

TRABAJO DE GRADO

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS
EMPLEADAS EN INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN BOGOTÁ D.C. Y
SU RELACIÓN CON LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS





**Maestría en Infraestructura Vial
Proyecto de Grado**



**ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS
EMPLEADAS EN INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN BOGOTÁ D.C. Y SU
RELACIÓN CON LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.**

Presentado por:

JENNIFER GÓMEZ MARTÍN



**UNIVERSIDAD SANTO TOMAS DE AQUINO
FACULTAD DE INGENIERÍA
MAESTRÍA DE INFRAESTRUCTURA VIAL
BOGOTÁ D.C.
2020.**



**ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS
EMPLEADAS EN INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN BOGOTÁ D.C. Y SU
RELACIÓN CON LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.**

JENNIFER GÓMEZ MARTÍN

Tesis para optar al título de Magister en infraestructura vial

**Director:
JORGE ARTURO PINEDA JAIMES
Ingeniero Civil, MG, PhD**

**UNIVERSIDAD SANTO TOMAS DE AQUINO
FACULTAD DE INGENIERÍA
MAESTRÍA DE INFRAESTRUCTURA VIAL
BOGOTÁ D.C.
2020.**



Nota de aceptación:

Jurado:

Jurado:

Ciudad y fecha:



AGRADECIMIENTOS

Agradezco profundamente a Dios por acompañarme siempre, brindarme sabiduría y llenar mi vida de grandes bendiciones. Ser una mano amiga en todo momento, darme la fortaleza necesaria para continuar adelante en cada meta propuesta a pesar de las dificultades y limitaciones que pueden presentarse en el camino, así como poder contar con la fortuna de conocer personas que con sus enseñanzas me han permitido crecer profesionalmente.

A mi familia, en especial a mi mamá por su apoyo incondicional, su amor y su motivación durante todo este proceso que no ha sido fácil de superar, así como por todo su esfuerzo siendo padre y madre permitiéndome alcanzar el anhelado sueño de ser Ingeniera Civil.

Al Doctor Jorge Arturo Pineda Jaimes, a quien respeto y admiro profundamente, agradezco todo el conocimiento brindado como profesor de maestría, por creer en mí y aceptar ser mi tutor de tesis en un momento en el cual pensaba desistir, su inmensa paciencia, su excelente disposición, su valiosa y constante colaboración, así como sus palabras de ánimo en momentos complicados que se presentaron en el desarrollo de este trabajo.



Maestría en Infraestructura Vial
Proyecto de Grado



Nunca dejes de intentar pues el éxito casi nunca viene en el primer intento
Anónimo



RESUMEN

En este trabajo se presenta un análisis de las magnitudes de desplazamientos que pueden presentarse en suelos blandos bajo una secuencia de excavación y apuntalamiento definida para procesos constructivos asociados a obras viales a desnivel, para lo cual se definen dos sitios de estudio en la ciudad de Bogotá ubicados específicamente en la Avenida Américas con Calle 26 y Calle 94 con Carrera 30, se caracteriza el comportamiento mecánico de los materiales mediante información secundaria obtenida de estudio de suelos desarrollados en estos sitios y se establecen criterios metodológicos para la evaluación de los esfuerzos y deformaciones presentados en el terreno por efecto de la variación de las cargas en el corto y largo plazo.

Para la evaluación de análisis de estabilidad, se hace uso de modelos matemáticos asociados a métodos tradicionales y más sofisticados como son: equilibrio límite y elementos finitos empleando las herramientas computacionales SLIDE y PHASE, a partir de los cuales se realiza un análisis comparativo de las condiciones de estabilidad obtenidas y la adaptación de estos métodos a las características reales del subsuelo, así como la influencia de los elementos de apuntalamiento y secuencia constructiva en los desplazamientos obtenidos.

Palabras clave:

Excavaciones, Apuntalamiento, Esfuerzos, Deformaciones, Cargas, Secuencia Constructiva, Análisis, Desplazamientos, Suelos Blandos,



ABSTRACT

This document presents an analysis of the magnitudes of displacements that can occur in an excavation carried out in soft soils under a defined shoring sequence and in construction processes associated with uneven road works, for which two study sites are defined in Bogotá city located specifically on Americas Avenue with 26 street and 94 street with 30, the mechanical behavior of the materials is characterized by secondary information obtained from soil studies and methodological criteria are established for the evaluation of the stresses and deformations presented in the terrain as a result of the variation of the loads in the short and long term, and the behavior in this sense of the limit states of service on the surface and on the walls of the excavation.

For the evaluation of stability analysis, mathematical models associated with traditional and more sophisticated methods are used, as: limit equilibrium and finite elements using computational tools SLIDE and PHASE, comparing the results. Validate the adaptation of the methods to the real characteristics of the subsoil and the influence of the shoring elements and the excavation construction sequence.

Key words:

Excavations, Shoring, Efforts, Deformations, Loads, Construction Sequence, Analysis, Displacement, Soft Soils.



TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	5
RESUMEN.....	7
LISTA DE FIGURAS.....	11
LISTA DE TABLAS	13
LISTA DE ANEXOS.....	15
INTRODUCCIÓN.....	16
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	19
1. OBJETIVOS.....	22
1.1. OBJETIVO GENERAL.....	22
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
1. GENERALIDADES DE LOS SUELOS DE BOGOTÁ D.C.....	23
1.1. CARACTERÍSTICAS GEOLOGICO - GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS DE BOGOTÁ D.C.	23
1.1.1. Condiciones geológicas locales del área de estudio:	23
1.1.2. Condiciones Geotécnicas del área de estudio.....	25
1.2. ANTECEDENTES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS DE BOGOTÁ.....	30
1.3. INVESTIGACIONES ASOCIADAS AL ANÁLISIS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIONES EN SUELOS DE LA SABANA DE BOGOTÁ.....	33
2. DEFINICIÓN DEL MODELO DE ANALISIS.....	36
2.1. GENERALIDADES.....	36
2.1.1. Consideraciones generales de la mecánica de suelos	36
2.1.2. Análisis de comportamiento geotécnico de excavaciones.....	40
2.1.2.1. Métodos de equilibrio límite.....	40
2.1.2.2. Método de elementos finitos	42
2.2. MODELOS GEOTECNICOS CASOS DE ESTUDIO	43
2.2.1. Caso 1 – Américas con Calle 26	43
2.2.1.1. Caracterización física:	45
2.2.1.2. Caracterización geomecánica – Condición No Drenada	56
2.2.1.3. Caracterización geomecánica – Condición Drenada	61
2.2.1.4. Definición de Modelo geotécnico - Caso 1 Américas Calle 26	66
2.2.2. Caso 2 – Calle 94 con Carrera 30.....	68
2.2.2.1. Caracterización física:	70
2.2.2.2. Caracterización geomecánica – Condición No Drenada:	81
2.2.2.3. Caracterización geomecánica – Condición Drenada:	85
2.2.2.4. Definición de modelo geotécnico – Caso 2 Calle 94 con Carrera 30	89
2.2.3. Resultados modelos geotécnicos casos de estudio	91
3. PROCESO DE SIMULACIÓN NUMERICA CASOS DE ESTUDIO	93
3.1. CASO 1 – AMÉRICAS CON CALLE 26	93
3.1.1. Características generales de diseño	93
3.1.2. Resultados simulación por Equilibrio Limite.....	100
3.1.2.1. Simulación bajo Condiciones No Drenadas – Etapa excavación inicial	101
3.1.2.2. Simulación bajo Condiciones No Drenadas – Etapa excavación total	103
3.1.2.3. Simulación bajo Condiciones Drenadas.....	105
3.1.3. Resultados simulación Elementos finitos	108
3.1.3.1. Evaluación de la Condición No Drenada:.....	110
3.1.3.2. Evaluación de la Condición Drenada:	114
3.2. CASO 2 – CALLE 94 CON NQS.....	116
3.2.1. Características generales de diseño	116
3.2.2. Resultados Equilibrio limite	121



3.2.2.1	Condiciones No Drenadas – Etapa de excavación inicial.....	121
3.2.2.2.	Condición No Drenada – Etapa de Excavación total.	123
3.2.2.3.	Condiciones Drenadas	125
3.2.3.	Resultados Simulación Elementos Finitos	126
3.2.3.1.	Evaluación de la Condición No Drenada:.....	128
3.2.3.2.	Evaluación de la Condición Drenada:	132
3.	ANALISIS DE RESULTADOS.....	135
3.1.	DIFERENCIAS MÉTODO DE EQUILIBRIO LIMITE CASOS DE ESTUDIO.....	137
3.2.	DIFERENCIAS MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS CASOS DE ESTUDIO	139
3.3.	RELACIONES CUANTITATIVAS DE LOS DESPLAZAMIENTOS.....	145
3.3.1.	Caso de estudio 1 – Américas con Calle 26	147
3.3.2.	Caso de estudio 2 – Calle 94 con Carrera 30	153
3.4.	RESULTADOS EN FUNCIÓN AL MÉTODO DE ANALISIS	160
4.	CONCLUSIONES.....	162
5.	RECOMENDACIONES	168
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	169
ANEXOS		173



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mapa geológico de Bogotá	24
Figura 2. Zonificación geotécnica y sísmica de Bogotá	26
Figura 3. Limite liquido zona de arcillas blandas.....	28
Figura 4. Problemas de Asentamientos en Edificaciones bogotanas	31
Figura 5. Fallas en superficie edificio Green Office.....	32
Figura 6. Condiciones Drenadas y No Drenadas según tipo de suelo	36
Figura 7. Incremento de la presión de poros por el terraplén (Simons & Menzies, 2000).....	38
Figura 8. Criterio Plástico de Mohr-Coulomb (Ismael Herrera, 1976).....	40
Figura 9. Localización sondeos caso 1 – Américas con calle 26.....	44
Figura 10. Localización aproximada Caso 1 de estudio zona geotécnica	67
Figura 11. Localización sondeos caso 2 – Américas con calle 94.....	69
Figura 12. Localización aproximada caso de estudio 2 en zona geotécnica Decreto 523 de 2010. .	90
Figura 13. Vista general paso deprimido Av. Américas con Calle 26 – Sentido Oriente Occidente..	94
Figura 14. Vista General Costado Oriental paso deprimido Av. Américas con Calle 26	95
Figura 15. Conector vial Calle 26 - Américas paso deprimido	95
Figura 16. Vista General Costado Occidental paso deprimido Av. Américas con Calle 26.....	95
Figura 17. Construcciones costado Occidental - paso deprimido Américas Calle 26	96
Figura 18. Vista general interna- paso deprimido Américas Calle 26	96
Figura 19. Conectores Viales- paso deprimido Américas Calle 26.....	97
Figura 20. Sección transversal secuencia excavación deprimido Américas con calle 26	100
Figura 21. Características generales Slide 6.0, Américas con calle 26	101
Figura 22. Propiedades de los materiales condición no drenada, Américas con calle 26.....	102
Figura 23. Etapa excavación inicial costado oriental – Condiciones No Drenadas Caso 1.....	103
Figura 24. Etapa excavación inicial costado occidental – Condiciones No Drenadas Caso 1	103
Figura 25. Etapa excavación final costado oriental – Condiciones No Drenadas Caso 1	104
Figura 26. Etapa excavación final costado occidental – Condiciones No Drenadas Caso 1	105
Figura 27. Propiedades de los materiales Slide 6.0, Américas con calle 26	106
Figura 28. Características geométricas – Condición Drenada Caso 1	106
Figura 29. Resultados condición drenada Caso 1 (costado occidental)	107
Figura 30. Resultados condición drenada Caso 1 (costado oriental)	107
Figura 31. Desplazamientos totales Pantalla – Caso de estudio 1.....	111
Figura 32. Desplazamientos totales excavación etapa 1 – Caso de estudio 1.....	111
Figura 33. Desplazamientos totales excavación etapa 2 – Caso de estudio 1.....	112
Figura 34. Desplazamientos totales viga cabezal – Caso de estudio 1.....	112
Figura 35. Desplazamientos totales placa de fondo – Caso de estudio 1	113
Figura 36. Desplazamientos totales Operación – Caso de estudio 1	113
Figura 37. Desplazamientos totales Operación Condición Drenada – Caso de estudio 1	115
Figura 38. Vista general costado Occidental – Deprimido Calle 94 con Carrera 30.....	117
Figura 39. Vista general costado Occidental – Deprimido Calle 94 con Carrera 30.....	117
Figura 40. Vista general Interna – Deprimido Calle 94 con Carrera 30	118
Figura 41. Secuencia de excavación caso 2 – Calle 94 con Carrera 30	121
Figura 42. Propiedades Geomecánicas condición no drenada caso 2 – Calle 94 con Carrera 30 .	122
Figura 43. Resultado Condición No Drenada Etapa 1 – Caso 2 (Costado Occidental).....	122
Figura 44. Resultado Condición No Drenada Etapa 1 – Caso 2 (Costado Oriental)	123
Figura 45. Resultados Condición No Drenada Etapa Total – Caso 2 (Costado Oriental)	124
Figura 46. Resultados Condición No Drenada Etapa Total – Caso 2 (Costado Occidental).....	124
Figura 47. Resultados Condición Drenada – Caso 2 (Costado Occidental)	125
Figura 48. Resultados Condición Drenada – Caso 2 (Costado Oriental)	126
Figura 49. Desplazamientos totales Pantalla	129



Figura 50. Desplazamientos totales etapa de excavación Inicial.....	130
Figura 51. Desplazamientos totales etapa de excavación total	130
Figura 52. Desplazamientos totales Vigas Cabezales	131
Figura 53. Desplazamientos totales Placa de Fondo	131
Figura 54. Desplazamientos totales etapa de operación	132
Figura 55. Desplazamientos totales etapa de operación	134
Figura 56. Factores de Seguridad a los 3 m de excavación – Condición No Drenada	137
Figura 57. Factores de Seguridad a los 6 m de excavación – Condición No Drenada	137
Figura 58. Factores de Seguridad a los 6 m de excavación – Condición Drenada	138
Figura 59. Desplazamientos Fase colocación Pantalla – Condición No Drenada.....	140
Figura 60. Desplazamientos Fase Excavación Etapa 1 – Condición No Drenada	140
Figura 61. Desplazamientos Fase Excavación Etapa 1 – Condición No Drenada	141
Figura 62. Desplazamientos Fase Instalación Viga Cabezal – Condición No Drenada	141
Figura 63. Desplazamientos Fase Instalación Placa de Fondo – Condición No Drenada	142
Figura 64. Desplazamientos Fase Operación – Condición No Drenada	142
Figura 65. Desplazamientos Fase Operación – Condición Drenada	143
Figura 66. Puntos de análisis Desplazamientos	145
Figura 67. Puntos de análisis Desplazamientos en superficie	146
Figura 68. Puntos de análisis Desplazamientos Pantallas	146
Figura 69. Puntos de análisis Desplazamientos área de excavación	147
Figura 70. Desplazamientos Etapa 1 de excavación (34,85 m x 3 m) – corto plazo	147
Figura 71. Desplazamientos Etapa 2 de excavación (34,85 m x 6 m) – corto plazo	148
Figura 72. Desplazamientos Etapa Operación – Corto plazo	148
Figura 73. Desplazamientos Etapa Operación – Largo plazo.....	149
Figura 74. Desplazamientos Etapa 1 de excavación (12,6 m x 3 m) – corto plazo	154
Figura 75. Desplazamientos Etapa 2 de excavación (12,6 m x 6 m) – corto plazo	154
Figura 76. Desplazamientos Etapa Operación – Corto plazo	155
Figura 77. Desplazamientos Etapa Operación – Largo plazo.....	155



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Depósitos geológicos de las áreas de estudio	25
Tabla 2. Zonas Geotécnicas y sísmicas de las áreas de estudio.....	26
Tabla 3. Parámetros geotécnicos de la Sabana de Bogotá	29
Tabla 4. Características generales sondeos – caso 1 Américas con calle 26	44
Tabla 5. Clasificación USCS – Caso 1 Américas con calle 26.....	45
Tabla 6. Resultados estadísticos Limite Liquido – Caso 1	49
Tabla 7. Resultados estadísticos Limite Plástico – Caso 1	50
Tabla 8. Resultados estadísticos Índice Plástico – Caso 1	51
Tabla 9. Resultados estadísticos humedad natural – Caso 1	52
Tabla 10. Resultados Índice de Liquidez (IL)	53
Tabla 11. Valores de Gravedad Especifica – Caso de estudio 1	54
Tabla 12. Resultados generales estadística descriptiva pesos unitarios (kN/m^3).....	54
Tabla 13. Estadística descriptiva pesos unitarios (kN/m^3) a varias profundidades	55
Tabla 14. Coeficiente de Compresibilidad Caso 1 de estudio	56
Tabla 15. Resultados generales estadística descriptiva Resistencia al Corte No Drenada.....	57
Tabla 16. Estadística descriptiva Resistencia al Corte No Drenada a varias profundidades.....	58
Tabla 17. Resultados generales estadística descriptiva módulo de elasticidad	59
Tabla 18. Estadística descriptiva módulo de elasticidad a varias profundidades	59
Tabla 19. Resultados estadísticos ensayos de laboratorio – caso 1 Américas con calle 26.	60
Tabla 20. Resultados generales estadística descriptiva ángulos de fricción	62
Tabla 21. Estadística descriptiva ángulos de fricción a varias profundidades	63
Tabla 22. Resultados generales estadística descriptiva cohesión	63
Tabla 23. Estadística descriptiva cohesión a varias profundidades	64
Tabla 24. Resultados estadísticos ensayos de laboratorio – caso 1 Américas con calle 26	65
Tabla 25. Resultados promedio ensayos de laboratorio – caso 1 Américas con calle 26.	68
Tabla 26. Características generales sondeo calle 94 con NQS	69
Tabla 27. Clasificación USCS – Caso 2 Calle 94 con NQS	70
Tabla 28. Resultados limite liquido caso 2	74
Tabla 29. Resultados limite plástico caso 2.....	75
Tabla 30. Resultados índice plástico caso 2	76
Tabla 31. Resultados humedad caso 2	77
Tabla 32. Resultados de Índice de Liquidez Caso de estudio 2.....	78
Tabla 33. Gravedad Especifica Caso de estudio 2.....	79
Tabla 34. Índice de Compresibilidad Caso de estudio 2	79
Tabla 35. Pesos unitarios (kN/m^3) estadística descriptiva caso 2.....	80
Tabla 36. Resistencia al Corte No Drenada estadística descriptiva caso 2.....	82
Tabla 37. Módulo de elasticidad estadística descriptiva caso 2.....	83
Tabla 38. Resultados de ensayos de laboratorio – Caso 2.....	83
Tabla 39. Ángulos de fricción estadística descriptiva caso 2	85
Tabla 40. Cohesión estadística descriptiva caso 2.....	87
Tabla 41. Resultados de ensayos de laboratorio – Caso 2.....	87
Tabla 42. Resultados promedio ensayos de laboratorio – Caso 2 Calle 94 con NQS.....	91
Tabla 43. Sección transversal – caso 1 Américas con calle 26	93
Tabla 44. Sección transversal – caso 1 Américas con calle 26	94
Tabla 45. Cargas en superficie – caso 1 Américas con calle 26.....	97
Tabla 46. Características maquinaria excavación	98
Tabla 47. Modelo Geotécnico – Caso 1 Américas con calle 26.	98
Tabla 48. Factores de Seguridad Caso 1	108



Tabla 49. Propiedades de los materiales Caso 1 – Elementos Finitos	110
Tabla 50. Propiedades de elementos estructurales Caso 1 – Elementos Finitos	110
Tabla 51. Módulos de elasticidad Condición Drenada	115
Tabla 52. Sección transversal – caso 2 calle 94 con NQS.....	116
Tabla 53. Sección transversal – caso 1 Américas con calle 26	116
Tabla 54. Cargas en superficie – caso 1 Américas con calle 26.....	119
Tabla 55. Características maquinaria excavación	119
Tabla 56. Modelo geotécnico – Caso 2 Calle 94 con NQS.	120
Tabla 57. Factores de Seguridad Caso 2	126
Tabla 58. Propiedades de los elementos estructurales Caso 2 – Elementos Finitos	128
Tabla 59. Propiedades de los materiales Caso 2 – Elementos Finitos	129
Tabla 60. Módulos de elasticidad Condición Drenada	133
Tabla 61. Comparación propiedades mecánicas de los materiales casos de estudio	135
Tabla 62. Comparación Índices de Compresibilidad casos de estudio	136
Tabla 63. Comparación Módulos de Elasticidad Resistencia Drenada casos de estudio.....	136
Tabla 64. Factores de Seguridad Casos de Estudio	138
Tabla 65. Profundidades Superficies de Falla Casos de Estudio.....	139
Tabla 66. Resultados de Esfuerzos Totales en kPa - Casos de estudio.....	144
Tabla 67. Resultados de Desplazamientos Totales en (m) -centro de excavación Casos de estudio	144
Tabla 68. Relación de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26	149
Tabla 69. Relación cuantitativa de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26.....	152
Tabla 70. Relación de desplazamientos - Caso 2 Calle 94 con Carrera 30.....	156
Tabla 71. Relación de desplazamientos - Caso 2 Calle 94 con Carrera 30.....	159



LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Simulación Slide – Americas con 26	174
Anexo 2. Resultados modelación Phase – Americas con 26.....	181
Anexo 3. Resultados modelación Slide – Calle 94 con Carrera 30.....	189
Anexo 4. Resultados modelación Phase – Calle 94 con Carrera 30	196



INTRODUCCIÓN

La migración de personas a ciudades capitales ha generado la necesidad de mayores construcciones de toda índole. Esta situación, en combinación con el reducido espacio con el cual se cuenta para el desarrollo de los proyectos, ha llevado a los constructores y planificadores de proyectos de infraestructura a buscar aproximarse en un mejor aprovechamiento del subsuelo para incrementar las áreas útiles, construyendo edificaciones de gran altura con parqueaderos y obras subterráneas con las cuales se pueda mejorar condiciones de movilidad del tránsito en desarrollos viales urbanos.

En este contexto, el diseño y ejecución de excavaciones cada vez más profundas (8 m a 12 m bajo la superficie) en suelos blandos lacustres y con intercalaciones de materiales granulares, cuyas características geomecánicas varían de manera considerable e inciden en los desplazamientos totales que se presentan tanto en la superficie como en el frente de excavación, requiere de un análisis y seguimiento juicioso en pro de garantizar la estabilidad de la obra y el entorno, a corto y largo plazo.

Actualmente esta situación ha generado un amplio interés de los investigadores en virtud de evaluar los métodos de diseño, construcción y control de excavaciones, por lo que se evidencian diversos documentos técnicos que compilan una serie de análisis y conclusiones respecto a los cambios en la distribución de esfuerzos - deformaciones de los suelos al momento de realizar este tipo de movimientos de tierras e implantar una estructura a desnivel, ocasionando deformaciones y fallas que en ciertos casos pueden llegar a repercutir en un perímetro amplio, no obstante, se observa en la práctica que aún se presenta incertidumbre en los resultados del comportamiento de los suelos en condiciones reales lo que conlleva a elegir procesos constructivos inadecuados. La simulación numérica de las etapas constructivas de excavaciones profundas integrando diferentes métodos de análisis permiten una predicción del desempeño del sistema constructivo y su relación con la seguridad del entorno.

En virtud de lo expresado anteriormente, y la necesidad que hoy por hoy se impone de nuevas obras principalmente de índole vial que permitan superar los problemas de movilidad y reducir los tiempos de desplazamiento, es fundamental elaborar, en el marco de los estudios de geotecnia modernos, un análisis del comportamiento de excavaciones incorporando las mejores predicciones de desplazamientos y deformaciones en las condiciones previstas de trabajo y en diferentes etapas constructivas.

Este trabajo analizó dos casos de estudio de intercambiadores viales deprimidos en la ciudad de Bogotá, en la zona de suelos blandos, para los cuales se emplearon herramientas de análisis tanto de equilibrio límite como de elementos finitos para evaluar críticamente el desarrollo de las etapas de excavación y la evolución de factores de seguridad y desplazamientos para las secuencias constructivas más probables implementadas en la fase de construcción. Los análisis se realizaron a partir de la información recopilada para cada caso, la cual es escasa incluso en los documentos de diseño de detalle. Los análisis retrospectivos en términos del comportamiento de los factores de seguridad y desplazamientos en el corto y largo plazo, permitieron establecer una aproximación de la incidencia de la secuencia de excavación y apuntalamiento en los desplazamientos en



superficie y/o fondo, identificando en diferentes puntos de los sistemas de los dos casos las principales variaciones que pueden obtenerse entre los métodos a estudiar.

Es preciso añadir que los suelos lacustres Bogotanos, representan un reto de importancia en la construcción de obras civiles, debido a que son depósitos relativamente jóvenes, ligeramente sobreconsolidados en la superficie, con profundidades de estrato que oscilan entre 50 m y 100 m, resistencia baja, deformabilidad y niveles freáticos altos, en los cuales se han presentado fallas superficiales y de fondo al momento de realizar trabajos de excavación, así como asentamientos que han afectado las estructuras vecinas cuando son superadas las deformaciones admisibles del suelo, provocando agrietamiento y hasta el colapso de estructuras y vías urbanas adyacentes, sobrecostos de los proyectos y procesos de rediseño de estructuras.

Los principales problemas identificados en excavaciones ejecutadas en suelos la ciudad de Bogotá, generalmente se asocian a: fallas de resistencia en los suelos a causa de procesos constructivos acelerados, métodos de apuntalamiento inadecuados, carencia de monitoreo de los desplazamientos y caracterización inadecuada del subsuelo, condiciones que al ser valoradas pueden atribuirse a aspectos tales como: deficiencias en el diseño, época invernal, carencia de monitoreo, reducción de costos, errores humanos.

Teniendo en cuenta lo anterior, el presente trabajo se estructura de la siguiente forma:

Capítulo I

En este primer capítulo, se realizó una revisión bibliográfica de las generalidades geológicas, comportamiento físico y mecánico de los suelos bogotanos, situaciones geotécnicas presentadas, así como una compilación de las principales investigaciones realizadas sobre esta temática. Con esta Información se contará con un soporte técnico mediante el cual se fundamenten muchos de los análisis y resultados obtenidos en el presente trabajo, principalmente los derivados en ensayos de suelo para la definición de los modelos geotécnicos correspondientes a los dos casos de estudio.

Capítulo II

Este aparte contiene la definición de las condiciones geotécnicas a partir de las cuales se basan los modelos de análisis, esto es: condiciones de resistencia al corte del subsuelo para el corto y largo plazo, modelo constitutivo para la evaluación del comportamiento mecánico del subsuelo, métodos de análisis de estabilidad y modelos geotécnicos con la caracterización física y geomecánica de los suelos que componen las áreas donde se localizan los dos casos de estudio, contruidos a partir de ensayos y laboratorios realizados por los consultores originales. Respecto a la información de caracterización física que logro obtenerse de estudios, debe señalarse que es mínima dado que solo fue posible caracterizar tres sondeos del total ejecutado por disponibilidad de información, respecto a las variables de análisis se consideraron las más relevantes y de las que se pudo obtener información completa para dar cumplimiento al objetivo definido.

Capítulo III

Con los parámetros geotécnicos (físicos y geomecánicas) definidos para cada una las zonas de estudio y establecidos los criterios metodológicos aplicables para la evaluación del



comportamiento del subsuelo (esfuerzos, deformaciones), en este capítulo se procedió a realizar la simulación numérica para la evaluación de deformaciones y desplazamientos mediante las herramientas tecnológicas SLIDE 6.0 (método de equilibrio límite) y PHASE 2.0 (método de elementos finitos), previo a esto se asoció entre otros: parámetros del modelo geotécnico para condición drenada y no drenada, cargas permanentes y transitorias, geometría de la excavación, elementos estructurales, tipo de apuntalamiento, y secuencia del proceso constructivo. Posteriormente, se relacionaron los resultados obtenidos en cada uno de los métodos de análisis (equilibrio límite y elementos finitos) para los dos sitios de estudio.

Capítulo IV

Finalmente se realizó un análisis puntualizando la relación directa que tienen los sistemas de apuntalamiento y geometría de la excavación en los desplazamientos presentados, así como las posibles acciones que pueden mejorar las condiciones experimentadas. De igual forma, se revisaron las principales variaciones obtenidas entre el método tradicional de análisis (equilibrio límite) y el método de elementos finitos en pro de dar cumplimiento al estado límite servicio.



PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Entre las particularidades que presentan geotécnicamente los suelos blandos de la sabana de Bogotá, se tiene un problema que debe ser considerado desde la etapa de planeación de los proyectos de infraestructura, el cual se define como: ***la ocurrencia de posibles desplazamientos en el fondo y superficie durante la ejecución de excavaciones profundas***, cuya causa directa se encuentra relacionada con la baja resistencia al corte de los materiales a la cual se asocia una causa indirecta esto es, altas deformaciones dada la compresibilidad que presentan estos suelos (tipo de material y elevado grado de saturación) y que conllevan a tener como efecto hundimientos (fallas) que indiquen en la integridad de las estructuras existentes y la vida humana. Partiendo de estas premisas a continuación, se relacionan algunos aspectos a considerar:

En Bogotá afloran rocas sedimentarias de origen marino y continental, con edades entre el Cretáceo y Terciario, y depósitos sedimentarios poco consolidados de edad Pleistoceno a reciente. (INGEOMINAS, 1995-a: Caro et, 1996). Las características de los suelos que componen la Sabana de Bogotá corresponden a depósitos de limos, arcillas y ocasionalmente arenas, lo cual es producto del ambiente propicio que dejó el relleno de arcillolitas del terciario y la inundación de buena parte del cuaternario. La composición de estos depósitos es una sucesión de limos, arcillas y arcillas-limosas, es posible encontrar capas orgánicas de hasta 2m de espesor entre 20 m y 30 m de profundidad, y una lámina de arena fina y densa alrededor de los 34 m., bajo esta capa se ha comprobado la existencia de grandes cambios en las características geomecánicas del suelo; en efecto algunos sondeos llevados hasta 60 m., muestran una creciente resistencia del suelo (limos arcillosos endurecidos y agrietados).¹

Los sistemas de contención como cualquier estructura de ingeniería no deben fallar, en este tipo de estructuras la falla es un problema de comportamiento relacionado con resistencia y deformación, esta situación puede presentarse por varias razones asociadas con: la falla de la estructura misma (estado límite de resistencia), falla del suelo razón por la cual su diseño debe satisfacer la capacidad soporte admisible. Ahora bien, para mitigar este tipo de situaciones es importante contar con una correcta caracterización de las propiedades de los suelos que permitan determinar correctamente los esfuerzos, delimitar acertadamente la extensión de un desplazamiento y evaluar las posibles causas del movimiento o de falla eventual, para de este modo tomar oportunamente las medidas de corrección, con las que se garanticen los respectivos factores de seguridad.

De esta forma, considerando lo anteriormente expuesto como métodos para evaluar el comportamiento de las fuerzas (esfuerzos y deformaciones) que pueden producirse a la hora de generar algún tipo de cambio en la masa de suelo por retiro de material e imposición de carga, se destacan soluciones por elementos finitos, diferencias finitas, métodos basados en campos de esfuerzo y deformación unitaria dentro del cuerpo estudiado (equilibrio límite).

En el proceso constructivo de una excavación en suelos blandos ciertas zonas son susceptibles a la ocurrencia de desplazamientos tanto laterales como del fondo de la

¹ INGEOMINAS, Microzonificación sísmica de Santa fe de Bogotá, 1997.



excavación, esto debido a múltiples factores dentro de los que se encuentran, más no se limitan a los siguientes:

- La geometría de la excavación proyectada.
- Presencia de flujos de escorrentía superficial y subsuperficial, así como actividades asociables a variaciones en el nivel freático.
- Características físicas y de comportamiento mecánico de los materiales.
- Condiciones geológicas localizadas y de saturación de los materiales.
- Vibraciones producidas en el entorno.

Adicionalmente, algunos expertos indican que *“...En Bogotá debe considerarse los fenómenos de subsidencia y desecación porque tanto las excavaciones como las extracciones de agua subterránea que se ejecuten durante su construcción pueden ocasionar problemas de hundimientos que deben preverse desde las etapas de diseño, para evitar daños en las edificaciones y vías de la superficie...”*². Sumado a lo anterior en la ciudad de Bogotá, se cuenta con antecedentes de proyectos en los cuales durante la ejecución de excavaciones debido a comportamientos geotécnicos y evaluaciones poco rigurosas en el corto y largo plazo se presentaron situaciones como:

- Edificio Green Office en la Carrera 11 con Calle 98 donde a mediados del año 2012 cuando se llevaban a cabo los trabajos de excavación por parte de la firma Pijao para la construcción de sótanos, se generaron hundimientos (fallas en superficie) sobre el corredor vial y parque aledaño, a lo cual explica el Ingeniero Jose Vicente Amortegui en nota del periódico El Tiempo: *“ los terrenos en sectores como la carrera 11 con 98 se caracterizan por ser blandos. Su resistencia es baja y su deformabilidad alta, por lo que en las excavaciones se necesita que se construyan 'pantallas' con mucha profundidad. Si no tiene la profundidad requerida, se corre el riesgo de que la 'pantalla' se mueva y, como efecto, el suelo que rodea la excavación se deslice y genere hundimientos”*
- Hundimientos sobre el corredor vial de la calle 26 con carrera 68, provocados durante los trabajos de excavación para la construcción de sótanos en edificio de la Contraloría. Entre otros proyectos con particularidades similares, como: Construcción edificio Concasa, Construcción centro comercial titan.

Conviene de forma adicional agregar que en Bogotá durante los últimos años, se vienen adelantando diferentes proyectos de mejoramiento de la red vial e infraestructura entre los que figuran intercambiadores a nivel y desnivel, edificios de gran envergadura, con los cuales se busca mejorar las condiciones de calidad de vida. Dentro de los retos que se han afrontado en este tipo de proyectos, la actividad de excavaciones para la acometida de tuberías, cimentaciones y sótanos, pasos a desnivel hace parte de una actividad crítica debido a que en suelos de tipo lacustre sobreconsolidados, saturados y de alta plasticidad como los que predominan en la sabana de Bogotá, existe probabilidad de que se presente fallas de fondo y/o superficiales, las cuales pueden tender a incrementar en función a las dimensiones de la misma, ocasionando que el suelo que rodea la excavación presente deformaciones importantes.

² El Tiempo, Obra de un edificio causa hundimientos en carrera 11 con 98, 2012.



En función a lo anterior, es notable la influencia que poseen las características geomecánicas de los suelos bogotanos en los procesos acelerados de deformación que ocurren cuando la masa de suelo es sometida a esfuerzos que sobrepasan los admisibles, lo cual al no contar con estructuras de contención que logren absorber este tipo de variaciones conllevan a generar graves problemas producto de los desplazamientos producidos. Por esto y otras consideraciones, el estudio de esta problemática es un tema de interés que genera un importante valor agregado en pro de fortalecer la toma de decisiones en las etapas de diseño y construcción en suelos blandos de Bogotá.



1. OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

Establecer relaciones cuantitativas entre la magnitud de los desplazamientos alrededor de una excavación en suelos blandos y las secuencias de apuntalamiento, especialmente enfocadas al desarrollo de infraestructura vial urbana en la sabana de Bogotá.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar una revisión bibliográfica de la información más representativa que requiere conocerse para la definición de un modelo de análisis, así como conocer características geológicas y geotécnicas de los suelos de Bogotá.
- Obtener y determinar parámetros geotécnicos de los suelos asociadas a los dos casos de estudio en la sabana de Bogotá, buscando información de diversos estudios técnicos realizados.
- Emplear análisis acoplados a partir de elementos finitos, para la simulación de las deformaciones en excavaciones profundas a cielo abierto compuestas por suelos blandos en dos casos de estudio.
- Analizar e interpretar gráfica y teóricamente los resultados obtenidos en el estudio de un caso, comparándolo con los arrojados en métodos tradicionales para la misma zona de estudio.



1. GENERALIDADES DE LOS SUELOS DE BOGOTÁ D.C.

En este numeral, se hará una revisión bibliográfica enfocada expresamente en conocer generalidades de diversas investigaciones asociadas al estudio de excavaciones profundas en la ciudad de Bogotá, esto con el fin de tener un contexto que permita abordar de mejor manera la problemática y objetivos planteados en el presente trabajo.

A su vez se relacionarán las características geológicas y geotécnicas de los suelos de la ciudad de estudio, tomando como insumo lo indicado en documento de *Microzonificación Sísmica de la Santa Fe de Bogotá publicado en Agosto de 1997 por el INGEOMINAS y Decreto 523 de 2010*, así como aspectos técnicos referidos en la Norma Sismo Resistente (NSR-10), con esto se busca contar con una línea base de las características geotécnicas de los suelos bogotanos a partir de la cual se tenga una visión general de entrada y un soporte técnico de referencia para interpretar y chequear los resultados que se obtengan en los modelos geotécnicos que serán definidos para cada caso de estudio.

Los sitios seleccionados en los casos de estudio corresponden a la avenida Américas con Calle 26 y Calle 94 con NQS lugares en los cuales se sitúa dos pasos vehiculares a desnivel.

1.1. CARACTERISTICAS GEOLOGICO - GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS DE BOGOTÁ D.C.

A continuación, se describen algunos aspectos de importancia que representan el comportamiento geotécnico del subsuelo de la Sabana de Bogotá principalmente enfocando los resultados sobre las áreas en las cuales se localizan los dos casos de estudio.

1.1.1. Condiciones geológicas locales del área de estudio³:

Teniendo en cuenta que lo descrito en el Manual de Microzonificación de Santafé de Bogotá desarrollado por el INGEOMINAS el cual fuera regulado mediante el Decreto 523 de 2010, las áreas de estudio seleccionadas en la presente investigación localizadas a la altura de la **Calle 94 con NQS** y **Calle 26 con Américas**, poseen las siguientes características geológicas:

Estas zonas se caracterizan por presentar una **geología local** en la que predomina la **Formación sabana (Qs)**, de acuerdo con lo expuesto en la literatura esta formación constituye la mayor parte de la superficie plana Bogotá (oriental y occidental) geomorfológicamente corresponde al nivel de terraza alta. Los materiales que la componen son arcillas plásticas de color gris oscuro con estratos de 0.4 a 1.0 m de espesor, lentes de arena y grava e intercalaciones de ceniza volcánica, las cuales son más abundantes hacia la parte media del depósito, cabe añadir que la presencia de materiales arenosos y gravas son importantes para el almacenamiento de agua. Principalmente en la zona occidental, centro y norte de la ciudad de Bogotá de acuerdo con los estudios geofísicos realizados por el INGEOMINAS, se localizan suelos tipo arcillas y arcillolitas de baja resistencia.

³ Microzonificación Sísmica de la Santa Fe de Bogotá -INGEOMINAS - Agosto de 1997



Es preciso resaltar que lo anterior, guarda coherencia con los resultados de estudios técnicos que fue posible recolectar para las áreas objeto de estudio donde predomina una estratigrafía compuesta por arcillas y limos parcialmente saturados hasta la profundidad estudiada (0 – 45 m).

El depósito geológico predominante de la Formación Sabana (Qs) en los dos puntos de estudio corresponde a **Qta (Deposito Fluvio-lacustre – Terraza Alta)**, tal y como puede apreciarse en la Figura 1 y Tabla 1.

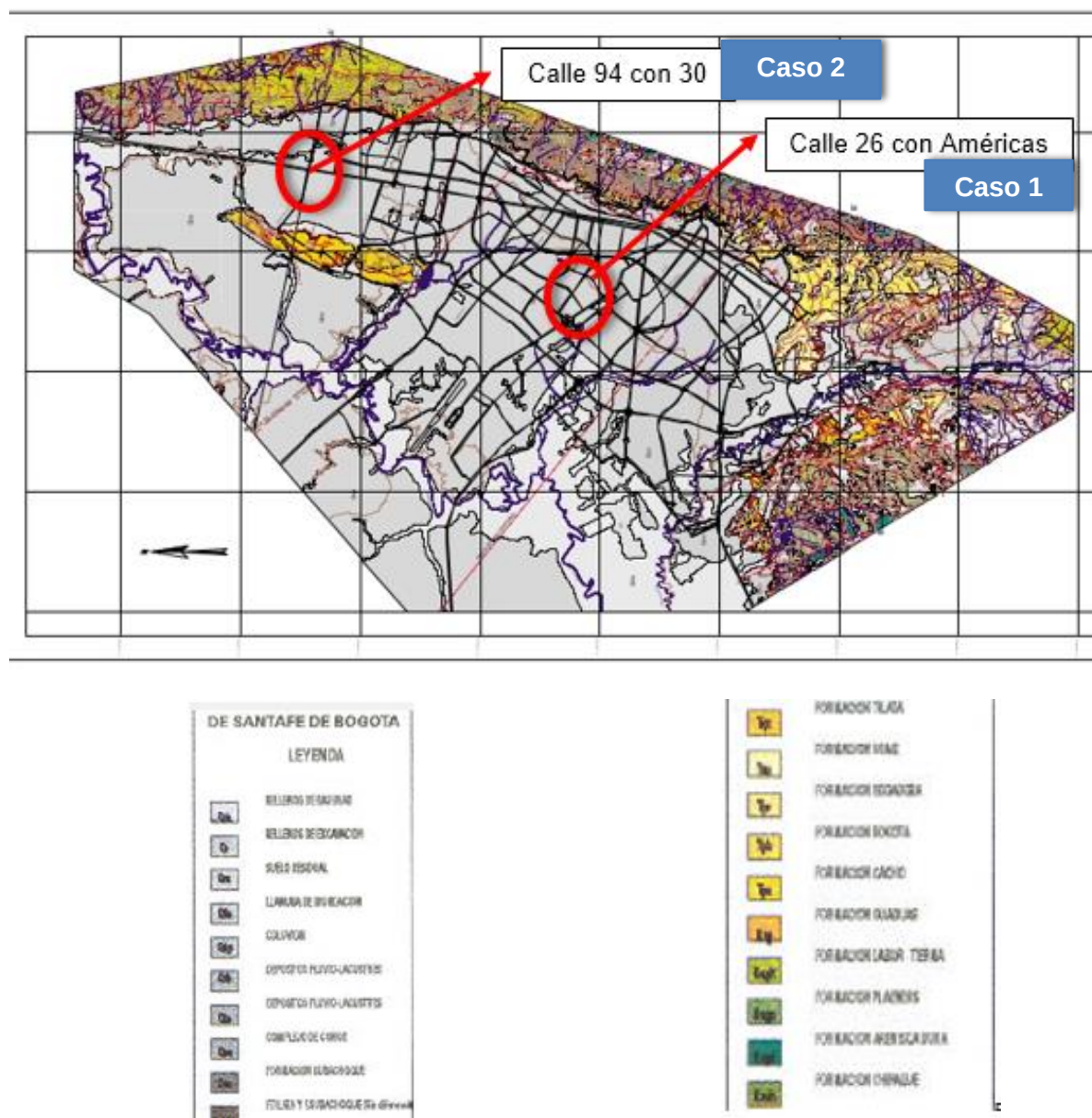
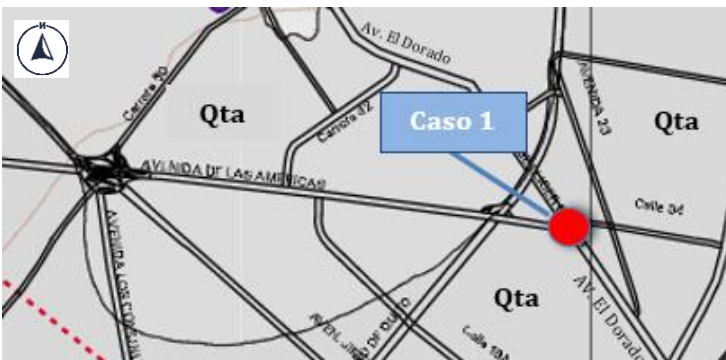
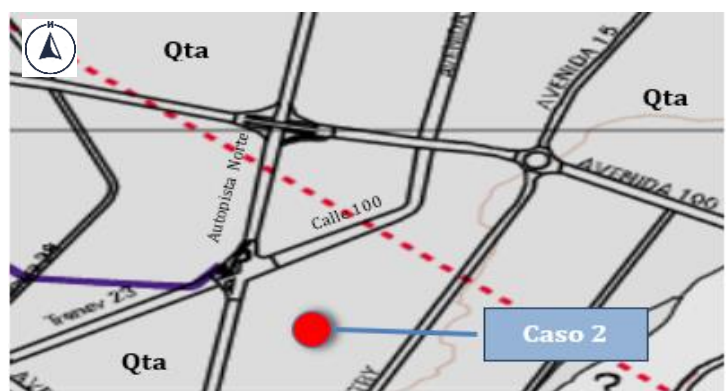


Figura 1. Mapa geológico de Bogotá
Fuente: Microzonificación sísmica de Bogotá, 1997.



Tabla 1. Depósitos geológicos de las áreas de estudio

Depósitos Geológicos área de Estudio	Descripción
 Caso 1 – Calle 26 con Av. Americas	Los depósitos que se localizan en las dos áreas de estudio como se expresó anteriormente corresponden puntualmente a Depósitos lacustres de terrazas altas (Qta) Estos depósitos se caracterizan por la presencia de capas horizontales poco consolidadas compuestas principalmente por arcillas blandas plásticas y en menor proporción por lentes y capas de arcilla turbosa, limo, arenas finas a gruesas, restos de madera y capas de diatomita. La roca base se localiza a más de 200 m de profundidad, sin efecto sobre el perímetro que será estudiado (INGEOMINAS, 1997). Las profundidades alcanzadas por los depósitos de arcillas y limos en estas zonas son de aproximadamente 300 metros con una resistividad que oscila entre 25 a 50 ohm-n. (resistencia baja) (INGEOMINAS, 1997).
 Caso 2 – Calle 94 con Av. NQS	

Fuente: Manual de Microzonificación Sísmica de Bogotá, modificado Autor.

2.2.2. Condiciones Geotécnicas del área de estudio.

Diversos estudios técnicos desarrollados en la ciudad de Bogotá D:C, coinciden en caracterizar estos suelos como arcillas limosas de alta plasticidad sobreconsolidadas superficialmente por fenómenos de desecación del suelo y absorción de humedad de vegetación existente, este tipo de situación incide de manera directa en los procesos de deformabilidad de estos suelos como es común observa en corredores viales a través de las ondulaciones que se forman en la capa de rodadura. Se establece que el efecto de sobreconsolidación aparente oscila entre 1.2 y 1.5 que se mantiene aproximadamente constante con la profundidad (INGEOMINAS, 1997).

Los estudios de zonificación geotécnica del subsuelo de la ciudad de Bogotá adelantados en el año 1997 por el INGEOMINAS referencian la presencia de diferentes zonas con características geomecánicas homogéneas. Bajo esas consideraciones, en el decreto 523 de 2010 se establecen dieciséis (16) zonas geotécnicas con comportamientos mecánicos particulares.



En este sentido y tomando como referencia el mapa de zonificación geotécnica de Bogotá las áreas de los dos casos de estudio se localizan en sitios caracterizados por la presencia de arcillas blandas de alta compresibilidad denominadas zonas Lacustres (Figura 2 y Tabla 2).

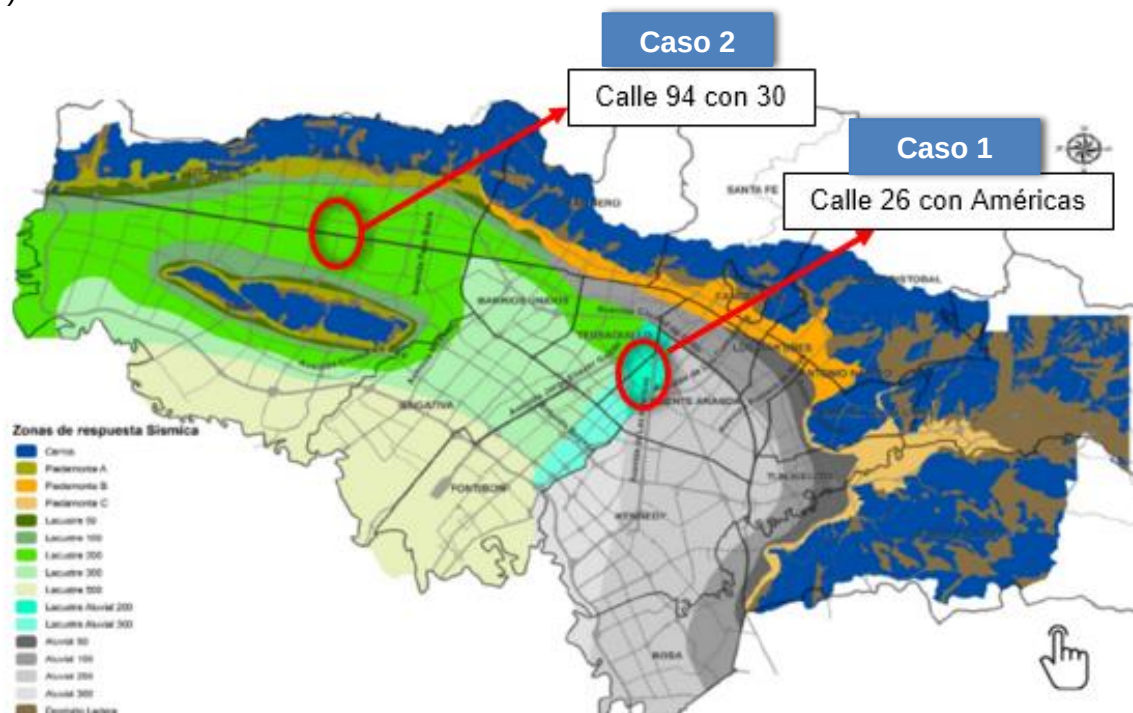


Figura 2. Zonificación geotécnica y sísmica de Bogotá
Fuente: FOPAE

Tabla 2. Zonas Geotécnicas y sísmicas de las áreas de estudio

Zonas Geotécnicas	Descripción
 Caso 1 – Calle 26 con Av. Americas El basamento rocoso se localiza a 200 m profundidad Considerado para la evaluación de la respuesta sísmica.	La zona de las Américas con Calle 26, lugar donde confluye el primer caso de estudio se localiza en la zona geotécnica definida como Lacustre – Aluvial, caracterizada por la presencia de Arcillosas arenosas firmes, espesor del depósito de 100 a 200 m, capacidad portante muy baja a media y alta compresibilidad, (Decreto 523 de 2010). Conforme a lo expuesto por el INGEOMINAS en el documento de microzonificación sísmica de 1997 en un punto cercano a este sitio específicamente a la altura del Aeropuerto el Dorado, el basamento rocoso se encuentra a 250 m de profundidad.



