ángulo de fricción

Para la cohesión se realizará la variación de 10° por encima y por debajo del valor establecido en la Tabla No. 21:

- Modelo 3: Ángulo de fricción =20°.
- Modelo 4: Ángulo de fricción = 40°.
- Modelo inicial: 30°

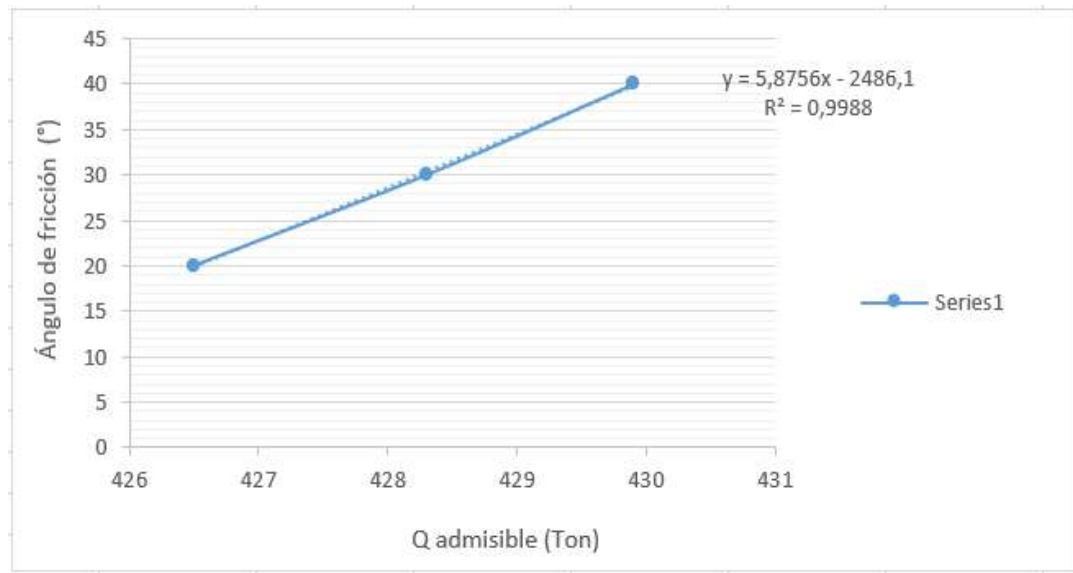
Tabla 43. *Variación del ángulo de fricción en el estribo 1; Método de elementos finitos.*

<i>Modelo No.</i>	<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes</i>				<i>Variación (TON)</i>	<i>Variación (%)</i>
	<i>QAdm Software (kN)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>			
3	4183	426.5	2.5	1.8	0.42	
4	4217	429.9	2.5	1.6	0.37	
Inicial	4200	428.3	2.5	-	-	

Como se observa en la Tabla No. 43, las diferencias entre el carga admisible para las variaciones realizadas son de 1.8 ton equivalente a 0.42% para el modelo 3 y de 1.6 ton o 0.37% para el modelo 4.

Podemos observar en la Figura No. 66 la relación que hay entre el ángulo de fricción respecto a la capacidad de carga admisible.

Figura 66. Grafica Ángulo de fricción vs Carga admisible; Propio, 2023



Para la variación del ángulo de fricción entre 23° y 37° se observa una variación de 427 a 429,4 toneladas.

8.6.3 Variación del módulo de elasticidad.

El ángulo de fricción se realizará la variación de la siguiente manera:

- Modelo 5: Módulo de elasticidad = 25400 kN/m².
- Modelo 6: Módulo de elasticidad = 225400 kN/m².
- Modelo inicial: Módulo de elasticidad = 124500 kN/m².

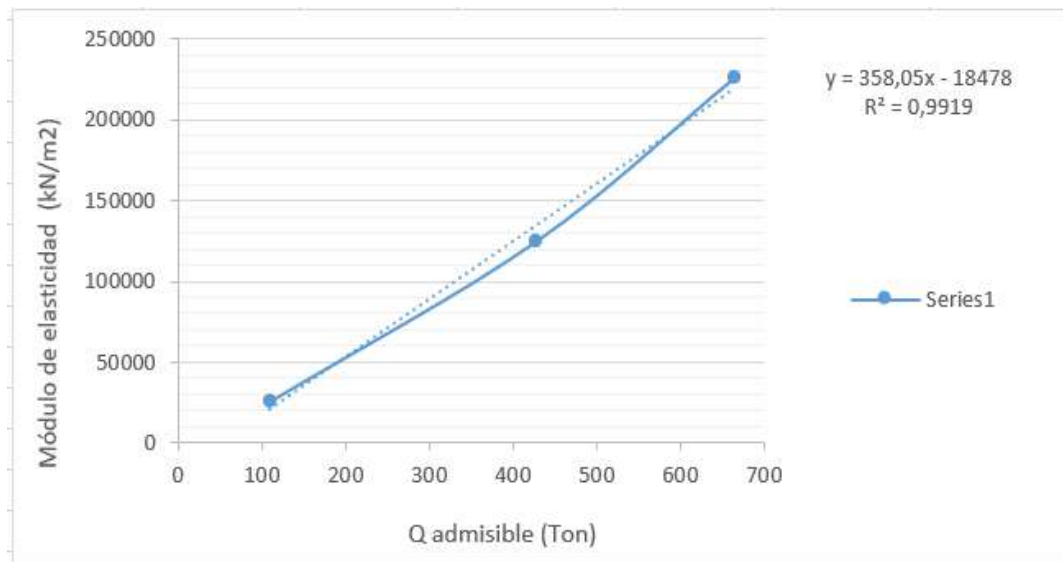
Tabla 44. Variación del módulo de elasticidad en el estribo 1; Método de elementos finitos.