Tabla 2. Zonas Geotécnicas y sísmicas de las áreas de estudio

Zonas Geotécnicas	Descripción
 Caso 2 – Calle 94 con Av. NQS El basamento rocoso se localiza a 200 m profundidad Considerado para la evaluación de la respuesta sísmica.	El sitio de estudio asociado al caso 2 situado en la Calle 94 con NQS, se localiza en una zona geotécnica conocida técnicamente con el nombre Lacustre B (Suelo lacustre blando), este suelo se caracteriza por estar compuesto de arcillas limosas blandas, depósito profundidad 100 a 200 m, capacidad portante media a baja muy compresibles. (Decreto 523 de 2010), (Decreto 523 de 2010). Aproximadamente en esta zona la profundidad de roca se tiene en promedio a 170 m de profundidad, (INGEOMINAS, 1997).

Fuente: Decreto 523 de 2010, modificado Autor.

Características físicas y mecánicas de los suelos en áreas de estudio

Una vez identificadas las zonas geotécnicas donde se sitúan los dos casos de estudio y conocidas algunas particularidades que poseen estos suelos a continuación, se complementa lo descrito referenciando resultados de parámetros de caracterización física y mecánica obtenidas de ensayos realizados para documentar lo expuesto en el documento de Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá y Decreto 523 de 2010, información mediante la cual se puede obtener un mayor grado de conocimiento respecto a ciertos comportamientos mecánicos que es común evidenciar en estos suelos a la hora de ejecutar una obra.

• Límites de Atterberg

En las zonas geotécnicas de arcillas blandas en Bogotá D.C, los estudios técnicos de exploración del subsuelo arrojan **límites líquidos superiores a 200% e índices de plasticidad superiores a 100%** principalmente en las capas más superficiales, situación que sumado al material predominante arcillas y limos saturados conlleva a que sean suelos expansivos y compresibles, típico de formaciones lacustres.

De este modo es preciso indicar que a medida que el límite líquido aumenta, se incrementa la compresibilidad, es decir, que aumenta el índice de compresión Cc.

Así mismo, los estudios demuestran que estos límites líquidos **disminuyen con la profundidad pasando de un máximo de 200% entre 0 a 50 m de profundidad hasta un mínimo de 30% a profundidades de 150 m a 250 m**. Existen diversas explicaciones a estos fenómenos asociadas principalmente a procesos de sedimentación y aportes de eventos volcánicos. Lo anterior puede observarse de una forma gráfica en la Figura 3.

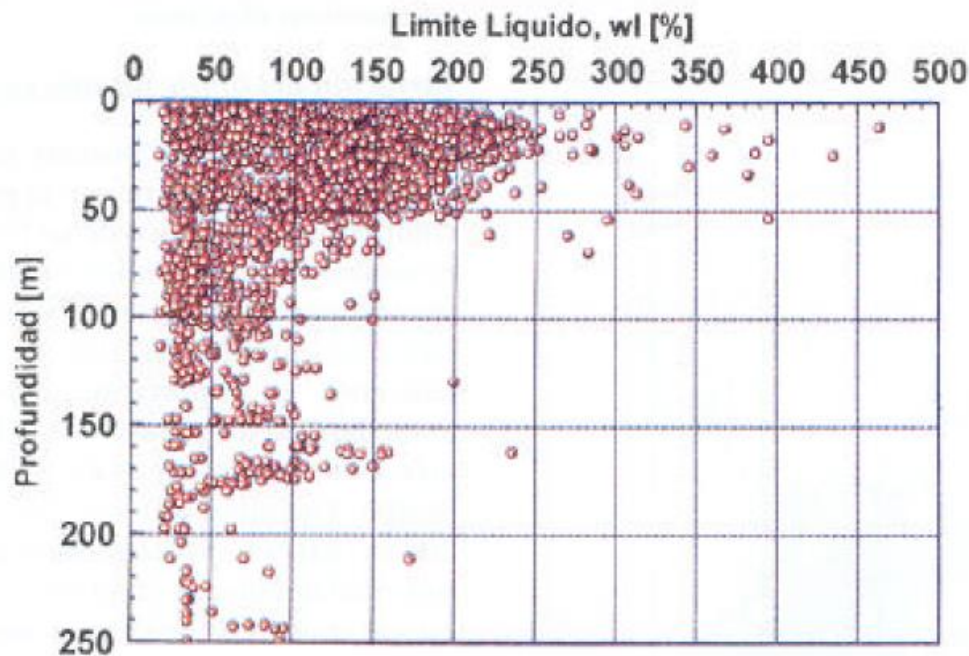


Figura 3. Limite liquido zona de arcillas blandas

Fuente: Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá

- **Granulometría y tamaño de las partículas**

La distribución granulométrica en la zona lacustre de material arcilloso (partículas inferiores a $2\mu\text{m}$) se encuentran en la superficie. Este valor puede llegar hasta un máximo de 70% y disminuye progresivamente con la profundidad hasta un valor promedio de 10%, las áreas de estudio conforme a lo descrito en ensayos realizados en el documento que soporta lo definido en el Decreto 523 de 2010, son arcillas de alta plasticidad.⁴

- **Compresibilidad del subsuelo de Bogotá**

En la zona de arcillas blandas se observa que existe una capa preconsolidada en superficie cuyo espesor varía alrededor de 10 m. La presencia de esta capa puede ser debida a esfuerzos internos de succión producto de la baja del nivel freático y/o evapotranspiración, llegando a unos esfuerzos de preconsolidación del orden de 1.5 kg/cm^2 . (INGEOMINAS, 1997).

La compresibilidad presentada en los suelos de las zonas geotécnicas lacustres es alta, esto considerando los altos niveles de humedad y límites líquidos que es posible evidenciar en el perfil estratigráfico mayores inclusive a 200%, suelos blandos generalmente de alta plasticidad, baja permeabilidad y presencia de material granular, esto conlleva a condiciones típicas de asentamientos por consolidación y/o diferenciales. Los valores típicos de factores de C_c oscilan entre 0,10 a 1,90. La ecuación más usual para determinar su valor está dada por la expresión: $C_c = 0,009*(LL-10)$.

Como complemento a lo anteriormente expuesto a continuación, se enuncian otras características que poseen los parámetros geotécnicos de mayor uso y que principalmente

⁴ INGEOMINAS, Manual de microzonificación geotécnica de Santafé de Bogotá, Caracterización Geotécnica, 1997



serán los empleados en el presente estudio, así como los rangos típicos que predominan en Bogotá. (Tabla 3).

Tabla 3. Parámetros geotécnicos de la Sabana de Bogotá⁵

Parámetro Geotécnico	Descripción
Límites de atterberg	Estas relaciones pueden ser útiles en la orientación de las primeras etapas de un estudio de factibilidad. Límite líquido: compresibilidad, resistencia del suelo y estado de esfuerzos. Límite plástico: contenido de humedad. Índice de plasticidad: resistencia, compresibilidad, compactibilidad, etc. La NSR-10, Título H, Numeral H.9.1.3, define que aquellos suelos con LL e IP mayor al 63% y 32% respectivamente, poseen un potencial expansivo alto. Como medidas preventivas la NSR-10 establece emplear drenajes que ayuden en el control del agua. Entre las acciones para alterar el comportamiento del suelo expansivo, figuran: 1) reemplazo de la capa expansiva (evaluación de costos); 2) Tratamiento con cal; 3) Pre humedecimiento.
Humedad natural	Propiedad física del suelo de vital importancia dado que la resistencia está regida por la cantidad de agua que contenga. La NSR-10, Título H, Numeral H.7.4.4., establece que los limos, arcillas o limos arcillosos de baja plasticidad con humedad natural cercana al límite líquido, son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. La NSR-10, Título H, Numeral H.10.3.2. establece como medidas de mitigación: 1) modificar la estructura con el objeto de mejorar la resistencia a las deformaciones aceptable para pequeñas deformaciones. 2) modificar la cimentación; 3) Modificar las condiciones del suelo. En suelos de la sabana de Bogotá, la humedad varía con la profundidad entre el 40% y 200%. Específicamente en las zonas geotécnicas lacustres estas son mayores a 90%

⁵ NORMA SISMORESISTENTE DE 2010 (NSR-10) - Título H.
Decreto 523 de 2010, Por el cual se Adopta la Microzonificación Geotécnica de Bogotá. 2010.
MOYA, Julio Eduardo; SALAZAR, Ricardo; GÓMEZ, Gustavo, SALAZAR, Francisco, Excavaciones Complejas - Capítulo I - Escuela Colombiana de Ingeniería, 1997.



Tabla 3. Parámetros geotécnicos de la Sabana de Bogotá⁵

Parámetro Geotécnico	Descripción
Gravedad específica	Los valores típicos de la gravedad en suelos Bogotanos son: Gravas 2.65 a 2.68; Arenas 2.65 a 2.68; Limos 2.66 a 2.70 y arcillas 2.68 a 2.80.
Peso unitario	Los pesos unitarios en suelos de la sabana de Bogotá oscilan en promedio entre 1.3 y 1,8 ton/m ³
Relación de vacíos	Corresponde a la relación entre el volumen de espacios vacíos, y el volumen de las partículas sólidas en una masa de suelo. Su valor puede ser menor a 1 o alcanzar valores muy altos, esto dependerá del estado suelto o compacto que presente el suelo.
Angulo de fricción	Es una propiedad de los materiales granulares está relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. En arcillas el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación. En arcillas de la sabana de Bogotá, se han encontrado ángulos de fricción, así: Esfuerzos efectivos: 20 – 46° Esfuerzos totales: 10 – 20°
Cohesión	La cohesión es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas. En suelos granulares que no contienen ningún tipo de cementante la cohesión se supone igual a cero. En arcillas de la sabana de Bogotá, se han encontrado cohesión, en rangos de: Esfuerzos efectivos: 0.10 – 0.45 Kg/cm ² Esfuerzos totales: 0.10 – 0.55 Kg/cm ²

Fuente: Autor

1.2. ANTECEDENTES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS DE BOGOTÁ

Partiendo de lo expresado previamente donde es notorio evidenciar las complejas condiciones físicas y mecánicas de los suelos de la ciudad de Bogotá principalmente en las áreas donde se concentran suelos blandos de depósito lacustre, conviene referenciar los avances técnicos que al respecto han sido generados en pro de mitigar esta problemática y lograr la disminución de los efectos causados debido a los cambios en esfuerzos y deformaciones que puede presentar el subsuelo cuando es intervenido sin tomar todas las medidas del caso.

Por lo cual a continuación de una forma sucinta se relacionan antecedentes que dan muestra de avances técnicos que al respecto han sido definidos para solventar este tipo de situaciones y lograr tener en pie construcciones de gran tamaño tras incorporarse en la



misma sótanos que sobrepasan en algunos casos los 12 m de profundidad o inclusive disponer de corredores a desnivel sin repercutir en la integridad de edificaciones vecinas.

A mediados de los años setenta en la ciudad de Bogotá no era obligatorio elaborar estudios de suelos para el diseño de construcciones, por lo cual basados en métodos empíricos y la experiencia del profesional se diseñaban elementos de cimentación según fuera la necesidad, por lo que era común el empleo en zonas blandas de placas flotantes y elementos más profundos como pilotes cuando se contaba con estratos de grava o roca que permitieran el apoyo de estos por punta.

Al respecto se indica en diversos documentos que el empleo de cimientos como placas de fondo funcionaron de cierta forma en algunas zonas de suelos menos compresibles, como Chapinero y el Centro, pero sufrieron asentamientos excesivos en áreas de suelos muy blandos hacia la zona norte específicamente en sectores como el Lago, el Chicó, el Polo, Palermo. Lo anterior es el reflejo de lo que hoy es posible observar en edificaciones antiguas construidas en inmediaciones al barrio El Lago donde se pueden apreciar construcciones asentadas aproximadamente más de 1 m, o con asentamientos diferenciales de importancia que provocaron inclinaciones hacia un costado de estos (Figura 4).



Figura 4. Problemas de Asentamientos en Edificaciones bogotanas
Fuente: El Tiempo, modificado autor

Este tipo de situaciones permite concluir que los sistemas de cimentación y contención empleados no satisfacían las condiciones geomecánicas de estos suelos, lo que repercutía en descompensaciones importantes del subsuelo al presentarse disminución de los esfuerzos admisibles, presiones de poros negativas, variaciones de los esfuerzos efectivos generando deformaciones de tipo plástico, lo cual añadido a la falta de planificación constructiva en el corto y largo plazo, incidía en las notorias deformaciones presentadas en superficie al superarse los estados límites de servicio, y en otros cosas efectos de rebote elástico.

Los procesos constructivos para esa época dieron cuenta de la baja resistencia de los suelos localizados en lo que hoy se denominan zonas lacustres, producto de esto y cómo fue posible rescatar de distintos textos consultados, trabajos de excavaciones de 12 m de profundidad presentaron fallas de fondo antes de llegar al nivel máximo requerido, situación influida por el empleo de elementos de cimentación inapropiados y análisis empíricos no ajustados a las características mecánicas de estos suelos.

Es así como, para ese momento se evidenció la gran dificultad que se tenía de ejecutar excavaciones de más de 6 o 7 metros de profundidad en este tipo de suelos dada la



susceptibilidad de generarse fallas de fondo y/o superficie, por lo que en el corto plazo las decisiones se encaminaron en ejecutar excavaciones a profundidades máximas de 6 m y que el material extraído pudiese ser compensado por la carga de la edificación bajo una secuencia de excavación controlada, estabilizando con esto la variación de los esfuerzos totales y efectivos sin que se generaran efectos de deformación que conllevarán a la ocurrencia de fallas por estabilidad, así mismo se fue optando por el diseño de pilotes por fricción y sistemas de placa - pilotes para mejorar su eficiencia y evitar los daños excesivos provocados por los asentamientos diferenciales de las cimentaciones flotantes y pilotes por punta.

A modo de ejemplo y como complemento a lo anterior, conviene señalar el sistema de fundación empleado para la Torre de Avianca con 42 pisos y 4 sótanos. Esta torre se fundó con caissons en un manto de cantos intercalado con arcillas a 35 m de profundidad aproximadamente y los sótanos se excavaron a medida que se construía la estructura de la torre; al llegar al piso 26 se construyó simultáneamente la placa de fundación, postensada de 2.0 m de altura, que mitigaría la posibilidad de cualquier asentamiento diferencial. (*Anales de Ingeniería*).

Un cambio importante en los procesos de excavación se presenta con el empleo de sistemas de muros diafragma de concreto reforzado, preexcavados y fundidos in situ, anclajes y pernos, sin embargo lo que se logró observar en la práctica es que estos sistemas de soporte lateral en sus inicios adolecían de un diseño ajustado a las necesidades de requerimiento y otros elementos estructurales complementarios, razón por la cual era común la presencia de fallas o deformaciones excesivas y en ciertos casos el colapso de edificaciones vecinas, situación que actualmente continua presentándose lo cual puede deberse a la selección de métodos de análisis inadecuados que no se ajustan a las condiciones reales del subsuelo (Figura 5).



Figura 5. Fallas en superficie edificio Green Office

Fuente: El Tiempo, modificado autor



Es así como con el tiempo, se robustecen este tipo de sistemas estructuralmente al simular su comportamiento mediante modelos matemáticos a los cuales se incorporan modelos constitutivos y se opta por el empleo de instrumentación para el control de esfuerzos y deformaciones in situ, sin embargo aún continua siendo importante fortalecer ciertos procesos de análisis que conlleven a obtener información más ajustada a las condiciones reales del subsuelo, con lo cual se desvirtúen ciertos comportamientos obtenidos en métodos tradicionales que no reúnen todos los parámetros de análisis necesarios para la evaluación de suelos blandos y conllevan a tener procesos que superan los estados límites de servicio y/o últimos.

1.3. INVESTIGACIONES ASOCIADAS AL ANÁLISIS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIONES EN SUELOS DE LA SABANA DE BOGOTÁ

Diferentes autores han centrado su interés en el estudio del comportamiento del subsuelo de la sabana de Bogotá cuando es sometido a procesos de excavación, debido a:

- La teoría y práctica han logrado establecer que los suelos de la Sabana de Bogotá representan un gran reto en la construcción, esto debido a las características estratigráficas que prevalecen asociadas a suelos de tipo arcilloso (sobreconsolidados y en su mayor parte de alta plasticidad) con presencia de agua (nivel freático) y caracterizados por ser suelos blandos con límites líquidos e índices de plasticidad altos que los hace mayormente susceptibles a deformarse con facilidad;
- Los suelos de la ciudad de Bogotá son fuertemente afectados por procesos de desecación, cambio del esfuerzo efectivo que generan asentamientos en el subsuelo, esto debido a las variaciones que sufre el nivel freático por la absorción de agua de la vegetación (árboles) y variaciones en las condiciones del agua subterránea respectivamente.
- El auge de la construcción que afronta actualmente la ciudad, así como el crecimiento poblacional y el reducido espacio disponible para la implantación de nuevas estructuras hace que prime la necesidad de construir edificaciones de gran tamaño que requieren de excavaciones profundas para la proyección de pisos a desnivel, parqueaderos, pasos vehiculares a desnivel o subterráneos;
- En este sentido, el ingeniero debe centrar su atención en garantizar la estabilidad de las obras proyectadas y existentes, principalmente en una de las actividades del proceso constructivo que representa un mayor reto en suelos blandos, la actividad de excavación.

En función a lo anterior, radica el gran interés que se evidencia en diversas investigaciones de poder encontrar modelos más robustos que permitan tomar decisiones más acertadas en la etapa de diseño, dado que en la práctica se observa que los métodos tradicionales para el análisis de estabilidad de taludes (equilibrio límite), teorías de Peck, Terzagui, etc, guardan cierto grado de ambigüedad frente a las condiciones reales que se han podido evidenciar en la ejecución de los proyectos (proceso constructivo, instrumentación).

A continuación, se relacionan algunas investigaciones asociadas al análisis de excavaciones profundas, con las cuales se puede corroborar el problema central identificado en el planteamiento de esta investigación, el cual corresponde a la baja capacidad de resistencia al corte de los suelos de Bogotá que se traduce en problemas de deformación, basado en esta



consideración se tiene una necesidad conjunta de poder predecir adecuadamente el comportamiento de los suelos durante las etapas de excavación y aportar a la academia para fortalecer los procesos de diseño, así mismo estas investigaciones se articulan de cierta forma con el propósito de este trabajo.

Análisis simplificado de la ocurrencia de falla de fondo en la ejecución de excavaciones para sótanos en los suelos blandos de Bogotá D.C. (Pineda, Jorge A., Larragaña, Sherley).

- Esta investigación se basó en conocer las condiciones de estabilidad de las excavaciones en términos de deformabilidad ante una falla de fondo, para lo cual se analizó el factor de seguridad el cual se calculó para las expresiones de equilibrio limite propuestas por Terzaghi, Bjerrum y O' Rourke, asumiendo anchos de excavación variables entre 5m y 30 m, sobrecargas establecidas y un sistema de apuntalamiento. Para el estudio se tomó la zona IV definida en la norma para la ejecución de excavaciones del Distrito Capital.
- Conforme a los resultados de factores de seguridad y secuencias de la excavación, se definieron recomendaciones constructivas a fin de mitigar posible afectación por falla de fondo. Como principal recomendación se establece "... Es muy importante el uso de métodos analíticos avanzados para la simulación de las etapas de excavación propuestas para un proyecto específico, sobre todo para la evaluación preliminar de las deformaciones inducidas en el contorno de la excavación..."

Criterios geotécnicos para el diseño de excavaciones en suelos blandos mediante métodos de elementos finitos (Olaya, Diego Armando)

- Esta investigación se basó en el análisis de interacción suelo - estructura mediante el método de elementos finitos en un caso de estudio real, con el propósito de obtener criterios geotécnicos que orientarán el diseño en suelos blandos.
- Se empleo para el análisis del material el método de Cam Clay.
- Se realizó una comparación de los resultados obtenidos del método de análisis Vs los resultados de instrumentación dispuesta en el sitio de estudio (Calle 26 con Av. Ciudad de Cali).
- Con los resultados obtenidos se definieron criterios de análisis que debe considerar el ingeniero, al momento de realizar el procesamiento de datos en programas y su coherencia con la realidad.
- Como principal recomendación, se define la importancia de evaluar las condiciones del lugar con la finalidad de establecer el modelo que mejor represente el comportamiento del suelo, definir un modelo bajo condiciones de estado crítico. El proceso constructivo es vital, *las obras no funcionan como se diseñan sino como se construyen.*
- *Los métodos tradicionales de análisis de estabilidad no representan acertadamente las condiciones reales del subsuelo, los métodos por elementos finitos representan mejor esta condición, sin embargo, debe previamente conocerse la metodología de análisis para no caer en errores en los analisis que realizan estos programas.*



Análisis de deflexiones y asentamientos en excavaciones profundas a cielo abierto en suelos blandos de Bogotá, (Ballesteros Granados, Rubby Vanesa)

- En esta investigación se emplearon modelaciones numéricas bidimensionales para obtener deflexiones y asentamientos, para lo cual se realizó un análisis individual haciendo uno de seis tipos de apuntalamiento, el análisis se centró en condiciones reales de los suelos localizados en la Calle 100 y Calle 127 en la ciudad de Bogotá.
- Dentro de las principales conclusiones obtenidas de esta investigación, se tienen: las deflexiones y asentamientos se restringen en la parte superior de la excavación cuando se colocan sistemas de losa de cubierta, las deflexiones disminuyen con la colocación de columnas suelo cemento, los asentamientos son mayores en edificaciones a partir de 8 pisos.

Abordadas las principales investigaciones que se asocian al objetivo del presente trabajo referentes al análisis del comportamiento de la estabilidad de las excavaciones en suelos de Bogotá, se puede observar que en su mayoría los autores se han centrado en estudiar la variación de los desplazamientos y ocurrencia de falla de fondo bajo ciertas condiciones de sobrecarga y tipos de apuntalamientos, haciendo uso de distintas hipótesis tradicionales y modelos constitutivos que si bien es cierto permiten predecir el comportamiento mecánico del subsuelo, como consta en las conclusiones de las investigaciones los mismos poseen un cierto grado de error en los resultados con relación a lo que sucede en la realidad pues en el caso de las excavaciones, las características del suelo y la secuencia de la misma conduce a tener comportamientos diferentes y no homogéneos.

Así las cosas, el planteamiento de análisis que se define en este trabajo de grado resulta acertado y complementario a lo previamente investigado, dado que se analizarán dos casos con información geotécnica obtenida para estos sitios, los lugares de estudio son equidistantes y se sitúan en la ciudad de Bogotá, el análisis buscará encontrar las variaciones de las deformaciones en paredes y superficie; desplazamientos – y esfuerzos para el estado límite de servicio, haciendo uso del método de equilibrio límite y elementos finitos respectivamente, verificando el comportamiento en las diferentes etapas de la excavación, a corto y largo plazo, controlando los mismos con un sistema de apuntalamiento determinado, y evidenciando las posibles diferencias que pueden obtenerse en cada uno de los métodos para los cual se hará uso de los programas Slide 6.0 y Phase 2.0.



2. DEFINICIÓN DEL MODELO DE ANALISIS

2.1. GENERALIDADES

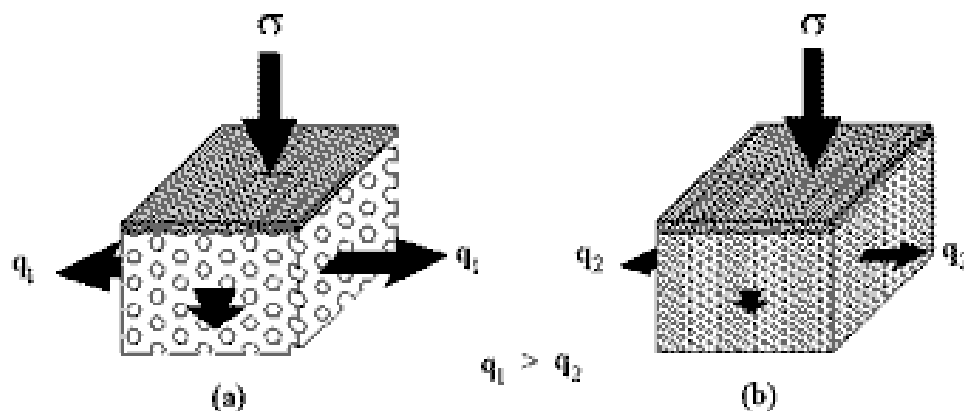
En este capítulo se define el modelo de análisis para los dos casos de estudio considerando aspectos metodológicos y geotécnicos, en primera instancia para la definición del modelo se abordan aspectos de la mecánica de suelos que serán usados en los procesos de simulación, posteriormente se caracterizan geotécnicamente las áreas aferentes de estudio con apoyo de información secundaria consultada.

2.1.1. Consideraciones generales de la mecánica de suelos

Como fue indicado previamente los suelos de la sabana de Bogotá poseen características geotécnicas que los hacen especiales a la hora de realizar algún tipo de intervención sobre estos, así mismo la variación de las cargas y de la resistencia al cortante, produce cambios importantes en los factores de seguridad de los taludes.

- **Condiciones de Resistencia:**

En consecuencia, el efecto de los esfuerzos laterales, esfuerzos efectivos y presión de poros en estos suelos deben ser estudiados, por lo que considerar el estado del subsuelo en **condiciones no drenadas y drenadas** es fundamental en pro de analizar el comportamiento de los esfuerzos y deformaciones en el corto y largo plazo, a partir de lo cual se puede tomar decisiones determinantes y oportunas en la etapa de diseño, para los suelos granulares la construcción bajo estas condiciones no presenta diferencias, puesto que el drenaje de estos suelos ocurre muy rápido diferenciándose de lo que ocurre en las formaciones arcillosas y/o suelos finos dada su permeabilidad, como bien se expone en la teoría la resistencia al corte drenada y no drenada depende de la velocidad con que el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera del suelo, comparado con el tiempo que el suelo soporta un cambio de carga, (Figura 6).



El suelo granular (a) permite la salida de agua de forma más rápida ante la aplicación de carga que el tipo (b) arcillas, dado el tamaño de poros y baja permeabilidad.

Figura 6. Condiciones Drenadas y No Drenadas según tipo de suelo

Fuente: <https://www.ingenierocivilinfo.com>



Para el caso de la presente investigación, **se considerarán estas dos condiciones de resistencia**, teniendo en cuenta lo siguiente:

En el corto plazo durante los trabajos de excavación el subsuelo se verá afectado con la introducción de los elementos estructurales de contención y posterior proceso de extracción de material, situación que generará en un periodo de tiempo variación de los esfuerzos totales del suelo, debido al aumento de las presiones de poros y esfuerzos efectivos, generándose posibles desplazamientos debido al cambio de la condición de carga inicial que será mayor a la velocidad de drenaje, esta condición será evaluada bajo parámetros mecánicos que simulan la situación de estabilidad más desfavorable y que corresponden a: la **resistencia al corte última (C_u) y módulo de elasticidad (E_s)**.

En la evaluación de resistencia no drenada con el fin que no se produzcan abatimientos considerables del Nivel Freático que incidan en los procesos de deformación, se fijará la línea piezométrica como invariable en todas las etapas de la excavación.

Una vez implantada la estructura vial, conviene evaluar los desplazamientos que se producirán en el subsuelo a largo plazo los cuales se presentarán de una forma más lenta considerando que el terreno ha sido cargado con la incorporación de la estructura y sus elementos de confinamiento compensando en el subsuelo la carga del material retirado, a su vez en esta instancia debido al cesar la aplicación de carga y el tiempo transcurrido se asume que el suelo ha sido drenado, con lo cual disminuye el exceso de presión de poros y se produce una estabilización de los esfuerzos efectivos, de esta forma se presenta una normalización de los esfuerzos totales.

Para la evaluación de la **resistencia drenada, se considerarán los parámetros Cohesión (C) y Angulo de fricción (ϕ)**, así mismo mediante correlaciones se calculará el módulo de elasticidad para esta condición a partir de datos de consolidación del subsuelo, la información de cohesión y ángulo de fricción fue tomada de información de estudio de suelos a partir ensayo de corte directo elaborado por consultores en la zona.

Lo descrito anteriormente puede interpretarse de una forma gráfica en la Figura 7, en la cual es posible apreciar el comportamiento del subsuelo (arcilloso saturado) durante la construcción de un terraplén, en este sitio se instalaron piezómetros en distintos lugares para medir la presión de poros del suelo. Debido a que el terraplén fue construido rápidamente, se generó una carga que transmite un esfuerzo a cada poro, lo cual para un tiempo de $t = 0$ (condición a corto plazo) genera un exceso de presión de poros, para un tiempo $t > 0$ (condición a mediano plazo) esta presión va disminuyendo, hasta que a largo plazo ($t = \infty$) esta se disipa por completo. (Simons & Menzies, 2000).

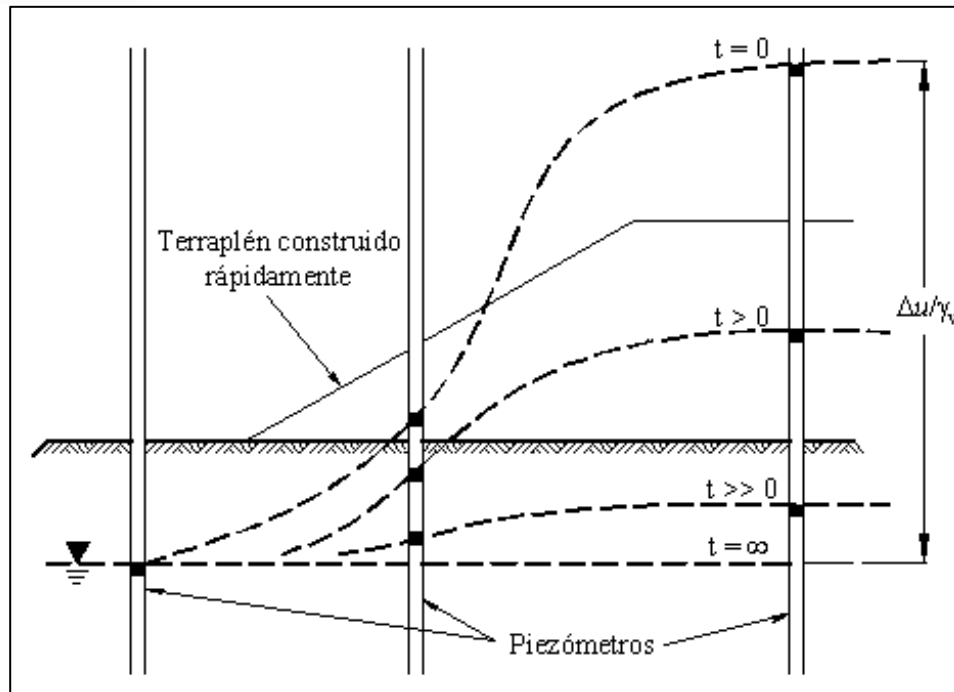


Figura 7. Incremento de la presión de poros por el terraplén (Simons & Menzies, 2000).

- **Evaluación de Funcionalidad:**

En la presente investigación se llevará a cabo un análisis de estabilidad en función de Factores de Seguridad (FS) y deformaciones o desplazamientos, evaluando **estados límites de servicio** y considerando una secuencia constructiva y apuntalamiento para la ejecución de los trabajos de excavación. Para el caso de estados límites de servicio se considerará la posibilidad de la ocurrencia de fallas en la superficie o paredes de la excavación, por capacidad de carga, por expansión debido a la liberación de esfuerzos en el subsuelo, por subpresión dada la presencia de agua en el fondo de la excavación y la alta compresibilidad de los materiales arcillosos.

Como puede verse en el estudio realizado por Pineda Jaimes, Jorge “*Análisis simplificado de la ocurrencia de falla de fondo en la ejecución de excavaciones para sótanos en los suelos blandos de Bogotá D.C.*”, “...la secuencia de excavación posee una incidencia importante en la ocurrencia de fallas de fondo o superficie, pues conforme a las propiedades geomecánicas del suelo y sobrecargas la altura crítica de la excavación puede variar, la misma se encuentra directamente ligada a: secuencia constructiva, parámetros geomecánicas, factores de seguridad...”.

- **Modelos Constitutivos:**

Ahora bien, para la evaluación del comportamiento del subsuelo será necesario hacer un análisis de la relación esfuerzo deformación de los materiales, para lo cual se emplean expresiones matemáticas traducidas en modelos constitutivos con los cuales puede evaluarse el comportamiento mecánico del material, a través de idealizaciones que involucren todos aquellos aspectos que influyen en los cambios que experimenta el subsuelo bajo determinadas condiciones de carga y que en la práctica no es posible tenerlas en cuenta.



Al respecto es importante tener en cuenta: “... *El modelo constitutivo debe aplicarse solo para las condiciones en las cuales estos fueron desarrollados o validados. Por ejemplo; el modelo elástico clásico se aplica para materiales homogéneos, isotrópicos y elásticos lineales (Desai, 2005). Además, requieren una interpretación física a los modos en los cuales el material responde a los cambios en los esfuerzos aplicados o deformaciones. Por ejemplo, el suelo no debe ser modelado como elástico debido a que es posible que se produzcan deformaciones permanentes después de retirada la carga...*”. (Prevost y Popescu, 1996).

Los modelos constitutivos del suelo se pueden clasificar en:⁶

- Modelos lineales o no lineales; en dependencia de la linealidad de la ecuación.
- Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos; en dependencia de si se considera en el modelo solo deformación elástica, plástica o ambas.
- Modelos estáticos o dinámicos (reológicos); en dependencia de si el tiempo se tiene en cuenta en el modelo.

Es preciso indicar que los principales modelos constitutivos incorporados en programas comerciales que emplean Equilibrio Limite y Elementos Finitos, corresponden a Mohr-Coulomb, Duncan-Chang (Modelo Hiperbólico), Drucker-Prager y Cam Clay. Estos modelos varían en función al tipo de hipótesis establecidas esto es: lineal, no lineal, elástico, plástico, etc, y que los hace ser más complejos y precisos en consideración al mayor grado de información geotécnica que es requerida para el análisis, por lo cual métodos no lineal, plásticos son de poco uso dado el grado de dificultad que conlleva el contar con todos los parámetros requeridos, siendo más frecuente el uso de modelos que representan un comportamiento elástico lineal debido al mínimo requerimiento de información, lo cual se ajusta a los datos de caracterización mecánica de los suelos que en la práctica es posible tener en función a los pocos ensayos que comúnmente son realizados al respecto.

En el caso particular de esta investigación, el análisis que será realizado a través de modelaciones involucrará el **modelo constitutivo de las deformaciones elástico lineal planteado por Mohr Coulomb**, se selecciona este modelo y no otro teniendo en cuenta que la información disponible se ajusta integralmente a los parámetros requeridos, de este modo para efectos de diseño se considerará un comportamiento ideal del material ante solicitudes de carga, es decir que la relación entre los esfuerzos y las deformaciones al someter el suelo a un sistema de cargas, representará un comportamiento elástico del material al recuperar su forma inicial una vez cese la aplicación de las cargas.

Técnicamente el modelo de Mohr Coulomb se define como un modelo constitutivo de tipo lineal elástico perfectamente plástico, desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr-Coulomb. La formulación de este modelo constitutivo involucra la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas del material. Para diferentes estados de esfuerzos ubicados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico y las deformaciones serán

⁶ Cueto Gonzales, Omar, Septiembre de 2013, Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos, Tomado de: <http://scielo.sld.cu/pdf/rcta/v22n3/rcta13313.pdf>



reversibles. Cuando los esfuerzos alcanzan la frontera definida por la superficie, se presentan deformaciones elásticas y plásticas. (JUAREZ BADILLO, E y RICO A, mecánica de suelos).

Las ecuaciones definidas para este modelo constitutivo definen una pirámide hexagonal irregular cuyo vértice se localiza en el origen en el espacio de esfuerzos principales, tal como se aprecia en la Figura 8.

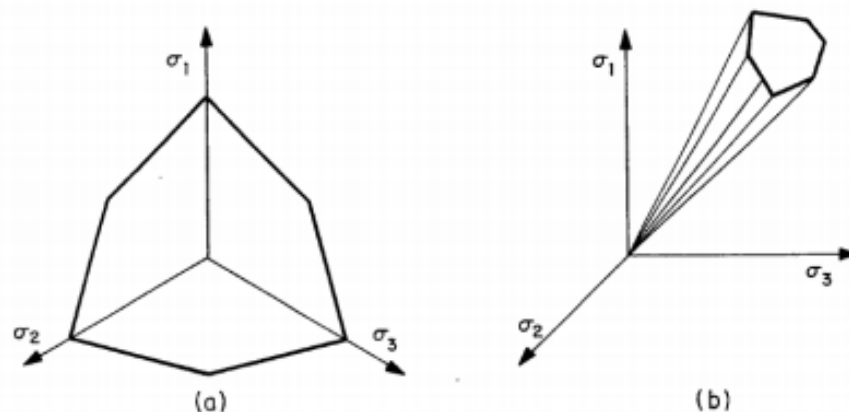


Figura 8. Criterio Plástico de Mohr-Coulomb (Ismael Herrera, 1976)

Los parámetros para el modelo Mohr Coulomb requeridos en los programas de simulación a emplearse corresponden a: 1) peso unitario (γ), 2) módulo de elasticidad (E), 3) relación de Poisson (ν), 4) cohesión (c) y 5) ángulo de fricción interna (ϕ). Esta información será presentada con mayor detalle para cada caso de estudio en los capítulos que preceden.

2.1.2. Análisis de comportamiento geotécnico de excavaciones

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad, así como todos aquellos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Como parte de los objetivos definidos en el presente trabajo de grado, se hará uso de métodos tradicionales (equilibrio límite) y probabilísticos (elementos finitos) para evaluar las condiciones de estabilidad y desplazamientos, razón por la cual se procede a realizar una descripción resumida de los mismos y se relacionan algunos de los aspectos que serán considerados para esta investigación.

2.1.2.1. Métodos de equilibrio límite

El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes (factor de seguridad) son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un Factor de Seguridad (FS) de 1.3 (corto plazo) y 1.5. (largo plazo). El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Este tipo de método no analiza esfuerzos, ni deformaciones.



En general, este tipo de método considera las siguientes hipótesis:

- El FS asociado a un determinado talud, es constante para toda la superficie de falla,
- La resistencia al corte del suelo estudiado satisface el criterio de Mohr - Coulomb, y
- Al momento de la falla la resistencia al corte del suelo se desarrolla con una magnitud constante en toda la superficie de rotura.

Existe una subdivisión de los métodos de equilibrio límite en función a la exactitud de los resultados, donde es posible encontrar el grupo de los métodos exactos y el de los no exactos. Dentro de los métodos no exactos se encuentran aquellos que consideran completa la masa de suelo que desliza, como un todo, y son conocidos como métodos de estabilidad global de la masa de terreno; y, aquellos que dividen la masa deslizante en fracciones más pequeñas para simplificar el análisis, los cuales se denominan métodos de las dovelas. El método de las dovelas se clasifica en métodos precisos (teorías de Morgenstern - Price, Spencer y Bishop Riguroso) y en métodos aproximados (Janbú, Fellenius y Bishop Simplificado)⁷:

Al respecto, las principales características de estos métodos que fueron encontradas y recopiladas de la lectura de diversos artículos son:

Bishop, Fellenius, Janbu:

- Son métodos básicos.
- Generan F.S. bajos.
- Superficie de falla circular (Fellenius).
- No satisfacen el equilibrio de fuerzas y momentos.
- Factores de Seguridad, que difieren en un porcentaje alto con otros métodos.
- En equilibrio solo analiza fuerzas.
- Bishop asume que todas las fuerzas de cortante son cero, la solución es sobredeterminada pues no se consideran condiciones de equilibrio
- Fellenius, este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas.

Spencer, Price:

- Los métodos satisfacen los métodos de equilibrio límite (fuerzas y momentos).
- Son métodos más precisos.
- Consideran un análisis numérico sencillo.
- Conllevan a valores de FS más realistas
- Analiza cualquier superficie de falla.
- En equilibrio analiza fuerzas y momentos.
- Inclinación es la misma en cada tajada.

⁷ SANHUEZA PLAZA, C; RODRIGUEZ CIFUENTES, L, 07 de Enero de 2013, Tomado de: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718915X2013000100003 https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-915X2013000100003



Otros:

- Son complejos incluyen aspectos de sismos.
- Magnitud de un coeficiente sísmico para determinar la falla.
- Relaciona el factor sísmico con el factor de seguridad.
- La superficie de falla es muy diferente a la de otros métodos.

En consideración a lo anterior, **se elige para efectos de la presenta investigación la teoría planteada por Spencer** teniendo en cuenta que:

- Los métodos de Fellinius, Bishop y Janbu, conforme lo que se expone en la literatura, no satisfacen el equilibrio entre fuerzas y momentos, lo cual se considera conlleva a tener cierto grado de incertidumbre en el FS a obtener.
- Fellinius genera FS bajos y solo contempla dentro de su análisis una superficie de falla circular, lo cual generaliza el comportamiento del subsuelo situación que no es el comportamiento de una situación real.
- Fellinius, no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas
- Bishop asume que todas las fuerzas de cortante son cero lo cual en la práctica se evidencia que no ocurre, así mismo la solución es sobredeterminada pues no se consideran condiciones de equilibrio
- Janbu, al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada y no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos.
- Price, aunque considera un equilibrio entre fuerzas y momentos, la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
- Otros métodos resultan tener mayor complejidad, involucran: magnitud de un coeficiente sísmico para determinar la falla, relacionan el factor sísmico con el factor de seguridad; La superficie de falla es muy diferente a la de otros métodos.

Finalmente, el **Método de Spencer** proporciona un modelo que al ser comparado con los otros resulta ser el más completo, con un planteamiento numérico de análisis sencillo, el cual considera un equilibrio entre fuerzas y momentos, analiza cualquier superficie de falla, permite realizar un tratamiento de análisis más aterrizado a las condiciones reales del terreno y para cada tajada se considera una misma inclinación.

2.1.2.2. Método de elementos finitos

Este tipo de método se basa en la división de la masa de talud en unidades llamadas elementos finitos interconectados por medio nodos, a partir del cual se presentan los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos en los puntos nodales, la condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente, dentro de las ventajas otorgadas por este tipo de método se tiene que simula el proceso de fallamiento independientemente de la forma de la superficie de rotura, sus resultados son más precisos y es capaz de asumir diversos factores condicionantes y desencadenantes.

Se resalta que en el método de elementos finitos no es necesario asumir una geometría de la superficie de falla pues el método simula el proceso de fallamiento independiente a esta,



lo cual genera un grado de confiabilidad mayor del resultado bajo su contexto matemático, a su vez el método permite obtener resultados de esfuerzos y desplazamientos al definir una superficie infinita y no por tajadas como es el caso de los métodos de equilibrio limite, esto generará información más precisa del comportamiento del subsuelo en cada paso de la secuencia de la excavación y apuntalamiento. Los resultados obtenidos de este método serán una fuente de comparación importante en el análisis de estabilidad del subsuelo en comparación a los resultados obtenidos en métodos tradicionales, los cuales se limitan a evaluar el comportamiento de las fuerzas actuantes y resistentes desconociendo posibles procesos de desplazamiento en la masa de suelo.

2.2. MODELOS GEOTECNICOS CASOS DE ESTUDIO

En la presente investigación se analizarán dos sitios de la ciudad de Bogotá, el primero localizado en la zona de las Américas con calle 26 y el segundo sobre la Calle 94 con Carrera 30, específicamente en las zonas donde se ubican pasos viales deprimidos. Las características geotécnicas para cada uno de estos lugares se presentan a continuación, es preciso indicar que los parámetros geotécnicos fueron obtenidos de información extraída de estudios de suelos realizados sobre estos lugares por una firma consultora, la cual es de carácter confidencial y por consiguiente discusiones sobre la definición de los parámetros geotécnicos obtenidos para estos sitios se consideran fuera del alcance del presente Trabajo de Grado.

Resulta oportuno, comentar que la información obtenida de estudios de suelos fue escasa debido a la dificultad que se presentó para la consecución de la misma, así mismo cierta información asociada a ensayos de consolidación, gravedad específica, no fue posible encontrarla de forma completa dada la pérdida de información en el lugar donde reposa la misma, por lo que se procedió al cálculo mediante correlaciones.

2.2.1. Caso 1 – Américas con Calle 26

Este primer lugar de análisis se encuentra localizado en la zona occidental de la ciudad de Bogotá específicamente en la avenida de las Américas con Calle 26 (paso deprimido). Entre los sitios más representativos que confluyen en los alrededores se encuentran: el edificio del concejo de Bogotá, Colsubsidio de la Calle 26 y edificio de la Dirección de Custodia y Vigilancia (INPEC). Esta área se caracteriza por presentar una topografía plana, formaciones de origen lacustre y confluir corredores viales de importancia para la conexión de la zona centro y occidente.

En el estudio de suelos realizado para el paso a desnivel ubicado en esta área, se llevó a cabo una campaña de exploración del subsuelo en la cual se ejecutaron un total de 15 sondeos a profundidades entre 6 m y 45 m, es preciso indicar que para efectos de la presente investigación se obtuvo información de 3 de 15 sondeos los cuales alcanzaron profundidades entre 20 m y 45 m. La localización y profundidades de estos sondeos se presentan en la Figura 9 y Tabla 4.



Figura 9. Localización sondeos caso 1 – Américas con calle 26.
Fuente: Autor.

Tabla 4. Características generales sondeos – caso 1 Américas con calle 26

Descripción	Profundidad (m)	Coordenadas (y)	Coordenadas (x)
Sondeo 1	45	102088.637 N	100527.489 E
Sondeo 2	45	102061.537 N	100414.177 E
Sondeo 3	20	102015.456 N	100375.033 E

Fuente: Instituto de Desarrollo Urbano (IDU).

Durante la exploración, se identificó el Nivel Freático a los 4 m.

Con la información obtenida de ensayos de laboratorio realizados a estos tres (3) sondeos, se procede a definir los parámetros geotécnicos típicos de este sector, para lo cual dada la disponibilidad y completitud de la documentación solo se logró obtener información de: Granulometría; Límites de consistencia (LL; LP; IP), Humedad natural (W); Peso unitario (γ), Cohesión (C); ángulo de fricción (ϕ); Cu (Resistencia al corte no drenada); y Es (módulo de elasticidad condición no drenada). Se complementa con el cálculo de índice de Liquidez, Gravedad Específica e índice de Compresibilidad.



Es preciso indicar que estos datos en estudio de suelos se encontraban totalmente procesados por lo que no se empleó ningún proceso de cálculo para su obtención, de este modo como fue expresado previamente el análisis y/o discusión de los resultados no hará parte del alcance de este trabajo de grado.

2.2.1.1. Caracterización física:

Como parte de la caracterización física de la estratigrafía del subsuelo en la zona de estudio, se presentan en esta sección los resultados obtenidos para límites de consistencia, granulometría, humedades, pesos unitarios y clasificación USCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), Gravedad Específica e Índice de Compresibilidad.

- **Granulometría:**

Como se observa en la Gráfica 1 más del 50% del material encontrado pasa el tamiz 200, lo cual permite evidenciar que el material que subyace en el subsuelo es fino (limos y/o arcillas), condición característica de los suelos de Bogotá y que resulta ser consistente con lo indicado en el numeral 2.2.2.

- **Clasificación USCS**

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en ensayo de granulometría para cada uno de los sondeos y conforme a lo indicado en la carta de plasticidad de Casagrande, la clasificación de los suelos USCS corresponde a lo indicado en Tabla 5 y Gráfica 1 a Gráfica 4.

Es preciso indicar que en algunos segmentos, los resultados de granulometría arrojan la presencia de limos de alta plasticidad y en el primer metro material orgánico, sin embargo, el material que mayor predomina es arcilla de alta plasticidad (CH), como se puede evidenciar gráficamente en la carta de casagrande las partículas se concentran por encima de la línea A en la zona de arcillas de alta plasticidad.

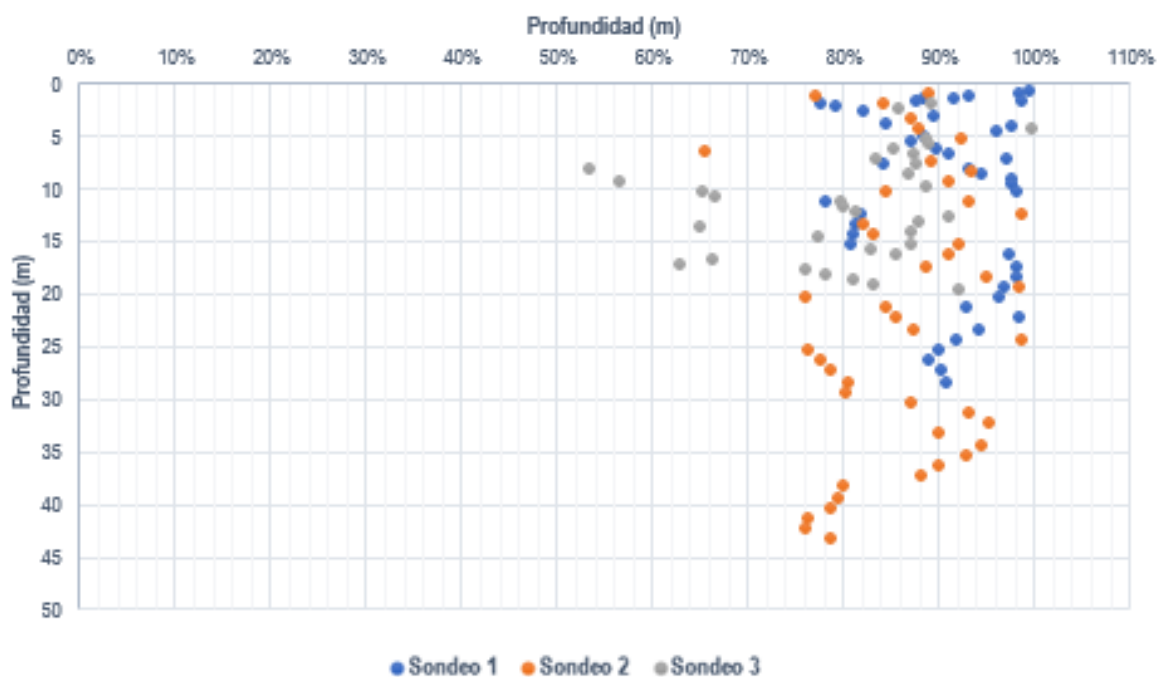
Tabla 5. Clasificación USCS – Caso 1 Américas con calle 26

Profundidad (m)	Clasificación USCS		
	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3
0 a 10	MH - CH	MH	CH
10 a 20	CH	MH	CH
20 a 30	CH	CH	
30 a 45	CH	CH	

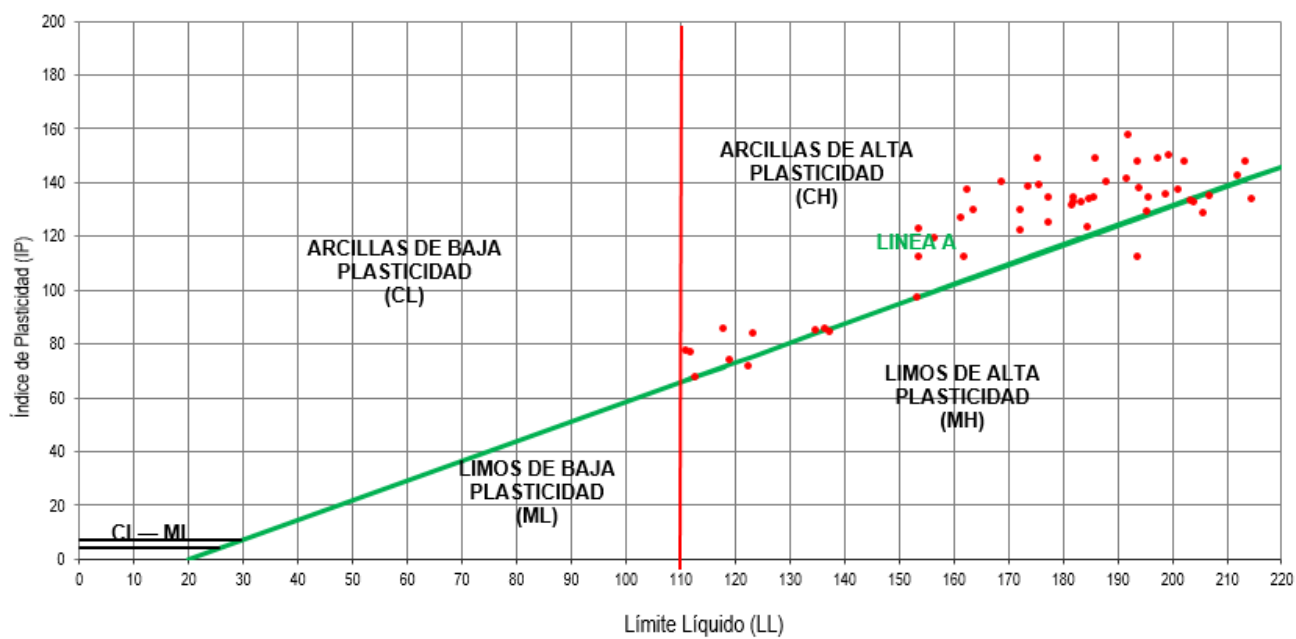
Fuente: Autor



Resultados Pasa tamiz 200

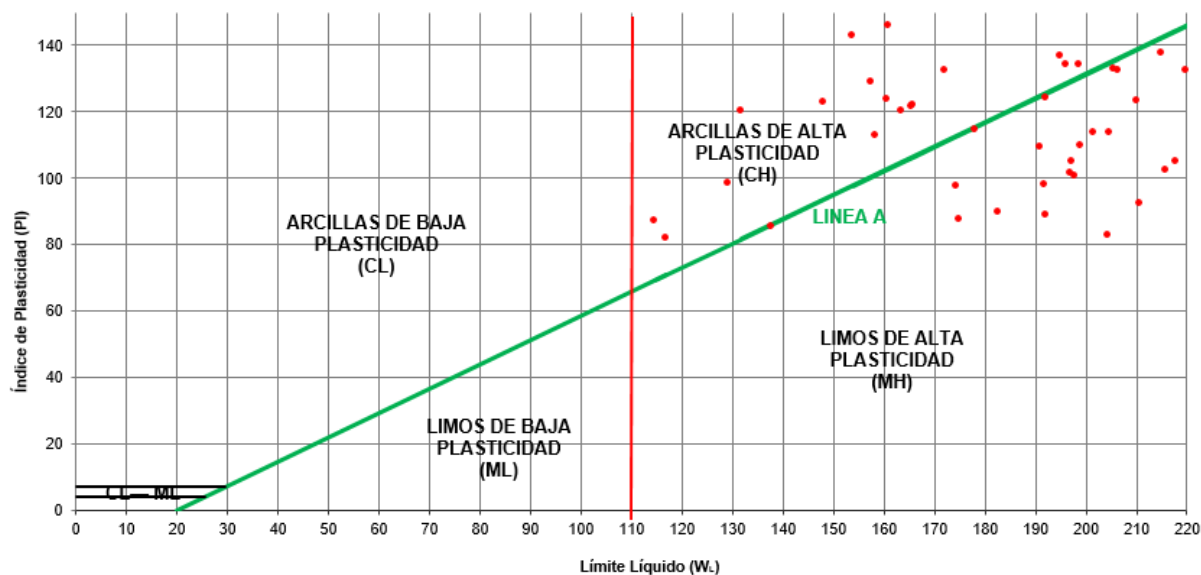


Gráfica 1. Resultados pasa tamiz 200 – Caso 1 Américas con calle 26
Fuente: Autor



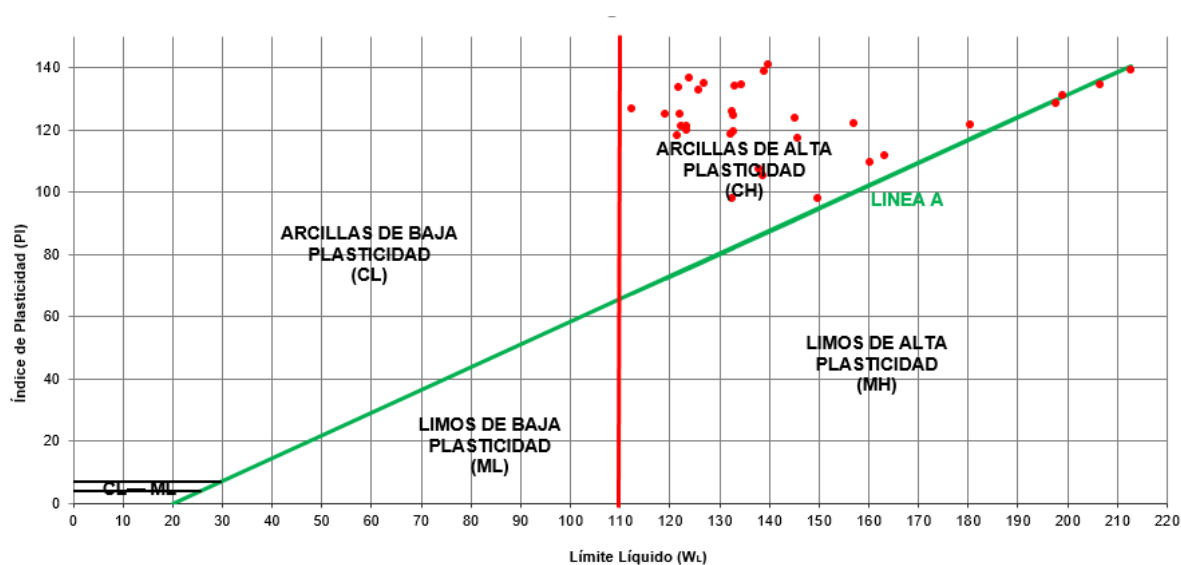
Gráfica 2. Carta de Casagrande sondeo 1 – caso Americas con calle 26

Fuente: Autor



Gráfica 3. Carta de Casagrande sondeo 2 – caso Américas con calle 26

Fuente: Autor



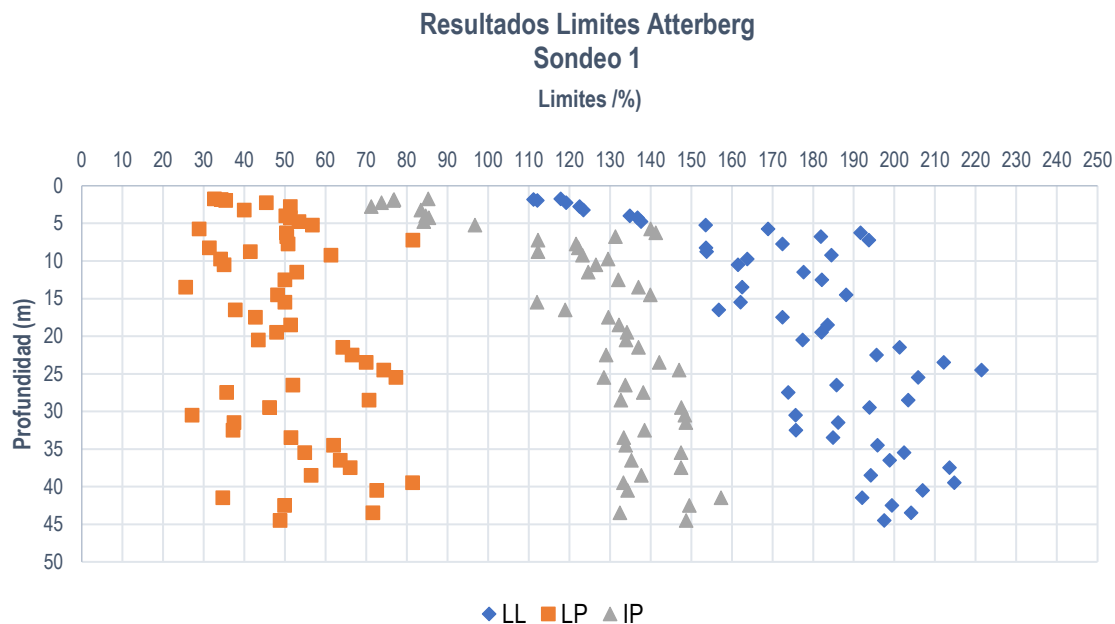
Gráfica 4. Carta de Casagrande sondeo 3 – caso Américas con calle 26

Fuente: Autor



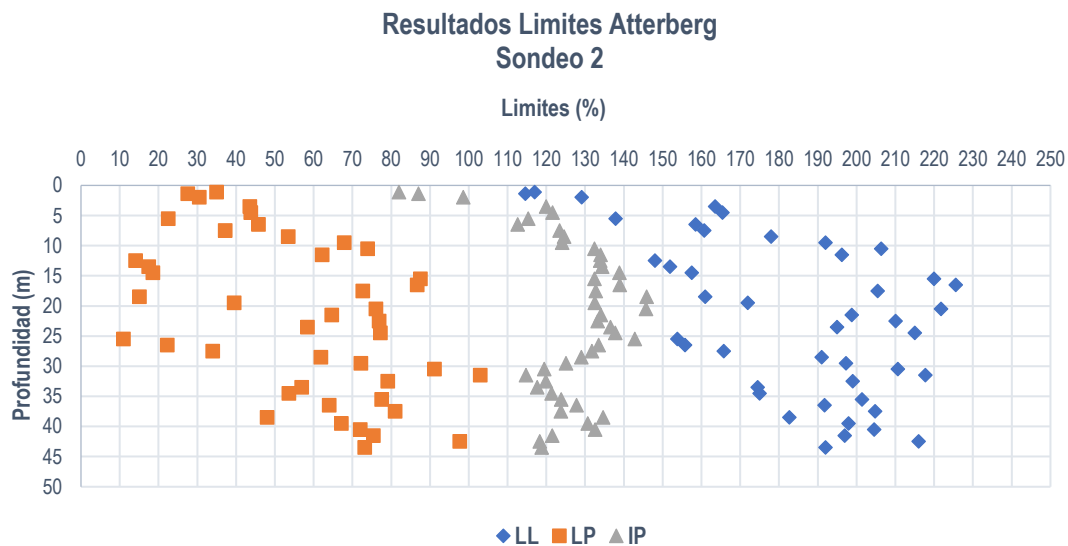
- **Límites de Consistencia:**

A continuación, se presentan los resultados de límites de consistencia obtenidos (Gráfica 5, Gráfica 6 y Gráfica 7).



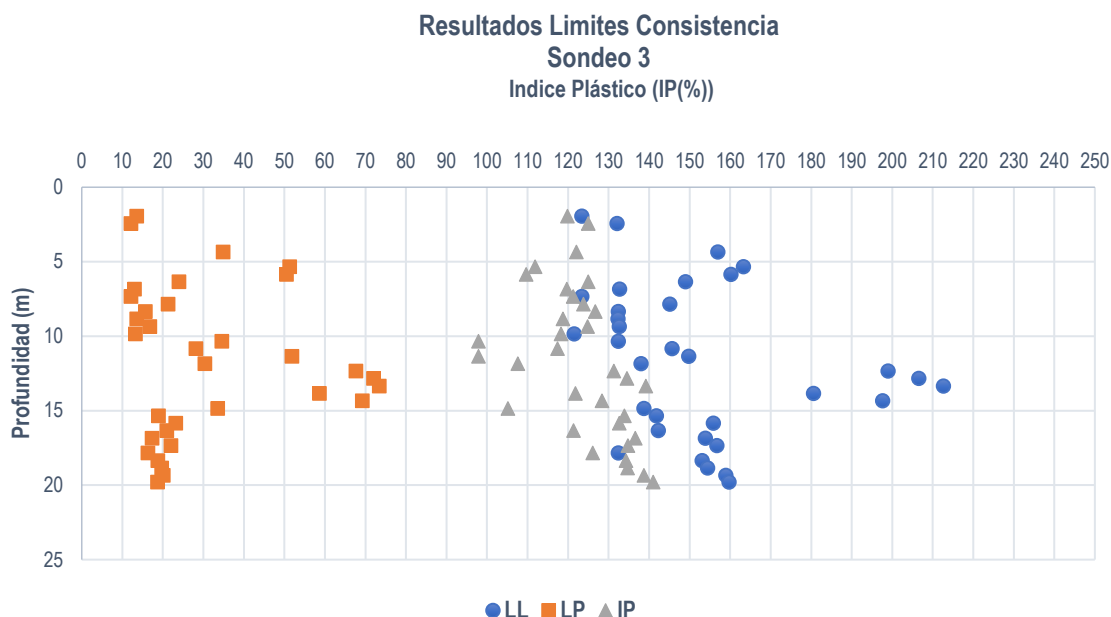
Gráfica 5. Resultados límites de consistencia sondeo 1 - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor



Gráfica 6. Resultados límites de consistencia sondeo 2 - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor



Gráfica 7. Resultados índices plásticos - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor

En la Gráfica 5, Gráfica 6 y Gráfica 7, puede observarse un comportamiento típico de los suelos de Bogotá con límites líquidos que oscilan entre 111% al 216%; límites plásticos entre 10% y 80%; e índices plásticos entre 67% y 157%, los cuales tienden a incrementar a mayor profundidad. El comportamiento reflejado en los resultados dan muestra de la alta plasticidad y contenido de agua de estos suelos en función a los altos valores de índices de plasticidad y límite líquido obtenidos, a partir de lo cual puede interpretarse que son suelos susceptibles de presentar problemas de expansividad y por ende deformaciones importantes cuando se genera variación de los esfuerzos, siendo a la vez este resultado coherente con el comportamiento mecánico de una arcilla de alta plasticidad (CH).

A continuación en la Tabla 6, se presentan los resultados de límites de consistencia de manera independiente para cada una de las variables que lo componen esto es: Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP) e Índice de Plasticidad (IP), empleando variables de estadística descriptiva, es preciso indicar que esta información reúne los datos obtenidos en los tres sondeos realizados.

Tabla 6. Resultados estadísticos Límite Líquido – Caso 1

Profundidad (m)	LL (%)			
	Min	Max	Media	Desv. Estandar
0 a 5	111	165	35	20
5 a 10	122	194	156	22
10 a 15	132	213	170	26
15 a 20	132	226	166	25



Tabla 6. Resultados estadísticos Limite Liquido – Caso 1

Profundidad (m)	LL (%)			
	Min	Max	Media	Desv. Estandar
20 a 25	177	222	204	14
25 a 30	154	206	182	19
30 a 35	175	218	189	16
35 a 40	183	215	200	10
40 a 45	192	216	201	8

Fuente: Autor

En la Tabla 6, se evidencia que el menor valor de limite liquido obtenido de los tres sondeos ejecutados corresponde a 11%, el máximo 216%, con un valor promedio del orden de 166%.

Como fue expresado, los limites líquidos para la zona de estudio superan el 200% y se comportan de forma similar en cada uno de los estratos inclusive en los primeros 10 m los limites líquidos oscilan entre 122% a 194%, situación característica de los suelos bogotanos que en considerando al origen de tipo lacustre contienen un alto contenido de agua lo cual incide de manera directa sobre estos resultados; así mismo este aspecto repercute en el comportamiento mecánico del suelo, aumentando el nivel de compresibilidad y disminuyendo la resistencia al corte.

Con relación a los resultados de limite plástico en la Tabla 7 se presentan los resultados estadísticos obtenidos, de esta información se observa que el menor valor obtenido corresponde a 14% en superficie, el mayor 103% y el promedio 49%.

Tabla 7. Resultados estadísticos Limite Plástico – Caso 1

Profundidad (m)	LP (%)			
	Min	Max	Media	Desv. Estandar
0 a 5	14	53	31	19
5 a 10	24	81	45	16
10 a 15	27	74	41	20
15 a 20	32	88	28	24
20 a 25	43	77	66	10
25 a 30	41	77	42	22
30 a 35	37	103	55	25
35 a 40	48	81	65	11
40 a 45	35	98	64	19

Fuente: Autor



Los valores de índice plástico obtenidos se presentan en la Tabla 8, de los cuales se observa que en el área de estudio los índices corresponden a: mínimo 67% a los 5 m y máximo de 157% a los 45 m, pero que no deja de ser menor entre los 10 y 40 m donde se tienen índices del orden de 140%, los resultados tienden a incrementar con la profundidad y conservan un valor promedio de 131% hasta la máxima profundidad alcanzada (45 m). Los resultados son típicos de los observados en la práctica para suelos de alta plasticidad.

Se reitera que en consideración a los resultados y el tipo de suelo (CH) este es un suelo con probabilidad de ser expansivo, por lo que en procesos constructivos como es recomendado por diferentes autores debe emplearse un adecuado sistema de drenaje que ayude al control del agua y mitigue los procesos de deformación.

Tabla 8. Resultados estadísticos Índice Plástico – Caso 1

Profundidad (m)	IP (%)			
	Min	Max	Media	Desv. Estandar
0 a 5	67	125	92	20
5 a 10	97	141	121	9
10 a 15	98	140	125	14
15 a 20	112	146	132	8
20 a 25	129	147	138	6
25 a 30	125	148	134	7
30 a 35	115	149	129	13
35 a 40	124	148	134	8
40 a 45	118	157	134	14

Fuente: Autor

La dispersión de los resultados de límites de consistencia, representada por la desviación estándar permite ver que los valores obtenidos para cada estrato tienden a dispersarse con relación a la media en un orden promedio de 10%.

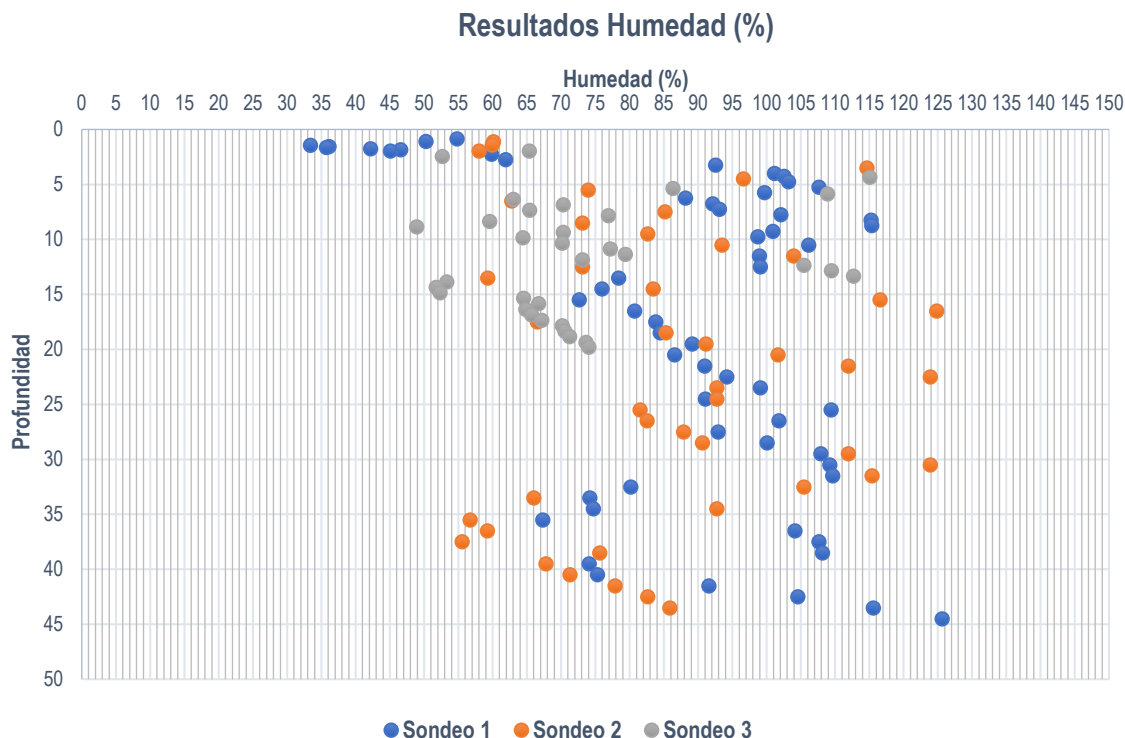
- **Humedad (W%)**

La humedad natural representada en la Gráfica 8 y resultados relacionados en la Tabla 9, dan cuenta del alto grado de humedad que presentan estos suelos. Se evidencia que en los primeros 5 m se presenta un contenido que oscila entre 33% a 115%; de 5 m a 15 m oscila entre 49% a 115%; de 15 m a 20 m oscila entre 65% a 125%; de 20 m a 25 m oscila entre 87% a 124%, de 25 m a 30 m oscila entre 82% y 112%, de 30 m a 35 m oscila entre 66% y 124%, de 35 m a 40 m oscila entre 56% y 108% , y de 40 m a 45 m oscila entre 71% y 126%.

De lo anterior, es importante indicar que el comportamiento de la humedad guarda una tendencia similar a mayor profundidad. El valor promedio de humedad es de 84%, los valores de humedad, aunque no son tan cercanos al límite líquido, son altos pues como se observa alcanzan valores mayores al 100%, conforme se observa en diferentes estudios de suelos



estos resultados son típicos dado que en suelos bogotanos la humedad oscila entre el 40% y 200%.



Gráfica 8. Resultados humedad - caso 1 Américas con calle 26.
Fuente: Autor

Tabla 9. Resultados estadísticos humedad natural – Caso 1

Profundidad (m)	Wn (%)			
	Min	Max	Media	Desv. Estandar
0 a 5	33	115	64	27
5 a 10	49	115	82	19
10 a 15	52	113	80	20
15 a 20	65	125	78	17
20 a 25	87	124	98	11
25 a 30	82	112	96	11
30 a 35	66	124	93	20
35 a 40	56	108	75	21
40 a 45	71	126	91	19

Fuente: Autor

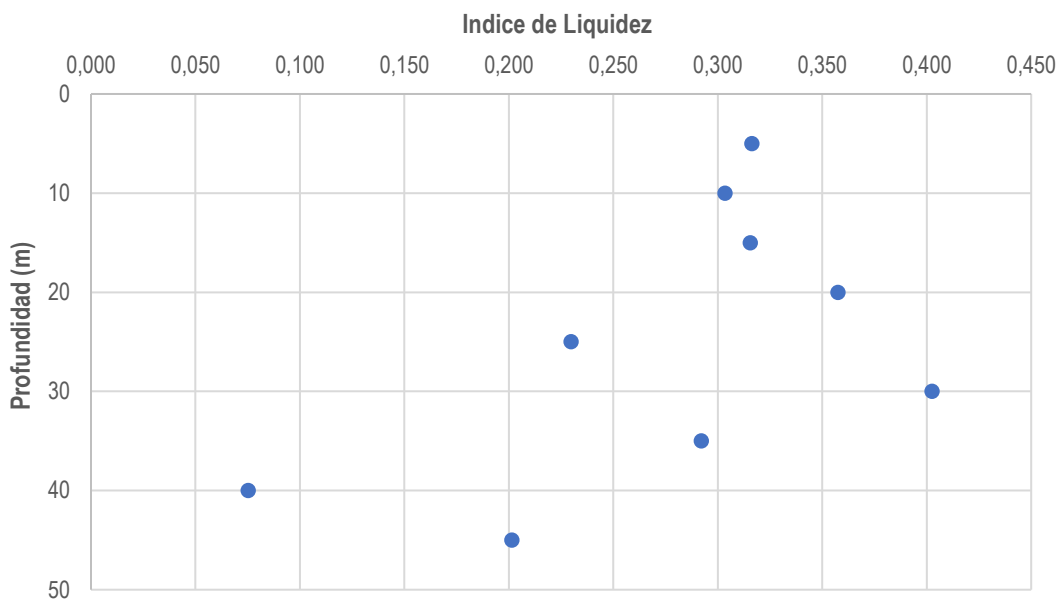


- **Índice de Liquidez (IL)**

Con la información de Limite Plástico, Índice de Plasticidad y humedad natural se procede a calcular el índice de liquidez para el perfil estratigráfico de la zona de estudio, obteniendo los siguientes resultados para el total de la profundidad evaluada (Tabla 10 y Gráfica 9):

Tabla 10. Resultados Índice de Liquidez (IL)

Profundidad (m)		Índice de Liquidez
Desde	Hasta	IL
0	5	0,316
5	10	0,303
10	15	0,315
15	20	0,358
20	25	0,230
25	30	0,402
30	35	0,292
35	40	0,075
40	45	0,201



Gráfica 9. Resultados Índice de Liquidez - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor

En la Gráfica 9, puede evidenciarse que los índices de liquidez en el área de estudio oscilan entre 0.08 a 0.3, con la profundidad estos tienden a aumentar, se evidencia como constantes índices altos por encima de 0.1, lo cual se asocia a los altos Índices Plásticos y humedad del subsuelo.



- **Gravedad Especifica**

Aunque no fue posible encontrar información completa de ensayos de gravedad específica para los tres sondeos ejecutados se evidencian en estudio de suelos algunos valores obtenidos para dos de los sondeos ejecutados. (Tabla 11).

Tabla 11. Valores de Gravedad Especifica – Caso de estudio 1

Profundidad (m)	Sondeo 1	Sondeo 2	Media
3	2,65	2,68	2,66
8	2,75	2,78	2,76
12	2,82	2,87	2,84
18	2,86	2,92	2,89

Fuente: Estudio de suelos

De los resultados obtenidos en la Tabla 11, se observa que la Gravedad Especifica oscila entre 2.65 y 2.92, con valores medios mínimos del orden de 2.66 en los primeros 3 m y una tendencia al aumento con la profundidad alcanzando un valor medio máximo de 2.89.

- **Pesos unitarios**

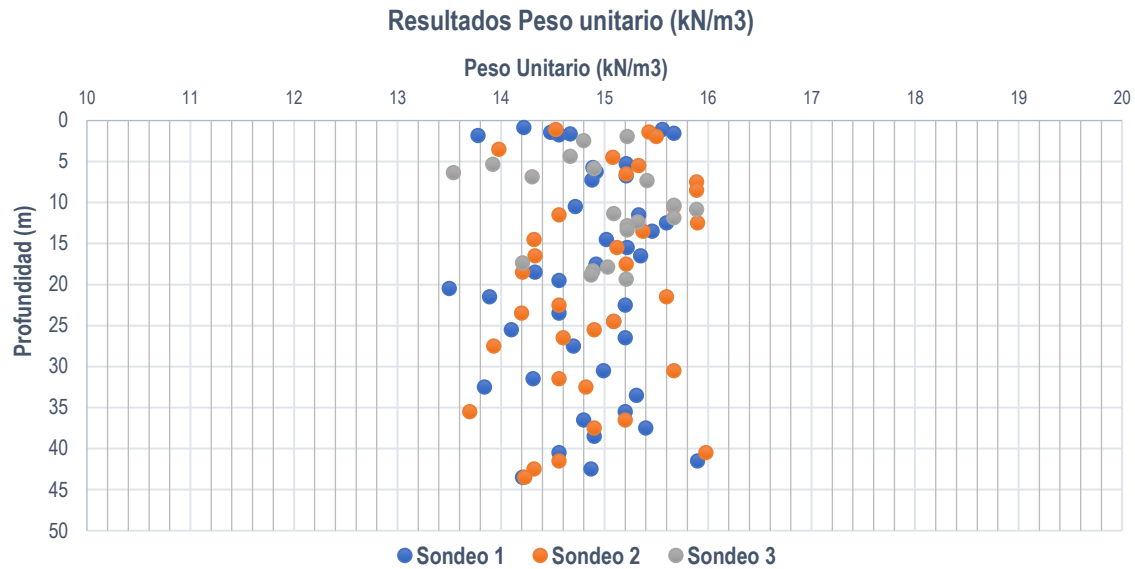
En la Gráfica 10, se relacionan los resultados de pesos unitarios obtenidos para el subsuelo de la zona de estudio (Tabla 12 y Tabla 13).

En la Tabla 12, se presentan los resultados de las variables estadísticas obtenidas para cada uno de los sondeos realizados, de esta información se observa que el mínimo valor alcanzado se obtiene en el sondeo 1 y corresponde a 13,50 kN/m³, el máximo valor se obtiene en el sondeo 2 igual a 15,98 kN/m³, el valor promedio equivale a 14,89 kN/m³, es preciso indicar que la variación de los resultados entre uno y otro sondeo es baja y no supera el 1%, como se observa los pesos unitarios son bajos lo cual se asocia a la baja compactación de los mismos y contenido de agua.

Tabla 12. Resultados generales estadística descriptiva pesos unitarios (kN/m³)

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	13,50	15,90	14,83	0,55	14,56	14,90
Sondeo 2	13,70	15,98	14,91	0,63	14,56	14,90
Sondeo 3	13,54	15,89	14,94	0,59	15,22	15,06

Fuente: Autor



Gráfica 10. Resultados peso unitario - caso 1 Américas con calle 26.
Fuente: Autor

Tabla 13. Estadística descriptiva pesos unitarios (kN/m³) a varias profundidades

Profundidad (m)	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
0 – 5	13,78	15,67	14,74	0,61	14,67	14,67
5 – 10	13,54	15,89	15,03	0,62	15,21	15,21
10 – 15	14,32	15,90	15,29	0,45	15,67	15,33
15 – 20	14,21	15,35	14,81	0,41	14,33	14,91
20 – 25	13,50	15,60	14,62	0,68	14,56	14,56
25 – 30	13,93	15,20	14,57	0,48	Sin dato	14,65
30 – 35	13,84	15,67	15,00	0,53	Sin dato	14,82
35 – 40	13,70	15,40	14,86	0,56	15,20	14,90
40 – 45	14,20	16,01	14,80	0,72	14,56	14,56

Fuente: Autor

En la Tabla 13, se presenta un análisis segmentando del subsuelo cada 5 m en el cual se incluye información consolidada obtenida en los tres sondeos, de los resultados se refleja que el valor de peso unitario mínimo que caracteriza esta zona de estudio corresponde a 13.50 kN/m³ y un máximo de 16.01 kN/m³, el valor promedio representado por la media equivale a 14.85 kN/m³ mediante el mayor valor de desviación estándar 0.72 se observa que la dispersión de los datos con respecto a la media es baja (menor a 1), lo que permite ver que la tendencia del valor medio obtenido se mantiene en la muestra de datos, la mediana obtenida 14,85 kN/m³ valor dentro de la media, y 14,56 kN/m³ el valor que más se repite en la muestra analizada en los tres sondeos.



- **Compresibilidad**

Mediante la correlación con el límite líquido (LL) dada por la expresión matemática $C_c = 0,009 * (LL-10)$ expuesta en texto de Fundamentos de Geotecnia de Braja DAS, se calcula el coeficiente de compresibilidad del subsuelo en el área de estudio obteniendo los resultados presentados en la Tabla 14.

Tabla 14. Coeficiente de Compresibilidad Caso 1 de estudio

Prof (m)	Cc
5	0,22
10	1,31
15	1,44
20	1,40
25	1,75
30	1,55
35	1,61
40	1,71
45	1,72

Fuente: Autor

De los resultados plasmados en la Tabla 14, se obtiene un valor máximo de compresibilidad del subsuelo igual a 1.75 y menor de 0.22 en los primeros 5 m de profundidad. El comportamiento de esta variable denota una tendencia al aumento de la compresibilidad del subsuelo con la profundidad, particularidad que es consistente con el tipo de suelo y el grado de saturación de este.

Al respecto, se debe añadir que los resultados obtenidos son coherentes con dato observado en ensayo de consolidación realizado para el sondeo 1, donde a los 8 metros de profundidad se obtiene un Coeficiente de Compresibilidad igual a 1.30.

2.2.1.2. Caracterización geomecánica – Condición No Drenada

En este numeral los resultados que serán presentados corresponden a la resistencia al corte en condición no drenada (C_u o S_u), así como el módulo de elasticidad (E_s) de los materiales.

En la Gráfica 11 y Gráfica 12, se relacionan los resultados obtenidos para la Resistencia al corte no drenada (C_u) y módulo de elasticidad para la condición no drenada del subsuelo, como puede apreciarse estos valores tienden a disminuir a mayor profundidad, el valor promedio de C_u es de 35,4kPa y E_s de 5.317 kPa.

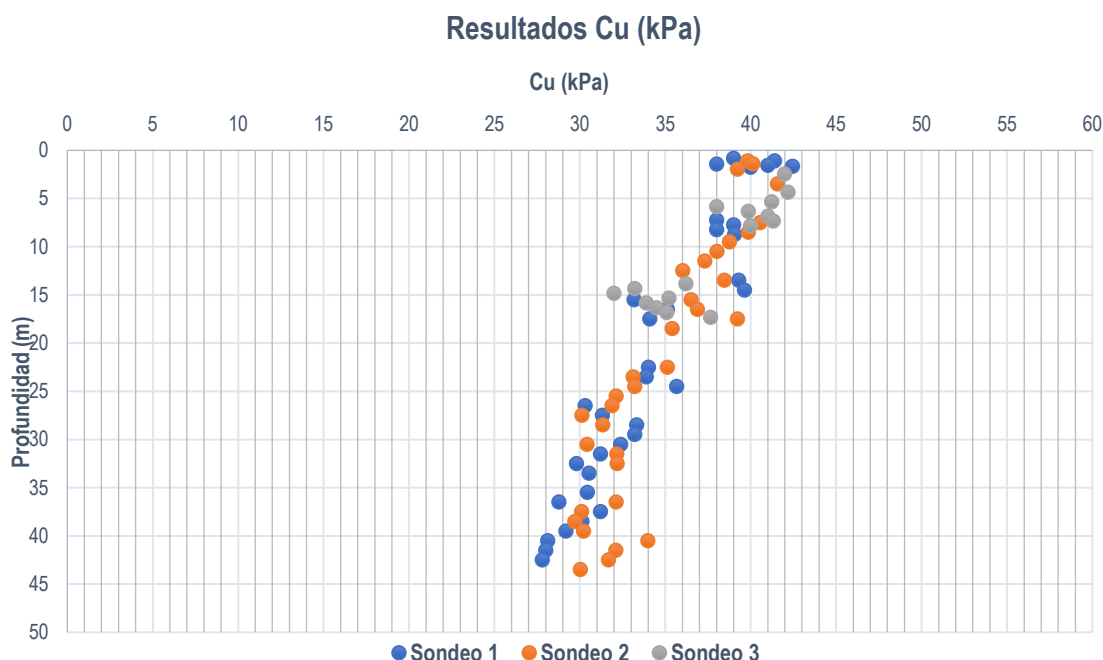
La información de estos parámetros proviene de información secundaria y fue obtenida de las siguientes fuentes:

- De acuerdo con el estudio de suelos consultado, el módulo de elasticidad (E_s) fue obtenido a partir de correlaciones establecidas en la literatura técnica en función de la



resistencia a la compresión inconfiada (q_u) y del número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar (N) (Bowles Foundation Analysis and design).

- Los valores de Resistencia al Corte No Drenada (C_u) (kPa), fueron tomados de estudio de suelos y provienen del ensayo de compresión inconfiada y la relación $q_u/2$.



Gráfica 11. Resultados Resistencia al Corte No Drenada - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor

Los valores típicos de Resistencia al Corte No Drenada (C_u) obtenidos para los tres sondeos realizados se relacionan en la Tabla 15 y Tabla 16.

Tabla 15. Resultados generales estadística descriptiva Resistencia al Corte No Drenada

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	27,81	42,44	34,03	4,45	38,00	33,61
Sondeo 2	29,71	41,56	34,64	3,78	32,13	33,99
Sondeo 3	31,99	42,19	37,56	3,44	Sin dato	37,83

Fuente: Autor

De la Tabla 15, se tiene como valor mínimo de Resistencia al Corte No Drenada 27,81 kPa, máximo de 42,44 kPa y un valor medio o promedio igual a 34,21 kPa, la dispersión de los datos conserva una tendencia similar representada por una desviación estándar de 3 lo que permite apreciar que los valores de la media varían en promedio este valor. El valor que mayor repetición presenta corresponde en función a la moda a 38 kPa y 32kPa.

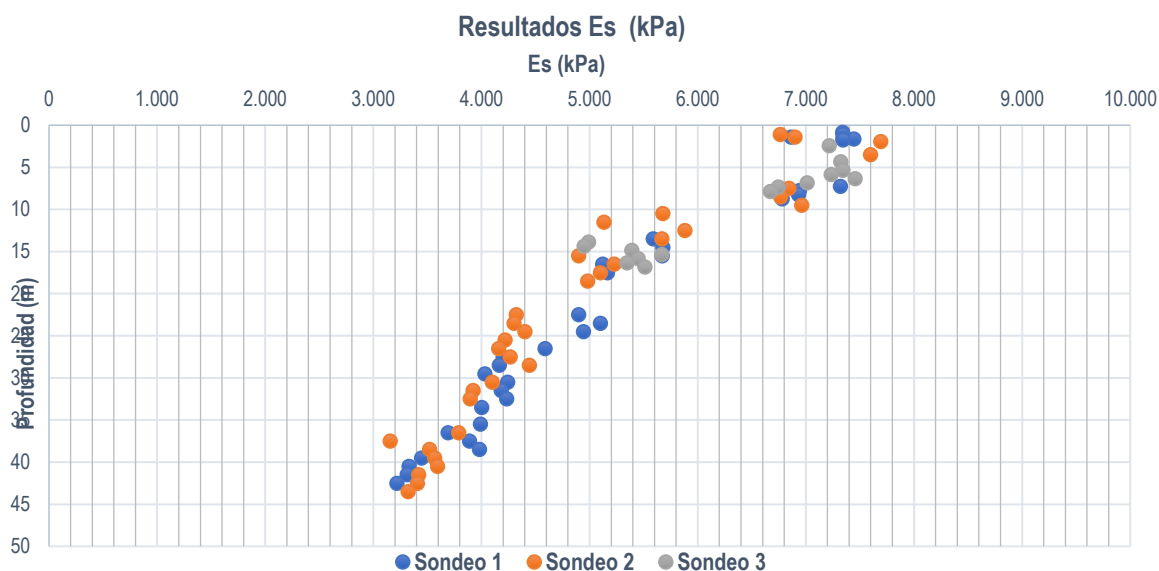


En la Tabla 16, puede apreciarse que los valores de la resistencia al corte no drenada tienden a disminuir con la profundidad, condición atribuible a la variación de los esfuerzos efectivos y presión de poros, lo cual conlleva a la disminución de la resistencia.

Tabla 16. Estadística descriptiva Resistencia al Corte No Drenada a varias profundidades

Profundidad (m)	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Mediana
0 – 5	38,00	42,44	40,59	1,36	41,00
5 – 10	38,00	41,32	39,44	1,16	39,47
10 – 15	31,99	39,63	36,60	2,64	37,32
15 – 20	33,17	39,22	35,52	1,73	35,17
20 – 25	33,12	35,67	34,16	1,03	33,96
25 – 30	30,12	33,32	31,69	1,18	31,62
30 – 35	29,81	32,39	31,23	1,02	31,21
35 – 40	28,77	32,13	30,20	1,01	30,13
40 – 45	27,81	33,99	30,17	2,42	30,03

Fuente: Autor



Gráfica 12. Resultados módulo de elasticidad - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor

Lo valores típicos del módulo de elasticidad obtenidos para los tres sondeos realizados se relacionan en la Tabla 17 y Tabla 18.



De la información obtenida para los tres sondeos realizados, se evidencia que el valor mínimo de módulo de elasticidad es igual a 3.156 kPa, máximo de 7.692 kPa, un promedio de 5.317 kPa, el valor con mayor repetición se tiene en el sondeo 1 y correspondiente a 7.345 kPa, así mismo en la Tabla 17 se relacionan los valores que más se acercan a la media, los cuales se encuentran representados para cada sondeo por la mediana.

Tabla 17. Resultados generales estadística descriptiva módulo de elasticidad

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	3.219	7.445	4.997	1.447	7.345	4.923
Sondeo 2	3.156	7.692	4.739	1.349	Sin Dato	4.401
Sondeo 3	4.951	7.456	6.217	965	Sin Dato	6.671

Fuente: Autor

En la Tabla 18, se observan los valores de módulos de elasticidad obtenidos para las tres exploraciones realizadas segmentando los resultados hasta la profundidad máxima alcanzada, de esta información es preciso resaltar que los resultados tienden a disminuir con la profundidad esto asociado a la pérdida de resistencia, lo que incide en la disminución de la elasticidad de los materiales y capacidad de atender solicitudes carga.

Tabla 18. Estadística descriptiva módulo de elasticidad a varias profundidades

Profundidad (m)	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Mediana
0 – 5	6.765	7.692	7.267	275	7.344
5 – 10	6.671	7.456	6.969	246	6.938
10 – 15	4.951	5.883	5.431	339	5.589
15 – 20	4.901	5.671	5.280	264	5.229
20 – 25	4.301	5.101	4.650	359	4.651
25 – 30	4.032	4.589	4.257	176	4.211
30 – 35	3.895	4.242	4.080	145	4.101
35 – 40	3.156	3.991	3.661	276	3.692
40 – 45	3.219	3.593	3.371	118	3.332

Fuente: Autor

En la Tabla 19, se presentan resultados de estadística descriptiva obtenidos cada 5 m para las dos variables asociadas a la condición no drenada.



Tabla 19. Resultados estadísticos ensayos de laboratorio – caso 1 Américas con calle 26.

0 a 5 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	38,00	42,44	40,59	1,36	Sin Dato	41,00
Es (kPa)	6.765	7.692	7.267	275	7.345	7.344

5 a 10 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	38,00	41,32	39,44	1,16	38,00	39,47
Es (kPa)	6.671	7.456	6.969	246	Sin Dato	6.938

10 a 15 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	31,99	39,63	36,60	2,64	Sin Dato	37,32
Es (kPa)	4.951	5.883	5.431	339	5.678	5.589

15 a 20 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	33,17	39,22	35,52	1,73	Sin Dato	35,17
Es (kPa)	4.901	5.671	5.280	264	Sin Dato	5.229

20 a 25 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	33,12	35,67	34,16	1,03	Sin Dato	33,96
Es (kPa)	4.301	5.101	4.650	359	Sin Dato	4.651



25 a 30 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	30,12	33,32	31,69	1,18	Sin Dato	31,62
Es (kPa)	4.032	4.589	4.257	176	Sin Dato	4.211

30 a 35 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	29,81	32,39	31,23	1,02	Sin Dato	31,21
Es (kPa)	3.895	4.242	4.080	145	Sin Dato	4.101

35 a 40 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	28,77	32,13	30,20	1,01	Sin Dato	30,13
Es (kPa)	3.156	3.991	3.661	276	Sin Dato	3.692

40 a 45 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	27,81	33,99	30,17	2,42	Sin Dato	30,03
Es (kPa)	3.219	3.593	3.371	118	Sin Dato	3.332

Fuente: Autor

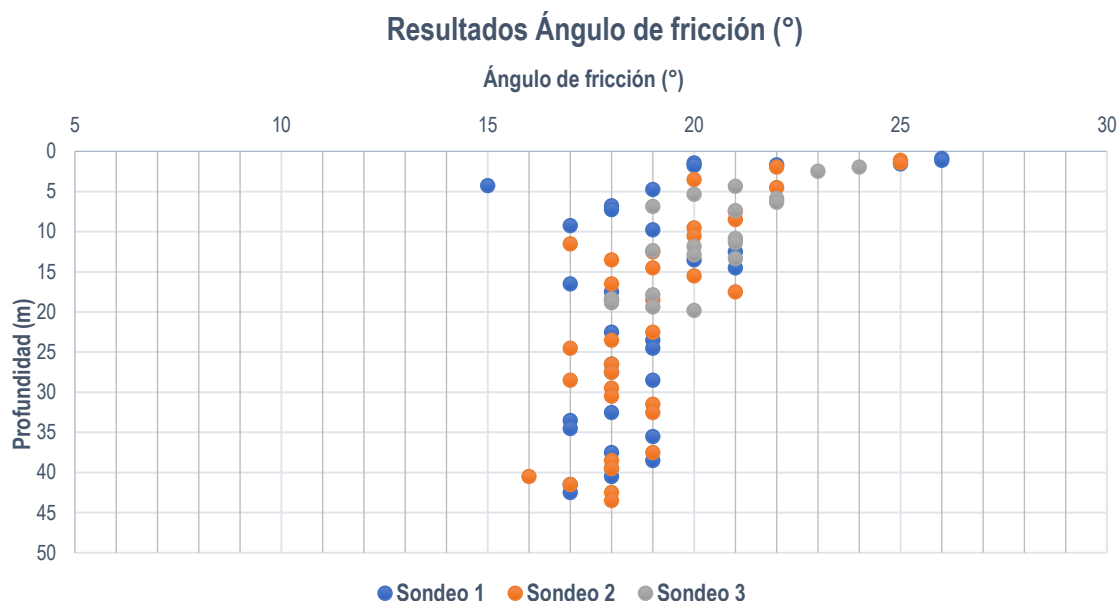
2.2.1.3. Caracterización geomecánica – Condición Drenada

A continuación, se muestran los resultados de cohesión y ángulos de fricción, parámetros asociados a condiciones drenadas y cuyos valores fueron obtenidos de información secundaria producto del ensayo de corte directo en el cual a partir de las tensiones normales y tangenciales es posible obtener estas variables mediante iteración en ecuación matemática.