Modelo No.	Estribo 1 – Grupo de pilotes				Variación (TON)	Variación (%)
	QAdm Software (kN)	QAdm Software (TON)	Asentamientos Software (cm)			
5	1081	110.2	2.5	318.1	74.27	
6	6517	664.5	2.5	236.2	55.15	
Inicial	4200	428.3	2.5		-	

Como se observa en la Tabla No. 44, las diferencias entre la carga admisible para las variaciones realizadas son de 318,1 ton equivalente a 74.27% para el modelo 5 y de 236.2 ton o 55.15% para el modelo 6.

Podemos observar en la Figura No. 67 la relación que hay entre el módulo de elasticidad respecto a la capacidad de carga.

Figura 67. Grafica módulo de elasticidad vs Carga admisible; Propio, 2023



Para la variación del módulo de elasticidad entre 1326,20 kg/cm² (130.055 kN/m²) y 1759,7 kg/cm² (172.567 kN/m²) se observa una variación en la carga de 414,8 a 533,6 toneladas.

En la Tabla No. 45, se presentan las variaciones de las cargas en función de las variaciones de laboratorio para los parámetros de resistencia (cohesión, fricción y módulo de elasticidad).

Tabla 45. Variación de carga en función de los parámetros de resistencia del suelo.

Angulo de fricción	23	30	37
Carga (Toneladas)	427	428,3	429,4
Variación de la carga en toneladas	1,3		1,1
Cohesión (kN/m2)	1618,1	1707	1794,6
Carga (Toneladas)	428,2	428,3	428,5
Variación de la carga en toneladas	0,1		0,2
Módulo de Elasticidad (kN/m2)	130055	124500	172567
Carga (Toneladas)	414,8	428,3	533,6
Variación de la carga en toneladas	13,5		105,3

En el rango de variación de los parámetros de resistencia del suelo, para el ángulo de fricción la variación de la carga fue de aproximadamente 1 tonelada. Para la cohesión el rango de variación fue en promedio de 0,15 toneladas y para el módulo de elasticidad, la variación estuvo entre 13,5 y 105,3 toneladas. De acuerdo a esto se concluye que el módulo de elasticidad es el parámetro de mayor sensibilidad para este análisis.

8.6.4 Análisis de los resultados de sensibilidad.

Podemos apreciar en las Tablas 42 a 44 que la mayor diferencia en los resultados se presenta cuando se varía el módulo de elasticidad, encontrando diferencias de 74.27% para el modelo 5 y 55.15% para el modelo 6, lo cual se infiere que este parámetro geotécnico es el más sensible o sensitivo a los cambios abruptos cuando se emplea el software Plaxis 3D.

Dicha información la podemos soportar con las gráficas en las Figuras 65 a 67 de la variación de cada uno de los parámetros utilizados para el análisis de sensibilidad donde observamos que la curva que mayor pendiente tiene es la del módulo de elasticidad.

8.7 Comparación de alternativas respecto a la variación del diámetro de los pilotes.

Para la comparación de los modelos de las alternativas mediante el método de elementos finitos se empleó el software PLAXIS 3D tomando como geometría el modelo de la Figura No. 38, variando el diámetro de los pilotes entre 1,3 y 1,0 metro respectivamente, manteniendo los parámetros geotécnicos utilizadas para el modelo de diámetro de 1,5 metros, el cual corresponde a 4 pilotes pre excavados, espaciados axialmente cada uno 3.8 metros entre centros con una longitud de 13 metros para el estribo 1 y 17 metros para el estribo 2, se utilizó un modelo Mohr Coulomb, así como una carga de 60.000 kN a compresión en cada pilote para determinar su capacidad de carga y el asentamiento producido por dichas cargas.

8.7.1 Análisis de desplazamientos para el Estribo 1 – Grupo de Pilotes de longitud de 13 metros y diámetro de 1,30 metros.

A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un grupo de pilotes individuales del estribo 1.