El ángulo de fricción, conforme a los resultados plasmados en el Gráfica 13 oscilan entre 15° y 26°, se evidencia que a mayor la profundidad los valores disminuyen, fluctuando de 17° a 22°, en los primeros 5 m se obtiene ángulos máximos de 26°. Teniendo en cuenta que los suelos de esta zona corresponden arcillas es característico obtener ángulos de fricción bajos, es decir no mayores a 20° en promedio, esto considerando que son partículas finas



que no presentan angularidad por lo que la fricción entre estas es mínima (ver: Tabla 20 y Tabla 21).



Gráfica 13. Resultados ángulo de fricción - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor

Los resultados estadísticos obtenidos corresponden a los presentados en la Tabla 20 y Tabla 21, que permiten describir con mayor precisión la información plasmada en la Gráfica 13.

En la Tabla 20, se presentan los valores estadísticos obtenidos en los tres sondeos ejecutados obteniéndose que el valor mínimo corresponde a 15°, máximo de 26°, un valor promedio de 19°, los valores que mayor repetición se tienen en la muestra son del orden 18°, la desviación estándar indica que los datos del conjunto poseen una dispersión no mayor al 2%. Con lo anterior, se corrobora lo expresado anteriormente respecto al valor típico de ángulo de fricción, el cual es bajo conforme al tipo de material de contenido arcilloso.

Tabla 20. Resultados generales estadística descriptiva ángulos de fricción

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	15	26	18,95	2,49	18	18
Sondeo 2	16	25	19,08	2,07	18	19
Sondeo 3	18	24	20,36	1,61	21	20

Fuente: Autor

En la Tabla 21, se observa el comportamiento que se presenta en los resultados de ángulos de fricción obtenidos hasta la profundidad de exploración alcanzada, evidenciando que a los 5 m se presenta el menor ángulo correspondiente a 15°, máximo de 26° y un promedio de



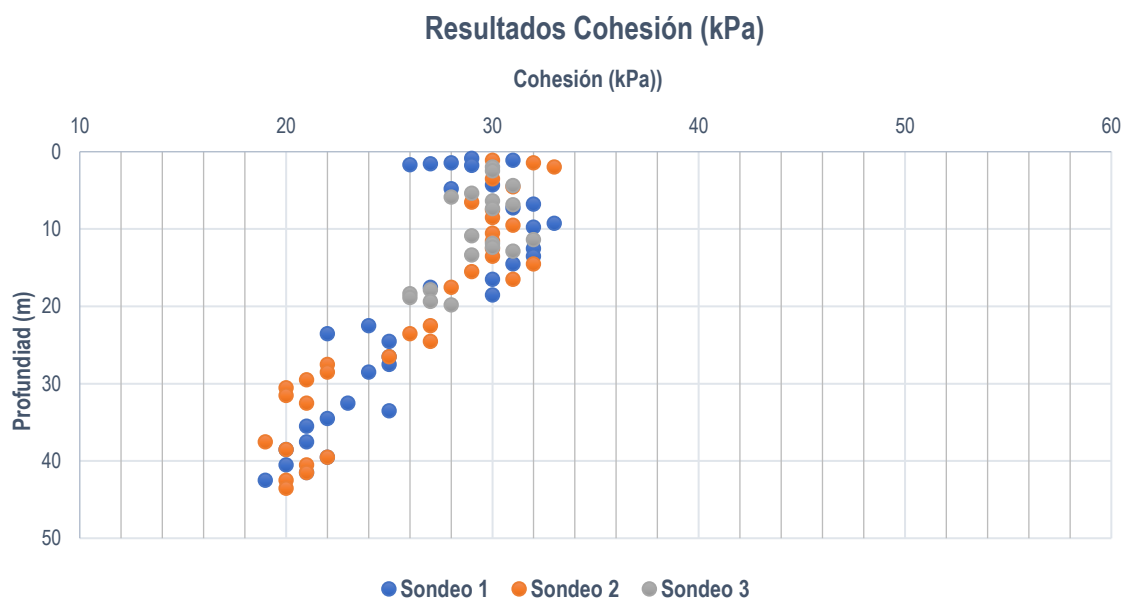
22°, el valor que presenta mayor repetición en la muestra corresponde a 20° (moda), la dispersión de los datos en promedio no supera el 1%.

Tabla 21. Estadística descriptiva ángulos de fricción a varias profundidades

Profundidad (m)	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
0 – 5	15	26	22	2,95	20	22
5 – 10	17	22	20	1,72	21	20
10 – 15	17	21	20	1,25	21	20
15 – 20	17	21	19	1,14	18	19
20 – 25	17	19	18	0,82	19	19
25 – 30	17	19	18	0,58	18	18
30 – 35	17	19	18	0,89	18	18
35 – 40	18	19	18	0,53	18	18
40 – 45	16	18	17	0,76	18	17

Fuente: Autor

Los valores de cohesión (Gráfica 14, Tabla 22), son del orden de 19 kPa a 33 kPa. Esta condición permite observar un comportamiento típico de la cohesión de los materiales arcillosos de la ciudad de Bogotá.



Gráfica 14. Resultados cohesión - caso 1 Américas con calle 26.

Fuente: Autor

Tabla 22. Resultados generales estadística descriptiva cohesión



Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	19	33	26	4,28	32	27
Sondeo 2	19	33	26	4,69	30	28
Sondeo 3	26	32	29	1,74	30	30

Fuente: Autor

Así mismo, predomina el comportamiento estadístico reflejado en la Tabla 23.

Tabla 23. Estadística descriptiva cohesión a varias profundidades

Profundidad (m)	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
0 – 5	26	33	30	1,77	30	30
5 – 10	28	33	31	1,38	30	31
10 – 15	29	32	31	1,09	30	30
15 – 20	26	31	28	1,70	#N/A	21
20 – 25	22	27	25	1,94	27	26
25 – 30	21	25	23	1,72	25	24
30 – 35	20	25	22	1,94	20	22
35 – 40	19	22	21	1,11	21	21
40 – 45	19	21	20	0,76	20	20

Fuente: Autor

El valor mínimo obtenido de cohesión corresponde a 19 kPa obtenido a los 45 m con un valor máximo de 33 kPa en los 10 primeros metros y un promedio (media) equivalente a 25 kPa, la dispersión de los datos representado por la desviación estándar corresponde a 1.49, el valor que mayor repetición tiene en la muestra en los primeros 15 m corresponde a 30 kPa, conforme a lo evidenciado en la Tabla 23 se refleja que la dispersión de los resultados a las profundidades definidas guarda una tendencia similar. Como se evidencia los resultados de cohesión tienden a disminuir con la profundidad, representando la reducción de resistencia al corte por pérdida de cementación entre las partículas.

En la Tabla 24, se presentan resultados de estadística descriptiva obtenidos cada 5 m para las variables asociadas a la condición drenada:



Tabla 24. Resultados estadísticos ensayos de laboratorio – caso 1 Américas con calle 26

0 a 5 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	15	26	22	2,95	20	22
C (kPa)	26	33	30	1,77	30	30

5 a 10 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	22	20	1,72	21	20
C (kPa)	28	33	31	1,38	30	31

10 a 15 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	21	20	1,25	21	20
C (kPa)	29	32	31	1,09	30	30

15 a 20 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	21	19	1,14	18	19
C (kPa)	26	31	28	1,70	#N/A	21

20 a 25 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	19	18	0,82	19	19
C (kPa)	22	27	25	1,94	27	26



25 a 30 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	19	18	0,58	18	18
C (kPa)	21	25	23	1,72	25	24

30 a 35 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	19	18	0,89	18	18,00
C (kPa)	20	25	22	1,94	20	22

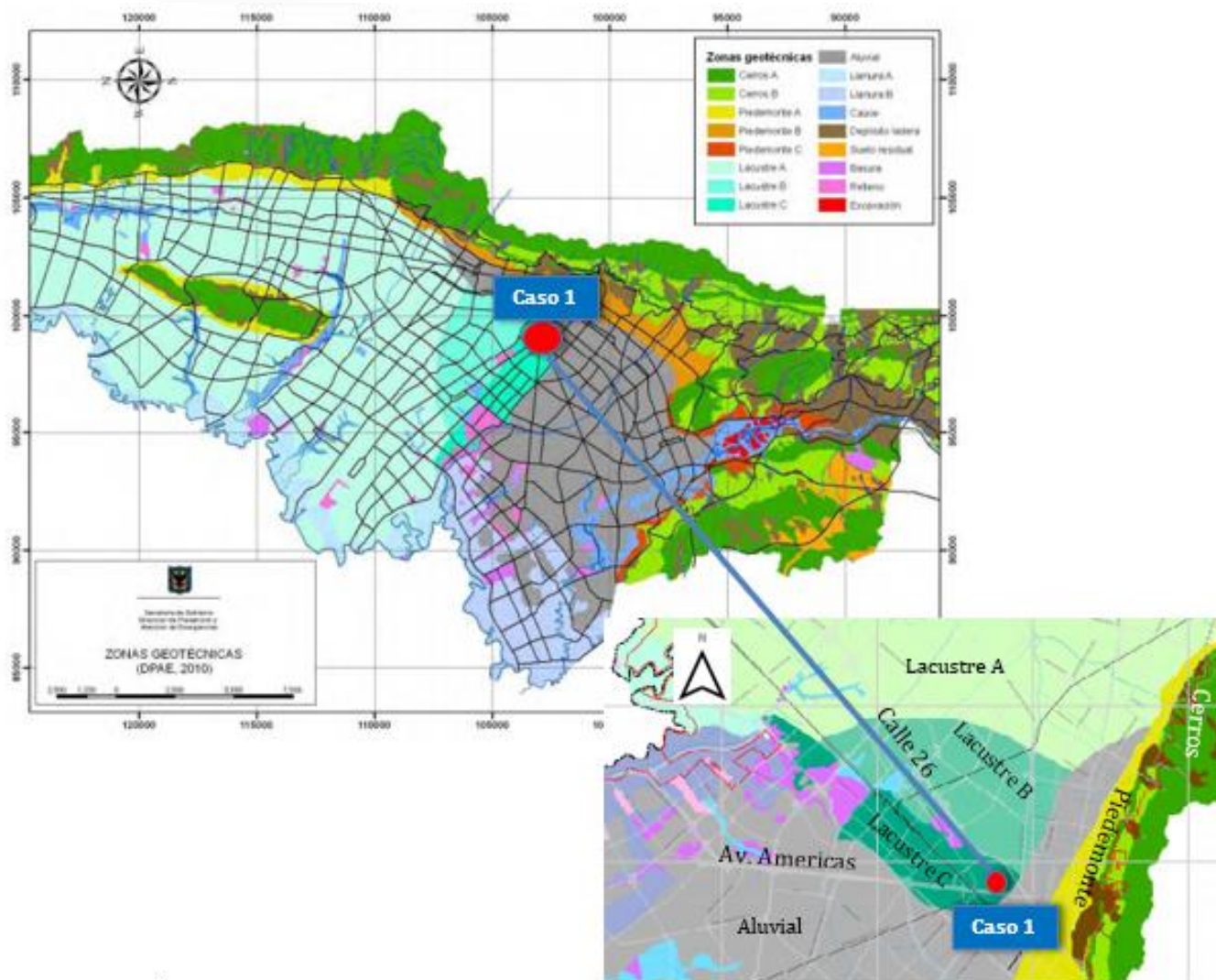
35 a 40 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	18	19	18	0,53	18	18
C (kPa)	19	22	21	1,11	21	21

40 a 45 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	16	18	17	0,76	18	17
C (kPa)	19	21	20	0,76	20	20

Fuente: Autor

2.2.1.4. Definición de Modelo geotécnico - Caso 1 Américas Calle 26

En la Figura 10 se ubica el caso de estudio dentro de la zona geotécnica definida en el Decreto 523 de 2010. Al respecto se resalta que este sitio se localiza en una zona lacustre tipo C donde predominan suelos lacustres aluviales con espesores que oscilan entre los 20 m a 500 m, con un alto grado de compresibilidad, suelos que como puede apreciarse en el modelo geotécnico se caracterizan por la presencia de arcillas de alta plasticidad (CH).



En función a los valores de la media obtenidos para cada uno de los parámetros geotécnicos de 0 m a 45 m de profundidad descritos anteriormente, se procede a definir el modelo geotécnico (Tabla 25) para la condición No Drenada y Drenada, información a partir de la cual se llevarán a cabo las modelaciones para el análisis de deformaciones y desplazamientos. Es preciso señalar que para el modelo geotécnico se definió una estratigrafía cada 5 m de profundidad hasta 45 m, en virtud de lograr tener el menor grado de desviación en los resultados dada la escasa información analizada, con lo cual a la vez se logrará simular un comportamiento mecánico del suelo más acorde y en este sentido obtener análisis más aterrizados a la realidad.



Tabla 25. Resultados promedio ensayos de laboratorio – caso 1 Américas con calle 26.

Estrato	Profundidad (m)		Clasificación USCS	Peso Unitario Total (kN/m ³)	Condición Drenada		Condición No Drenada	
	Desde	Hasta			C (kPa)	ϕ (°)	Cu (kPa)	Es (kPa)
1	0,00	5,00	MH	14,74	30	22	40,59	7.267
2	5,00	10,00	CH	15,03	31	20	39,44	6.969
3	10,00	15,00	CH	15,29	31	20	36,60	5.431
4	15,00	20,00	CH	14,81	28	19	35,52	5.280
5	20,00	25,00	CH	14,62	25	18	34,16	4.650
6	25,00	30,00	CH	14,57	23	18	31,69	4.257
7	30,00	35,00	CH	14,77	22	18	31,23	4.080
8	35,00	40,00	CH	14,86	21	18	30,20	3.661
9	40,00	45,00	CH	14,81	20	17	30,17	3.371

Fuente: Autor

El nivel freático como bien se expresó, se localiza a los 4 m de profundidad es preciso indicar que como puede verse en la Tabla 25 la presencia del mismo influye de manera notable en disminución de las propiedades de los materiales subyacentes.

2.2.2. Caso 2 – Calle 94 con Carrera 30

El segundo lugar seleccionado para el análisis se encuentra ubicado en la zona nororiental de la ciudad de Bogotá específicamente sobre la calle 94 con Carrera 30 - NQS (Avenida Norte Quito Sur), entre los sitios más representativos que se localizan a los alrededores se encuentran: edificios hoteleros entre estos el emblemático hotel Dann Carton, edificios residenciales, empresariales y comerciales. El área de influencia directa puntual posee una topografía plana y geológicamente se destacan depósitos lacustres (suelos blandos), sin drenajes prevalecientes en la zona.

En estudio de suelos realizado para el paso a desnivel ubicado en esta área obtenido de fuente secundaria, se realizó un total de 22 sondeos a profundidades entre 5 m y 60 m, es preciso indicar que para efectos de la presente investigación se obtuvo información completa para 3 de los 22 sondeos realizados, los cuales alcanzaron profundidades entre 40 m y 60 m. La localización de estos sondeos se presenta en la Figura 11. La información fue escasa dado que se presentó dificultad en la obtención y en algunos casos la misma se encontraba incompleta.

Para los sondeos realizados se efectuaron ensayos de Granulometría; Límites de consistencia (LL; LP; IP), Humedad natural (W); Peso unitario (γ), Cohesión (C); ángulo de fricción (ϕ); Cu (Resistencia al Corte No Drenada); y Es (módulo de elasticidad), así mismo se determinan parámetros asociados a Índice de Liquidez (IL), Gravedad Específica (Gs) e Índice de Compresibilidad (Cc). Es preciso indicar que estos datos en estudio de suelos se encontraban totalmente procesados por lo que no se empleó ningún proceso de cálculo para



su obtención, de este modo el análisis y/o discusión de los resultados no hará parte del alcance de este trabajo de grado.



Figura 11. Localización sondeos caso 2 – Américas con calle 94.

Fuente: Autor.

De manera específica, las profundidades alcanzadas en cada uno de los sondeos corresponden a las indicadas en la Tabla 26:

Tabla 26. Características generales sondeo calle 94 con NQS

Descripción	Profundidad (m)	Coordenadas (Y)	Coordenadas (X)
Sondeo 1	60 m	1.092.606,86 N	1.023.284,32 E
Sondeo 2	60 m	1.095.506,50 N	1.028.248,95 E
Sondeo 3	40 m	1.097.788,92 N	1.028.137,97 E

Fuente: Autor.



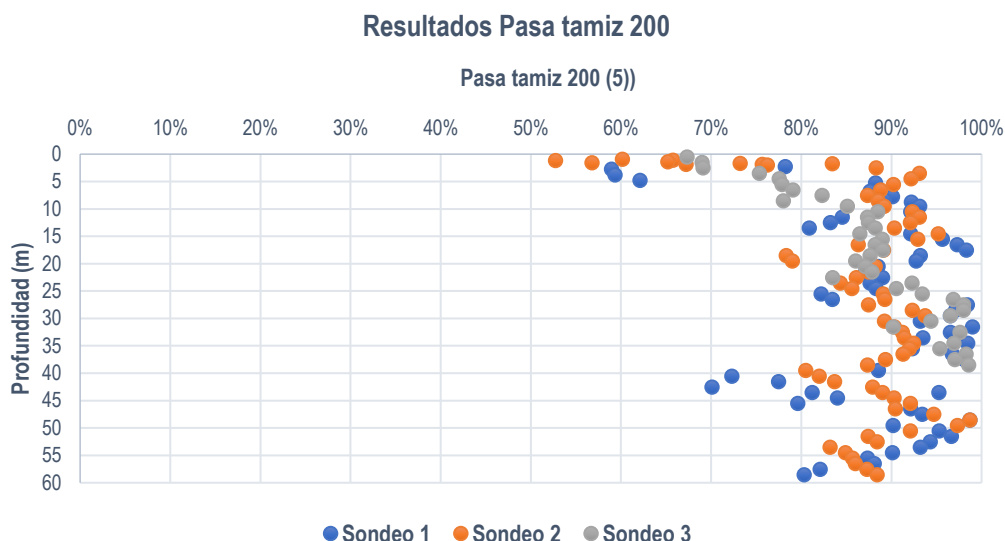
Durante la exploración, se identificó Nivel Freático a los 3,5 m.

2.2.2.1. Caracterización física:

A continuación, se relacionan los resultados obtenidos para parámetros de caracterización física como son: Límites de consistencia (LL; LP; IP), Humedad natural (W); Peso unitario (γ), añadiendo de manera complementaria cálculos de parámetros mecánicos asociados con índice de Compresibilidad y Gravedad Específica.

• Granulometría

Como se observa en la Gráfica 15, más del 50% del material pasa el tamiz 200 lo cual permite identificar que el material es fino (limos y/o arcillas), esta definición se corrobora y soporta en la clasificación de los suelos USCS indicada en los respectivos ensayos de granulometría y que se presenta en la Tabla 27.



Gráfica 15. Resultados pasa tamiz 200 – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor

Tabla 27. Clasificación USCS – Caso 2 Calle 94 con NQS

Profundidad (m)	Clasificación USCS		
	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3
0 a 10	CH	CL	CH
10 a 20	CH	CH	CH
20 a 30	CH	CH	CH
30 a 40	CH	CH	CH
40 a 50	CH	CH	
50 a 60	CH	CH	

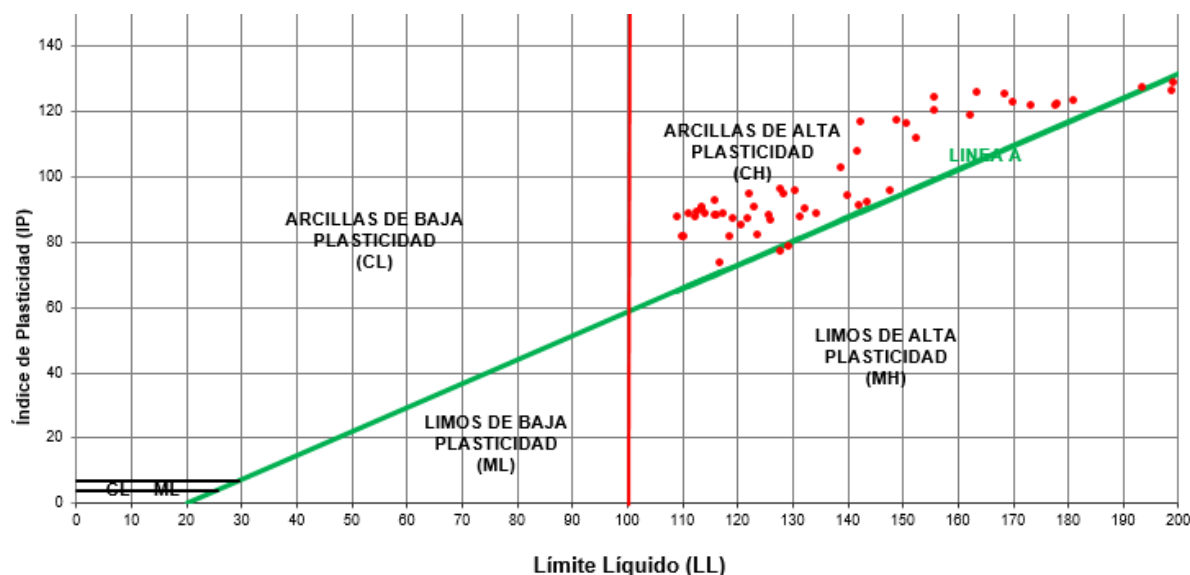
Fuente: Autor



- **Clasificación**

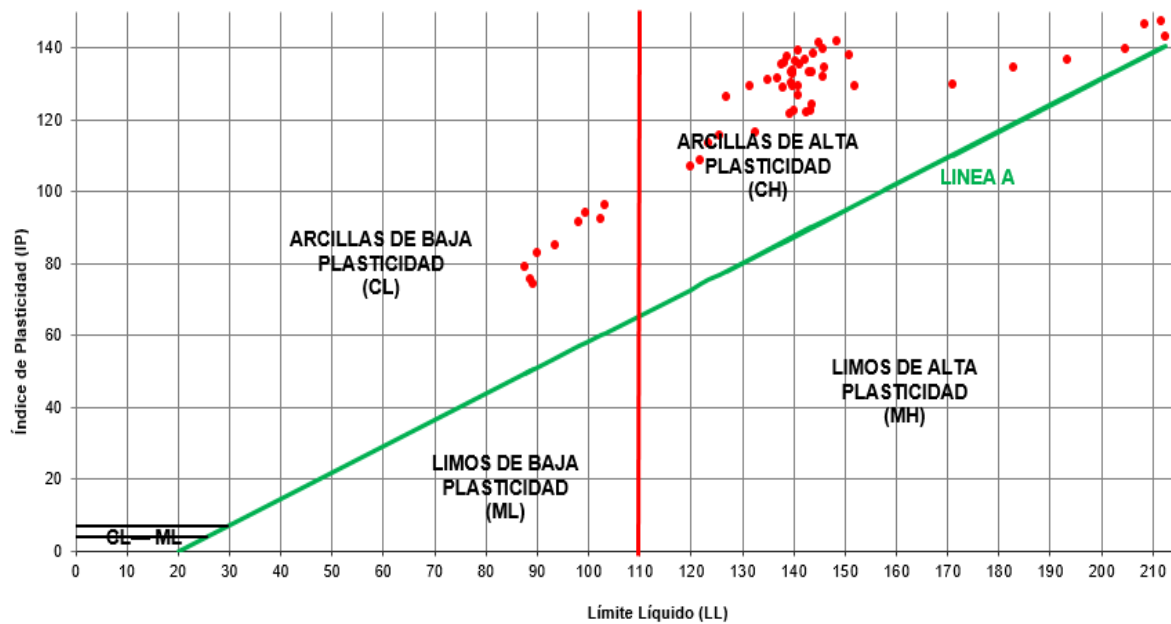
Como parte de los resultados de granulometría obtenidos, se observa que en algunas muestras tomadas se identificaron arcillas de baja plasticidad (CL), pero se resalta que el material que mayor predomina corresponde a arcillas de alta plasticidad (CH).

Con la finalidad de revisar la clasificación USCS definida en los respectivos ensayos de laboratorio se procede a graficar los respectivos límites líquidos e índices de plasticidad en la carta de Casagrande, así mismo en función a estos parámetros y haciendo uso de las ecuaciones definidas se establecen las líneas de delimitación. Esta información se presenta en la Tabla 27 y Gráfica 16 a Gráfica 18.



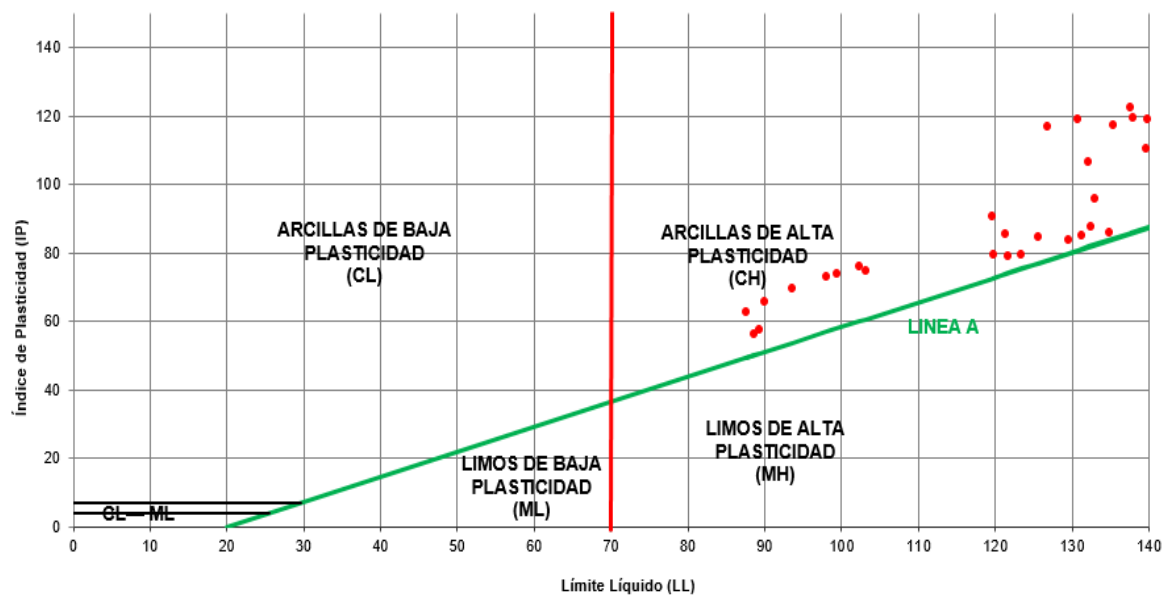
Gráfica 16. Resultados carta casagrande – Sondeo 1 caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



Gráfica 17. Resultados carta casagrande – Sondeo 2 caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



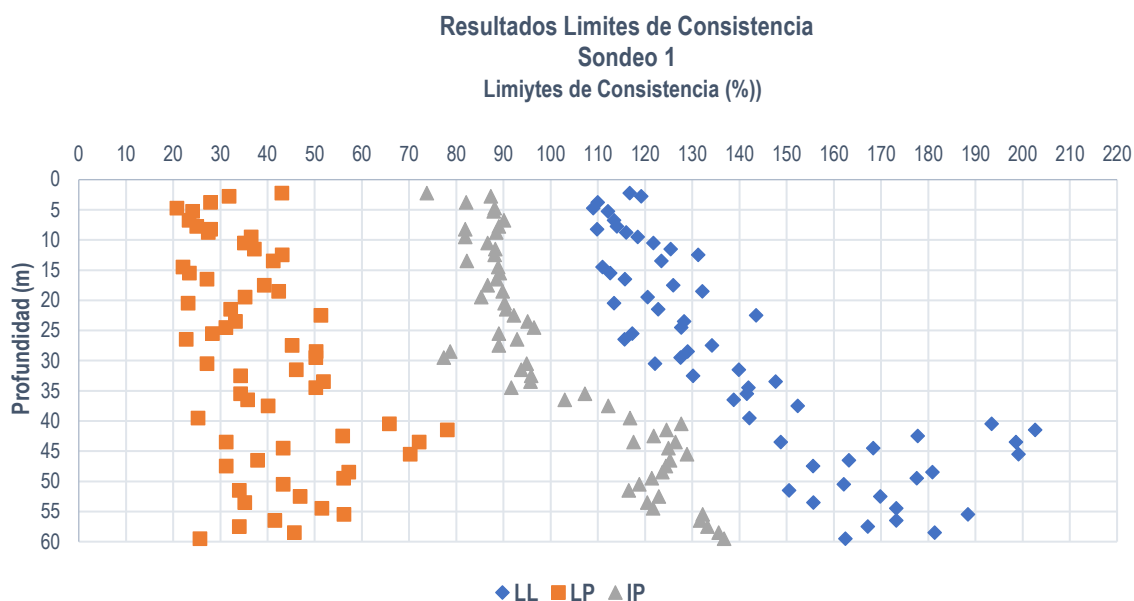
Gráfica 18. Resultados carta casagrande – Sondeo 3 caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



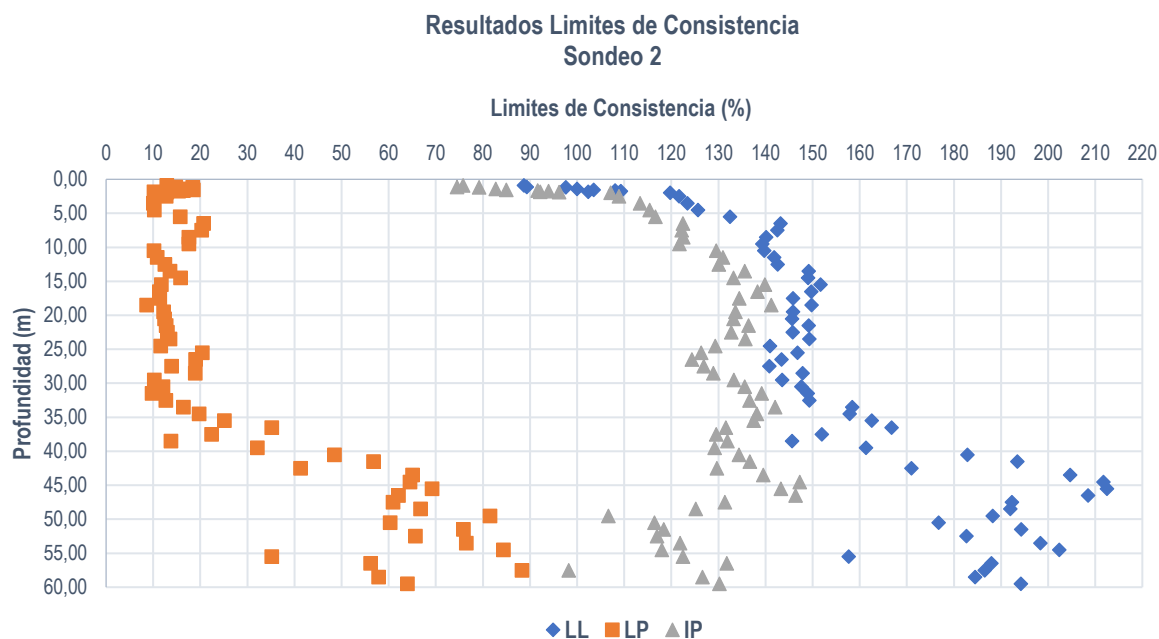
- Límites de consistencia

Los resultados asociados a límites de consistencia obtenidos para la zona de estudio, se presentan en la Gráfica 19 a Gráfica 21.



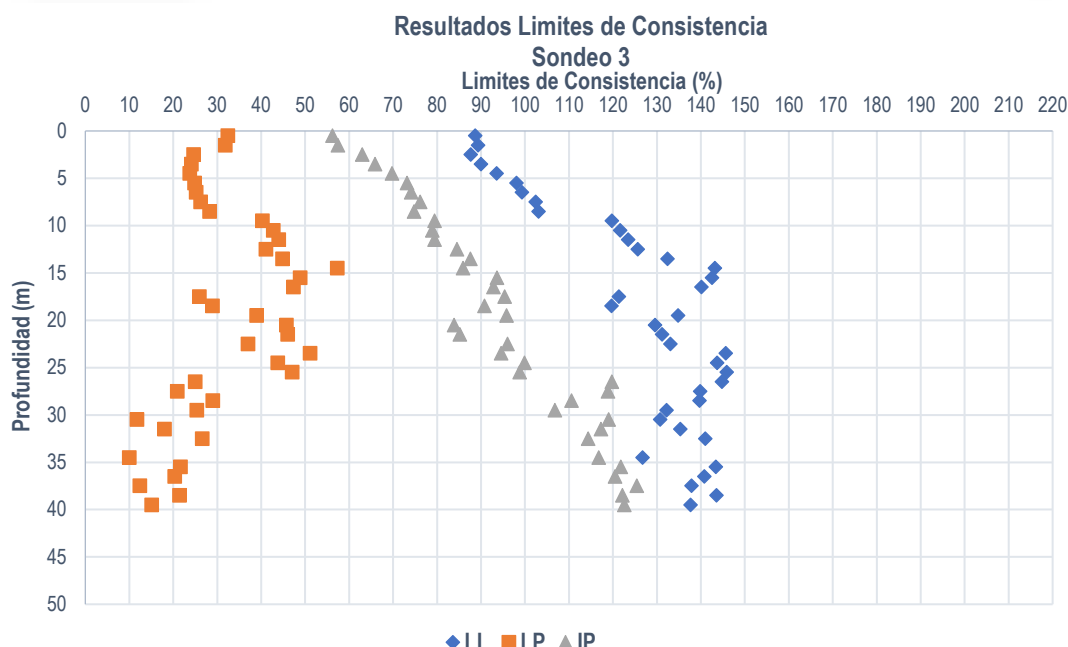
Gráfica 19. Resultados límites de consistencia sondeo 1 – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



Gráfica 20. Resultados límites de consistencia sondeo 2 – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



Gráfica 21. Resultados límites de consistencia sondeo 3 – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor

Los límites líquidos obtenidos en los sondeos realizados sobre este sector y representados en la Gráfica 19 a Gráfica 21, arrojan un valor mínimo de 88% el cual se presenta en los 5 primeros metros, el valor máximo obtenido corresponde a 213%, el valor promedio oscila entre 146%, como es preciso observar los valores obtenidos son altos siendo coherentes con los típicos de los suelos de la sabana de Bogotá, tal y como puede evidenciarse en lo descrito en estudio de microzonificación sísmica de Bogotá. Los resultados obtenidos pueden apreciarse en la Tabla 28.

Tabla 28. Resultados limite liquido caso 2

Descripción (m)	Limite liquido LL (%)		
	Min	Max	Media
0 a 5	87,65	125,66	103,99
5 a 10	98,11	143,21	118,06
10 a 15	110,98	149,22	131,65
15 a 20	112,65	151,67	133,24
20 a 25	113,45	149,32	136,24
25 a 30	115,66	147,91	136,19
30 a 35	122,11	158,45	140,87
35 a 40	137,65	166,78	147,42



Tabla 28. Resultados limite liquido caso 2

Descripción (m)	Limite liquido LL (%)		
	Min	Max	Media
40 a 45	168,32	211,77	189,93
45 a 50	155,62	212,51	186,18
50 a 55	150,55	202,36	175,78
55 a 60	157,67	194,23	177,96

Fuente: Autor

Los limites plásticos obtenidos en los sondeos realizados sobre este sector y representados en la Gráfica 19 a Gráfica 21, arrojan un valor mínimo de 10% en los 10 primeros metros, el mayor valor corresponde a 88%, se evidencia un incremento de los resultados con la profundidad, en la Tabla 29 se relacionan los datos obtenidos en los tres sondeos ejecutados:

Tabla 29. Resultados limite plástico caso 2

Descripción (m)	Limite plástico LP (%)		
	Min	Max	Media
0 a 5	10,08	43,03	18,47
5 a 10	15,78	40,32	24,34
10 a 15	23,18	57,32	27,05
15 a 20	26,59	48,91	23,65
20 a 25	31,03	51,32	23,23
25 a 30	34,24	50,32	25,70
30 a 35	32,79	51,89	20,93
35 a 40	35,44	40,11	24,29
40 a 45	41,31	78,11	57,98
45 a 50	43,22	81,55	57,28
50 a 55	44,02	84,36	54,78
55 a 60	49,67	88,32	47,65

Fuente: Autor



Los índices plásticos (Gráfica 19 a Gráfica 21), poseen valores del orden de 16% a 157%, la tendencia muestra los valores más bajos en los primeros 10 m (16% a 23%), el comportamiento entre 10 m a 60 m (78% a 156%). Los resultados obtenidos dan muestra de índices superiores al 50%, condición predominante en arcillas del subsuelo bogotano localizadas principalmente en zonas cercanas al oriente de la ciudad, este parámetro permite plasmar de la mejor manera el difícil comportamiento de los suelos blandos en el desarrollo de obras civiles, por ser de tipo expansivo y poseer un alto contenido de humedad.

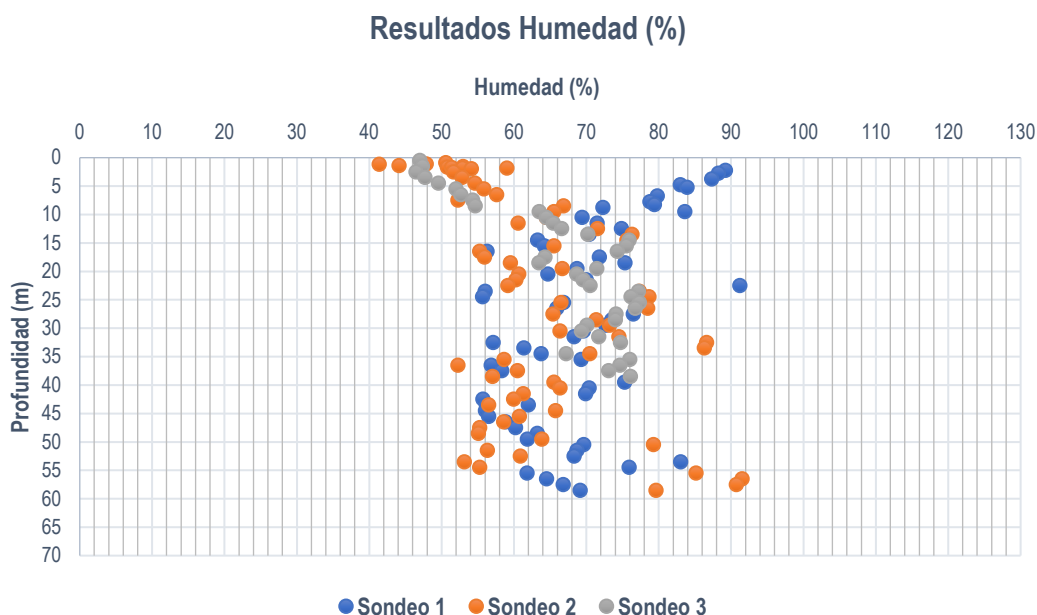
Los valores de índice plástico obtenidos a lo largo de la profundidad explorada se presentan en la Tabla 30.

Tabla 30. Resultados índice plástico caso 2

Descripción (m)	Índice plástico IP (%)		
	Min	Max	Media
0 a 5	16,25	115,43	92,87
5 a 10	23,36	122,57	89,60
10 a 15	78,90	135,62	98,39
15 a 20	85,30	141,22	104,21
20 a 25	83,85	146,43	104,37
25 a 30	92,33	143,32	106,45
30 a 35	87,67	142,04	114,99
35 a 40	102,98	137,48	121,58
40 a 45	121,87	152,26	131,09
45 a 50	126,67	146,42	127,23
50 a 55	129,45	152,95	119,20
55 a 60	138,22	156,78	127,38

Fuente: Autor

Con relación al contenido de humedad natural en la Gráfica 22, se observa que los resultados muestran valores promedio del orden de 41% a 92; a partir de los 10 m hasta los 60 m se tienen humedades de 55% a 91%.



Gráfica 22. Resultados humedad natural – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor

Los valores de húmedas obtenidos corresponde a los presentados en Tabla 31.

Tabla 31. Resultados humedad caso 2

Descripción (m)	Humedad Natural w(%)		
	Min	Max	Media
0 a 5	41,36	89,23	55,25
5 a 10	52,00	83,90	64,78
10 a 15	60,58	76,30	69,19
15 a 20	55,26	75,53	65,53
20 a 25	55,66	91,21	68,40
25 a 30	65,40	78,47	72,06
30 a 35	57,12	86,62	70,10
35 a 40	52,26	75,31	61,25
40 a 45	55,73	70,37	61,56
45 a 50	55,07	63,84	59,34
50 a 55	53,13	83,03	66,31
55 a 60	61,81	91,51	77,09

Fuente: Autor



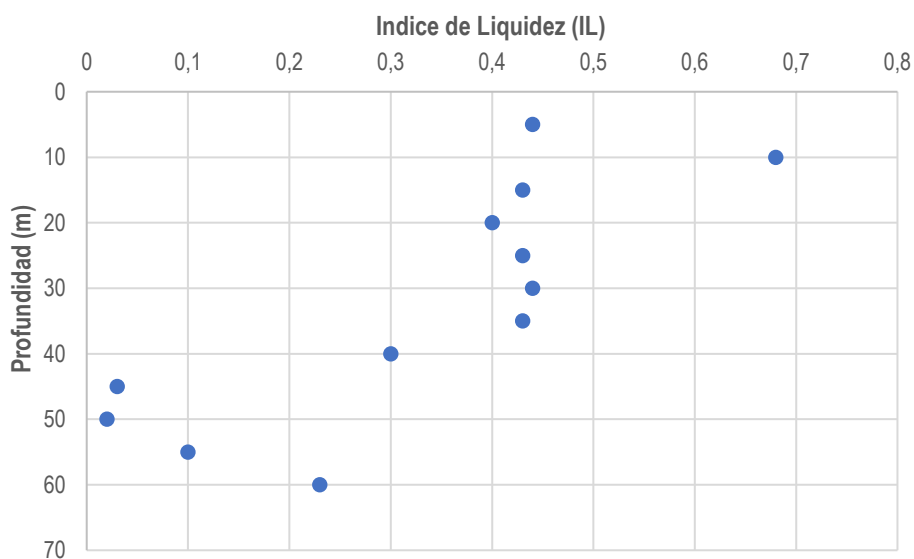
- **Índice de Liquidez:**

En función al promedio obtenido mediante la media para los parámetros de Humedad Natural, índice Plástico y Limite Plástico, se procede a calcular el índice de Liquidez para la profundidad máxima explorada, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 32 y Gráfica 23.

Tabla 32. Resultados de Índice de Liquidez Caso de estudio 2

Prof. (m)	índice de Liquidez (IL)
5	0,44
10	0,68
15	0,43
20	0,40
25	0,43
30	0,44
35	0,43
40	0,30
45	0,03
50	0,02
55	0,10
60	0,23

Fuente: Autor



Gráfica 23. Resultados Índice de Liquidez – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



De los resultados obtenidos en la Gráfica 23, se aprecia que el índice de Liquidez incrementa con la profundidad encontrándose valores máximos de 0,68 a los 10 m y mínimo de 0,02 a los 50 m, se observan en la muestra dos valores atípicos en consideración a la tendencia de los resultados, específicamente en profundidades de 45 y 50 m esto debido a que los valores de humedad en estos puntos son muy cercanos al Limite Plástico.

- **Gravedad Especifica:**

Para el área de estudio fue posible encontrar valores de Gravedad Especifica de ensayos realizados a ciertas profundidades para dos de los tres sondeos realizados, los valores corresponden a los relacionados en la Tabla 33.

Tabla 33. Gravedad Especifica Caso de estudio 2

Prof. (m)	Sondeo 1	Sondeo 3	Media
9	1,99	1,89	1,94
13	2,02	2,15	2,09
15	2,35	2,42	2,39

Fuente: Autor

De los resultados indicados en la Tabla 33, se observa valores que fluctúan entre 1.9 a 2.4, los cuales guardan una tendencia similar y que incrementan con la profundidad.

- **Índice de Compresibilidad:**

A partir de correlaciones en función al Limite Liquido se procede a calcular el índice de compresibilidad, para lo cual se emplea la expresión matemática ($C_c = 0,009 \cdot LL - 10$).

Previo a esto conviene indicar que en estudio de suelos se encontró un dato asociado a este índice para una profundidad de 9 m, donde el valor obtenido es igual a 1.18, con este valor se podrá evaluar la coherencia de los resultados que se asocian a continuación:

Tabla 34. Índice de Compresibilidad Caso de estudio 2

Profundidad	Cc
5	0,85
10	0,97
15	1,09
20	1,11
25	1,14
30	1,14
35	1,18
40	1,24
45	1,62
50	1,59
55	1,49
60	1,51

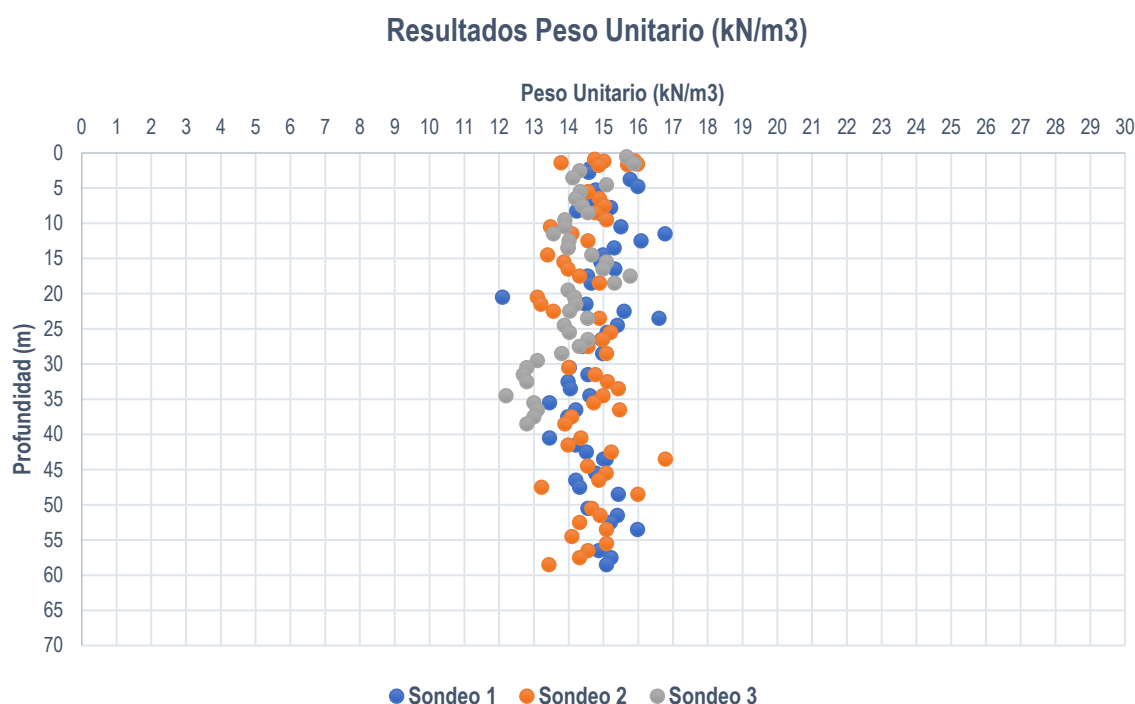
De los resultados obtenidos en la Tabla 34, se observa que la compresibilidad del subsuelo aumenta con la profundidad presentándose valores máximos de 1.62 y mínimo de 0.85 a los



5 m, a la vez el resultado obtenido entre 10 y 15 m oscila entre 1 y 1.10 valor que si bien es cierto no es igual al plasmado en estudio de suelos (1.18) es cercano, y permite intuir que la expresión matemática plasma un comportamiento cercano a lo real respecto a la compresibilidad de este tipo de suelo.

- **Pesos unitarios:**

Los valores de pesos unitarios obtenidos en esta zona corresponden a: mínimo de 12.10 kN/m³, máximo 16,78 kN/m³, promedio (media) 14,49 kN/m³, la dispersión de los datos con relación a la media es menor a 1, los valores que más se repiten (moda) y cercanos a la media (mediana) se presentan en la Tabla 35. De esta información, se concluye que los datos son típicos de los suelos de la sabana de Bogotá como se recopila en el Capítulo 1, su comportamiento puede observarse en la Gráfica 24.



Gráfica 24. Resultados peso unitario – Caso 2 Calle 94 con NQS
Fuente: Autor

Tabla 35. Pesos unitarios (kN/m³) estadística descriptiva caso 2

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	12,10	16,77	14,81	0,79	14,56	14,83
Sondeo 2	13,10	16,78	14,60	0,76	14,56	14,74
Sondeo 3	12,20	15,88	14,05	0,88	12,80	14,12

Fuente: Autor

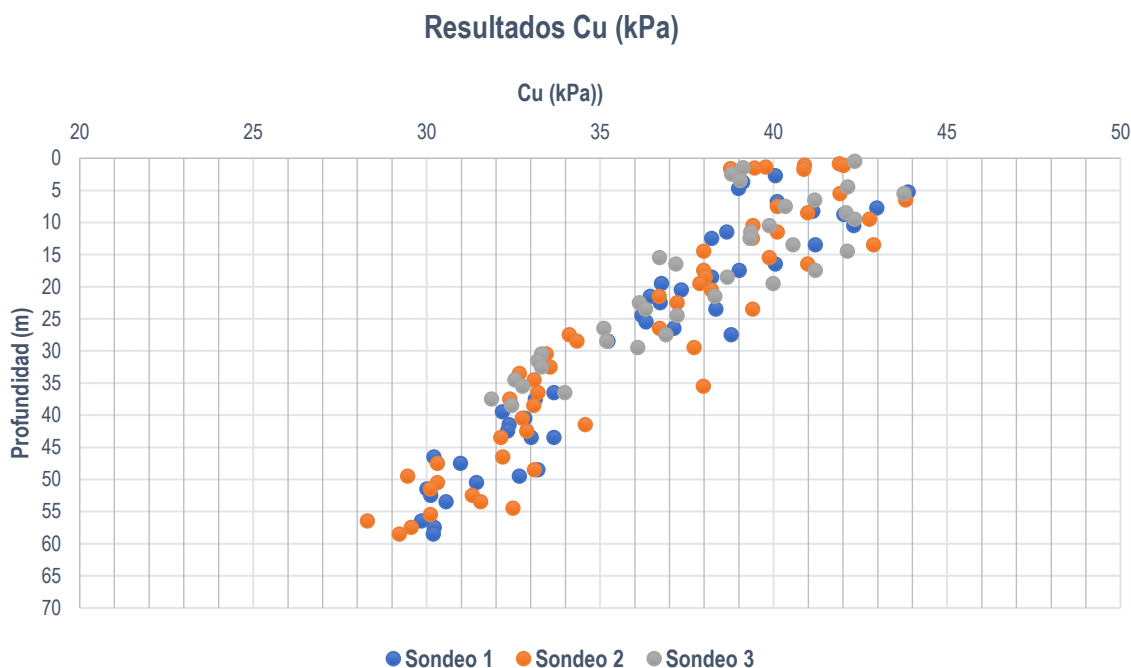


2.2.2.2. Caracterización geomecánica – Condición No Drenada:

Los parámetros relacionados con la condición no drenada esto es, Resistencia al Corte No Drenada (C_u) y Módulo de elasticidad (E_s), se presentan en la Gráfica 25, Tabla 36, Gráfica 26 y Tabla 37.

La información de estos parámetros proviene de información secundaria y fue obtenida de las siguientes fuentes:

- De acuerdo con el estudio de suelos consultado, el módulo de elasticidad (E_s) fue obtenido a partir de correlaciones establecidas en la literatura técnica en función de la resistencia a la compresión inconfiada (q_u) y del número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar (N) (Bowles Foundation Analysis and design).
- Los valores de Resistencia al Corte No Drenada (C_u) (kPa) fueron tomados de estudio de suelos y provienen del ensayo de resistencia al corte y la relación $q_u/2$.



Gráfica 25. Resistencia al Corte No Drenada – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor

Los valores de Resistencia al Corte No Drenada relacionados en la Gráfica 25, son: mínimo 28 KPa, máximo 44 kPa, promedio 36 kPa, dispersión entre 3 y 4 con respecto a la media, la tendencia de los resultados dan muestra de una disminución de la cohesión con la profundidad, los mayores resultados se presentan a los 10 m (38kPa), posteriormente disminuye estando en el rango de 36 kPa a 28 kPa, (Tabla 36).



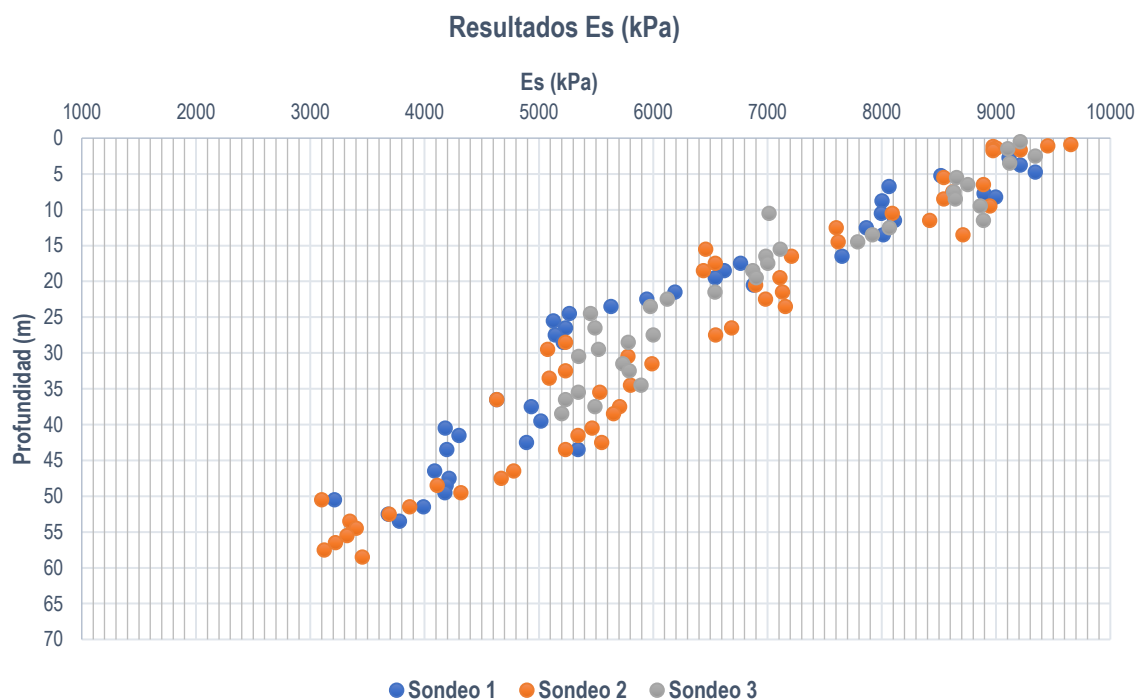
Tabla 36. Resistencia al Corte No Drenada estadística descriptiva caso 2

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	28,88	43,88	35,46	4,22	40,05	36,33
Sondeo 2	28,29	43,81	35,73	4,30	40,11	36,71
Sondeo 3	31,87	43,76	37,49	3,49	42,34	38,31

Fuente: Autor

Respecto a los módulos de elasticidad (Gráfica 26), se representan gráficamente los valores que obtenidos como puede apreciarse los módulos disminuyen con la profundidad.

En la Tabla 37, se relacionan valores de modulo equivalentes a: mínimo 3.099 kPa, máximo 9.654 kPa, promedio 6.207 kPa, dispersión entre 1.400 y 1.900, valor que se repite en el sondeo 2 asociado a 8.974 kPa.



Gráfica 26. Resultados módulo de elasticidad – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



Tabla 37. Módulo de elasticidad estadística descriptiva caso 2

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	3212,00	9345,00	5805,69	1856,04	#N/A	5344
Sondeo 2	3099,00	9654,00	5984,02	1964,17	8974,00	6214
Sondeo 3	5199,00	9345	6829,93	1445,64	#N/A	6886

Fuente: Autor

A continuación, en la Tabla 38 se relacionan los resultados estadísticos obtenidos para las variables de condición drenada a lo largo de las profundidades máximas alcanzadas en los sondeos ejecutados:

Tabla 38. Resultados de ensayos de laboratorio – Caso 2

0 a 5 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	38,76	42,34	40,20	1,35	Sin Dato	39,78
Es (kPa)	8.974	9.654	9.191	201	9.213	9.167

5 a 10 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	40,11	43,88	41,94	1,31	40,11	42,03
Es (kPa)	8003	8998	8633	291	8543	8645

10 a 15 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	36,71	41,21	40,07	1,48	#N/A	38,45
Es (kPa)	6.439	7.654	7.995	342	6.543	6.886

15 a 20 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	36,71	41,21	38,73	1,48	#N/A	38,45
Es (kPa)	6.439	7.654	6.865	342	6.543	6.886



20 a 25 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	36,13	39,40	37,26	1,01	37,22	37,22
Es (kPa)	5.266	7.156	6.289	655	#N/A	6.192

25 a 30 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	34,11	38,78	36,11	1,40	#N/A	36,21
Es (kPa)	5.078	6.688	5.564	557	5.233	5.362

30 a 35 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	32,54	33,56	33,16	0,34	33,31	33,31
Es (kPa)	5.091	5.989	5.621	319	#N/A	5.780

35 a 40 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	31,87	37,98	33,24	1,56	33,67	33,09
Es (kPa)	4.632	5.708	5.214	347	4.632	5.234

40 a 45 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	32,14	34,57	32,86	0,75	#N/A	32,80
Es (kPa)	4.180	5.551	4.863	589	#N/A	5.063



45 a 50 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	29,45	33,21	31,49	1,46	#N/A	31,59
Es (kPa)	4.089	4.781	4.312	262	#N/A	4.201

50 a 55 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	30,01	32,49	30,87	0,86	#N/A	30,56
Es (kPa)	3.099	3.991	3.551	310	#N/A	3.681

55 a 60 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Cu (Kpa)	28,29	30,22	29,53	0,70	#N/A	29,71
Es (kPa)	3.123	3.456	3.277	143	#N/A	3.270

Fuente: Autor

2.2.2.3. Caracterización geomecánica – Condición Drenada:

En la Gráfica 27 y Gráfica 28, se presentan los resultados obtenidos para la condición drenada del subsuelo esto es: ángulo de fricción y cohesión obtenidos en ensayo de corte directo y correlaciones con expresiones matemáticas. En la Tabla 39, se relacionan los ángulos de fricción obtenidos destacándose lo siguiente: valor mínimo 15°, máximo 29°, promedio 21°, con una dispersión de los datos del orden de 2.

Tabla 39. Ángulos de fricción estadística descriptiva caso 2

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	17	27	21,70	2,60	22	22
Sondeo 2	17	29	22,13	3,42	19	22
Sondeo 3	15	28	21,91	3,58	21	21

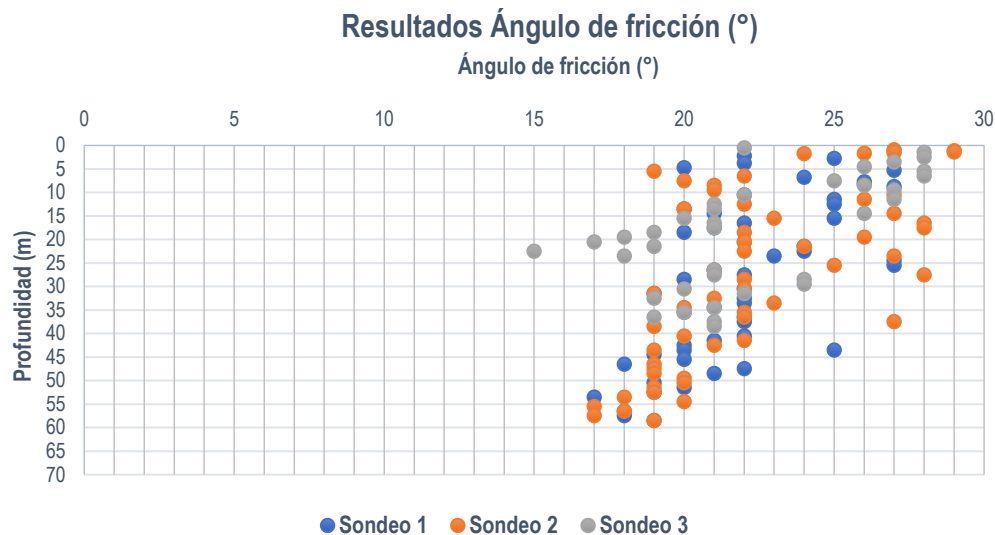
Fuente: Autor

Los valores de cohesión se relacionan en la Gráfica 28 y Tabla 40. Con relación a la cohesión, se presentan los resultados indicados en la Gráfica 28 y Tabla 40, donde se aprecia como valor mínimo 18 kPa, máximo 40 kPa, promedio (media) 29 kPa, una desviación estándar que refleja la dispersión de los resultados frente a la media que oscila entre 3 y 5, los valores que más se repiten en cada sondeo a lo largo de la profundidad



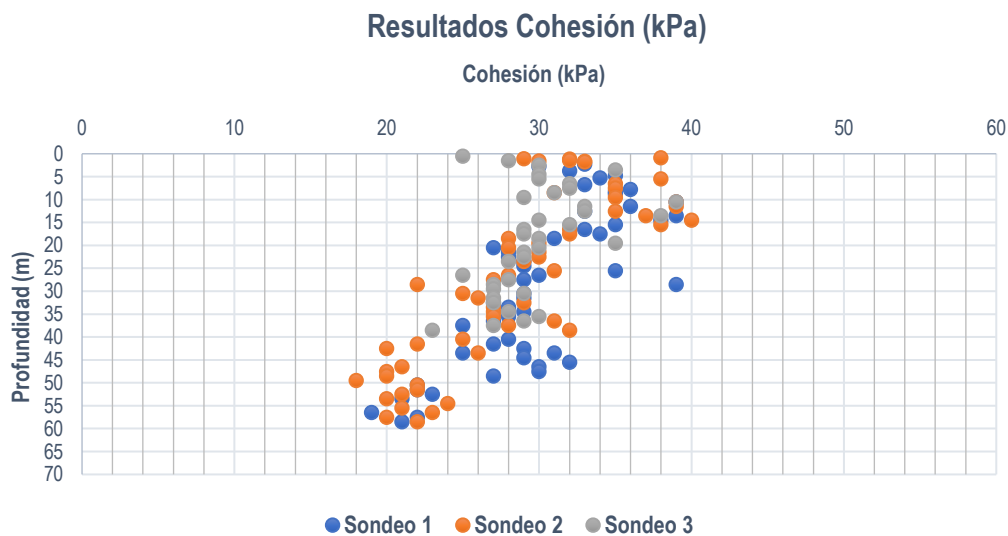
explorada y el valor que más se acerca a la media se representa a través de la moda y mediana.

De lo anterior, se resalta que los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos para los 3 sondeos arrojan valores que guardan relación con los típicos de los suelos de la sabana de Bogotá, arcillas que poseen ángulos de fricción bajos en consideración al déficit de material granular y cohesión alta en función a los esfuerzos efectivos y totales que conforme a la literatura alcanzan los 40 kPa.



Gráfica 27. Resultados ángulo de fricción – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



Gráfica 28. Resultados cohesión – Caso 2 Calle 94 con NQS

Fuente: Autor



Tabla 40. Cohesión estadística descriptiva caso 2

Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
Sondeo 1	18	39	29,22	5,13	29	29
Sondeo 2	18	40	27,86	5,95	32	28,5
Sondeo 3	23	39	29,59	3,31	30	29

Fuente: Autor

A continuación, en la Tabla 41 se relacionan los valores estadísticos obtenidos para el ángulo de fricción y la cohesión cada 5 m.

Tabla 41. Resultados de ensayos de laboratorio – Caso 2

0 a 5 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	20	29	25	3	27	27
C (kPa)	25	38	31	3	30	32

5 a 10 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	19	28	24	3	27	26
C (kPa)	29	38	33	2,501428163	35	34

10 a 15 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	20	27	23	3	22	22
C (kPa)	13	39	26	11	39	33

15 a 20 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	18	28	22	3	21	22
C (kPa)	28	38	32	3	32	32



20 a 25 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	15	27	22	4	22	22
C (kPa)	27	30	29	1	29	29

25 a 30 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	20	28	23	3	21	22
C (kPa)	22,00	39,00	28,70	4,47	27,00	28,00

30 a 35 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	19	23	21	1	22	21
C (kPa)	25	29	28	1	29	28

35 a 40 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	18	27	21	2	22	21
C (kPa)	23	32	28	2	28	28

40 a 45 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	19	22	20	1	20	20
C (kPa)	20	31	26	4	29	27

45 a 50 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana



ϕ (°)	18	22	20	1,28	19	20
C (kPa)	18	32	24	5,57	30	24

50 a 55 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	20	19	1	19	19
C (kPa)	20	24	22	1	22	22

55 a 60 m						
Descripción	Min	Max	Media	Desv. Estandar	Moda	Mediana
ϕ (°)	17	20	18	1	18	18
C (kPa)	18	23	21	2	22	21

Fuente: Autor

2.2.2.4. Definición de modelo geotécnico – Caso 2 Calle 94 con Carrera 30

A continuación, en la Figura 12 se ubica el sitio en el cual se localiza el caso de estudio dentro de la zona geotécnica definida en el Decreto 523 de 2010.

Al respecto, este sitio se ubica en una zona lacustre tipo A donde predominan suelos tipo lacustre aluvial con espesores que oscilan entre los 20 a 500 m, con un alto grado de compresibilidad, suelos que como puede apreciarse en el modelo geotécnico se caracterizan por la presencia de arcillas de alta plasticidad (CH).

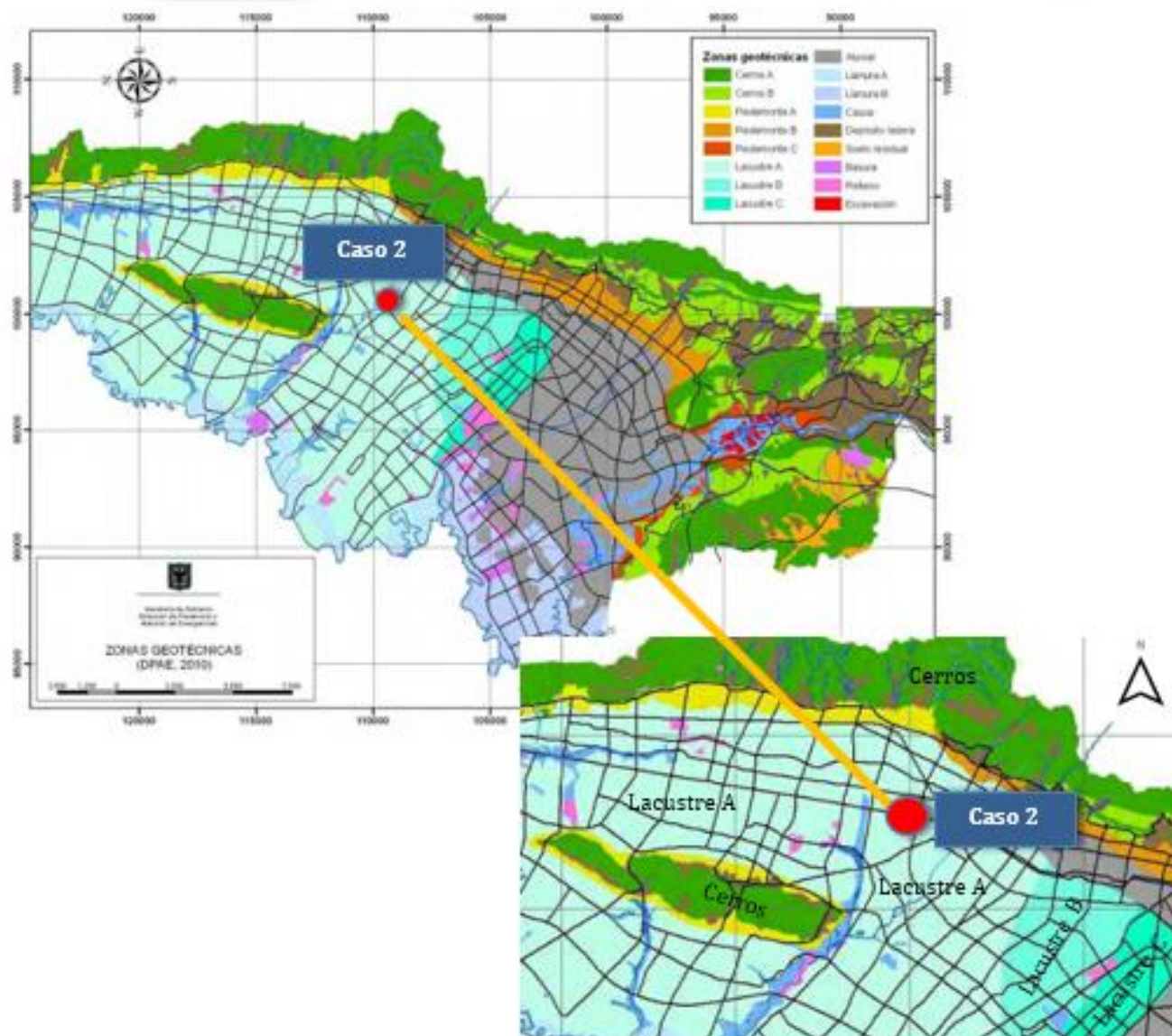


Figura 12. Localización aproximada caso de estudio 2 en zona geotécnica Decreto 523 de 2010.
Fuente: IDIGER; modificado autor.

Una vez definidos los parámetros físicos y mecánicos relacionados anteriormente, se procede a establecer el modelo geotécnico para este sector el cual será el insumo para realizar el análisis de desplazamientos y deformaciones que pueden presentarse durante la ejecución de una excavación profunda, en la Tabla 42 se presenta el modelo obtenido. Los intervalos para la definición de parámetros se toman cada 5 m con el fin de contar con la menor dispersión de los resultados y establecer una sección de análisis conservadora que permita un mejor análisis del comportamiento del subsuelo.



Tabla 42. Resultados promedio ensayos de laboratorio – Caso 2 Calle 94 con NQS.

Estrato	Profundidad (m)		Clasificación USCS	Peso Unitario Total (kN/m ³)	Condición Drenada		Condición No Drenada	
	Desde	Hasta			C (kPa)	ϕ (°)	Su (kPa)	Es (kPa)
1	0	5	ML	15,11	31	25	40,20	9.191
2	5	10	CH	14,63	33	24	41,94	8.633
3	10	15	CH	14,52	32	23	40,07	7.995
4	15	20	CH	14,73	32	22	38,73	6.865
5	20	25	CH	14,23	29	22	37,26	6.289
6	25	30	CH	14,53	29	23	36,11	5.564
7	30	35	CH	13,97	28	21	33,16	5.621
8	35	40	CH	13,90	28	21	33,24	5.214
9	40	45	CH	14,66	26	20	32,86	4.863
10	45	50	CH	14,72	24	20	31,49	4.312
11	50	55	CH	14,90	22	19	30,87	3.551
12	55	60	CH	14,63	21	18	29,53	3.277

Fuente: Autor

2.2.3. Resultados modelos geotécnicos casos de estudio

De los resultados relacionados en la Tabla 25 y Tabla 42, para los modelos geotécnicos definidos en cada caso de estudio es importante indicar que:

- Los modelos geotécnicos obtenidos fueron construidos a partir de información de resultados de ensayos de laboratorio realizados en estudios de suelos para 3 sondeos de los cuales fue posible obtener información completa para la caracterización física y mecánica.
- Los valores de Cohesión y Ángulo de fricción corresponden a parámetros de Condiciones Drenadas. Estos datos fueron tomados de datos relacionados en estudio de suelos, los cuales provienen del ensayo de corte directo en el cual a partir de las tensiones normales y tangenciales es posible obtener estas variables mediante iteración en ecuación matemática teniendo en cuenta la teoría de Mohr Coulomb.
- Los valores de C_u (kPa) y E_s (kPa) corresponden a parámetros en Condiciones No Drenadas. Resultados que a mayor profundidad tienden a disminuir.
- Los valores del módulo de elasticidad (E_s), fueron tomados de datos relacionados en estudio de suelos, los cuales se expresa en el señalado documento que se obtuvieron de correlaciones establecidas en la literatura en función a Q_u y N (Bowles Foundation Analysis and design), los parámetros de Q_u (kg/cm²) y N (golpes/pie) se obtuvieron de ensayo de resistencia al corte in situ y ensayo de penetración estándar respectivamente.



- Los valores de C_u (kPa) fueron tomados de estudio de suelos y provienen del ensayo de resistencia al corte y la relación $Q_u/2$.
- La información de caracterización física y geomecánica empleada para este análisis y obtenida de ensayos de laboratorio realizados a las muestras tomadas en el sitio de estudio, fue objeto de una revisión frente a literatura técnica con lo cual se pudo evidenciar que los resultados obtenidos para los dos casos de estudio son adecuados como puede contrarrestarse con lo indicado en el capítulo 1, estos valores son típicos de las zonas lacustres localizadas en la ciudad de Bogotá.
- Se evidencia en el documento elaborado por el FOPAE que fundamenta lo indicado en el Decreto 523 de 2010 que el tipo de suelos que predominan en las zonas de estudio corresponden a Arcillas de Alta Plasticidad, consecuente con la información obtenida en ensayos de granulometría.
- Es preciso indicar que los resultados de Límites de Consistencia son acordes con lo descrito en el manual de microzonificación del INGEOMINAS y Decreto 523 de 2010, evidenciándose resultados del orden de 200% hasta los 50 m (profundidad máxima alcanzada).
- Los resultados de pesos unitarios obtenidos son acordes con lo expresado en el manual de microzonificación del INGEOMINAS en el cual se indica: *“...El peso unitario tiene un comportamiento similar al de la humedad natural; en la superficie debido al fenómeno de desecación presenta un valor superior a 1,8 ton/m³ y disminuye hasta 1,4 en las vecindades del nivel freático...”*.
- Los resultados de humedad obtenidos presentan un comportamiento típico, esto teniendo en cuenta lo identificado en el documento de Microzonificación Sísmica de Bogotá en el cual se precisa *“... la zona blanda tiene un comportamiento típico de suelos normalmente consolidados: inmediatamente por debajo del nivel freático la humedad natural se acerca al límite líquido de tal manera que se obtienen índices de liquidez del orden del 90%, a medida que aumenta la profundidad la humedad natural disminuye paulatinamente...”*.

Al respecto en el documento que sustenta lo definido en el Decreto 523 de 2010, es claro observar que sobre las áreas de estudio se presentan humedades naturales de 70% a 150%, acordes con los valores obtenidos en ensayos.

- Se revisaron los resultados de los parámetros de caracterización física y mecánica obtenidos en la información geotécnica para los dos casos de estudio evidenciando que están dentro de los rangos normales, no se observan valores atípicos y guardan relación con los típicos encontrados en diferentes estudios donde normalmente los límites líquidos para este tipo de suelos son superiores al 100%, índices de plasticidad mayores al 50%, pesos unitarios del orden de 1,8 kN/m³ e índices de cohesión y Angulo de fricción dentro del promedio obtenido (menores a 30).



3. PROCESO DE SIMULACIÓN NUMERICA CASOS DE ESTUDIO

Una vez definidas las condiciones de análisis y parámetros geomecánicos de los suelos (modelo geotécnico), se procede a analizar el comportamiento mecánico que tendrán las excavaciones a realizarse para el desarrollo de las obras proyectadas, de esta forma en este numeral se presentan los resultados obtenidos de factores de seguridad y desplazamientos a partir del método de equilibrio limite haciendo uso del programa SLIDE 6.0 y elementos finitos empleando PHASE 2.0.

En el análisis de estabilidad a realizarse, como elementos de contención se incorporarán pantallas en concreto pre-excavadas a través de las cuales se busca poder satisfacer el equilibrio de momentos (estabilidad contra el volcamiento), equilibrio de fuerzas horizontales (estabilidad contra el deslizamiento), equilibrio de fuerzas verticales (capacidad portante adecuada), estabilidad estructural a la flexión o corte, y seguridad contra la falla del talud y falla general.

Considerando esto a continuación se presentan los respectivos resultados:

3.1. CASO 1 – AMÉRICAS CON CALLE 26

3.1.1. Características generales de diseño

Para efectos de la excavación que requiere ser realizada para la implantación de la obra vial que hace parte del paso a desnivel para la circulación de tránsito vehicular, se considera la sección transversal definida en diseño geométrico y que posee las características indicadas en la Tabla 43.

Tabla 43. Sección transversal – caso 1 Américas con calle 26

Descripción	
Ancho total	34,85 m
No de carriles (vehículos mixtos)	8
Ancho carriles vehículos mixtos	3,30 m
No de carriles sistema Transmilenio	2
Ancho carriles sistema Transmilenio	3,40 m
No de vigas amarres costados	2
Ancho vigas	0,50 m
No de separadores	1
Ancho separador	0,65 m
Altura máxima	6,00 m

Fuente: Documento técnico de diseño paso deprimido



Teniendo en cuenta la información relacionada en la Tabla 43, se requiere llevar a cabo una excavación de 34.85 m de ancho con una profundidad variable dado que se considerará un proceso constructivo por etapas, la profundidad intermedia planteada es una medida conservadora con la cual se espera generar la menor afectación, de esta forma las secciones transversales definidas para el análisis en las modelaciones se identifican en la Tabla 44

Tabla 44. Sección transversal – caso 1 Américas con calle 26

Descripción	Dimensiones (m)
Sección de excavación No 1	34,85 m x 3 m
Sección de excavación No 2	34,85 m x 6 m

Fuente: Autor

El talud de excavación es 1H:1V, el sistema de apuntalamiento a emplear corresponde a una pantalla en concreto de 0.50 m de ancho y un peso del concreto equivalente a 24 kN/m^3 , lo profundidad de empotramiento de la pantalla será igual a la altura de excavación. El ancho del muro corresponde al típico usado en la ciudad de Bogotá y que es el mismo que posee la pantalla real implantada en este sitio.

En las modelaciones mediante equilibrio limite, los elementos estructurales en concreto serán manejados como un material y no como puntales, asociando las propiedades de resistencia del concreto, lo anterior con el fin de no sobreestimar los factores de seguridad.

Para el análisis no se tendrá en cuenta altura critica de excavación o altura sin apuntalamiento, pues en la simulación se colocará la pantalla preexcavada como sistema de contención definitivo.

En la Figura 13 a Figura 19, se presenta un registro fotográfico en el cual se puede visualizar las condiciones físicas del sitio evaluado, con lo cual se podrá soportar de una forma más clara cada una de las consideraciones técnicas que se exponen posteriormente.

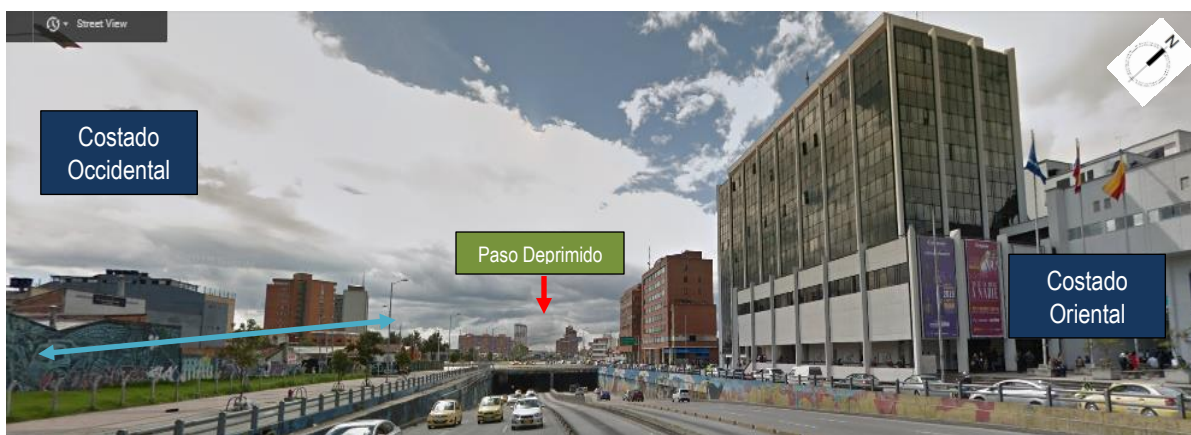


Figura 13. Vista general paso deprimido Av. Américas con Calle 26 – Sentido Oriente Occidente

Fuente: Google Maps, modificado autor.



Figura 14. Vista General Costado Oriental paso deprimido Av. Américas con Calle 26
Fuente: Google Maps, modificado autor.



Figura 15. Conector vial Calle 26 - Américas paso deprimido
Fuente: Google Maps, modificado autor.



Figura 16. Vista General Costado Occidental paso deprimido Av. Américas con Calle 26
Fuente: Google Maps, modificado autor.

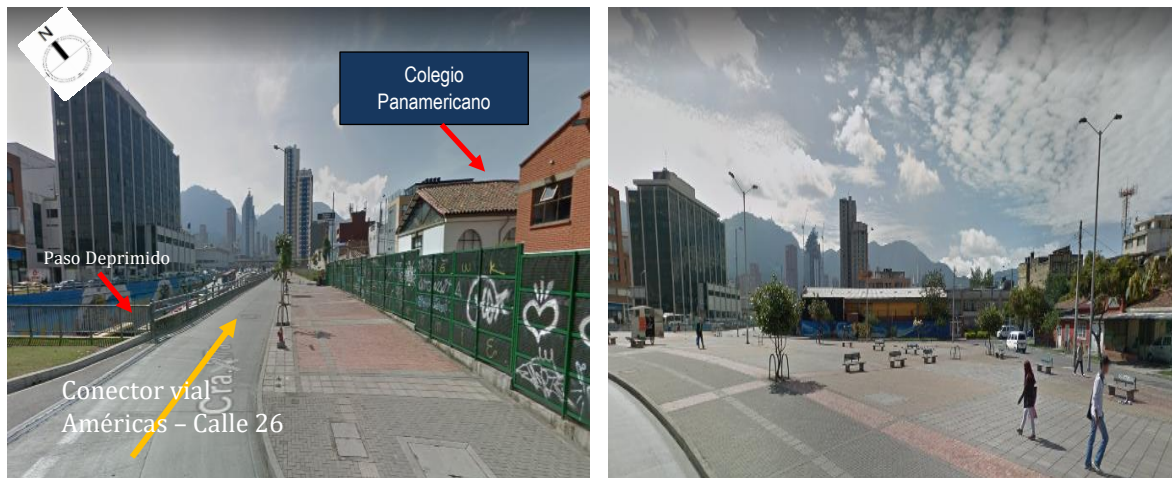


Figura 17. Construcciones costado Occidental - paso deprimido Américas Calle 26
Fuente: Google Maps, modificado autor.



Figura 18. Vista general interna- paso deprimido Américas Calle 26
Fuente: Google Maps, modificado autor.

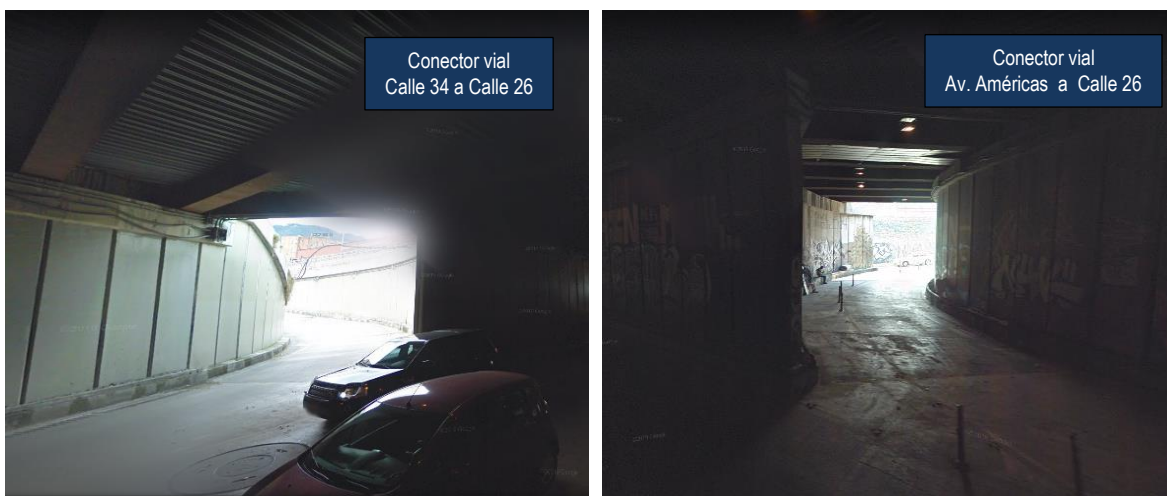


Figura 19. Conectores Viales- paso deprimido Américas Calle 26
Fuente: Google Maps, modificado autor.

En el diseño de la estructura de contención se tienen en cuenta condiciones externas, tales como las sobrecargas por otras estructuras, los procesos de construcción, las presiones hidrostáticas, las cargas de tránsito, las características de relleno, el sistema de drenaje, efectos sísmicos, lo anterior en sintonía con lo dispuesto en el Título H de la Norma Sismo Resistente de 2019 (NSR-10). Considerando este aspecto definido en la normatividad técnica y en función al reconocimiento realizado al sitio, para efectos del análisis se tiene en cuenta lo siguiente:

- **Cargas en superficie**

Teniendo en cuenta la influencia que puede generar la ejecución de una excavación en la estabilidad de construcciones aledañas debido a la disminución que experimentan los esfuerzos totales del subsuelo por la extracción del material y la variación de la presión de poros en el corto plazo, a continuación, se relacionan las cargas que serán consideradas (Tabla 45).

Tabla 45. Cargas en superficie – caso 1 Américas con calle 26

Descripción	Carga (kN/m ²)	Observación
Carga edificio – costado oriental (8 pisos)	6,3	Carga permanente (Condición No Drenada Y Drenada)
Carga edificio – costado occidental (2 pisos)	7,6	Carga permanente (Condición No Drenada Y Drenada)
Carga retroexcavadora	3,81	Carga Temporal (Condición No Drenada)
Carga de tránsito (Costado oriental y occidental)	1,50	Carga permanente puesta en marcha (Condición Drenada)

Fuente: Autor



Para la definición de las cargas, se tiene en cuenta:

- **Carga retroexcavadora:**

Se considera la carga de una retroexcavadora caterpillar 416E como maquinaria empleada en trabajos de excavación, la cual conforme a ficha técnica posee las siguientes características mostradas en la Tabla 46.

Tabla 46. Características maquinaria excavación

Peso	66,61 kN
Largo	7,18 m
Ancho	2,44 m
Área	17,52 m ²

Fuente: <https://caterpillar.com>.

La carga por metro cuadrado generada por la retroexcavadora equivale a: **3,80 kN/m²**

- **Carga edificaciones:**

Se considera cargas a los dos costados de la excavación generada por edificaciones con sistema constructivo aporticado en concreto, sobre el costado oriental se tienen edificaciones en promedio de 8 pisos de altura (INPEC, Colsubsidio) y en el occidental de 2 pisos (Plantel Educativo, Viviendas). El peso estimado para una edificación con estas características es igual a 3.040 kN y 1.216 kN respectivamente, información obtenida de cálculo estructural elaborado para construcciones con estas características.

Con el fin de obtener peso por área cuadrada, se establece:

Edificación costado oriental: área construida igual a 486 m² (40 m X 12 m). De este modo el peso por metro cuadrado de la edificación es igual a $3.040\text{kN}/486\text{ m}^2 = \mathbf{6,3\text{ kN/m}^2}$.

Edificación costado occidental: área construida igual a 160 m² (16 m X 10 m). De este modo el peso por metro cuadrado de la edificación es igual a $1.216\text{kN}/160\text{ m}^2 = \mathbf{7,6\text{ kN/m}^2}$.

- **Modelo geotécnico**

A continuación, se relaciona el modelo geotécnico definido para el caso de estudio conforme a lo planteado en el numeral 2.2.1.4.

Tabla 47. Modelo Geotécnico – Caso 1 Américas con calle 26.

Estrato	Profundidad (m)		Clasificación USCS	Peso Unitario Total (kN/m ³)	Condición Drenada		Condición No Drenada	
	Desde	Hasta			C (kPa)	φ (°)	Cu (kPa)	Es (kPa)
1	0	5	MH	14,74	30	22	40,59	7.267



Tabla 47. Modelo Geotécnico – Caso 1 Américas con calle 26.

Estrato	Profundidad (m)		Clasificación USCS	Peso Unitario Total (kN/m³)	Condición Drenada		Condición No Drenada	
	Desde	Hasta			C (kPa)	ϕ (°)	Cu (kPa)	Es (kPa)
2	5	10	CH	15,03	31	20	39,44	6.969
3	10	15	CH	15,29	31	20	36,60	5.431
4	15	20	CH	14,81	28	19	35,52	5.280
5	20	25	CH	14,62	25	18	34,16	4.650
6	25	30	CH	14,57	23	18	31,69	4.257
7	30	35	CH	14,77	22	18	31,23	4.080
8	35	40	CH	14,86	21	18	30,20	3.661
9	40	45	CH	14,81	20	17	30,17	3.371

Fuente: Autor

• Secuencia de excavación

A continuación, se define la secuencia de excavación a realizar la cual se busca permita asegurar que no se rebasen los estados límites de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos, diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

- Para los análisis a realizar por equilibrio limite en Slide 6.0 y elementos finitos en Phase 2.0, se tendrá en cuenta de forma inicial la siguiente secuencia de excavación, es importante indicar que en caso de que se evidencie el no cumplimiento de los factores de seguridad ($\geq 1,3$ (temporal) y $\geq 1,5$ (definitivo) o desplazamientos excesivos se replanteará la secuencia de excavación hasta garantizar el cumplimiento.
- Colocación de pantallas preexcavadas en concreto sobre el perímetro de la excavación, esta pantalla tendrá una sección igual a 6,50 m x 0,50 m (ancho típico en Bogotá). A su vez, la pantalla contará con un apuntalamiento inhibido por debajo del fondo de la excavación de 6 m, profundidad igual al total de la excavación, para un total de 12,50 m de largo.
- Las pantallas estarán acompañadas de pilotes de diámetro igual a 0,50 m, y profundidad de 2.5 m, esto con el fin de dar una mayor rigidez al sistema y soportar cargas importantes que se puedan presentar en la estructura, así como minimizar desplazamientos que puedan afectar estructuras aledañas.
- Una vez implantado el sistema de contención, se procede a ejecutar una primera etapa de excavación, para lo cual se retira el material que cubre el perímetro total de la excavación hasta una profundidad inicial de 3 m, de esto modo la sección del material a retirar corresponde a 34,85 m por 3 m.



- Posteriormente, se retirará el material de excavación restante para obtener la sección total requerida excavando una sección total de 34,85 m x 3 m, de esta forma se tendrá el perímetro total de excavación requerido (34,85 m x 6 m).
- Una vez ejecutada la excavación, se colocarán vigas cabezales (0,50 m x 0,60) y una placa de fondo de espesor igual a 0,20. Esto con el fin de generar rigidez en cada uno de los módulos del muro pantalla, y permitir monolitismo y uniformidad en los desplazamientos horizontales que puedan presentarse generando un adecuado comportamiento estructural.

En la Figura 20, se presenta el proceso constructivo planteado para la etapa de excavación de paso a desnivel en el caso 1 de estudio:

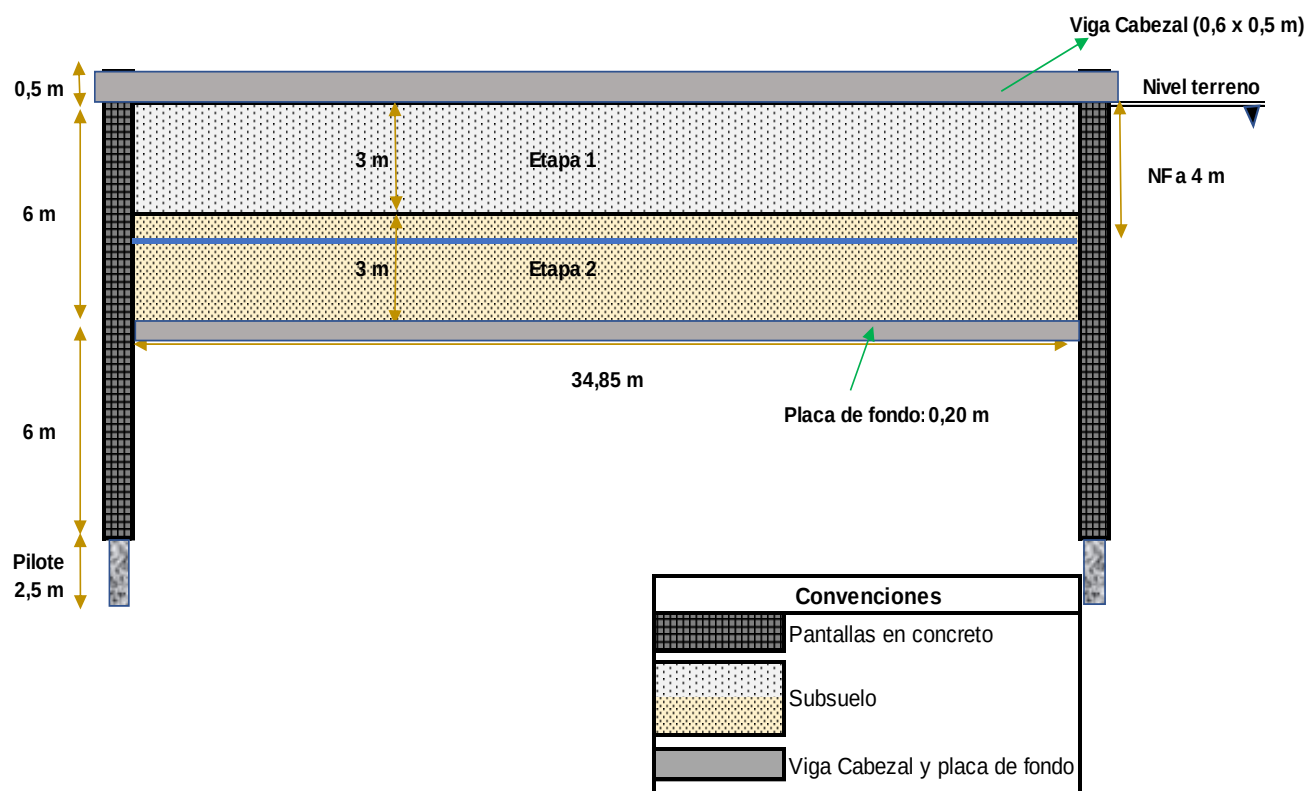


Figura 20. Sección transversal secuencia excavación deprimido Américas con calle 26

Fuente: Autor

3.1.2. Resultados simulación por Equilibrio Limite

Establecidos los criterios de análisis, se procede a determinar los factores de seguridad mediante el método de equilibrio limite haciendo uso de la metodología definida por Spencer teniendo en cuenta lo indicado en el numeral 2.1.2.1.

Lo anterior, con la finalidad de evaluar el comportamiento de las fuerzas resistentes y actuantes que pueden presentarse al momento de ejecutar la excavación para el emplazamiento del paso a desnivel, buscando obtener factores de seguridad con los cuales se garantice la estabilidad de la excavación y no se generen fallas en superficie que puedan



repercutir en las estructuras aledañas y en el mismo sistema, así como contar con insumos que permitan posteriormente establecer un análisis comparativo con relación a los resultados que serán obtenidos en el método de elementos finitos.

En el proceso de análisis, se evaluará en primera instancia las condiciones a corto plazo en el proceso de excavación para lo cual se considerará un subsuelo en Condiciones No Drenadas bajo la secuencia de excavación previamente descrita y premisas indicadas en el numeral 3.1.1. Posteriormente, se analizará la condición a largo plazo (condición drenada) considerando el total del perímetro excavado y todos los elementos estructurales (cargas muertas) y cargas vivas que incidirán sobre el paso deprimido. Es preciso indicar que para la simulación en SLIDE y como datos requeridos para el análisis de estas dos condiciones, se emplearan las propiedades geomecánicas de Resistencia al corte No Drenada (C_u) y Cohesión – Angulo de fricción (Condición Drenada).

Así las cosas en la Figura 21, se presenta de forma general las características de la sección de análisis que fue definida en SLIDE y que se ajusta a lo previsto en el numeral 3.1.1.