Figura 68. Deformada 3D grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,30m$

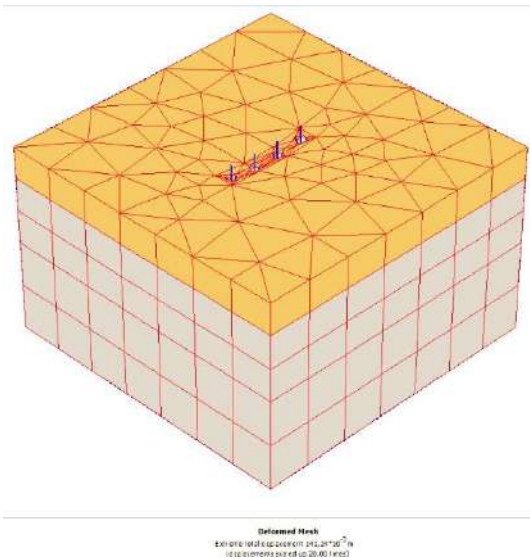
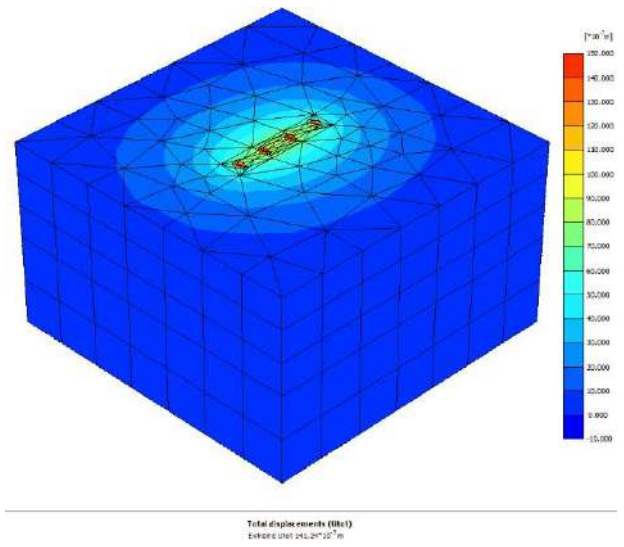


Figura 69. Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,30m$



En la Figura No. 69 se puede observar que los mayores desplazamientos ocurren en los pilotes del centro de la geometría con valores entre $140 \times 10^{-2} \text{ mm}$ y $150 \times 10^{-2} \text{ mm}$, los pilotes de los extremos presentan desplazamientos entre $100 \times 10^{-2} \text{ mm}$ a $110 \times 10^{-2} \text{ mm}$.

A continuación, observamos en la Figura 70 y 71 la modelación por el método de elementos finitos contemplando el desplazamiento vertical 2D en un punto de análisis para un grupo de pilotes individual.

Figura 70. Desplazamiento vertical 2D grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$

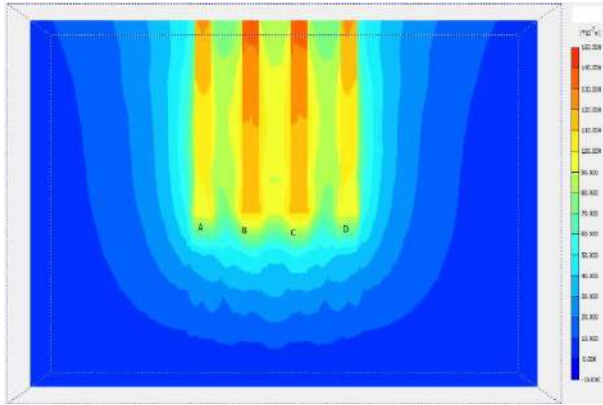
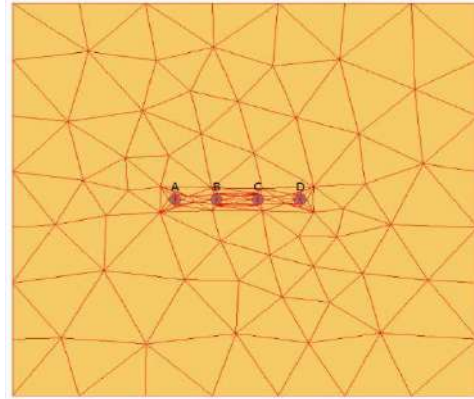