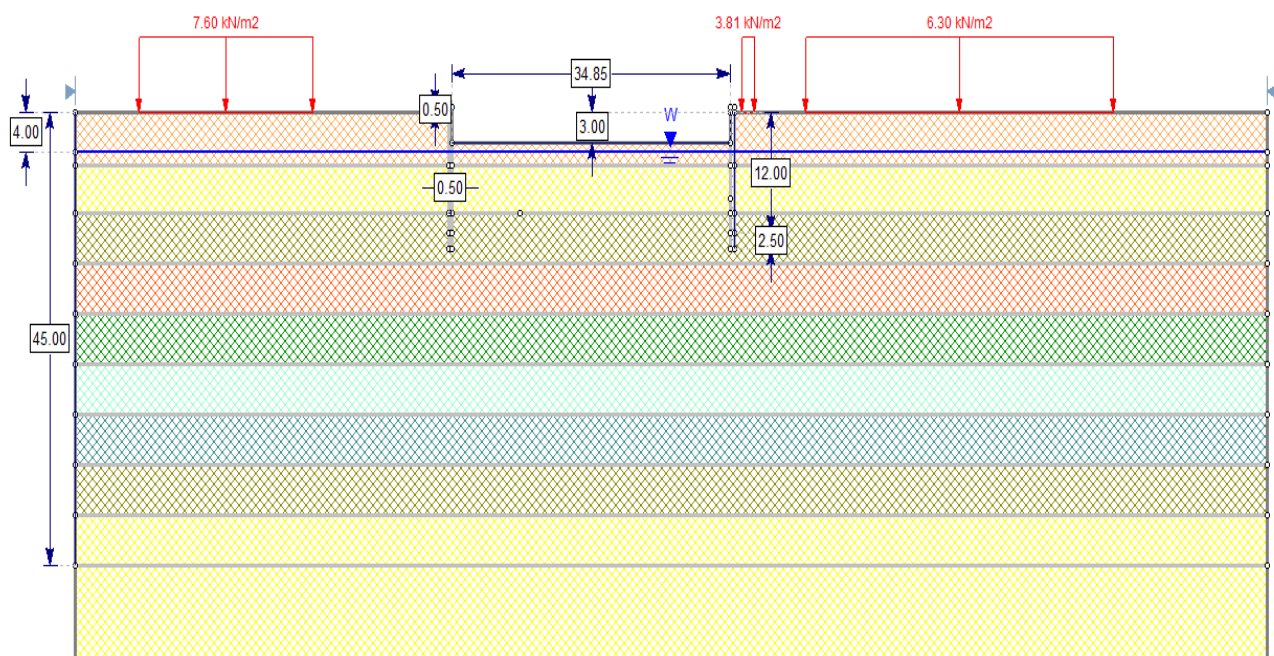


Figura 21. Características generales Slide 6.0, Américas con calle 26

3.1.2.1. Simulación bajo Condiciones No Drenadas – Etapa excavación inicial

En el presente numeral se relacionan los resultados de factores de seguridad obtenidos para la evaluación de la Resistencia al Corte No Drenada del subsuelo para la secuencia de excavación definida.

Se procede al análisis de la primera etapa de excavación, para lo cual se define un perímetro de excavación igual al ancho total requerido, esto es, 34.85 m por una profundidad de 3 m la cual corresponde a la mitad de altura total requerida, se definen dos cargas muertas a los dos costados de la excavación las cuales son estructuras aporticadas de uso público



localizadas en este sitio, así mismo sobre el costado oriental y occidental (variable) se instala una retroexcavadora para la extracción de material conservando una distancia de seguridad respecto a la orilla de la excavación igual a 1.5 m.

En esta primera etapa, el material a retirarse corresponde a un limo de baja plasticidad (ML) con un peso unitario de $14,74 \text{ kN/m}^3$ y Resistencia al Corte No Drenada de 40,59 Kpa (Figura 22), en esta profundidad el Nivel Freático localizado a los 4 m, no posee inherencia situación que favorece las condiciones de resistencia del material.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Ru
ML		14.74	Mohr-Coulomb	40.59	0	None	0
CH1		15.03	Mohr-Coulomb	39.44	0	None	0
CH2		15.29	Mohr-Coulomb	36.6	0	None	0
CH3		14.81	Mohr-Coulomb	35.52	0	None	0
CH4		14.62	Mohr-Coulomb	34.16	0	None	0
CH5		14.57	Mohr-Coulomb	31.69	0	None	0
CH6		14.77	Mohr-Coulomb	31.23	0	None	0
CH7		14.86	Mohr-Coulomb	30.2	0	None	0
CH8		14.81	Mohr-Coulomb	30.17	0	None	0
Pantalla		24	Mohr-Coulomb	14000	0	None	0

Figura 22. Propiedades de los materiales condición no drenada, Américas con calle 26

Fuente: Slide 6.0

En la primera etapa de excavación (Figura 23 y Figura 24) bajo condiciones no drenadas, se obtiene un factor de seguridad igual a 3.9 (sector oriental) y 3.8 (sector occidental) con el cual se puede establecer el cumplimiento de las condiciones de estabilidad al ser mayor al factor de seguridad exigido para excavaciones temporales o corto plazo (1.3), como se aprecia el factor obtenido posee un comportamiento similar en los dos costados de análisis.

Así las cosas, puede interpretarse de los factores de seguridad obtenidos que la variación de las fuerzas actuantes respecto a la resistencia al corte del suelo a esta profundidad no genera procesos de deformaciones importantes en el subsuelo que superen los esfuerzos límites de servicio. La superficie de falla alcanza en promedio profundidad de 24 metros

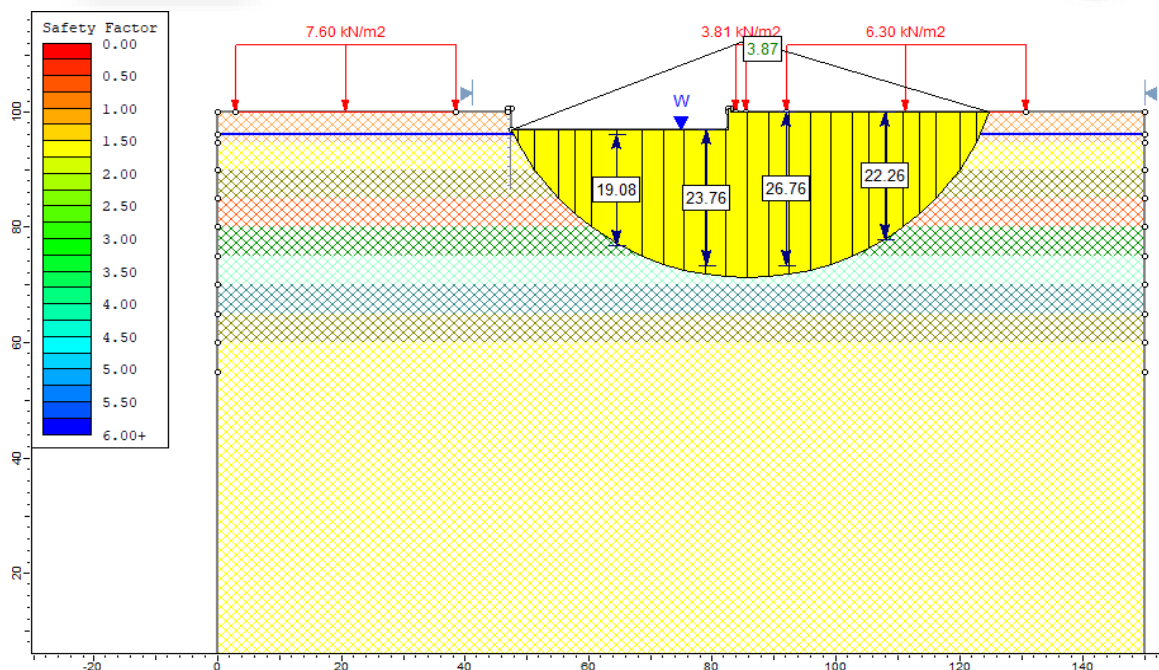


Figura 23. Etapa excavación inicial costado oriental – Condiciones No Drenadas Caso 1
Fuente: Slide 6.0

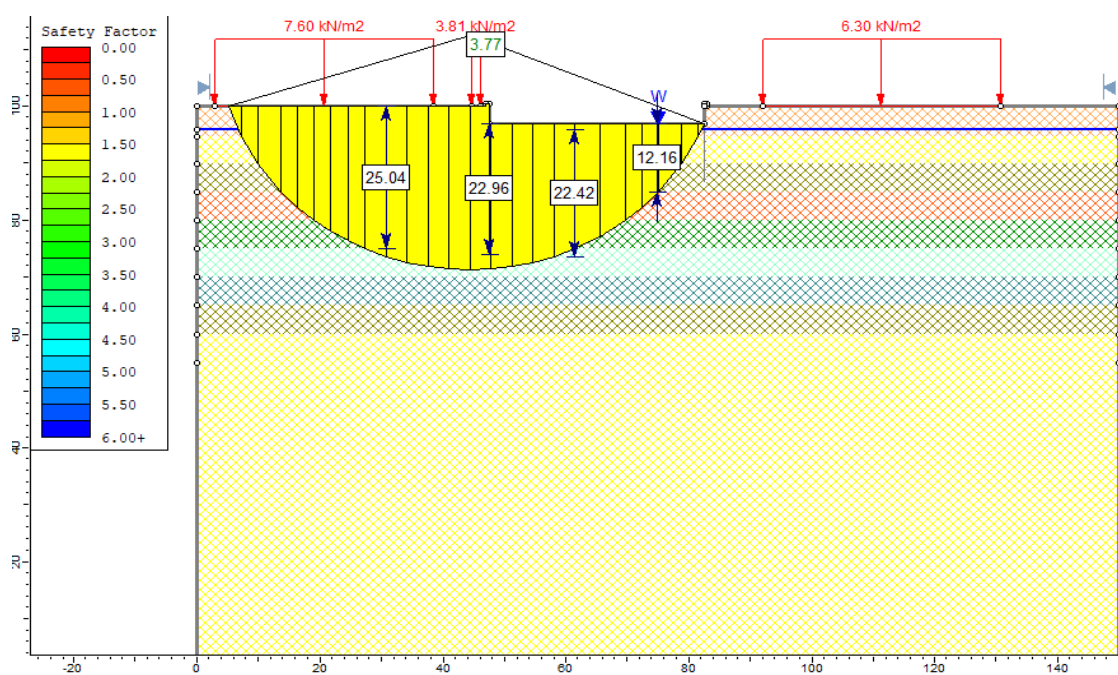


Figura 24. Etapa excavación inicial costado occidental – Condiciones No Drenadas Caso 1
Fuente: Slide 6.0

3.1.2.2. Simulación bajo Condiciones No Drenadas – Etapa excavación total

Posteriormente, se lleva a cabo la segunda etapa de excavación bajo condiciones No Drenadas para lo cual se extrae material a una profundidad de 3 m completando el total de excavación requerido, esto es 6 m.



En esta profundidad se afectan dos estratos, así: limo de alta plasticidad (ML) un (1) metro de profundidad y arcilla de alta plasticidad (CH) dos (2) metros de profundidad, los cuales poseen las características indicadas en la Figura 22, así mismo a partir de los cuatro metros se localiza el Nivel Freático por lo cual el material a retirarse bajo esta profundidad estará afectado por la presión del agua sin abatimiento, de esta forma el factor de seguridad obtenido corresponde al presentado en la Figura 25 y Figura 26:

Como se observa en la Figura 25 y Figura 26, el Factor de Seguridad obtenido es de 2.0 (costado oriental) y 1.9 (costado occidental) dando cumplimiento al factor permitido para excavaciones temporales 1.3, los resultados obtenidos no presentan mayor variación de un sector a otro lo que indica que los esfuerzos generados con los trabajos de excavación no sobrepasan la resistencia al corte del material.

Los resultados Factores de Seguridad disminuyen en comparación a los obtenidos a los 3 m, esto teniendo en cuenta que se dobla la profundidad de excavación y el material en un intervalo de 2 m está siendo afectado por el nivel freático lo que hace que la resistencia disminuya producto de esfuerzos efectivos y presiones de poros actuantes, a su vez considerando que las propiedades de soporte de un material sumergido disminuyen, sumado a que las características de alta plasticidad hacen que se vea mayormente afectado por procesos de deformación.

La superficie de falla oscila entre 28 m y 20 m.

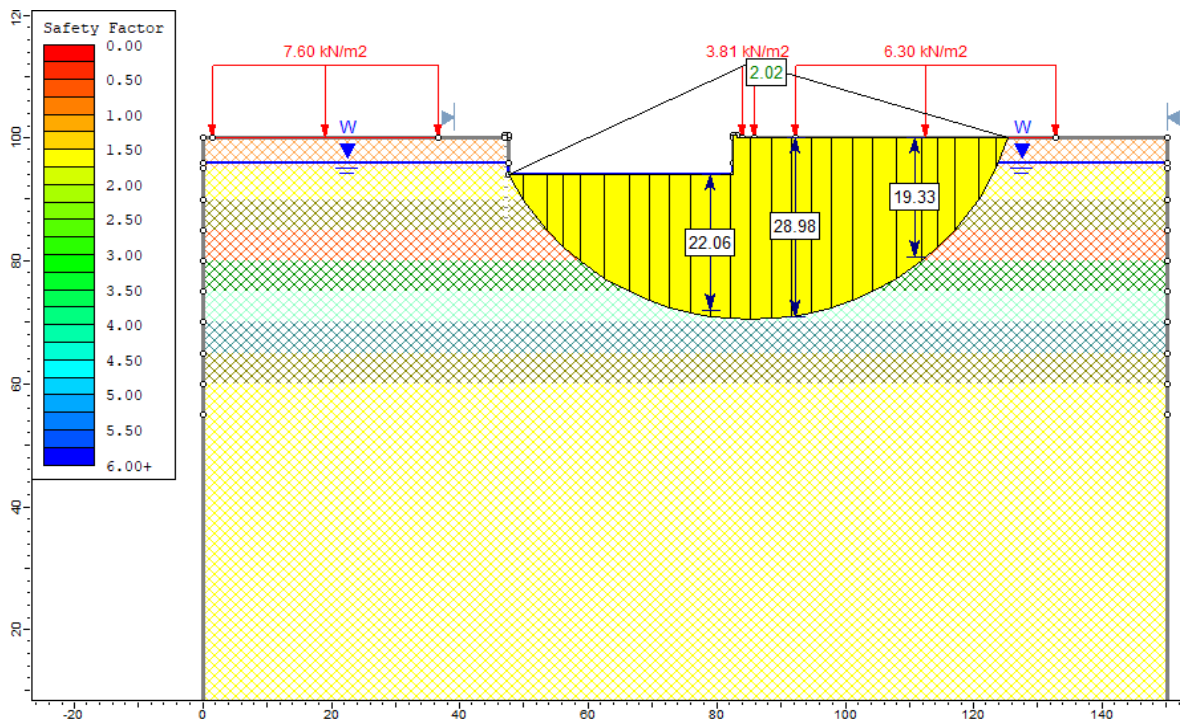


Figura 25. Etapa excavación final costado oriental – Condiciones No Drenadas Caso 1
Fuente: Slide 6.0

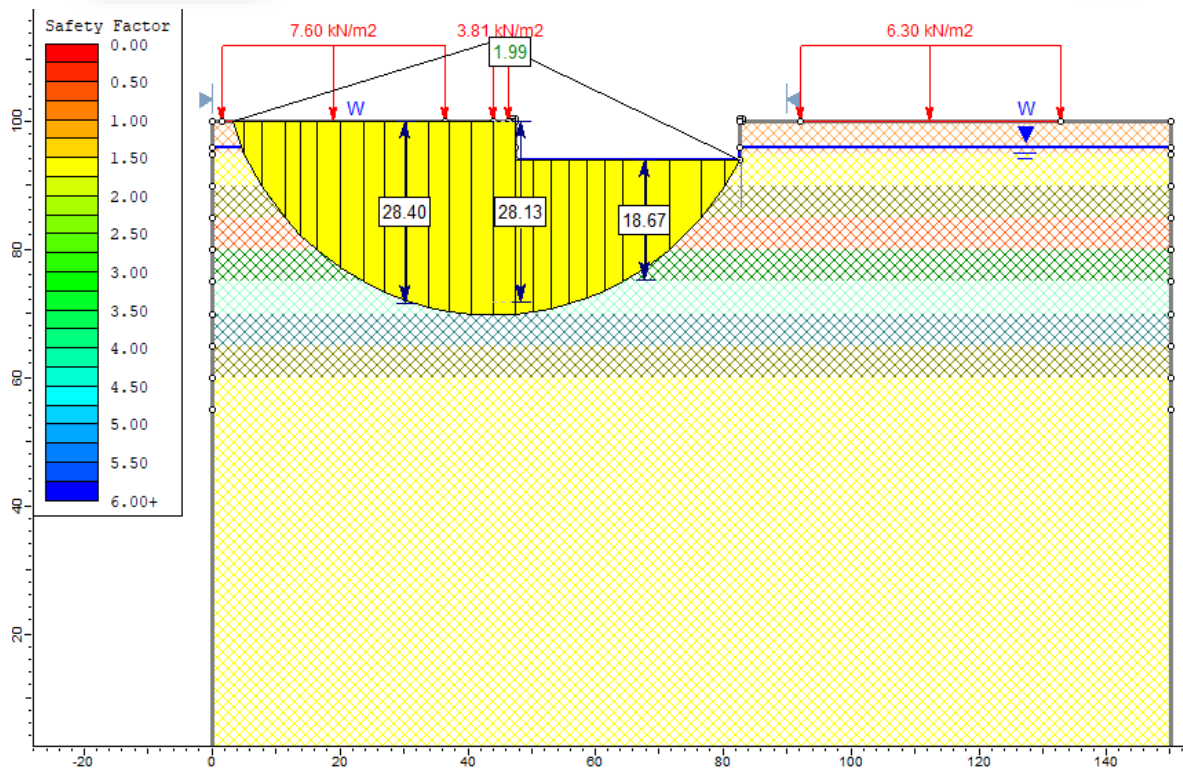


Figura 26. Etapa excavación final costado occidental – Condiciones No Drenadas Caso 1
Fuente: Slide 6.0

3.1.2.3. Simulación bajo Condiciones Drenadas

Una vez ejecutada la excavación total requerida, se procede a evaluar la condición drenada para verificar el comportamiento a largo plazo del subsuelo en esta instancia se consideran los elementos estructurales de confinamiento que harán parte del paso deprimido (viga cabezal y placa de fondo) y las cargas de tránsito (1.50 MPa) que se prevé circulen en las vías localizadas en los costados superiores.

En el análisis de esta condición no se llevará a cabo evaluación por etapas solo se tendrá en cuenta el perímetro total excavado en operación. Las características mecánicas de los materiales corresponden a la Cohesión y ángulo de fricción relacionados en la Figura 27 para los estratos ubicados los 10 primeros metros (ML y CH1), con un nivel freático a los 4 m.

El factor de seguridad que deberá satisfacerse para esta condición debe ser igual o mayor a 1.5 conforme se expresa en la literatura.

Las características geométricas y de cargas consideradas pueden verse en la Figura 28.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Ru
ML		14.74	Mohr-Coulomb	30	22	None	0
CH1		15.03	Mohr-Coulomb	31	20	None	0
CH2		15.29	Mohr-Coulomb	31	20	None	0
CH3		14.81	Mohr-Coulomb	28	19	None	0
CH4		14.62	Mohr-Coulomb	25	18	None	0
CH5		14.57	Mohr-Coulomb	23	18	None	0
CH6		14.77	Mohr-Coulomb	22	18	None	0
CH7		14.86	Mohr-Coulomb	21	18	None	0
CH8		14.81	Mohr-Coulomb	20	17	None	0
Pantalla		24	Mohr-Coulomb	14000	0	None	0

Figura 27. Propiedades de los materiales Slide 6.0, Américas con calle 26
Fuente: Slide 6.0

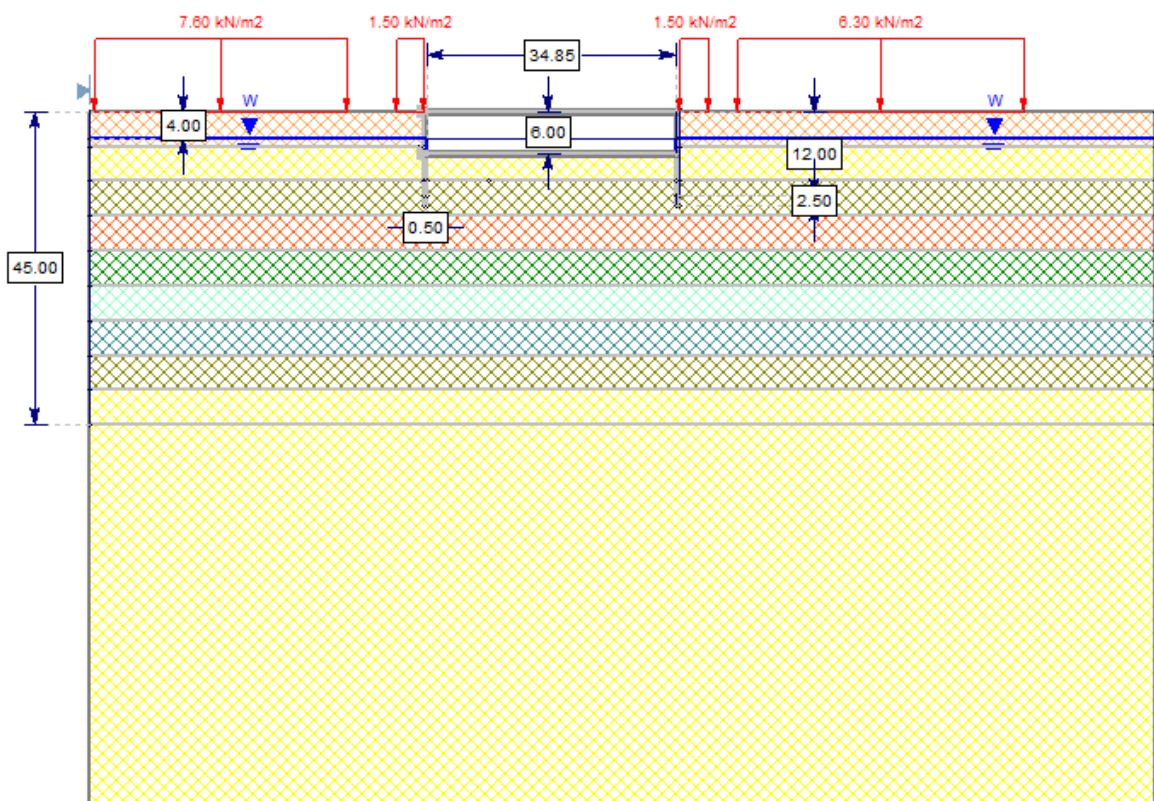


Figura 28. Características geométricas – Condición Drenada Caso 1
Fuente: Slide 6.0



El Factor de Seguridad obtenido para la condición a largo plazo es igual a $4.5 > 1.5$. (Figura 29) sobre el costado occidental, comportamiento que guarda coherencia con el resultado obtenido en el costado oriental donde tiene un F.S igual a $4.0 > 1.5$ (Figura 30). De esta forma se garantiza la estabilidad de la excavación sin que en apariencia se puedan presentar deformaciones que incidan en la estabilidad de las estructuras aledañas o sobre la misma estructura proyectada.

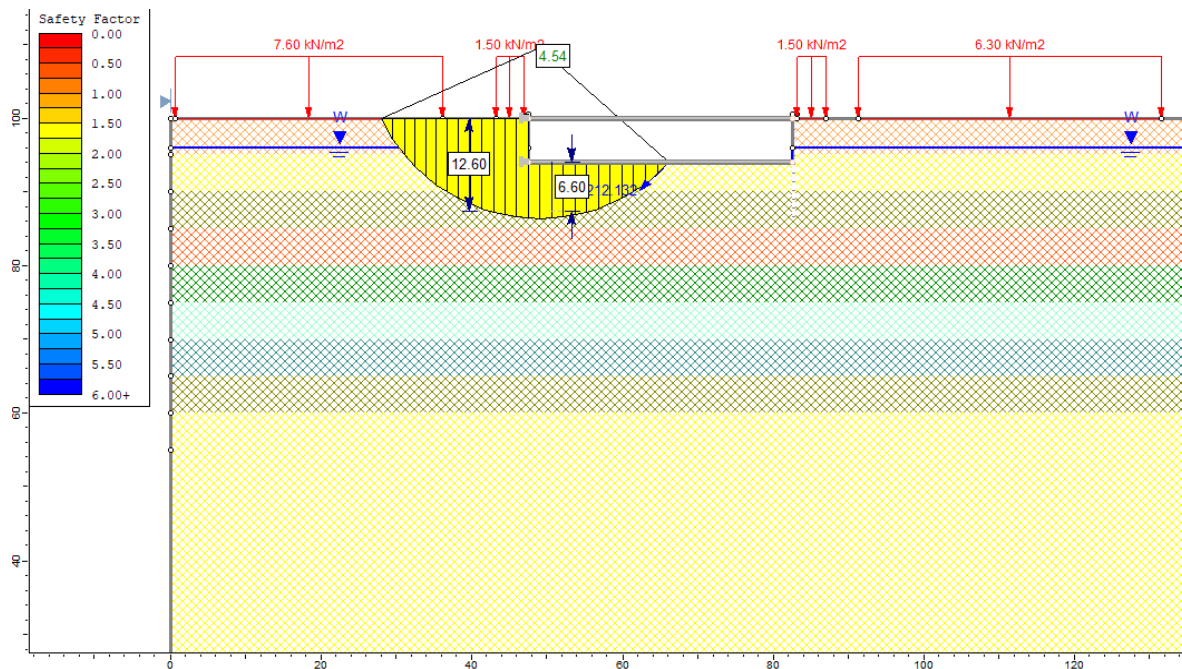


Figura 29. Resultados condición drenada Caso 1 (costado occidental)

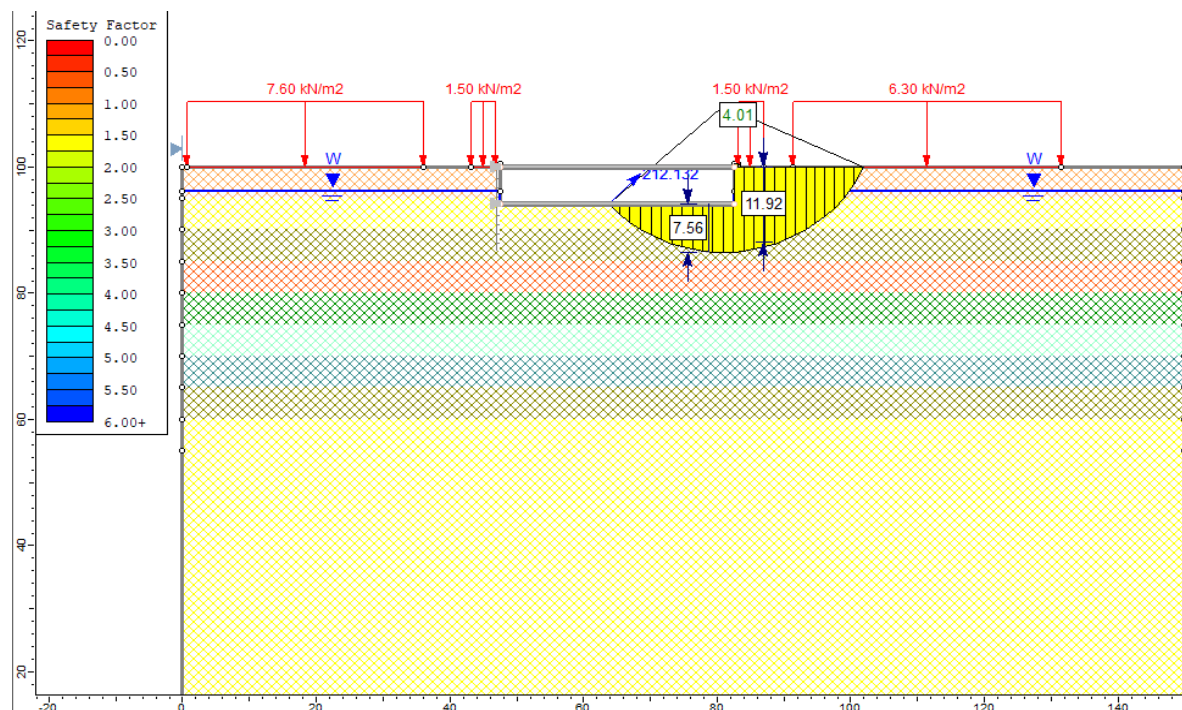


Figura 30. Resultados condición drenada Caso 1 (costado oriental)



De esta forma a continuación, en la Tabla 48 se presentan los resultados de Factores de Seguridad obtenidos para cada una de las condiciones evaluadas (corto y largo plazo).

Tabla 48. Factores de Seguridad Caso 1

Secuencia Excavación Prof (m)	Factor de Seguridad (FS)		Condición Evaluada
	Costado Occidental	Costado Oriental	
3	3,77	3,87	No Drenado
6	1,99	2,02	No Drenado
6	4,54	4,01	Drenada

Los factores de seguridad como puede apreciarse satisfacen las condiciones de estabilidad requeridas, dado que son mayores a los establecidos para el corto plazo (1,3) y largo plazo (1,5).

3.1.3. Resultados simulación Elementos finitos

Una vez verificado el cumplimiento de los factores de seguridad en el corto (condición no drenada) y largo plazo (condición drenada) para los trabajos de excavación con los cuales se logrará construir el paso deprimido, se procede a realizar el análisis de desplazamientos (esfuerzos y deformaciones) en superficie y fondo mediante el método de elementos finitos para lo cual se hace uso del programa Phase 2.0, previo a presentar los resultados obtenidos se aclaran algunos aspectos considerados en el proceso de análisis:

- Para el análisis en Phase se definieron diferentes fases de análisis las cuales corresponden al proceso constructivo que será necesario ejecutar para el desarrollo definitivo del paso deprimido, las etapas involucradas son:

1) Terreno Natural
2) Pantalla Lateral
3) Excavación primera etapa (3m)
4) Viga Cabezal
5) Excavación segunda etapa (3 m)
6) Placa de fondo
7) Operación

Con esta secuencia de construcción el programa modela de manera lógica en su orden la incorporación de cada elemento y la incidencia directa que pueden generar en los desplazamientos experimentados en el terreno.

- Se incorpora malla o grilla de elementos finitos para discretizar el medio continuo de análisis, para este caso se eligió una malla triangular de 6 nodos con la finalidad de tener mayor cantidad de puntos de interconexión entre elementos y mejorar la precisión de los análisis de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones.



- En el modelo de análisis se establecen restricciones en las zonas laterales y fondo, para lo cual se define en la parte lateral restricciones en X y en el fondo restricciones en X y Y, esto con el fin de generar mayor rigidez al modelo y se asemeje al comportamiento real del terreno.
- Para la definición de los materiales, se consideraron las propiedades geomecánicas del subsuelo en condiciones no drenadas y condiciones drenadas, conforme a los modelos geotécnicos definidos en el numeral 2.2.1.4, al respecto se precisa:
 - Se considera un módulo de Young igual al módulo de elasticidad E_s (kPa) definido en modelo geotécnico para cada uno de los casos de estudio bajo la condición no drenada.
 - El módulo de Young para la condición drenada y considerando que no se logró obtener en estudio de suelos, será calculado empleando correlaciones asociadas al esfuerzo de preconsolidación.
 - Respecto a la relación de Poisson (ν), para la condición no drenada se asoció un valor igual a 0.4 y para la condición drenada 0.33, valores típicos para materiales de suelo.
 - En los parámetros de resistencia del subsuelo para la condición no drenada se contempla la resistencia al corte no drenada (C_u) y para la condición drenada Cohesión (C) y Angulo de fricción (ϕ)
 - El modelo constitutivo seleccionado corresponde al elástico lineal establecido por Mohr Coulomb.
 - Se considera para cada caso la profundidad del Nivel Freático.
- Par los elementos estructurales de contención y confinamiento, se consideró:
 - Los elementos estructurales requeridos como fue descrito previamente corresponden a pantallas, vigas cabezales y placas de fondo en concreto.
 - Se establece un módulo de Young para el concreto igual a 652.594Kpa y una relación de Poisson de 0.25 (valor típico).

El módulo de Young se obtuvo mediante la siguiente expresión matemática asociada al módulo de elasticidad del concreto, donde se consideró una resistencia del concreto igual a $F_c = 28\text{Mpa}$

$$E_{\text{Concreto}} = 3900 * \sqrt{f^c (28 \text{ Mpa})}$$

- Se incluye en el análisis el peso propio del concreto equivalente a 24 kN/m^3 .
 - En el programa se define la fase en la cual cada elemento estructural debe ser considerado en el análisis conforme a la secuencia constructiva pre establecida.
 - Para el análisis de los elementos estructurales, se definió como viga estándar bajo los elementos de formulación definidos por Timoshenko.
- En el modelo se incluyen las cargas que en superficie se tendrán de manera permanente y temporal.



3.1.3.1. Evaluación de la Condición No Drenada:

A continuación, se procede a realizar el análisis de esfuerzos y deformaciones obteniendo los resultados de desplazamientos totales que se presentan en la Figura 31 a Figura 36.

Previo a la presentación de los resultados, se procede en primera instancia a presentar las propiedades de los materiales consideradas en el análisis realizado en Phase, las cuales guardan fielmente relación con las previstas en los respectivos modelos geotécnicos (Tabla 49).

Tabla 49. Propiedades de los materiales Caso 1 – Elementos Finitos

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m ³)	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Piezo Line	Ru
ML		Field Stress and Body Force	14.74	Isotropic	7267	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	40.59	0	40.59	None	0
CH1		Field Stress and Body Force	15.03	Isotropic	6969	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	39.44	0	39.44	None	0
CH2		Field Stress and Body Force	15.29	Isotropic	5431	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	36.6	0	36.6	None	0
CH3		Field Stress and Body Force	14.81	Isotropic	5280	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	35.52	0	35.52	None	0
CH4		Field Stress and Body Force	14.62	Isotropic	4650	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	34.16	0	34.16	None	0
CH5		Field Stress and Body Force	14.57	Isotropic	4257	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	31.69	0	31.69	None	0
CH6		Field Stress and Body Force	14.77	Isotropic	4080	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	31.23	0	31.23	None	0
CH7		Field Stress and Body Force	14.86	Isotropic	3661	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	30.2	0	30.2	None	0
CH8		Field Stress and Body Force	14.81	Isotropic	3371	0.4	Mohr Coulomb	Elastic	30.17	0	30.17	None	0

Fuente: Phase 2.0

Tabla 50. Propiedades de elementos estructurales Caso 1 – Elementos Finitos

Liner Name	Color	Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Material Type	Peak Compressive Strength (kPa)	Res. Compressive Strength (kPa)	Peak Tensile Strength (kPa)	Res. Tensile Strength (kPa)	Thickness (m)	Beam Element Formulation	Stage Properties?
PANTALLA		Standard Beam	652594	0.25	Elastic	35	5	5	0	0.5	Timoshenko	Yes
VIGA CABEZAL		Standard Beam	652594	0.25	Elastic	35	5	5	0	0.5	Timoshenko	Yes
PLACA DE FONDO		Standard Beam	652594	0.25	Elastic	35	5	5	0	0.2	Timoshenko	Yes

Fuente: Phase 2.0



- Comportamiento colocación Pantalla

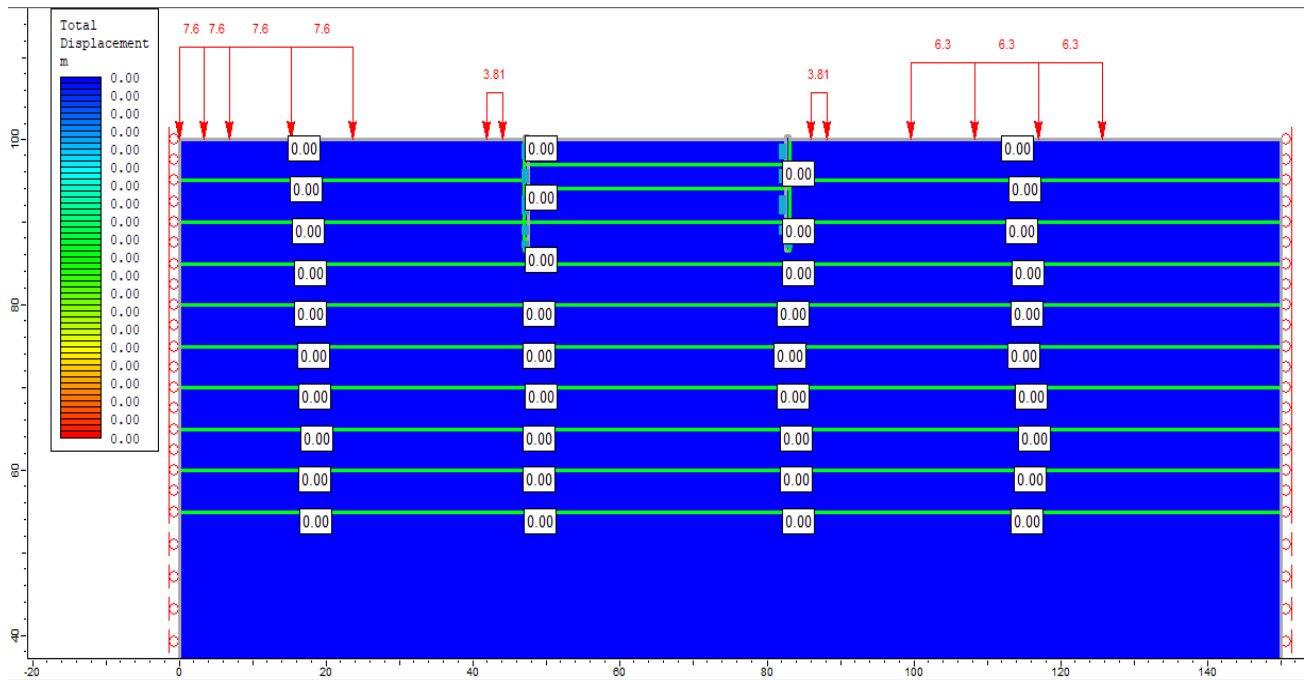


Figura 31. Desplazamientos totales Pantalla – Caso de estudio 1

Fuente: Phase 2.0

- Comportamiento secuencia de excavación (a 3 m)

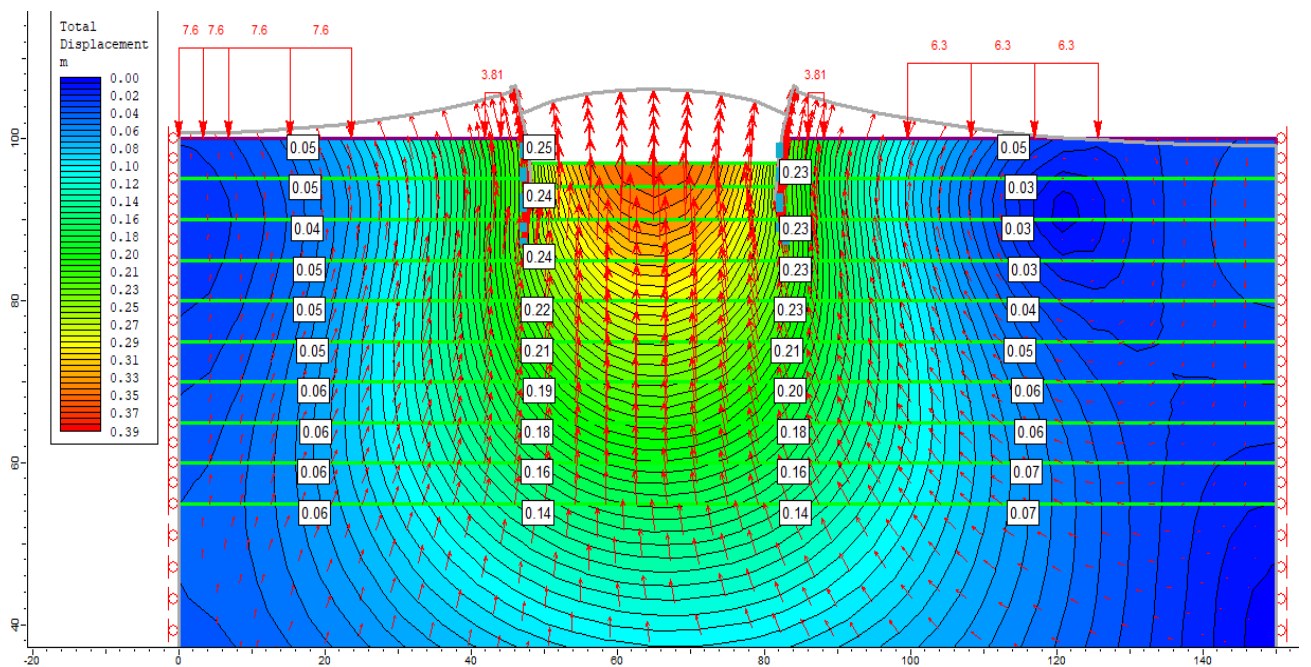


Figura 32. Desplazamientos totales excavación etapa 1 – Caso de estudio 1

Fuente: Phase 2.0



- Comportamiento secuencia de excavación (a 6 m)

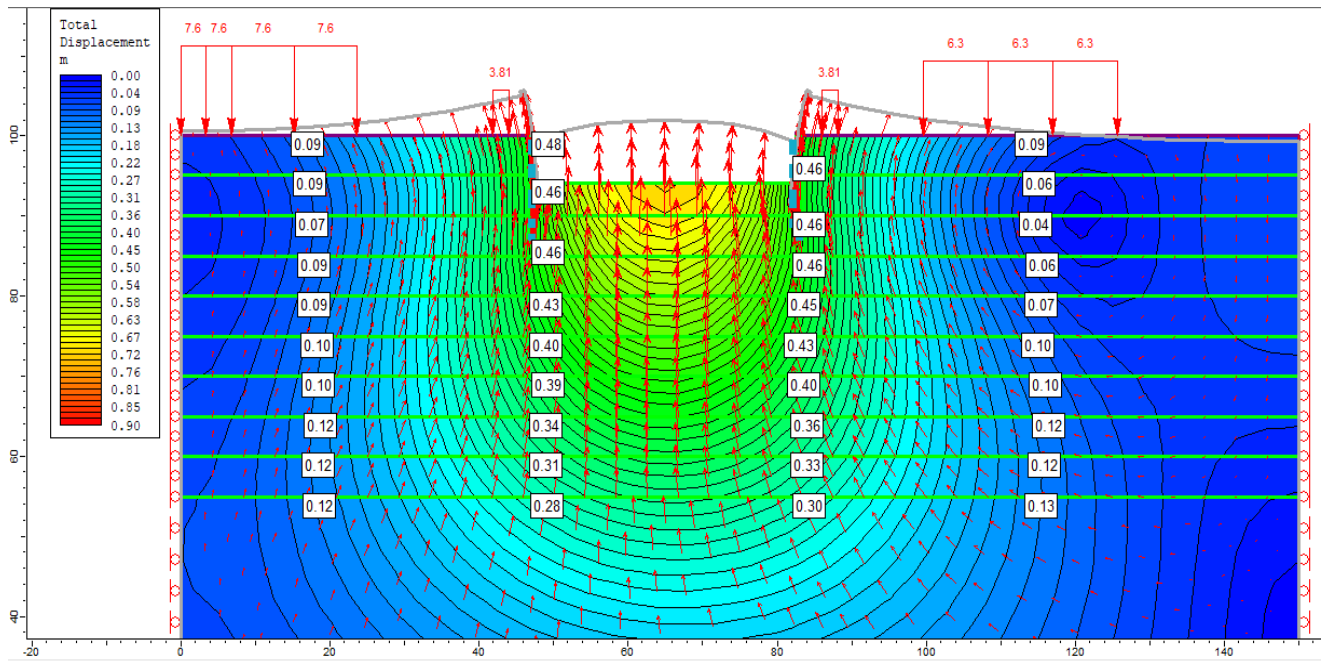


Figura 33. Desplazamientos totales excavación etapa 2 – Caso de estudio 1

Fuente: Phase 2.0

Colocación elementos estructurales de confinamiento:

- Viga cabezal:

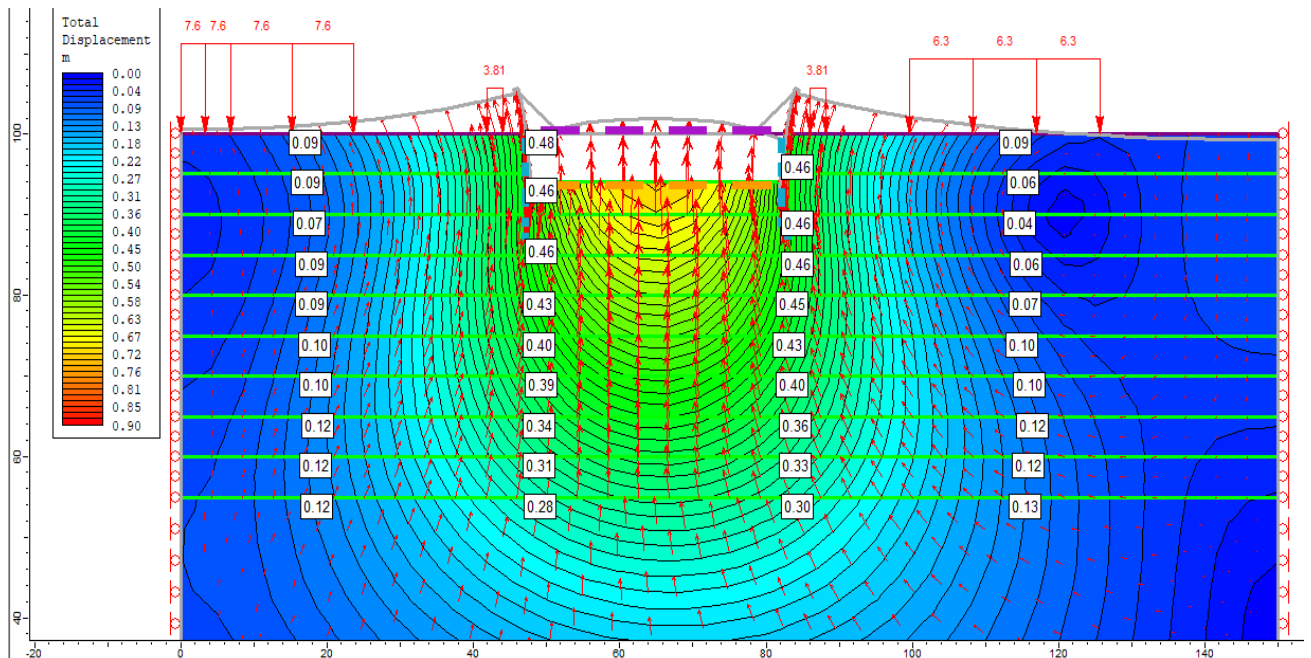


Figura 34. Desplazamientos totales viga cabezal – Caso de estudio 1

Fuente: Phase 2.0



- Placa de fondo:

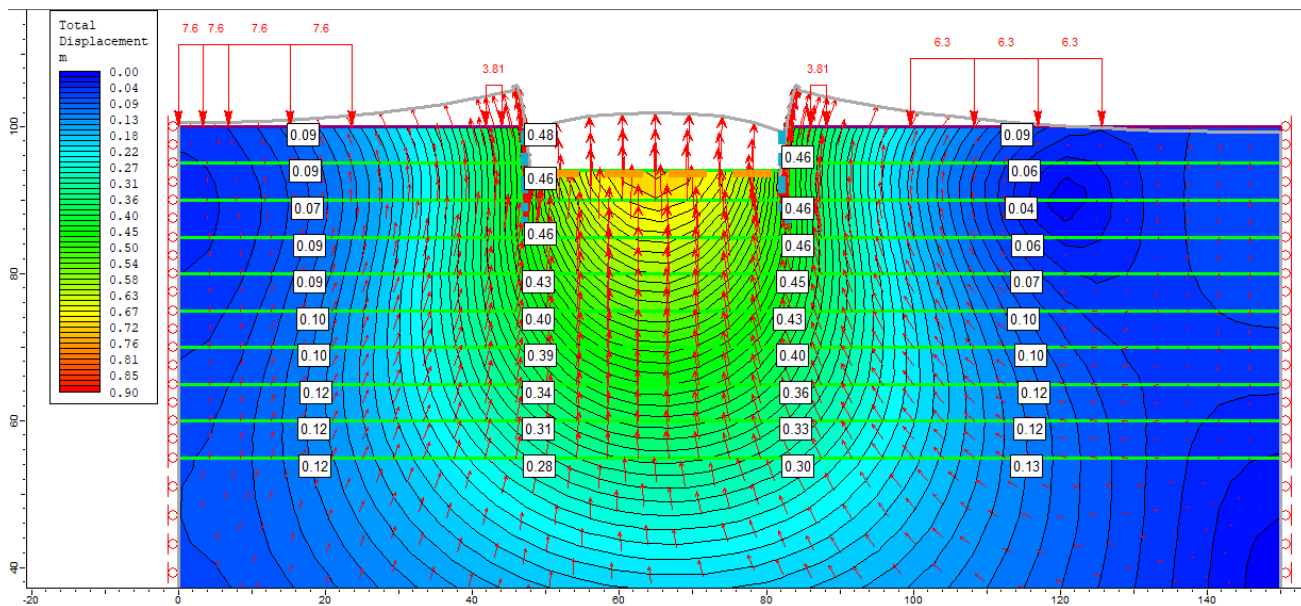


Figura 35. Desplazamientos totales placa de fondo – Caso de estudio 1
Fuente: Phase 2.0

- Operación:

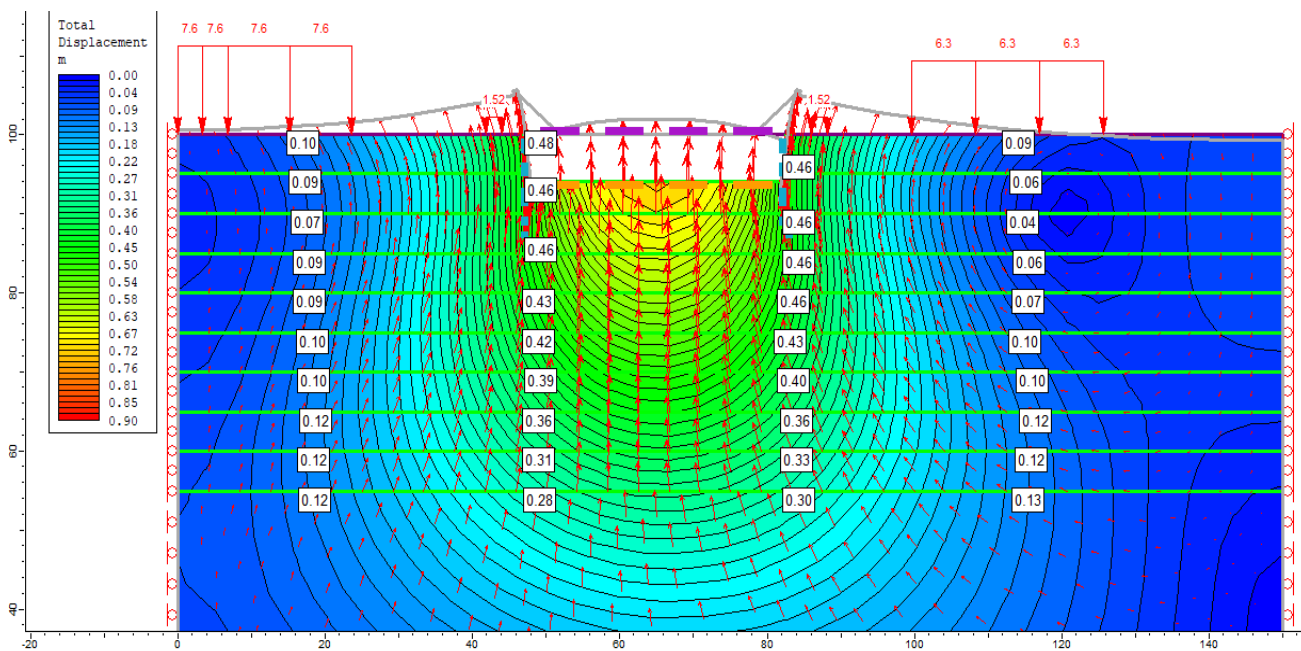


Figura 36. Desplazamientos totales Operación – Caso de estudio 1
Fuente: Phase 2.0

Teniendo en cuenta lo plasmado en la Figura 31 a Figura 36, durante la instalación de las pantallas no se evidencia desplazamientos, posteriormente en las etapas de excavación se



tienen desplazamientos del orden de 20 cm en promedio y se presentan un efecto de rebote elástico característico del alivio de los esfuerzos y el volumen de material extraído, lo que genera movimientos en superficie, situación que con la instalación de los elementos estructurales no logra ser compensada generándose un aumento de los desplazamientos, los cuales alcanzan los 35 cm en promedio. En la operación los desplazamientos se mantienen dentro del mismo orden.

3.1.3.2. Evaluación de la Condición Drenada:

La evaluación de esta condición se realiza empleando los parámetros de Cohesión, Modulo de elasticidad y Angulo de fricción, cabe indicar que al corresponder esta condición a la evaluación a largo plazo no se analiza cada una de las etapas constructivas definidas, sino solamente la etapa en operación, momento en el cual se considera que la velocidad de carga aplicada a cesado, se ha drenado el subsuelo, y por ende las presiones de poros y esfuerzos efectivos se han estabilizado.

Teniendo en cuenta que el módulo de elasticidad del subsuelo (módulo de Young) debe ser acorde a la condición evaluada y considerando que en el estudio de suelos no fue posible obtener el mismo, se procede a realizar el cálculo en función a la consolidación del subsuelo mediante ecuaciones matemáticas relacionas en el libro de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M Das, las cuales se basan en correlaciones a partir del esfuerzo de Preconsolidación σ_p , módulo Odométrico (D), relación de poisson (ν) e Índice de Liquidez (IL).

De esta forma, se procede al cálculo del Coeficiente de compresibilidad volumétrica mediante la ecuación:

$$\sigma_p = 10^{(1,11-1,62+IL)} * Presión_{Atm}$$

Ecuación 1. Esfuerzo de Preconsolidación

Posteriormente, se calcula el módulo Odométrico, a partir de la ecuación:

$$D = (40 - 80) * \sigma_p ; (para\ el\ analisis\ se\ toma\ 60)$$

Ecuación 2. Modulo Odómetro

Se procede al cálculo del módulo de elasticidad para la condición drenada, a partir de la ecuación:

$$E = \frac{D * (1 + \nu) * (1 - 2 * \nu)}{(1 - \nu)}$$

Ecuación 3. Módulo de elasticidad

Con el empleo de las anteriores ecuaciones, se obtienen los módulos de elasticidad del material para la Condición Drenada relacionados en la Tabla 51, se puntualiza que la relación de poisson (ν) empleado para el material en esta condición corresponde a 0.33.



Tabla 51. Módulos de elasticidad Condición Drenada

Prof (m)	σ_p (kPa)	D (kPa)	E (kPa)
5	396	23.751	16.030
10	415	24.918	16.818
15	397	23.827	16.081
20	339	20.369	13.748
25	547	32.809	22.144
30	287	17.226	11.626
35	433	26.002	17.549
40	973	58.393	39.411
45	608	36.466	24.612

Fuente: Autor

Con la información de parámetros mecánicos adecuada y completa, se procede a evaluar la condición drenada obteniendo los desplazamientos totales presentados en la Figura 37.

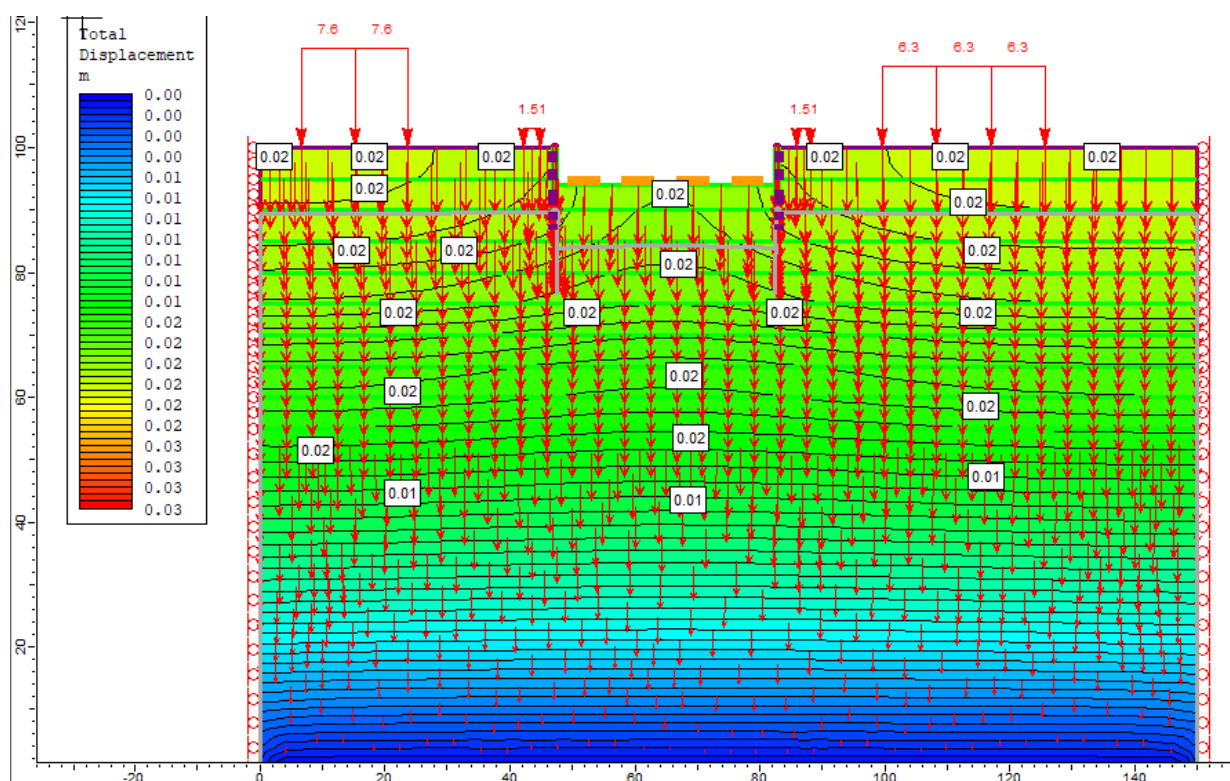


Figura 37. Desplazamientos totales Operación Condición Drenada – Caso de estudio 1

Fuente: Phase 2.0

De los resultados de desplazamientos totales reflejados en la Figura 37., es posible evidenciar que se supera el rebote elástico presentado en la condición a corto plazo evidenciando desplazamientos en el sentido que son impuestas las cargas con valores del orden de 2 cm, asentamientos que para una condición a largo plazo se consideran aceptables y con los cuales no se generarían daños aparentes en superficie, siendo



coherente con lo que visualmente se puede observar en el sitio donde se desarrollo este proyecto.

3.2. CASO 2 – CALLE 94 CON NQS

3.2.1. Características generales de diseño

La sección transversal considerada para el paso a desnivel sobre esta zona corresponde a la relacionada en la Tabla 52. Es preciso indicar que solo se analizará una de las secciones típicas del paso vial, dado que el mismo posee varios conectores.

Tabla 52. Sección transversal – caso 2 calle 94 con NQS

Descripción	
No de carriles (vehículos mixtos)	2
Ancho carriles vehículos mixtos (máx.)	3,50 m
No de separadores	3
Ancho separadores	1,20 m
No de separadores	2
Ancho separadores	1 m
Altura máxima	6,00 m

Fuente: Documento técnico de diseño paso deprimido

Teniendo en cuenta la información relacionada en la Tabla 52, se requiere llevar a cabo una excavación de 12,6 m de ancho con una profundidad variable conforme a la secuencia de excavación definida en la Tabla 53.

Tabla 53. Sección transversal – caso 1 Américas con calle 26

Descripción	Dimensiones (m)
Sección de excavación No 1	12,6 m x 3 m
Sección de excavación No 2	12,6 m x 6 m

Fuente: Autor

El talud de excavación es 1H:1V, el sistema de apuntalamiento a emplear corresponderá a una pantalla en concreto de 0,50 m de ancho y un peso del concreto equivalente a 24 kN/m^3 , lo profundidad de empotramiento de la pantalla será igual a la altura de excavación y se soportará sobre pilotes de 2.5 m de profundidad. Los anteriores, valores típicos de la ciudad de Bogotá.

En el análisis no se tendrá en cuenta la altura critica de excavación o altura sin apuntalamiento, pues en la simulación se colocará la pantalla preexcavada como sistema de contención definitivo, en los análisis este elemento se tratará como un material y no como



un sistema de apuntalamiento asociando las propiedades del concreto, esto con el fin de no incidir en la sobreestimación de los Factores de Seguridad.

En la Figura 38 a Figura 40, se presenta un registro fotográfico el cual plasma el reconocimiento realizado en la zona como soporte para la definición de las consideraciones técnicas que se exponen posteriormente:



Figura 38. Vista general costado Occidental – Deprimido Calle 94 con Carrera 30

Fuente: Google Maps, modificado autor.

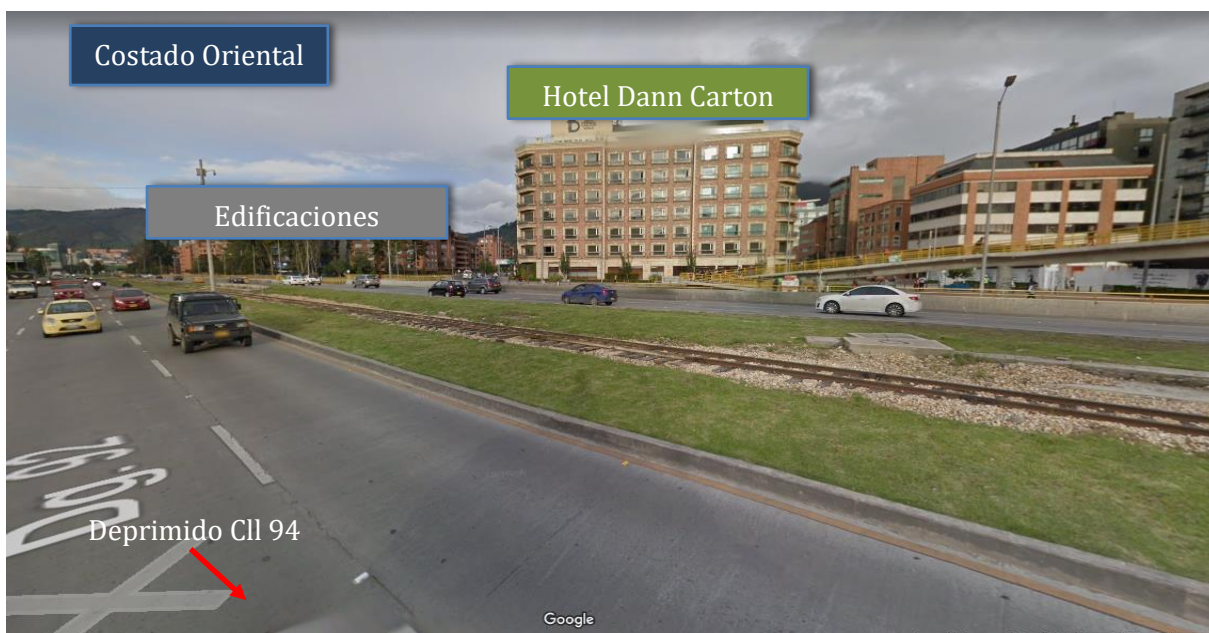


Figura 39. Vista general costado Occidental – Deprimido Calle 94 con Carrera 30

Fuente: Google Maps, modificado autor.



Figura 40. Vista general Interna – Deprimido Calle 94 con Carrera 30

Fuente: Google Maps, modificado autor.

Teniendo en cuenta la incidencia que poseen las condiciones de carga en el comportamiento del subsuelo (esfuerzos – deformaciones), se tiene en cuenta lo siguiente:

- **Cargas en superficie**

Teniendo en cuenta la influencia que puede generar la ejecución de una excavación en la estabilidad de construcciones aledañas debido a la relajación que experimentan las tensiones del subsuelo por la extracción del material, a continuación, se relacionan las cargas que serán consideradas (Tabla 54).



Tabla 54. Cargas en superficie – caso 1 Américas con calle 26

Descripción	Carga (kN/m ²)	Observación
Carga edificio (8 pisos prom.) . costado oriental y occidental	10,13	Condición drenada y no drenada.
Carga retroexcavadora	3,81	Condición no drenada (carga temporal).
Carga Vehicular	1,51	Condición drenada y no drenada (carga definitiva)

Fuente: Autor

- **Carga retroexcavadora:**

Se tiene en cuenta la carga de una retroexcavadora caterpillar 416E como maquinaria empleada en trabajos de excavación, la cual conforme a ficha técnica posee las siguientes características mostradas en la Tabla 55.

Tabla 55. Características maquinaria excavación

Peso	66,61 kN
Largo	7,18 m
Ancho	2,44 m
Área	17,52 m ²

Fuente: <https://obraplaza.com.mx/pdf/datasheet.php?id=23>.

El peso generado por metro cuadrado corresponde a 3,80 kN/m².

- **Carga edificaciones:**

Se considera cargas a los dos costados de la excavación generada por edificaciones a porticadas en concreto de 8 pisos en promedio, el peso estimado para una edificación con estas características es igual a 3.040 kN, información obtenida de cálculo estructural elaborado para una construcción con estas características

Con el fin de obtener peso por área cuadrada, se considera un área de edificación igual a 300 m² (25 m X 12 m). De este modo el peso por metro cuadrado de la edificación es igual a 3.040 kN/300 m² = **10,13 kN/m²**

- **Modelo geotécnico**

A continuación, se relaciona modelo geotécnico definido en numeral 2.2.2.



Tabla 56. Modelo geotécnico – Caso 2 Calle 94 con NQS.

Estrato	Profundidad (m)		Clasificación USCS	Peso Unitario Total (kN/m ³)	Condición Drenada		Condición No Drenada	
	Desde	Hasta			C (kPa)	ϕ (°)	Su (kPa)	Es (kPa)
1	0,00	5,00	ML	15,11	31	25	40,20	9.191
2	5,00	10,00	CH	14,63	33	24	41,94	8.633
3	10,00	15,00	CH	14,52	32	23	40,07	7.995
4	15,00	20,00	CH	14,73	32	22	38,73	6.865
5	20,00	25,00	CH	14,23	29	22	37,26	6.289
6	25,00	30,00	CH	14,53	29	23	36,11	5.564
7	30,00	35,00	CH	13,97	28	21	33,16	5.621
8	35,00	40,00	CH	13,90	28	21	33,24	5.214
9	40,00	45,00	CH	14,66	26	20	32,86	4.863
10	45,00	50,00	CH	14,72	24	20	31,49	4.312
11	50,00	55,00	CH	14,90	22	19	30,87	3.551
12	55,00	60,00	CH	14,63	21	18	29,53	3.277

Fuente: Autor

- Secuencia de excavación**

Para los análisis a realizar por equilibrio limite en Slide 6.0 y elementos finitos en Phase 2.0, se tendrá en cuenta de forma inicial la siguiente secuencia de excavación, es importante indicar que en caso de que se evidencie el no cumplimiento de los factores de seguridad ($\geq 1,3$ (temporal) y $\geq 1,5$ (definitivo) o desplazamientos excesivos se replanteará la secuencia hasta garantizar el cumplimiento.

- Colocación de pantallas preexcavadas en concreto sobre el perímetro de la excavación, esta pantalla tendrá una sección igual a 6,50 m x 0,50 m (ancho típico en Bogotá). A su vez, la pantalla contará con un apuntalamiento por debajo del fondo de la excavación de 6 m, profundidad igual al del total de la excavación.
- Las pantallas estarán acompañadas de pilotes de diámetro igual a 0,50 m, y profundidad de 2.5 m, esto con el fin de dar una mayor rigidez al sistema y soportar cargas importantes que se puedan presentar en la estructura y minimizar desplazamientos que puedan afectar estructuras aledañas.
- Una vez implantado el sistema de contención, se procede a ejecutar una primera etapa de excavación, para lo cual se retira el material que cubre el perímetro total de la excavación hasta una profundidad inicial de 3 m, de esto modo la sección del material a retirar corresponde a 12.6 m por 3 m.



- Una vez ejecutada la primera etapa de excavación, se colocarán vigas cabezales (0,50 m x 0,60) a fin de generar rigidez en cada uno de los módulos del muro pantalla y permitir monolitismo y uniformidad en los desplazamientos horizontales que puedan presentarse generando un adecuado comportamiento estructural.
- Posteriormente, se retirará el material de excavación restante para obtener la sección total requerida, esto es 12.6 m x 3 m, de esta forma se tendrá el perímetro total de excavación requerido (12.6 m x 6 m).
- Finalmente se procede a colocar una placa de fondo de espesor igual a 0,20 m.

Los elementos estructurales y subsuelo que serán considerados en las modelaciones tendrán en cuenta las propiedades de resistencia de los materiales previamente descritos. En la Figura 41, se presenta la sección de análisis conforme al diseño y secuencia de excavación indicados:

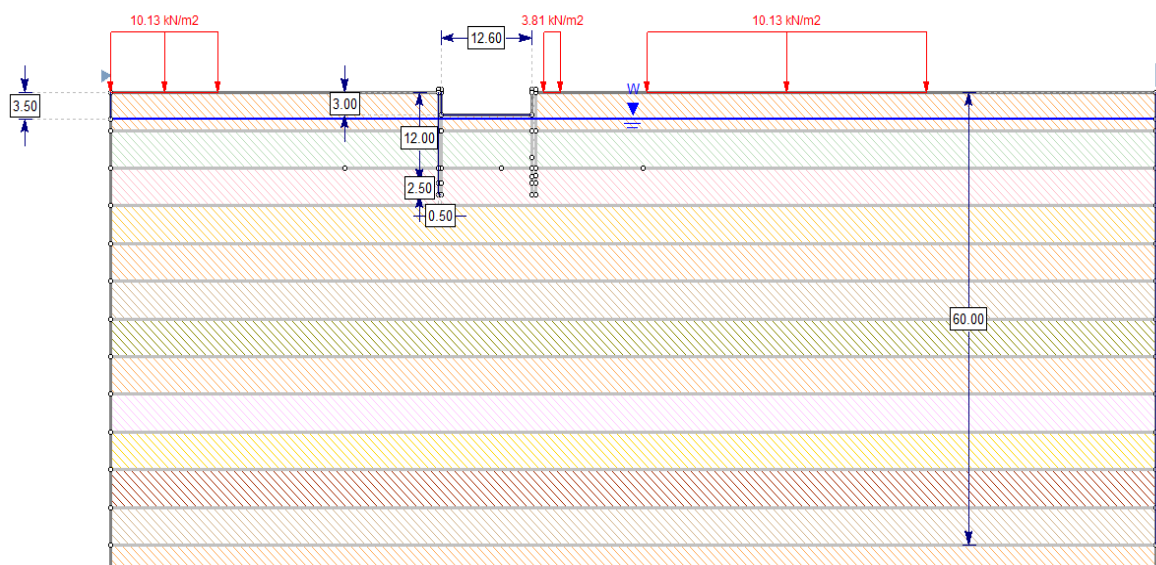


Figura 41. Secuencia de excavación caso 2 – Calle 94 con Carrera 30
Fuente:Slide

3.2.2. Resultados Equilibrio limite

A continuación, se relacionan los resultados obtenidos respecto al comportamiento de las fuerzas resistentes y actuantes evaluadas mediante el programa de simulación SLIDE 6.0, para la condición drenada y no drenada.

3.2.2.1 Condiciones No Drenadas – Etapa de excavación inicial

Se inicia la secuencia de excavación realizando el retiro de material en un área igual a 12,60 m por 3 m alcanzando la mitad de la profundidad total requerida, el estrato de suelo a ser excavado corresponde a un limo de baja plasticidad (ML) a 0.50 m subyace el Nivel Freático el cual se encuentra a 3.50 m de profundidad. Este estrato presenta una resistencia al corte no drenado equivalente a 40.2 kPa, tal y como puede apreciarse en la Figura 42.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Ru
ML		15.11	Mohr-Coulomb	40.2	0	None	0
CH1		14.63	Mohr-Coulomb	41.94	0	None	0
CH2		14.52	Mohr-Coulomb	40.07	0	None	0
CH3		14.73	Mohr-Coulomb	38.73	0	None	0
CH4		14.23	Mohr-Coulomb	37.26	0	None	0
CH5		14.53	Mohr-Coulomb	36.11	0	None	0
CH6		13.97	Mohr-Coulomb	33.16	0	None	0
CH7		13.9	Mohr-Coulomb	33.24	0	None	0
CH8		14.66	Mohr-Coulomb	32.86	0	None	0
CH9		14.72	Mohr-Coulomb	31.49	0	None	0
CH10		14.9	Mohr-Coulomb	30.87	0	None	0
CH11		14.63	Mohr-Coulomb	29.53	0	None	0
concreto		24	Mohr-Coulomb	14000	0	None	0

Figura 42. Propiedades Geomecánicas condición no drenada caso 2 – Calle 94 con Carrera 30
Fuente:Slide

Los Factores de Seguridad obtenidos en esta primera etapa corresponden a los relacionados en la Figura 43 y Figura 44:

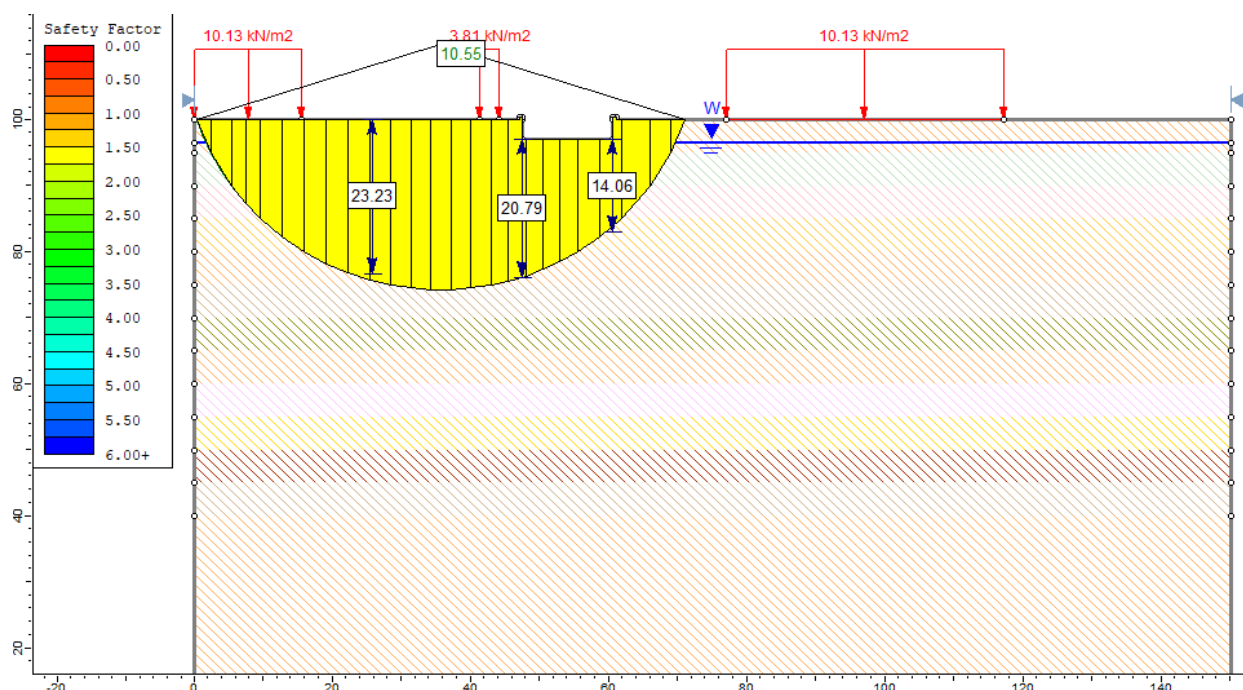


Figura 43. Resultado Condición No Drenada Etapa 1 – Caso 2 (Costado Occidental)
Fuente:Slide

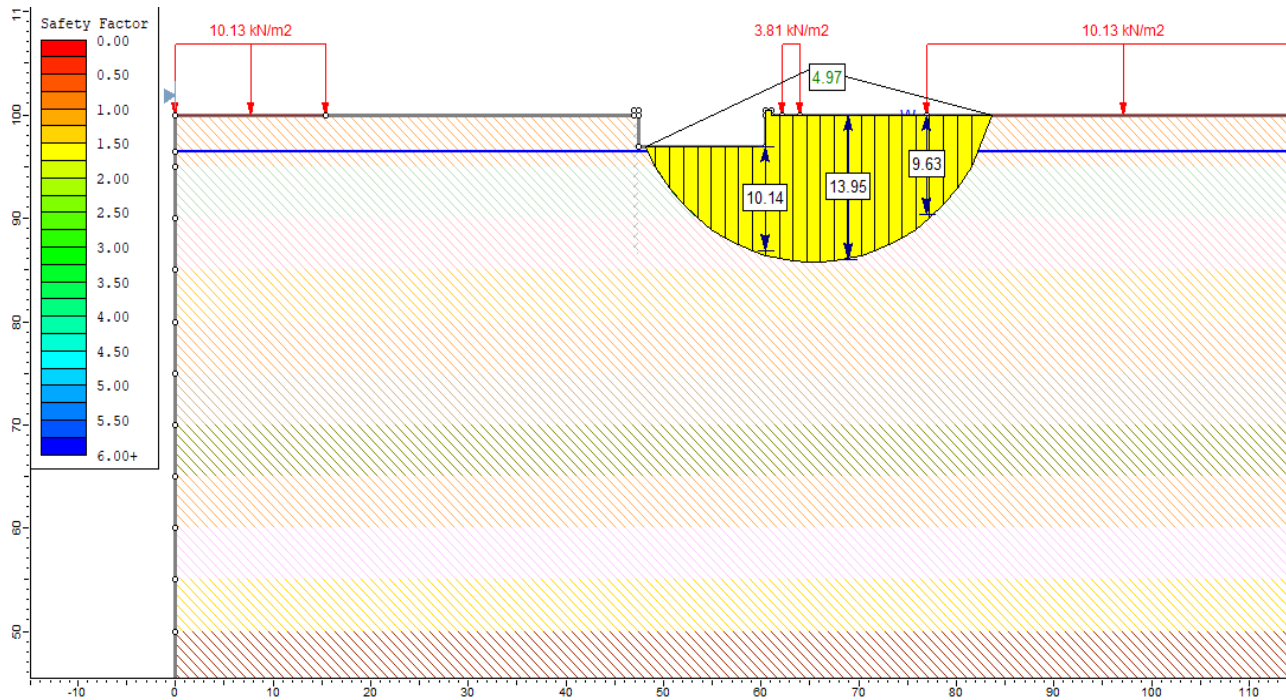


Figura 44. Resultado Condición No Drenada Etapa 1 – Caso 2 (Costado Oriental)

Fuente:Slide

Como se observa en la Figura 43 y Figura 44, los factores de seguridad obtenidos dan cumplimiento al mínimo establecido para condiciones temporales siendo mayores a 1.3 conforme al análisis realizado sobre el costado oriental se obtiene un factor igual a 4.9 y costado occidental 10.5, con los resultados obtenidos se puede evidenciar que se garantiza la estabilidad de la estructura proyectada sin afectarse las estructuras aledañas. Las superficies de falla generadas oscilan entre 14m y 29 m.

En el costado occidental se presenta un Factor de Seguridad que sobrepasa el 50% del obtenido el costado oriental, es posible que la capacidad soporte de subsuelo y la distancia de las cargas estén generando algún tipo de incidencia en este resultado.

3.2.2.2. Condición No Drenada – Etapa de Excavación total.

Dando continuidad a la secuencia de excavación, se procede a retirar el material restante para alcanzar la profundidad máxima de excavación equivalente a 6 m obteniendo como resultados los Factores de Seguridad relacionados en la Figura 45 y Figura 46.

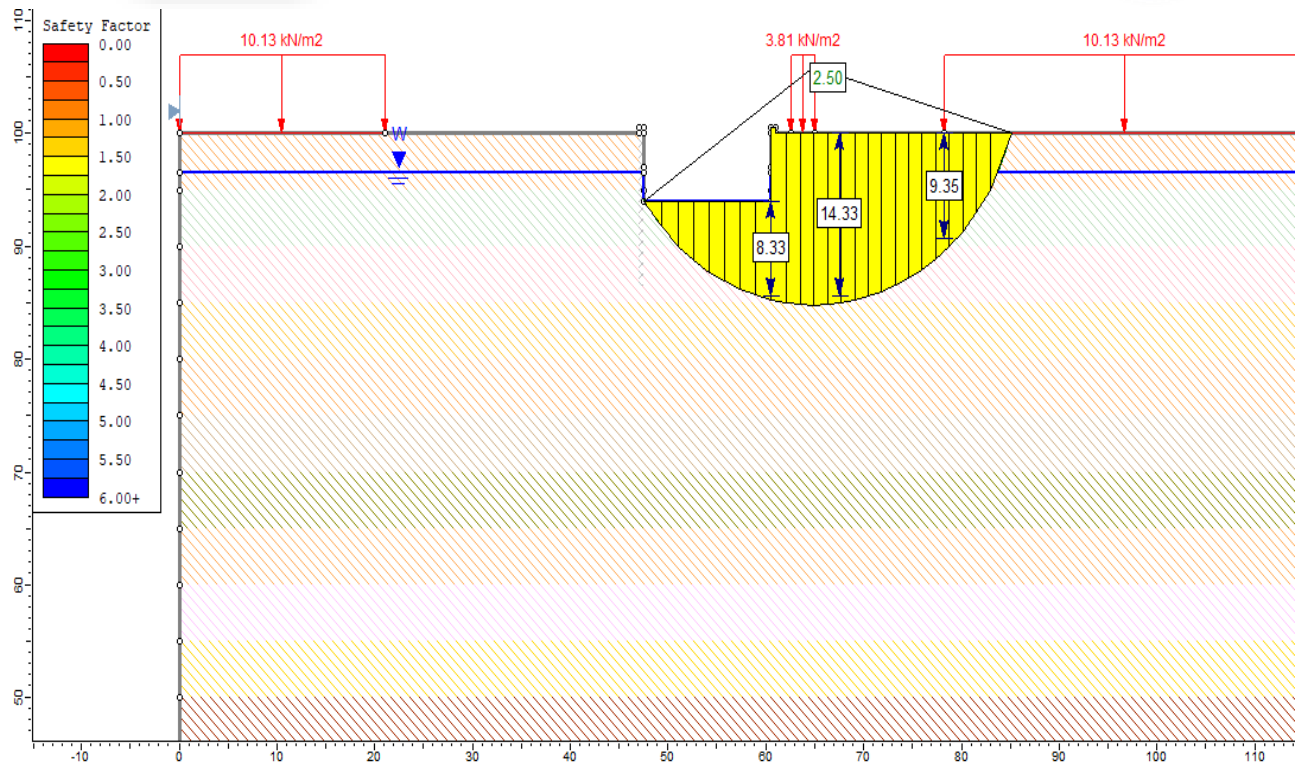


Figura 45. Resultados Condición No Drenada Etapa Total – Caso 2 (Costado Oriental)

Fuente:Slide

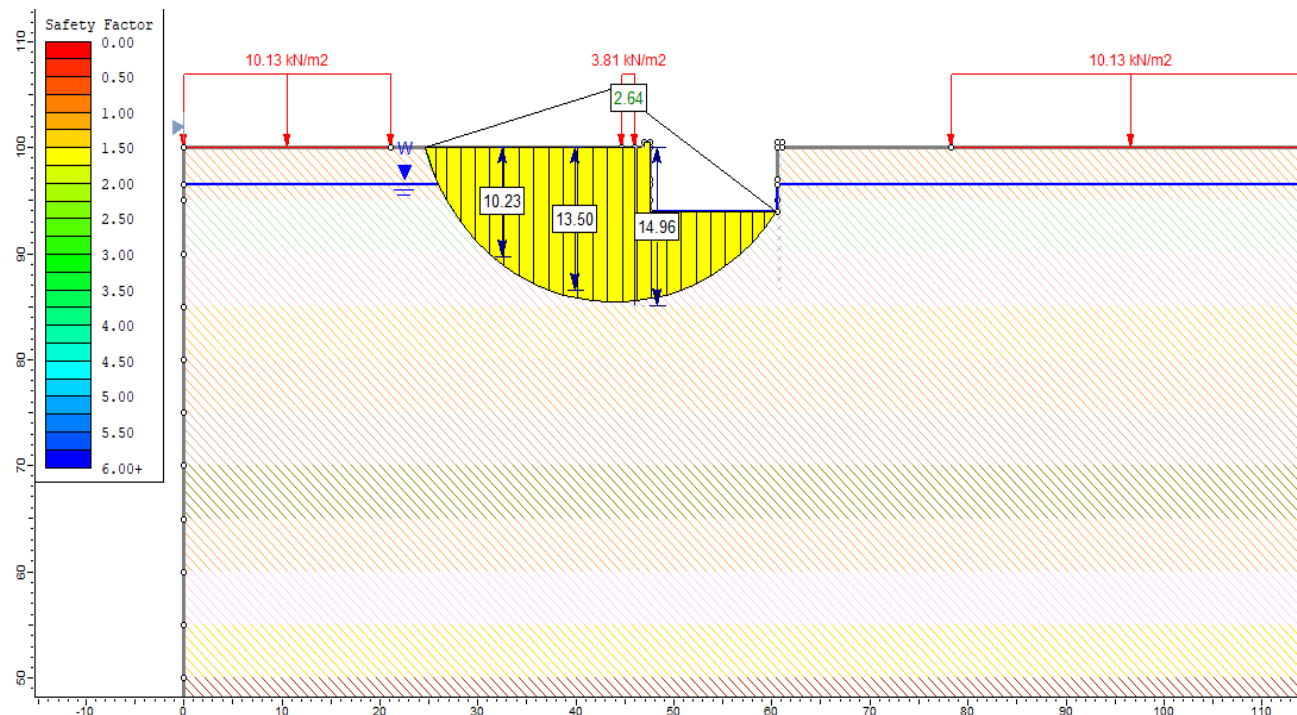


Figura 46. Resultados Condición No Drenada Etapa Total – Caso 2 (Costado Occidental)

Fuente:Slide



Como se observa en la Figura 45 y Figura 46 con el retiro de material en el área total requerida, se obtiene un factor de seguridad de 2.5 (costado oriental) y 2.6 (costado occidental) dando cumplimiento al FS requerido mayor a 1.3, factores que disminuyen notablemente respecto a los obtenidos en la primera etapa situación que es acorde con la mayor extracción de material, las características geomecánicas del subsuelo en las que se evidencia que las propiedades tienden a disminuir con la profundidad, a su vez a esta profundidad parte del material se encuentra afecta por el Nivel Freático lo que incide en la resistencia del material, así mismo se observa que las superficies de falla alcanzan un profundidad promedio de 15 m.

3.2.2.3. Condiciones Drenadas

En esta etapa una vez efectuado el retiro del material, se procede a evaluar el comportamiento a largo plazo considerando las características del subsuelo en condiciones drenadas e incorporando todos los elementos estructurales de confinamiento que harán parte de la infraestructura vial, para este caso se consideran vigas cabezales y placa de fondo y las cargas que de manera definitiva se tendrán en el sitio de intervención, los factores de seguridad obtenidos se presentan en la Figura 47 y Figura 48.

Los factores de seguridad obtenidos en la zona oriental y occidental (4.8) dan cumplimiento al establecido en la práctica para condiciones a largo plazo al ser mayores a 1.5, de esta manera se puede evidenciar que los esfuerzos actuantes no superan la resistencia del suelo por lo que las deformaciones que puedan presentarse no generan condiciones de falla. La superficie de falla en promedio es del orden de 12 m.

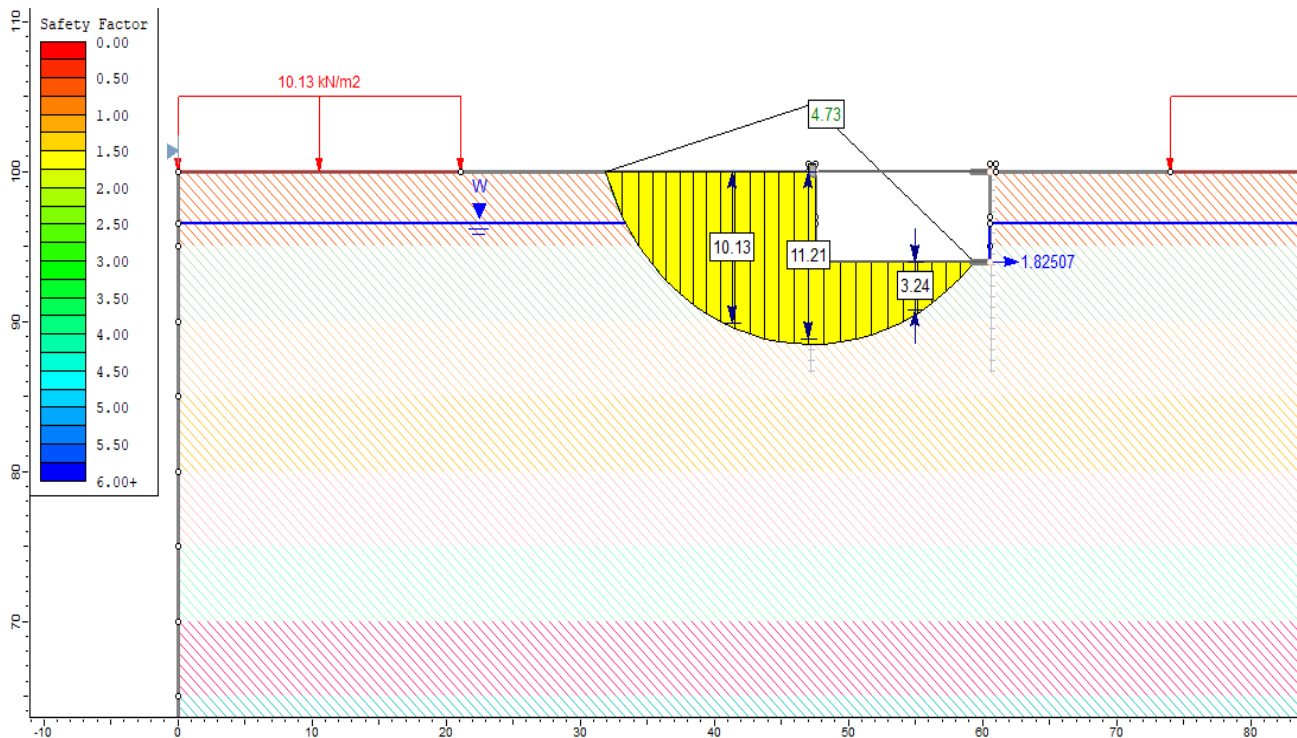


Figura 47. Resultados Condición Drenada – Caso 2 (Costado Occidental)

Fuente: Slide

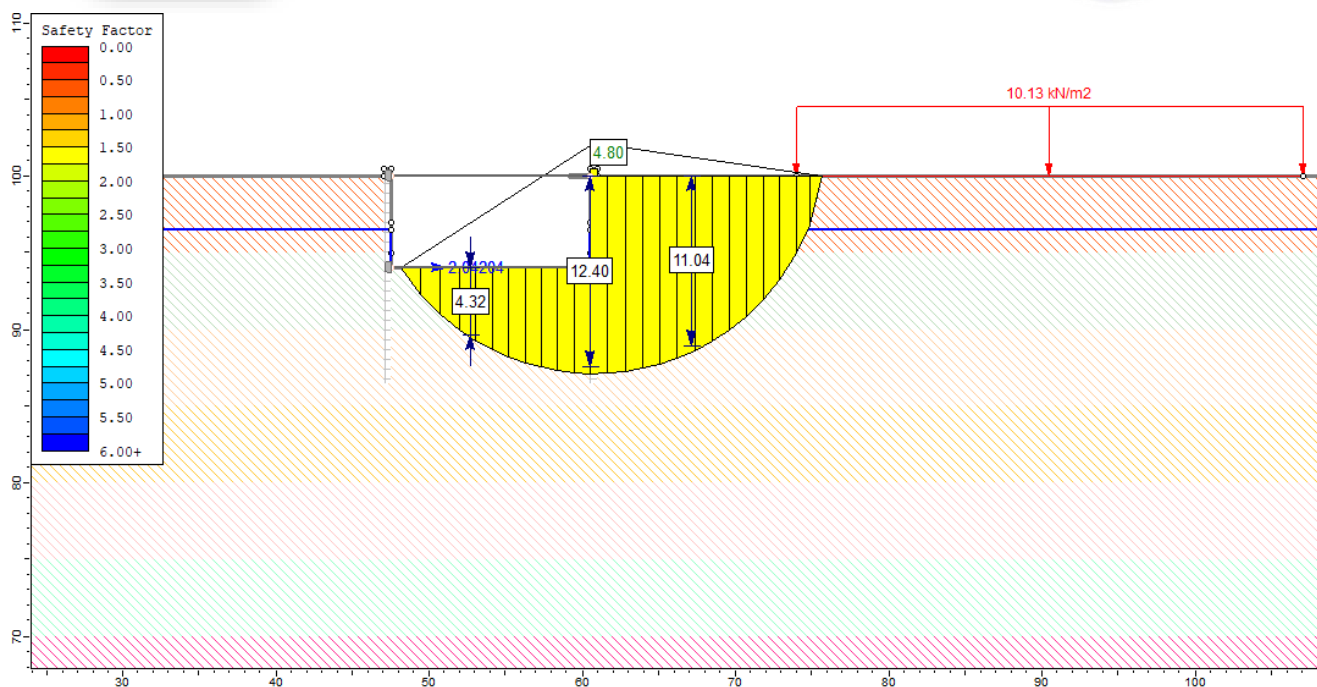


Figura 48. Resultados Condición Drenada – Caso 2 (Costado Oriental)
Fuente: Slide

Los factores de seguridad obtenidos en cada una de las condiciones evaluadas se resumen en la Tabla 57:

Tabla 57. Factores de Seguridad Caso 2

Secuencia Excavación Prof (m)	Factor de Seguridad (FS)		Condición Evaluada
	Costado Occidental	Costado Oriental	
3	10,55	4,97	No Drenado
6	2,64	2,50	No Drenado
6	4,73	4,80	Drenada

Fuente: Autor

3.2.3. Resultados Simulación Elementos Finitos

Una vez verificado el cumplimiento de los factores de seguridad en el corto plazo (condición no drenada) y largo plazo (condición drenada) para los trabajos de excavación con los cuales se logrará construir el paso deprimido, se procede a realizar el análisis de desplazamientos (esfuerzos y deformaciones) en superficie y fondo mediante el método de elementos finitos para lo cual se hace uso del programa Phase 2.0, previo hacer efectivas las modelaciones para el análisis, se consideraron los siguientes aspectos:

- Para el análisis en Phase se definieron fases de análisis las cuales corresponden al proceso constructivo que será necesario ejecutar para el desarrollo definitivo del paso deprimido, las etapas involucradas fueron:



1) Terreno Natural
2) Pantalla Lateral
3) Excavación primera etapa (3m)
4) Viga Cabeza
5) Excavación segunda etapa (3 m)
6) Placa de fondo
7) Operación

Con esta secuencia de construcción el programa modela de manera lógica en su orden la incorporación de cada elemento y la incidencia directa que puede generar en los desplazamientos y deformaciones experimentados en el terreno.

- Se incorpora malla o grilla de elementos finitos con la finalidad de discretizar el medio continuo de análisis, para este caso se eligió una malla triangular de 6 nodos con la finalidad de tener mayor cantidad de puntos de interconexión entre elementos y mejorar la precisión de los análisis de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones.
- En el modelo de análisis se establecen restricciones en las zonas laterales y fondo, para lo cual se define en la parte lateral restricciones en X y en el fondo restricciones en X y Y, esto con el fin de generar mayor rigidez al modelo y se asemeje al comportamiento real del terreno.
- Para la definición de los materiales, se consideraron las propiedades geomecánicas del subsuelo en condiciones no drenadas y condiciones drenadas, conforme a los modelos geotécnicos definidos en el numeral 2.2.1.4, al respecto se precisa:
 - Se considera un módulo de Young igual al módulo de elasticidad E_s (kPa) definido en modelo geotécnico para cada uno de los casos de estudio bajo la condición no drenada.
 - El módulo de Young para la condición drenada y considerando que no se logró obtener en estudio de suelos, será calculado empleando correlaciones asociadas al esfuerzo de preconsolidación.
 - Respecto a la relación de Poisson (ν), para la condición no drenada se asoció un valor igual a 0.4 y para la condición drenada 0.33, valores típicos para materiales de suelo.
 - En los parámetros de resistencia del subsuelo para la condición no drenada se contempla la resistencia al corte no drenada (C_u) y para la condición drenada Cohesión (C) y Angulo de fricción (ϕ)
 - El modelo constitutivo seleccionado corresponde al elástico lineal establecido por Mohr Coulomb.
 - Se considera para cada caso la profundidad del Nivel Freático.



- Par los elementos estructurales de contención y confinamiento, se consideró:
 - Los elementos estructurales requeridos como fue descrito previamente corresponden a pantallas, vigas cabezales y placas de fondo en concreto.
 - Se establece un módulo de Young para el concreto igual a 652.594 kPa y una relación de Poisson de 0.25 (valor típico).

El módulo de Young se obtuvo mediante la siguiente expresión matemática asociada al módulo de elasticidad del concreto, donde se consideró una resistencia del concreto igual a $F_c = 28 \text{ Mpa}$

$$E_{\text{Concreto}} = 3900 * \sqrt{f'_c (28 \text{ Mpa})}$$

- Se incluye en el análisis el peso propio del concreto equivalente a 24 kN/m^3 .
- En el programa se define la fase en la cual cada elemento estructural debe ser considerado en el análisis conforme a la secuencia constructiva pre establecida.
- Para el análisis de los elementos estructurales, se definió como viga estándar bajo los elementos de formulación definidos por Timoshenko.
- En el modelo se incluyen las cargas que en superficie se tendrán de manera permanente y temporal.

3.2.3.1. Evaluación de la Condición No Drenada:

Previo a la presentación de los resultados, se procede en primera instancia a presentar las propiedades de los materiales consideradas en el análisis realizado en Phase, las cuales guardan fielmente relación con las previstas en el respectivo modelo geotécnico.