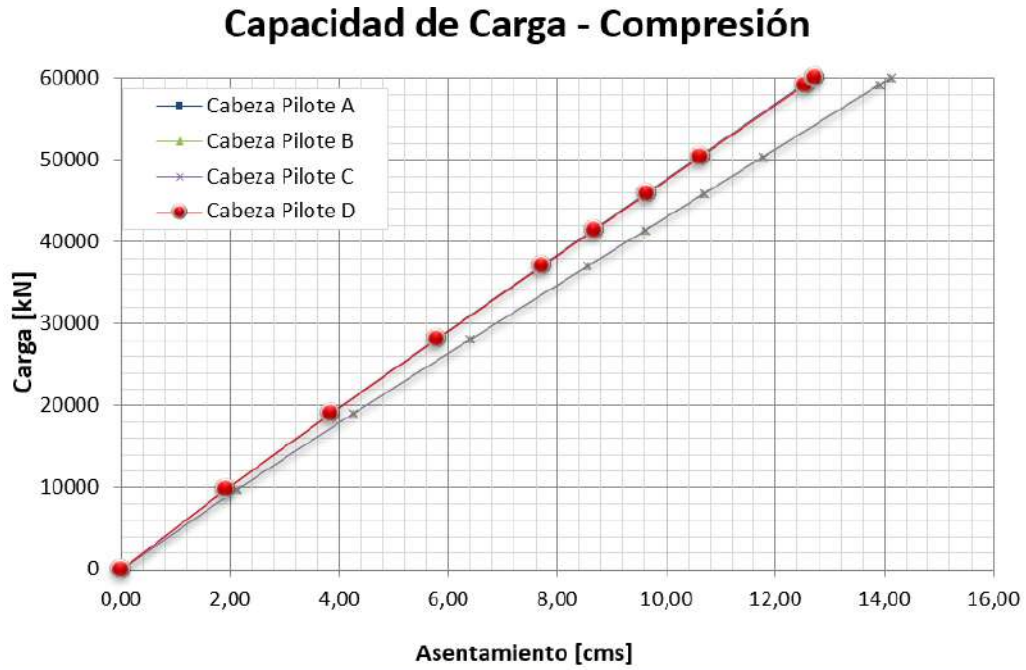
Figura 71. Punto de análisis grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$



En la Figura No. 70 se puede observar cómo los pilotes del medio denominados B y C presentan desplazamientos aproximados entre 140×10^{-2} mm a 150×10^{-2} mm en su parte superior debido al traslapeo de los esfuerzos mientras que en la punta de estos el desplazamiento es de 110×10^{-2} mm. Para los pilotes de los extremos denominados A y D el desplazamiento va disminuyendo de 120×10^{-2} mm en la parte superior hasta 90×10^{-2} mm en la parte inferior.

Se aprecia en la Figura No. 72 la curva carga asentamiento para el grupo de pilotes del estribo 1, se determina que para un asentamiento de 2.5 cm la menor carga a compresión correspondiente a los pilotes B y C será de 11420 kN y la carga admisible será de 3807 kN.

Figura 72. Carga vs Asentamiento grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,30m$; Método de elementos finitos



A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un pilote individual del estribo 2.

8.7.2 Análisis de desplazamientos para el Estribo 1 – Grupo de Pilotes de longitud de 13 metros y diámetro de 1 metro.

A continuación, observamos la modelación por el método de elementos finitos contemplando la deformada y desplazamiento vertical 3D para un grupo de pilotes individuales del estribo 1.

Figura 73. Deformada 3D grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,00m$

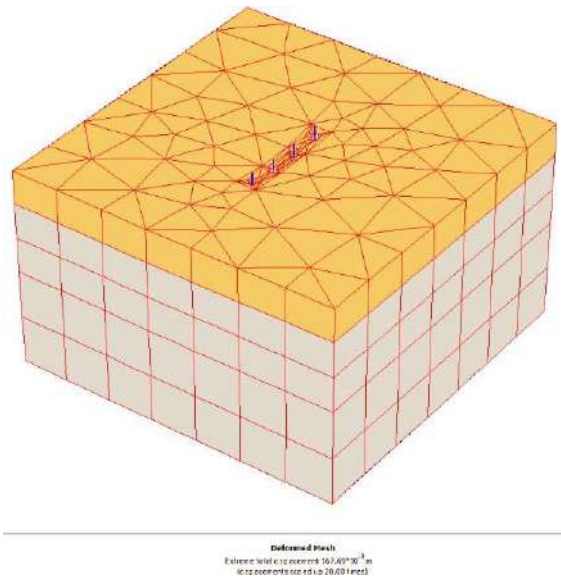
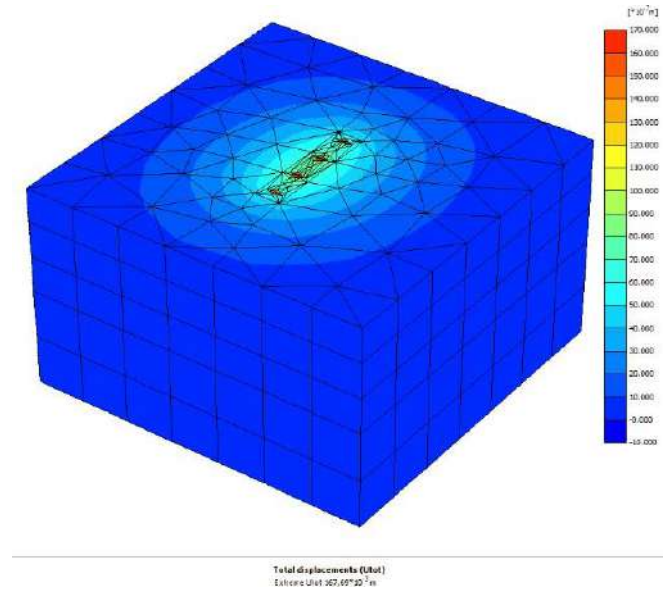


Figura 74. Desplazamiento vertical 3D grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,00m$



En la Figura No. 74 se puede observar que los mayores desplazamientos ocurren en los pilotes del centro de la geometría con valores entre $160 \times 10^{-2} \text{ mm}$ y $170 \times 10^{-2} \text{ mm}$, los pilotes de los extremos presentan desplazamientos entre $120 \times 10^{-2} \text{ mm}$ a $130 \times 10^{-2} \text{ mm}$.

A continuación, observamos en la Figuras 75 y 76 la modelación por el método de elementos finitos contemplando el desplazamiento vertical 2D en un punto de análisis para un grupo de pilotes individual.

Figura 75. Desplazamiento vertical 2D
grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1, 00m$

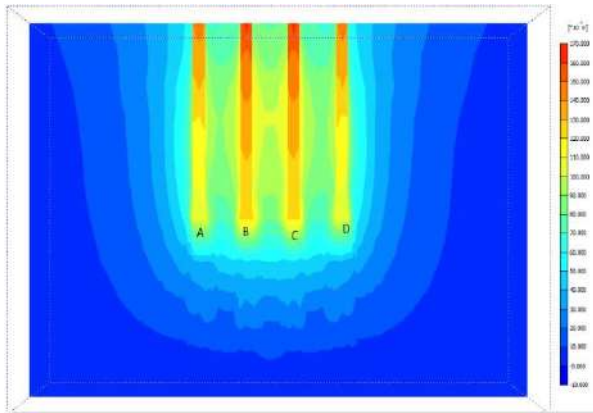
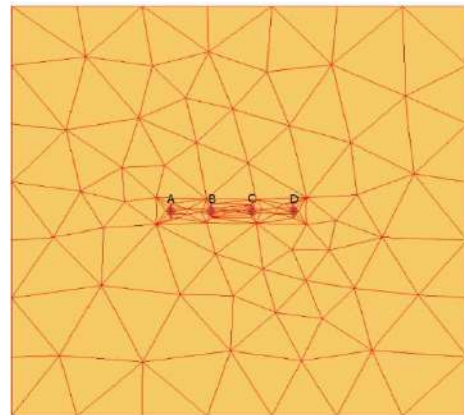


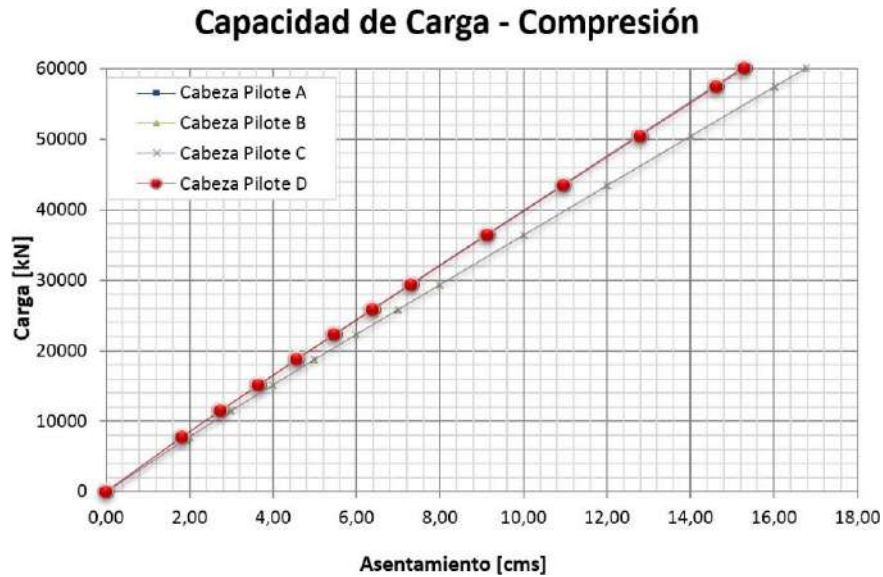
Figura 76. Punto de análisis grupo de pilotes
 $L=13,0m$ y $d= 1,00m$



En la Figura No. 75 se puede observar cómo los pilotes del medio denominados B y C presentan desplazamientos aproximados entre 160×10^{-2} mm a 170×10^{-2} mm en su parte superior debido al traslapo de los esfuerzos mientras que en la punta de estos el desplazamiento es de 120×10^{-2} mm. Para los pilotes de los extremos denominados A y D el desplazamiento va disminuyendo de 140×10^{-2} mm en la parte superior hasta 110×10^{-2} mm en la parte inferior.

Se aprecia en la Figura No. 77 la curva carga asentamiento para el grupo de pilotes del estribo 1, se determina que para un asentamiento de 2.5 cm la menor carga a compresión correspondiente a los pilotes B y C será de 9645 kN y la carga admisible será de 3215 kN.

Figura 77. Carga vs Asentamiento grupo de pilotes $L=13,0m$ y $d= 1,00m$; Método de elementos finitos



8.8 Resumen de resultados para los diámetros de pilotes propuestos.

Con base en las modelaciones realizadas anteriormente, se presenta a continuación el resumen de resultados de estas.

Tabla 46. Resultados de capacidad de carga admisible Estribo 1 - Grupo de pilotes Longitud de 13 metros y diámetro de 1,3 metros; Método de elementos finitos.

<i>Grupo de Pilotes Estribo 1 - L = 13,0 m y D = 1,30 m.</i>				
<i>Punto de Análisis</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Análisis Compresión (kN)</i>	<i>Carga de Servicio F.S. = 3,0 (kN)</i>	<i>Asentamiento (m)</i>
A	1,3	12590	4197	0,025
B	1,3	11435	3812	0,025
C	1,3	11420	3807	0,025
D	1,3	12535	4178	0,025

Tabla 47. Resultados de capacidad de carga admisible Estribo 1 - Grupo de pilotes Longitud d 13 metros y diámetro de 1,0 metro; Método de elementos finitos.

<i>Grupo de Pilotes Estribo 1 - L = 13,0 m y D = 1,00 m.</i>					
<i>Punto de Análisis</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Análisis Compresión (kN)</i>	<i>Carga de Servicio F.S. = 3,0 (kN)</i>	<i>Asentamiento (m)</i>	
A	1,0	10540	3513	0,025	
B	1,0	9660	3220	0,025	
C	1,0	9645	3215	0,025	
D	1,0	10500	3500	0,025	

8.9 Análisis de resultados para las alternativas de diámetros de pilotes propuestos.

De acuerdo a los resultados de las Tablas 46 a 47, se presenta el resumen de los valores obtenidos para las modelaciones efectuadas el método de elementos finitos.

Tabla 48. Resultados de capacidades de cargas admisibles para las alternativas de diámetro analizadas; Método de elementos finitos.

<i>Tipo</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Carga Admisible (kN) Software</i>	<i>Carga Admisible (ton) Software</i>
Grupo de Pilotes Estribo 1	1,30	3807	388,21
Grupo de Pilotes Estribo 1	1,00	3215	327,84

La combinación de cargas aplicadas para el puente Caño Salado de acuerdo con la Tabla No. 29 es de 550 toneladas y en contraste con los resultados obtenidos que se indican en la Tablas 46 y 47 para los grupos de pilotes del estribo 1 y diámetro de 1,30 metros es de 388,21ton y para el grupo de pilotes del estribo 2 y diámetro de 1,00 metros es de 327,84ton podemos evidenciar que dicha carga admisible es menor según los cálculos realizados mediante el software Plaxis 3D.

9 Análisis de resultados para las alternativas de diámetros propuestos.

9.1 Capacidad de carga

De acuerdo a los resultados obtenidos analíticamente y por medio de modelo por elementos finitos, se presentan los siguientes cuadros comparativos, teniendo en cuenta que se emplean los valores más bajos para la modelación efectuada por el método de elementos finitos.

Tabla 49. Comparación estribo 1, Diámetro de 1,3 metros; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes D = 1,30 m</i>	
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>
556	388.21

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes D = 1,30 m</i>	
<i>Diferencia (TON)</i>	<i>Diferencia (%)</i>
167.79	30.17

Tabla 50. Comparación estribo 1, Diámetro de 1,0 metro; Método de elementos finitos.

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes D = 1,00 m</i>	
<i>QAdm Teórico (TON)</i>	<i>QAdm Software (TON)</i>
556	327.84

<i>Estribo 1 – Grupo de pilotes D = 1,00 m</i>	
<i>Diferencia (TON)</i>	<i>Diferencia (%)</i>
288.16	51.83

Donde observamos en la Tabla No. 49 que la capacidad de carga admisible en el estribo No.1 y diámetro = 1,30 metros para un grupo de pilotes analíticamente es de 556 ton y mediante modelación es de 388.21.3 ton con una diferencia entre ambas de 167.79 ton, es decir el 30.17% y en la Tabla No. 50 vemos en el estribo No.2 y diámetro de 1,0 metro la capacidad de carga analíticamente es de 556 ton y mediante modelación es de 327.84 ton, con una diferencia entre ambas de 288.16 ton, es decir el 51.83%.

9.2 Asentamientos.

Los asentamientos producidos en la cimentación se analizan para el grupo de pilotes con base en la información de las Figuras 72 y 77 y los resultados obtenidos analíticamente. Los valores a tener en cuenta para los modelos serán los asentamientos obtenidos para los pilotes B y C ya que estos son los que tienen la mayor influencia en los resultados como se evidencia en las Figuras 70 y 75.

Tabla 51. *Estribo 1, Diámetro de 1,3 metros; Método de elementos finitos.*

<i>QAdm, Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>
388,21	2,55

Tabla 52. *Estribo 1, Diámetro de 1,00 metro; Método de elementos finitos.*

<i>QAdm Software (TON)</i>	<i>Asentamientos Software (cm)</i>
327,84	2,38

En las Tablas 51 y 52 vemos cual es la carga admisible estimada observándose que para el estribo 1 con diámetro de 1,3 metros la carga y el asentamiento son mayores para el estribo 1 y diámetro de 1,0 metro y hay una diferencia de 60,37 toneladas.

10 Comparativa de resultados para el grupo de pilotes del Estribo 1 para los diámetros de 1,50 metros, 1,30 metros y 1,0 metro.

Con base a las modelaciones realizadas anteriormente, se presenta a continuación una comparativa entre los resultados.

10.1 Comparativa de la carga admisibles respecto a los diámetros del grupo de pilotes analizados.

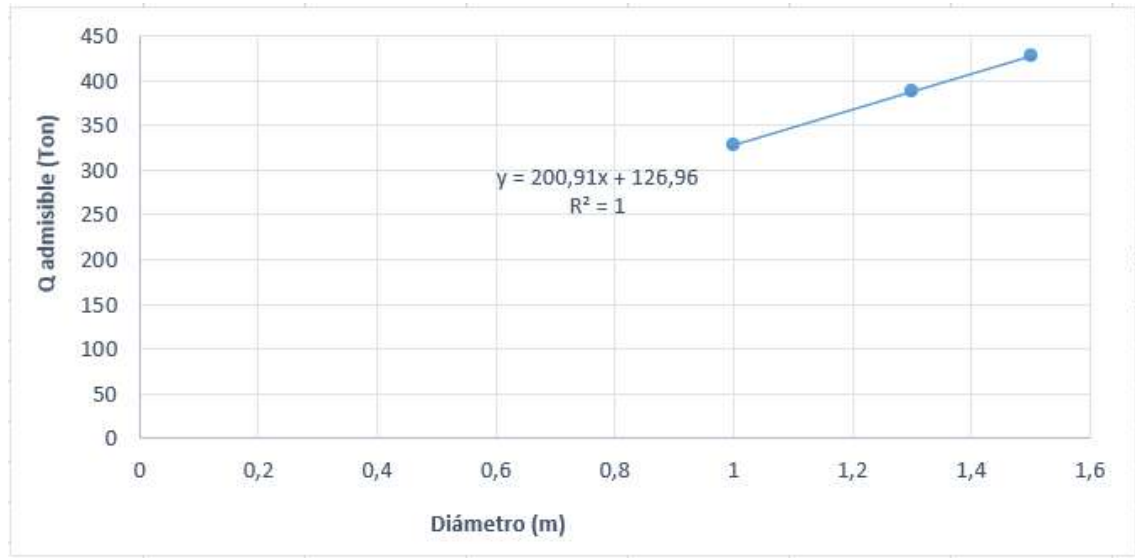
En la Tabla No. 53 se presentan los resultados de la modelación para un asentamiento de 2,5 cm para los tres diámetros analizados.

Tabla 53. *Variación de la carga admisible respecto al diámetro del grupo de pilotes, Método de elementos finitos.*

<i>Tipo</i>	<i>Diámetro (m)</i>	<i>Carga Admisible (kN) Software</i>	<i>Carga Admisible (ton) Software</i>
Grupo de Pilotes Estribo 1	1,50	4200	428,28
Grupo de Pilotes Estribo 1	1,30	3807	388,21
Grupo de Pilotes Estribo 1	1,00	3215	327,84

Para un diámetro del grupo de pilotes de 1,5 metros, la carga admisible es de 428,28 toneladas y un asentamiento de 2,5 cm. Para obtener una carga admisible de 550 toneladas serían necesarios 2,11 metros de diámetro. La carga admisible varía en función del asentamiento propuesto y del diámetro del pilote.

Figura 78. Variación de la carga admisible respecto al diámetro del grupo de pilotes, Propio.



Observamos en la Tabla No. 53 que la capacidad de carga admisible en el estribo No.1 para un grupo de pilotes mediante el método de elementos finitos es directamente proporcional al diámetro de dichos pilotes, siendo la alternativa para el grupo de pilotes de diámetro de 1,5 metros la que más se acerca a la carga calculada para el puente.

11. Conclusiones

1. Se llevó a cabo el análisis del puente 9 Caño Salado ubicado en la vía Astilleros – Tibú (PR39+400), donde el perfil geotécnico indica la presencia de suelos arcillosos con contenido de arena de espesor variable de hasta 3.2 metros, debajo de este, se presenta un estrato rocoso de rocas sedimentarias compuesto por intercalaciones de lutitas meteorizadas de hasta 1.6 metros de espesor y lodolitas fracturadas con espesores de más de 15 metros.
2. En el análisis del grupo de pilotes en el estribo 1, para una carga admisible de 556 toneladas, se obtiene un asentamiento por el método analítico de 3,62 cm y por medio del software se obtiene 3,20 cm, esto equivale a una diferencia del 11,6%. Para el estribo 2, el asentamiento por el método analítico fue de 2,46 cm y por medio del software fue de 2,54 cm, que equivale a 3,15%.
3. En el análisis del grupo de pilotes en el estribo 1, para un asentamiento de 3,62 cm, por el método analítico se obtiene una carga admisible de 556 toneladas y por medio del software es de 611.83 toneladas lo que equivale a 9,13%. Para el estribo No.2, la carga analíticamente obtenida es de 556 toneladas y por medio del software es de 528.52 toneladas, es decir el 4.58%.
4. En el rango de variación de los parámetros de resistencia del suelo, para el ángulo de fricción la variación de la carga fue de aproximadamente 1 tonelada. Para la cohesión el rango de variación fue en promedio de 0,15 toneladas y para el módulo de elasticidad, la variación estuvo entre 13,5 y 105,3 toneladas. De acuerdo a esto se concluye que el módulo de elasticidad es el parámetro de mayor sensibilidad para este análisis.
5. Se recomienda emplear la alternativa del grupo de pilotes de longitud de 13.0 metros y diámetro de 1.50 metros para el estribo No. 1 y longitud de 17.0 metros y diámetro de 1.5 metros para el estribo No. 2.
6. Finalmente se puede concluir que, para los diseños de cimentaciones es importante comparar los resultados mediante un software ya que nos permite observar y tomar con mayor profundidad y exactitud los parámetros, el software es útil para hacer comparaciones, observar

gráficas, todo esto nos hace más sencillo para un análisis más profundo y finalmente dar los resultados y conclusiones con la mayor exactitud posible.

Referencias

- CCP 14. (2014). *Norma Colombiana de diseño de Puentes 2014*,.
- DANE. (2005). *Resultados y proyecciones (2005-2020) del censo 2005*. Bogotá D.C.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning INC.
- Díaz, J. S. (2009). *Deslizamientos. Tomo II: Técnicas de Remediación*. Bucaramanga: UIS.
- Gobernación Norte de Santander. (17 de 05 de 2019). *Gobernación Norte de Santander*.
Obtenido de <https://www.nortedesantander.gov.co/Noticias-Gobernaci%C3%B3n-Norte-de-Santander/ArticleID/12807/V%C3%ADa-Astilleros-Tib%C3%BA-se-beneficiar%C3%A1-con-la-construcci%C3%B3n-de-tres-puentes>
- IngeoExploraciones. (2017). *Informe exploración geofísica mediante Refracción Sísmica en el Corredor Vial Astilleros-Tibú, departamento de Norte de Santander*. Bucaramanga.
- Instituto Geográfico Agustín Codazzi, I. (07 de 05 de 2016). *Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC*. Obtenido de <https://www.igac.gov.co/es/noticias/tibu-municipio-del-norte-de-santander-en-donde-renacera-la-paz>
- Jaime Suárez. (07 de 11 de 2019). *comportamiento de puentes en áreas inestables: el caso del sistema de fallas y los coluviones de la leona*. Bucaramanga, Colombia.
- Kourkoulis R, G. F. (2011). *Stabilizing Piles and Pile – Groups: Parametric Study and Design Insights*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- LTDA, P. y. (2017). *Estudios y diseños para el mejoramiento del traado Astilleros-Tibú, tramos PR31+000-PR41+000 y 48+000-50+000 vía Astilleros-Tibú, Corredor vial de La Paz, Departamento Norte de Santander*.

Martin G.R y Chen C. (2005). Response of piles due to lateral slope movement. *Computers & Structures* , 588-598.

P&D. (2017). *Estudios y diseños para el mejoramiento del traado Astilleros-Tibú, tramos PR31+000-PR41+000 y 48+000-50+000 vía Astilleros-Tibú, Corredor vial de La Paz, Departamento Norte de Santander.*

PBOT Tibú. (2000). *Plan Básico de Ordenamiento Territorial de Tibú - PBOT, Cap 2, pág 51-54,62,68-70.*

Systems, B. (1 de 04 de 2022). *Bentley Systems - Producto PLAXIS.* Obtenido de <https://www.bentley.com/es/products/brands/plaxis>

Apéndice B. Informe de exploración de campo, ensayos geofísicos y de laboratorio.

Apéndice C. Modelos de los pilotes en Plaxis 3D.

Apéndice D. Análisis de sensibilidad.

Apéndice E. Modelo de los pilotes en Plaxis 3D – Estribo 1 d=1,30m, L=13,00m.

Apéndice F. Modelo de los pilotes en Plaxis 3D – Estribo 1 d=1,00m, L=13,00m.