En la Tabla 58, se relacionan las propiedades consideradas para los elementos estructurales de confinamiento:

Tabla 58. Propiedades de los elementos estructurales Caso 2 – Elementos Finitos

Liner Name	Color	Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Material Type	Peak Compressive Strength (kPa)	Res. Compressive Strength (kPa)	Peak Tensile Strength (kPa)	Res. Tensile Strength (kPa)	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Beam Element Formulation	Stage Properties?
PANTALLA LATERAL		Standard Beam	652595	0.25	Elastic	35	5	5	0	0.5	24	Timoshenko	Yes
VIGA CABEZAL		Standard Beam	652595	0.25	Elastic	35	5	5	0	0.5	24	Timoshenko	Yes
PLACA FONDO		Standard Beam	652595	0.25	Elastic	35	5	5	0	0.2	24	Timoshenko	Yes

Fuente: Phase 2.0

En la Tabla 59, se identifican las propiedades geomecánicas como fue expresado la aplicación de estas propiedades en la simulación se aplicaron conforme a la condición de análisis, en este sentido solo para la etapa definida como En Operación se considerará la condición drenada del subsuelo



Tabla 59. Propiedades de los materiales Caso 2 – Elementos Finitos

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m ³)	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Piezo Line	Ru
ML_1_1	Orange	Field Stress and Body Force	14.74	Isotropic	16030	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	30	22	30	None	0
CH1_1_1	Yellow	Field Stress and Body Force	15.03	Isotropic	16818	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	31	20	31	None	0
CH2_1_1	Dark Green	Field Stress and Body Force	15.29	Isotropic	16081	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	31	20	31	None	0
CH3_1_1	Red	Field Stress and Body Force	14.81	Isotropic	13748	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	28	19	28	None	0
CH4_1_1	Green	Field Stress and Body Force	14.62	Isotropic	22144	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	25	18	25	None	0
CH5_1_1	Light Green	Field Stress and Body Force	14.57	Isotropic	11626	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	23	18	23	None	0
CH6_1_1	Dark Blue	Field Stress and Body Force	14.77	Isotropic	17549	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	22	18	22	None	0
CH7_1_1	Brown	Field Stress and Body Force	14.86	Isotropic	39411	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	21	18	21	None	0
CH8_1_1	Yellow	Field Stress and Body Force	14.81	Isotropic	24612	0.33	Mohr Coulomb	Elastic	20	17	20	None	0

De esta forma, los resultados obtenidos respecto a desplazamientos totales en la condición no drenada corresponden a los asociados en la Figura 49 a Figura 54.

- Pantalla**

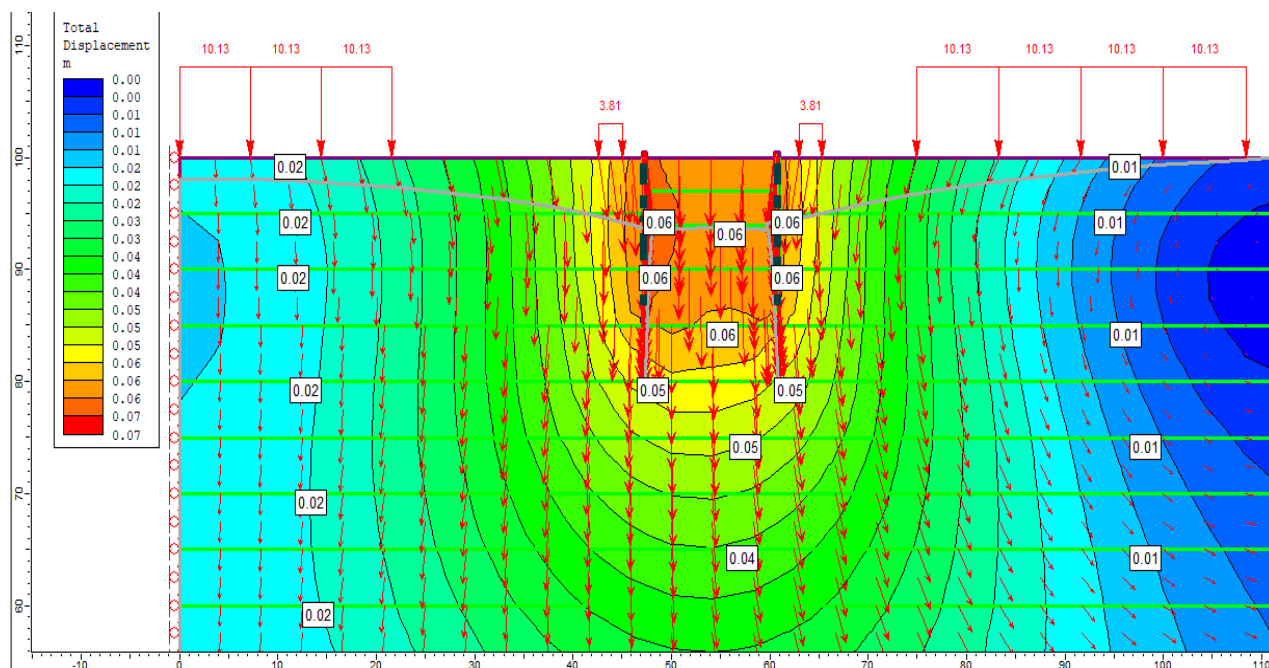


Figura 49. Desplazamientos totales Pantalla
Fuente: Phase 2.0.



- **Secuencia excavación (a 3 m)**

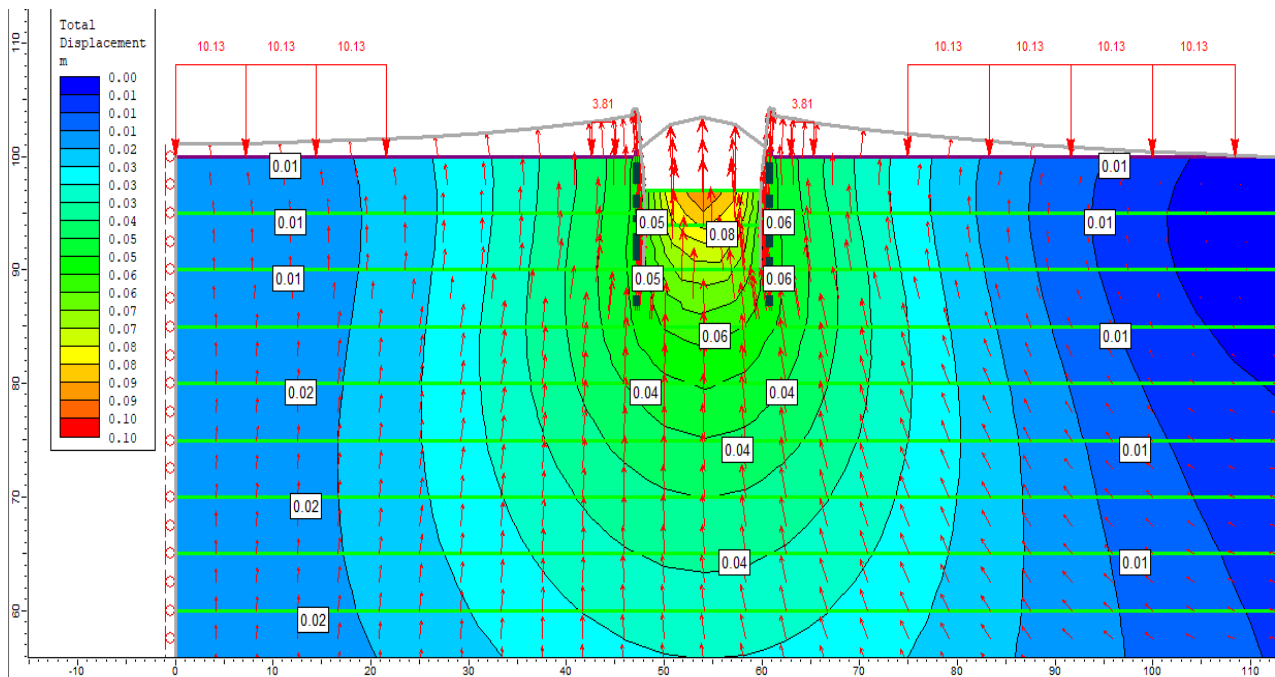


Figura 50. Desplazamientos totales etapa de excavación Inicial
Fuente: Phase 2.0.

- **Secuencia excavación (a 6 m)**

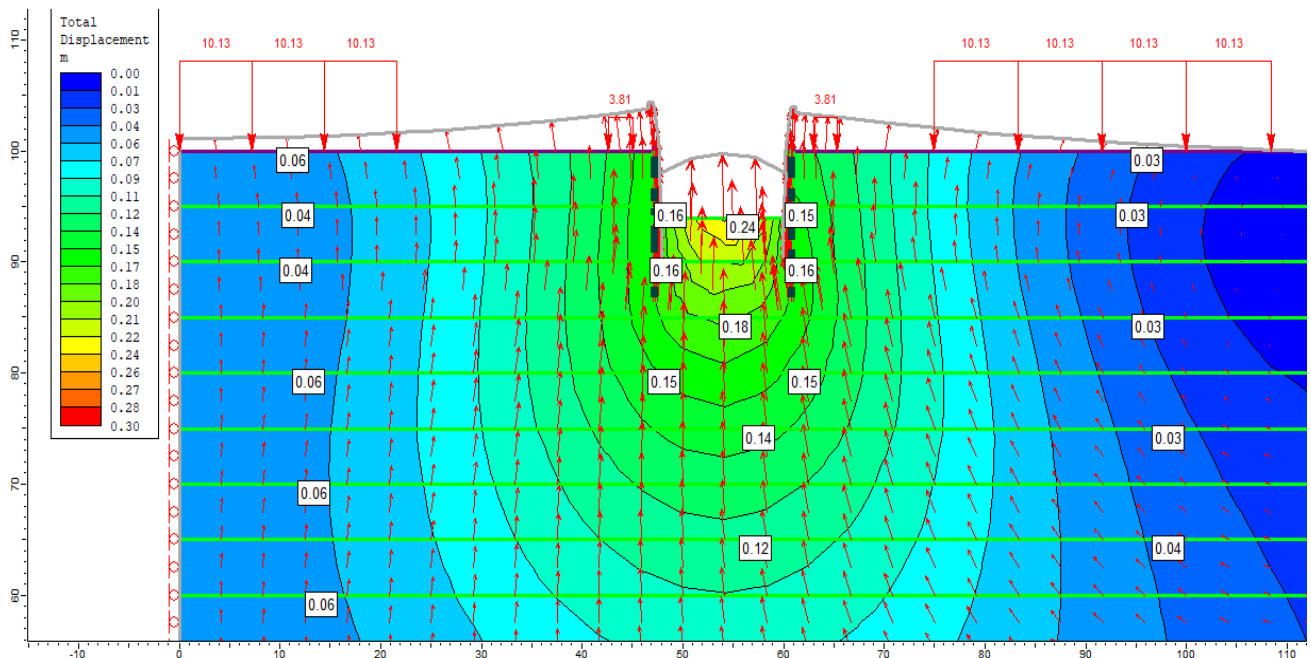


Figura 51. Desplazamientos totales etapa de excavación total
Fuente: Phase 2.0.



Elementos estructurales

- **Viga cabezal**

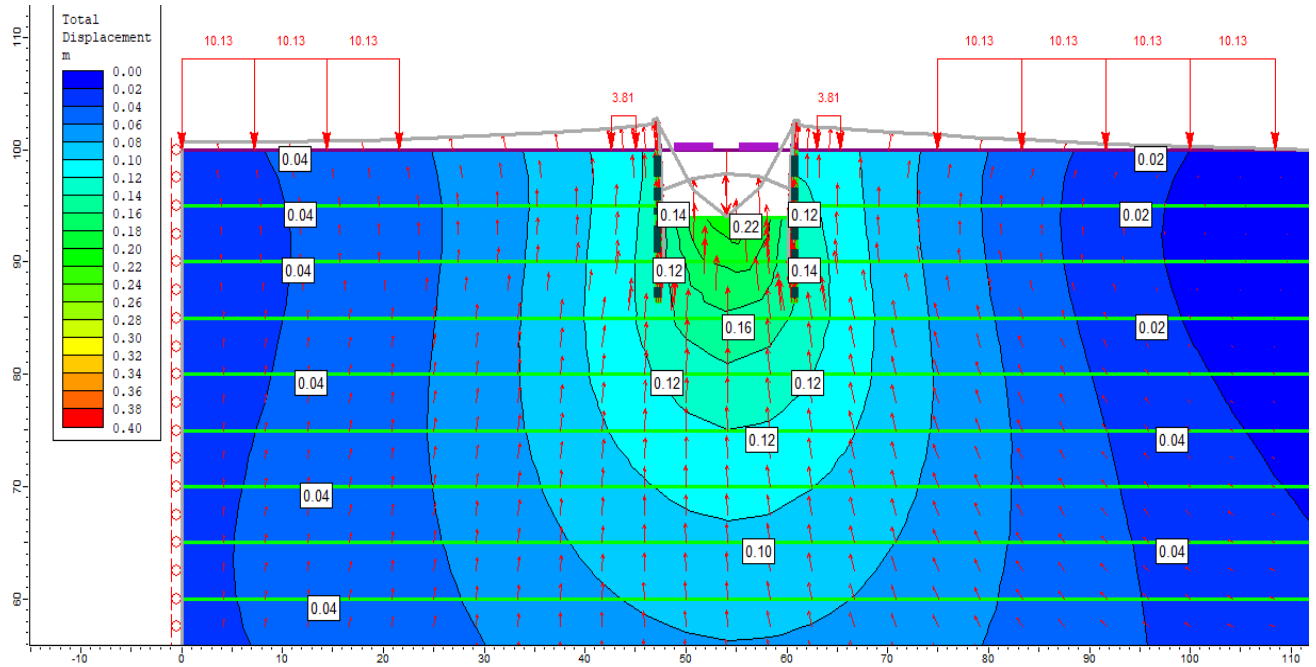


Figura 52. Desplazamientos totales Vigas Cabezales
Fuente: Phase 2.0.

- **Placa de fondo**

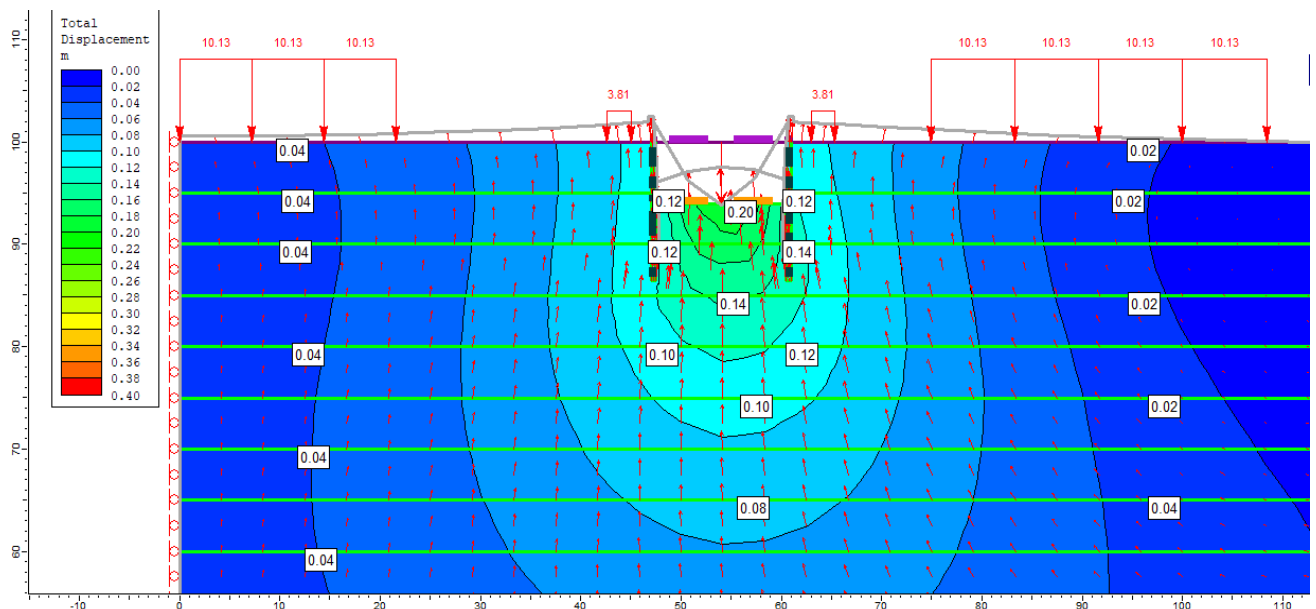


Figura 53. Desplazamientos totales Placa de Fondo
Fuente: Phase 2.0.



- Operación

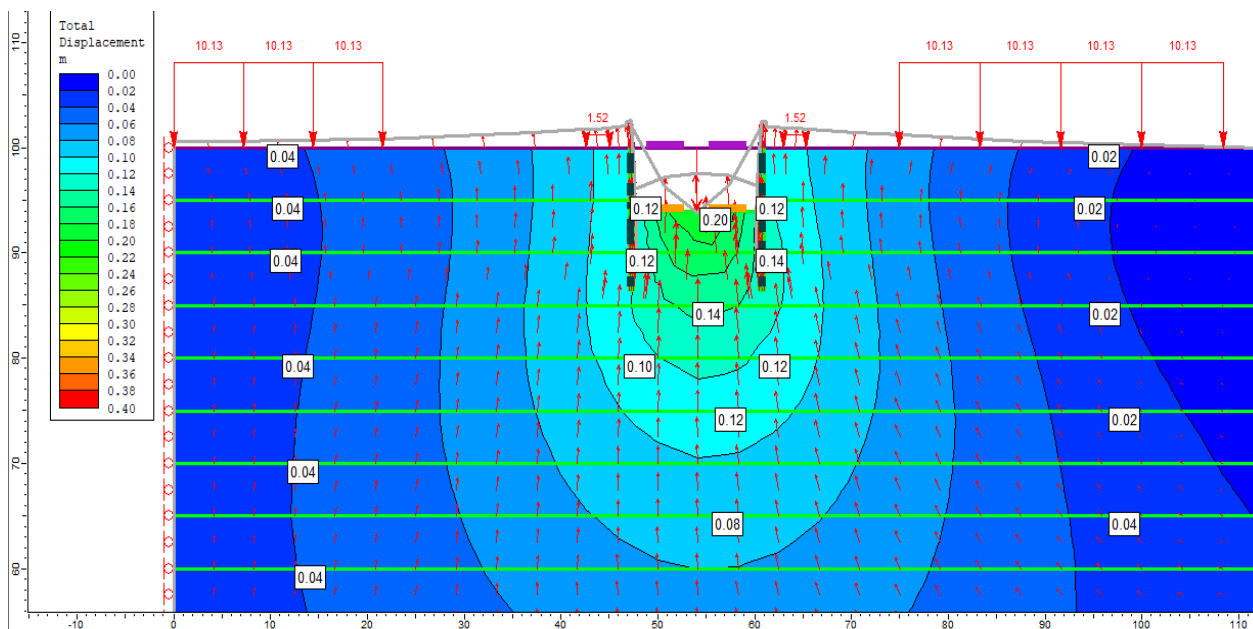


Figura 54. Desplazamientos totales etapa de operación
Fuente: Phase 2.0.

Con relación a los resultados de desplazamientos totales obtenidos en la Figura 49 a Figura 54, se indica:

Los desplazamientos evidenciados durante la instalación de la pantalla dan muestra de procesos de deformación en la superficie, cuando se procede a generar la excavación y es extraído el material se genera un efecto de rebote elástico, el cual se mantiene, pero disminuye en cuanto a desplazamientos se refiere cuando son colocados los elementos de confinamiento, sin embargo, es notorio que la viga cabezal se deforma al no satisfacer el empuje generado por las fuerzas actuantes. Los desplazamientos presentados en la condición no drenada son del orden de 15 cm en promedio.

3.2.3.2. Evaluación de la Condición Drenada:

La evaluación de esta condición se realiza empleando los parámetros de Cohesión, Modulo de elasticidad y Angulo de fricción, cabe indicar que al corresponder esta condición a la evaluación a largo plazo solo se analiza la etapa en operación, momento en el cual se considera que la velocidad de carga aplicada a cesado, se ha drenado el subsuelo, y por ende las presiones de poros y esfuerzos efectivos se han estabilizado.

Teniendo en cuenta que el módulo de elasticidad del subsuelo (módulo de Young) debe ser acorde a la condición evaluada y considerando que en el estudio de suelos no fue posible obtener el mismo, se procede a realizar el cálculo de este en función a la consolidación del subsuelo mediante ecuaciones matemáticas relacionas en el libro de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M Das, las cuales se basan en correlaciones a partir del esfuerzo de Preconsolidación σ_p , módulo Odométrico (D), relación de poisson (ν) e Índice de Liquidez (IL).



De esta forma, se realiza el cálculo del Esfuerzo de preconsolidación mediante la ecuación:

$$\sigma_p = 10^{(1,11-1,62+IL)} * Presión_{Atm}$$

Ecuación 4. Esfuerzo de Preconsolidación

Tomado: Braja M. Das

Posteriormente, se calcula el módulo Odométrico, a partir de la ecuación:

$$D = (40 - 80) * \sigma_p ; (para\ el\ analisis\ se\ toma\ 60)$$

Ecuación 5. Modulo Odométrico

Tomado: Braja M. Das

Se procede al cálculo del módulo de elasticidad para la condición drenada, a partir de la ecuación:

$$E = \frac{D * (1 + \nu) * (1 - 2 * \nu)}{(1 - \nu)}$$

Ecuación 6. Módulo de elasticidad

Tomado: Braja M. Das

Con el empleo de las anteriores ecuaciones, se obtienen los siguientes módulos de elasticidad del material para la Condición Drenada relacionados en la Tabla 60, se puntualiza que la relación de poisson (ν) empleado para el material en esta condición corresponde a 0,33.

Tabla 60. Módulos de elasticidad Condición Drenada

Prof (m)	σ_p (kPa)	D (kPa)	E (kPa)
5	246	14.758	9.961
10	200	11.972	8.080
15	261	15.640	10.556
20	288	17.264	11.652
25	256	15.384	10.383
30	254	15.228	10.278
35	261	15.682	10.584
40	414	24.863	16.780
45	1163	69.802	47.111
50	1213	72.772	49.116
55	898	53.877	36.363
60	544	32.644	22.032

Fuente: Autor

Con la información de parámetros mecánicos adecuada y completa, se procede a evaluar la condición drenada obteniendo los desplazamientos totales presentados en la Figura 55

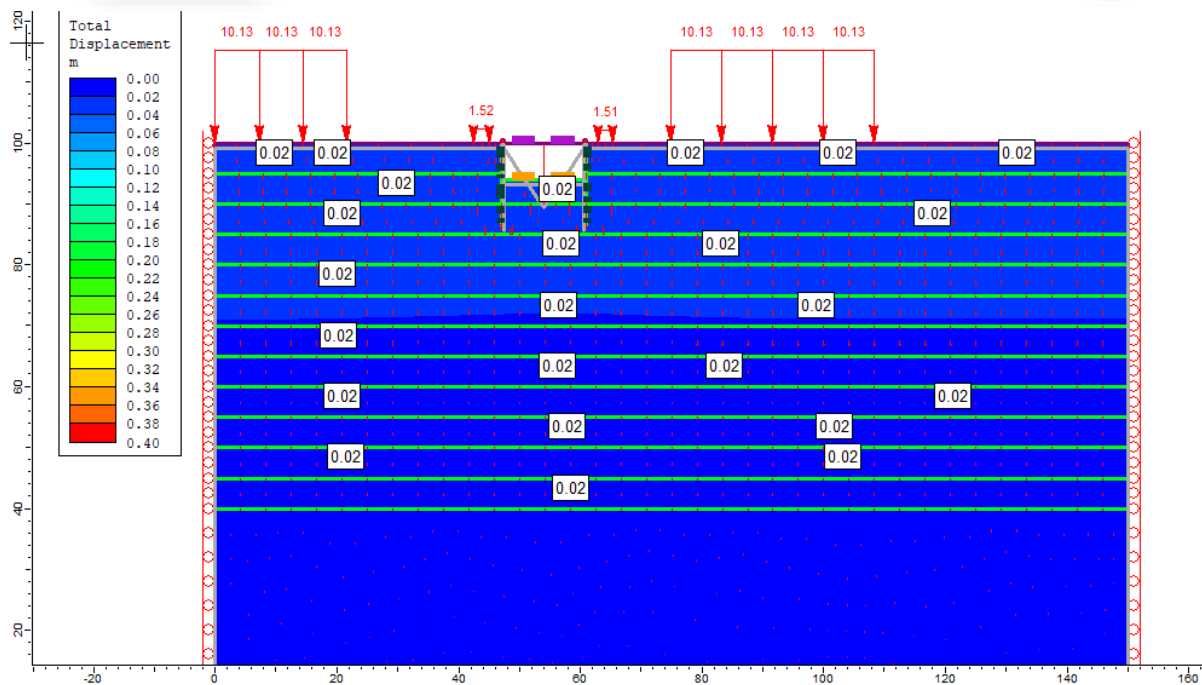


Figura 55. Desplazamientos totales etapa de operación
Fuente: Phase 2.0.

De la Figura 55, es posible observar desplazamientos en el sentido de las cargas generadas, los cuales podrían traducirse en asentamientos del orden 2 cm en promedio, situación que se considera acorde para una etapa a largo plazo, los desplazamientos verticales presentaciones son bajos por lo que se consideran despreciables, con los mismos no se generaría afectaciones de funcionalidad y/o estabilidad en superficie.

Es preciso resaltar que en esta etapa la viga sigue experimentando condiciones de falla, por lo que será necesario ampliar las sección geométrica del mismo.



3. ANALISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentarán las variaciones de Factores de Seguridad, desplazamientos y esfuerzos obtenidos para las secciones de excavación definidas, considerando los resultados obtenidos en los modelos de análisis evaluados anteriormente para los dos casos.

Previo a caracterizar y discutir los resultados obtenidos en las modelaciones realizadas, conviene revisar las propiedades mecánicas de los materiales en cada caso estudio y que se asocian en la Tabla 61, a partir de lo cual se podrán sustentar las posibles variaciones obtenidas en los análisis realizados.

Tabla 61. Comparación propiedades mecánicas de los materiales casos de estudio

Estrato	Profundidad (m)		Caso de Estudio 1				Caso de Estudio 2			
			Condición Drenada		Condición No Drenada		Condición Drenada		Condición No Drenada	
	Desde	Hasta	C (kPa)	ϕ (°)	Cu (kPa)	Es (kPa)	C (kPa)	ϕ (°)	Cu (kPa)	Es (kPa)
1	0	5	30	22	40,59	7.267	31	25	40,20	9.191
2	5	10	31	20	39,44	6.969	33	24	41,94	8.633
3	10	15	31	20	36,60	5.431	32	23	40,07	7.995
4	15	20	28	19	35,52	5.280	32	22	38,73	6.865
5	20	25	25	18	34,16	4.650	29	22	37,26	6.289
6	25	30	23	18	31,69	4.257	29	23	36,11	5.564
7	30	35	22	18	31,23	4.080	28	21	33,16	5.621
8	35	40	21	18	30,20	3.661	28	21	33,24	5.214
9	40	45	20	17	30,17	3.371	26	20	32,86	4.863
10	45	50	Sin dato	Sin dato	Sin dato	Sin dato	24	20	31,49	4.312
11	50	55	Sin dato	Sin dato	Sin dato	Sin dato	22	19	30,87	3.551
12	55	60	Sin dato	Sin dato	Sin dato	Sin dato	21	18	29,53	3.277

Fuente: Autor

Como se observa en los resultados relacionados en la Tabla 61 y que hacen parte esencial de los modelos geotécnicos establecidos, el comportamiento mecánico que poseen los materiales en las zonas de estudio guardan una tendencia similar, con valores de Resistencia al Corte No Drenada (Cu) no mayores a 40 kPa, Módulos de elasticidad para la Condición Drenada de mayor valor en la zona de estudio caso 2, alcanzando valores de 9.200 kPa pero que no se desvían del comportamiento encontrado en la caso 1 donde ascienden a 7300 kPa, los cuales son mayores en superficie y disminuyen con la profundidad. De la misma forma, ocurre con los parámetros de Cohesión y Ángulos de



Fricción donde el comportamiento de los resultados es mucho más cercano con desviaciones que no superan el 4%.

Respecto a la compresibilidad del subsuelo y que logro obtenerse a través de correlaciones en función del Limite Plástico e Índice Plástico, se observa en la Tabla 62 que la tendencia de la compresión de estos suelos es similar en cada uno de los estratos. Teniendo en cuenta lo señalado en la literatura estos suelos corresponden arcillas de alta compresibilidad al estar en un rango mayor a 0.25, así mismo para los dos casos el material tiende a tener un mayor grado de compresibilidad con la profundidad.

Tabla 62. Comparación Índices de Compresibilidad casos de estudio

Profundidad (m)	Caso 1	Caso 2
	Cc	Cc
5	0,22	0,85
10	1,31	0,97
15	1,44	1,09
20	1,40	1,11
25	1,75	1,14
30	1,55	1,14
35	1,61	1,18
40	1,71	1,24
45	1,72	1,62
50	Sin dato	1,59
55	Sin dato	1,49
60	Sin dato	1,51

Fuente: Autor

Se añade que este tipo de suelos poseen características de compresibilidad alta debido también a la presencia de límites líquidos mayores al 50%.

Los módulos de elasticidad para Resistencia Drenada, obtenidos por correlación mediante ecuaciones de consolidación corresponden a los relacionados en la Tabla 63, los cuales si bien es cierto son diferenciables en magnitud para cada caso, se encuentran dentro de un rango de cercanía tolerable.

Tabla 63. Comparación Módulos de Elasticidad Resistencia Drenada casos de estudio

Prof (m)	Caso 1	Caso 2
	E (kPa)	E (kPa)
5	16.030	9.961
10	16.818	8.080
15	16.081	10.556
20	13.748	11.652
25	22.144	10.383
30	11.626	10.278
35	17.549	10.584



Tabla 63. Comparación Módulos de Elasticidad Resistencia Drenada casos de estudio

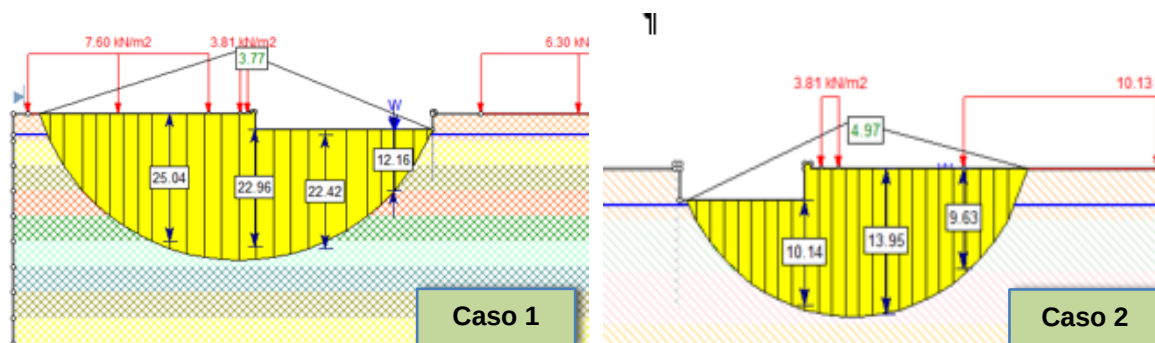
Prof (m)	Caso 1	Caso 2
	E (kPa)	E (kPa)
40	39.411	16.780
45	24.612	47.111
50	Sin dato	49.116
55	Sin dato	36.363
60	Sin dato	22.032

De los resultados relacionados anteriormente, se observa que el comportamiento mecánico de los materiales en las zonas de estudio es similar, condición que conlleva a concluir que su respuesta ante solicitudes de carga (desplazamientos) no presentará en la práctica mayores variaciones, esto sumado a que las condiciones de diseño y carga son de igual forma equitativas.

3.1. DIFERENCIAS MÉTODO DE EQUILIBRIO LIMITE CASOS DE ESTUDIO

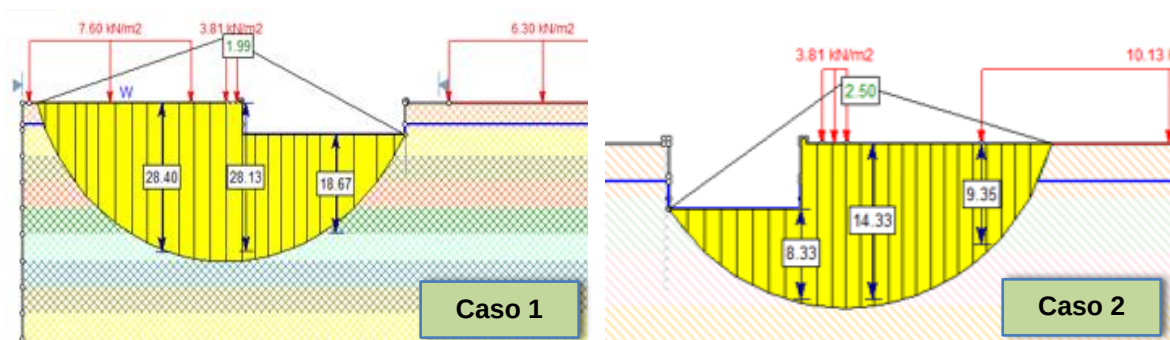
A continuación, se relacionan y comparan los resultados de Factores de Seguridad (F.S.) obtenidos para cada caso de estudio haciendo uso del método de equilibrio limite (teoría Spencer), para la secuencia de excavación y condiciones de resistencia No Drenada y Drenada anteriormente definidas. Teniendo en cuenta que en el proceso de simulación se evaluaron los dos costados de la excavación, la comparación a realizarse estará en función al menor valor de F.S. obtenido.

Figura 56. Factores de Seguridad a los 3 m de excavación – Condición No Drenada



Fuente: Autor

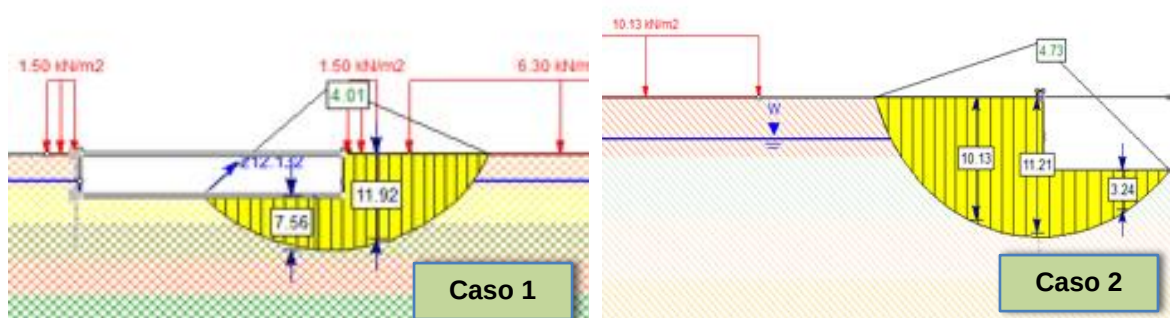
Figura 57. Factores de Seguridad a los 6 m de excavación – Condición No Drenada



Fuente: Autor



Figura 58. Factores de Seguridad a los 6 m de excavación – Condición Drenada



Fuente: Autor

En la Tabla 64, se presenta el resumen de los Factores de Seguridad obtenidos en cada caso de estudio:

Tabla 64. Factores de Seguridad Casos de Estudio

Secuencia Excavación Prof (m)	Factor de Seguridad (FS)		Condición Evaluada
	Caso 1	Caso 2	
3	3,77	4,97	No Drenado
6	1,99	2,50	No Drenado
6	4,01	4,73	Drenada

Fuente: Elaboración propia

De los resultados reflejados en la Figura 56, Figura 57 y Figura 58, es importante destacar que el comportamiento de los F.S. presentan una tendencia similar en cuanto orden de valor se refiere en cada etapa de la excavación con diferencias no mayores a uno (1), sin embargo los mayores valores se obtienen para el caso 2 (Calle 94 con Carrera 30), esto puede atribuirse a una sección de excavación mucho menor (22 m) respecto a la del caso 1 (Av, Américas con Calle 26) cuya sección es de 35 m, pues con relación a las cargas en superficie son de mayor peso las presentadas en la Calle 94 con Carrera 30, por lo cual no es atribuible este fenómeno a éstas, ni el comportamiento de resistencia de los materiales el cual es muy similar.

Si bien es cierto, con los resultados obtenidos se da cumplimiento a los factores de seguridad en el corto y largo plazo, esto es 1.3 y 1.5 respectivamente, garantizando condiciones de estabilidad al poseer los materiales la resistencia adecuada para resistir las fuerzas actuantes, es importante revisar las profundidades de las superficies de falla obtenidas sobre los apuntalamientos que se visualizan en la Figura 56, Figura 57 y Figura 58, y que se resumen en la Tabla 65.



Tabla 65. Profundidades Superficies de Falla Casos de Estudio

Secuencia Excavación Prof (m)	Prof. Superficies de Falla (m) En zonas de Apuntalamiento		Condición Evaluada
	Caso 1	Caso 2	
	Profundidad Zona Apuntalamiento	Profundidad Zona Apuntalamiento	
3	23	10	No Drenado
6	28	8	No Drenado
6	12	11	Drenada

Fuente: Autor

Como se asoció en las condiciones de diseño de la excavación en el capítulo 3, la pantalla en concreto empleada como sistema de contención para los dos casos de estudio tiene una longitud de 12 m y se acompaña de pilotes de 2,50 m es decir en total se alcanza una profundidad de 14,50 m.

En consideración a esto en la

Tabla 65, se muestra como las profundidades de las superficies de falla en las áreas donde se localiza el apuntalamiento no afectan en el corto plazo este elemento de contención para el Caso 1, pues se obtienen superficies de falla mayores a las 15 m de profundidad, situación que no presenta el mismo comportamiento para el Caso 2 donde pese a satisfacerse los Factores de Seguridad, las profundidades de falla son del orden de 10 m repercutiendo sobre la longitud del apuntalamiento.

Para la condición drenada, las superficies de falla en ambos casos afectan el apuntalamiento al alcanzar profundidades máximas de 11 m en promedio.

De esta manera, con los resultados obtenidos se evidencia la necesidad que se tiene que los análisis de estabilidad se acompañen de modelos de simulación complementarios mediante los cuales se puedan evaluar el comportamiento de las deformaciones y esfuerzos, pues con lo evidenciado se concluye que este tipo de métodos en los resultados de Factores de Seguridad arrojados, no logran concatenar información importante de las propiedades del subsuelo que se asocie con las superficies de falla obtenidas y con esto se logren determinar Factores de Seguridad más conservadores, posiblemente los Factores de Seguridad pueden resultar más confiables en materiales granulares, de baja plasticidad, poco saturados, pero como es evidente en suelos con características geomecánicas como arcillas de alta plasticidad no procede la misma teoría.

Aprobar un diseño e iniciar la ejecución de un proyecto solo con lo obtenido en métodos de equilibrio límite para suelos bogotanos, no es lo más aconsejable o pertinente pues pueden presentarse problemas de desplazamientos importantes que comprometan la estabilidad de la obra e inclusive la de edificaciones aledañas.

3.2. DIFERENCIAS MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS CASOS DE ESTUDIO

Durante la evaluación del comportamiento de los esfuerzos totales y desplazamientos presentados durante la ejecución de la excavación, colocación de sistema de contención y elementos estructurales para los dos casos de estudio, se obtuvieron los resultados para la Condición No Drenada y Drenada que se detallan a continuación:



- Terreno Natural – Instalación Pantalla

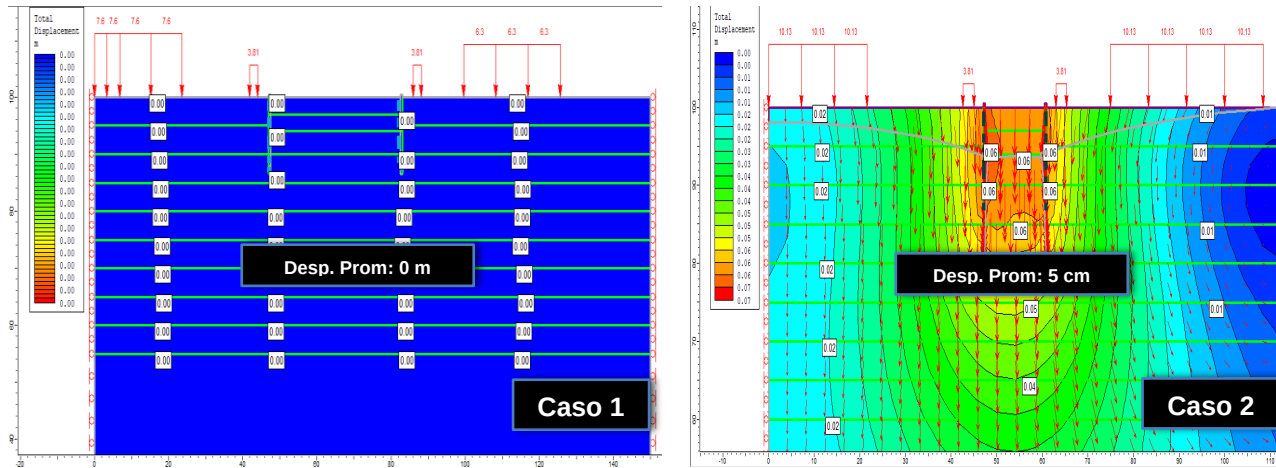


Figura 59. Desplazamientos Fase colocación Pantalla – Condición No Drenada

Fuente: Phase 2.0

Para el corto plazo (condición no drenada):

En el caso 1 de análisis asociado a las Américas con Calle 26, durante la colocación de las pantallas preexcavadas (Figura 59) el subsuelo no genera desplazamientos situación contraria a lo que ocurre en el caso 2 Calle 94 con Carrera 30 donde se presentan desplazamientos promedio de 5 cm, las fuerzas actuantes se orientan en el sentido de la carga aplicada.

Como se ilustra en la Figura 59 para el caso 2, debido a la instalación de las pantallas pre excavadas se generan en la superficie del terreno desplazamientos verticales incidiendo sobre las áreas donde se localizan las edificaciones.

Esta situación puede atribuirse a la baja resistencia del material que no responde a las variaciones de esfuerzo generadas siendo insuficiente el peso ejercido por la pantalla para contrarestar el alivio de esfuerzos ocurrido con la extracción de material.

- Excavación 3 m (Etapa Inicial)

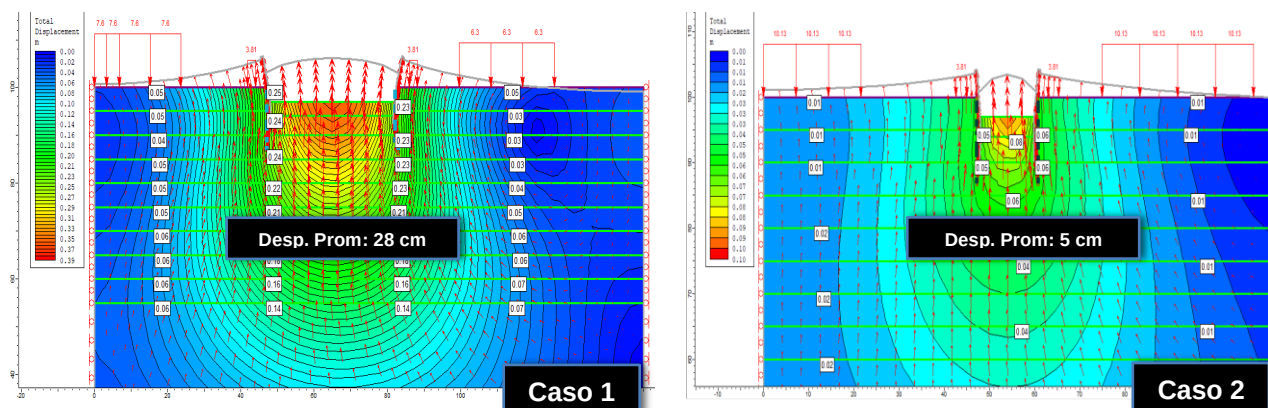


Figura 60. Desplazamientos Fase Excavación Etapa 1 – Condición No Drenada

Fuente: Phase 2.0



- **Excavación a 6 m (Etapa Final)**

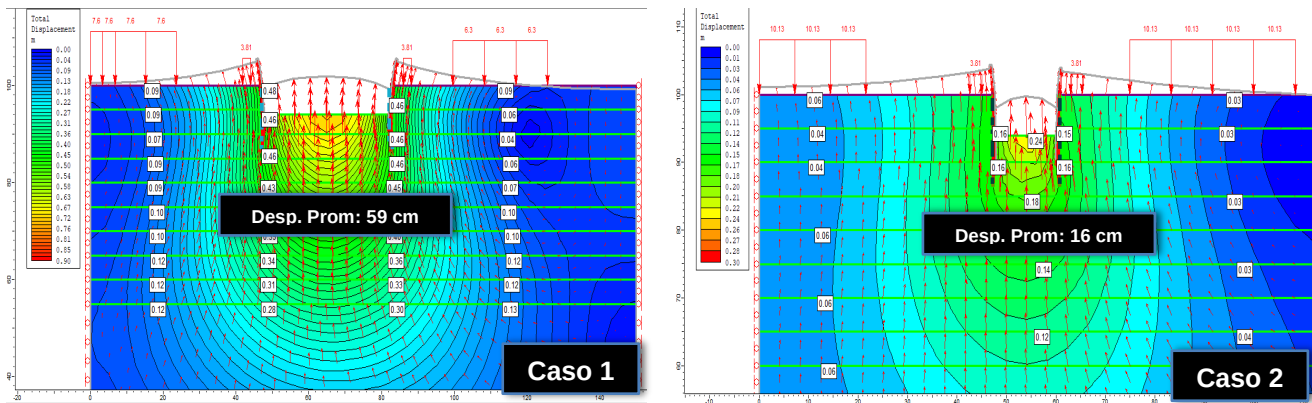


Figura 61. Desplazamientos Fase Excavación Etapa 1 – Condición No Drenada

Fuente: Phase 2.0

Con relación a la fase de excavación en la etapa inicial y total (Figura 60 y Figura 61), los mayores desplazamientos se presentan durante esta etapa, obteniendo en el caso 1 desplazamientos totales en promedio de 28 cm y en el caso 2 de 5 cm para la etapa de excavación inicial, y 59 cm (caso 1) – 16 cm (caso 2) en la etapa de excavación final. Los desplazamientos presentados hacia las zonas donde se emplazan las edificaciones no superan los 10 cm y 3 cm. Se evidencia que los desplazamientos, aunque generan deformaciones en superficie se encuentran dentro de un rango controlable e inclusive despreciable.

Al respecto, se presenta un efecto de rebote elástico del material en ambos casos lo que genera que un levantamiento intolerable del subsuelo en superficie, esto atribuible a una baja elasticidad del material que repercute en efectos de deformación como los obtenidos.

En estos trabajos a diferencia de los ocurrido durante la colocación de la pantalla, los mayores desplazamientos se presentan en el caso 1 situación atribuible a la sección de excavación 50% mayor a la requerida en el caso 2, lo que hace que por el volumen de material retirado la descompensación generada en el terreno incremente la variación de los esfuerzos totales y efectivos reflejándose en mayores desplazamientos.

- **Viga cabezal**

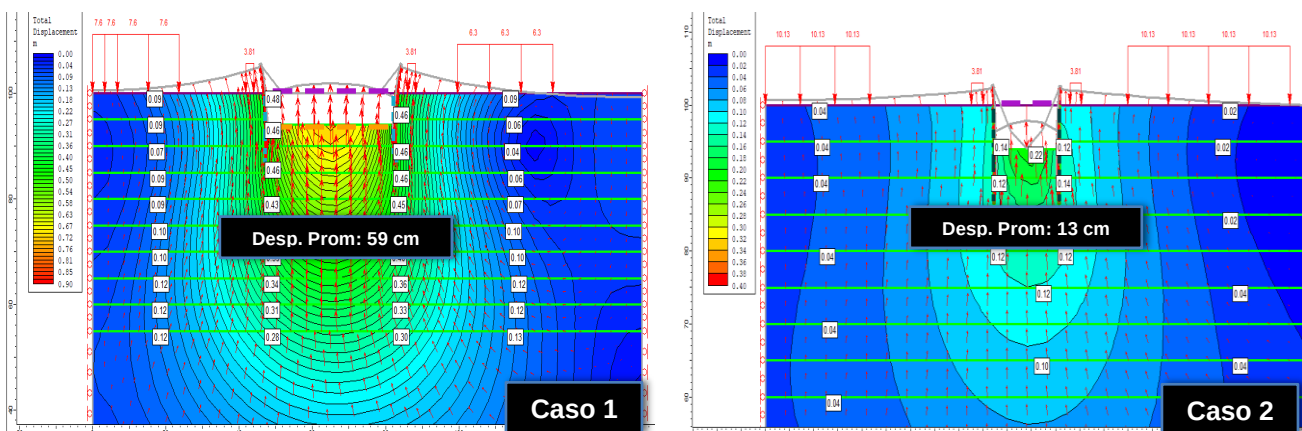


Figura 62. Desplazamientos Fase Instalación Viga Cabezal – Condición No Drenada



Fuente: Phase 2.0

• Placa de fondo

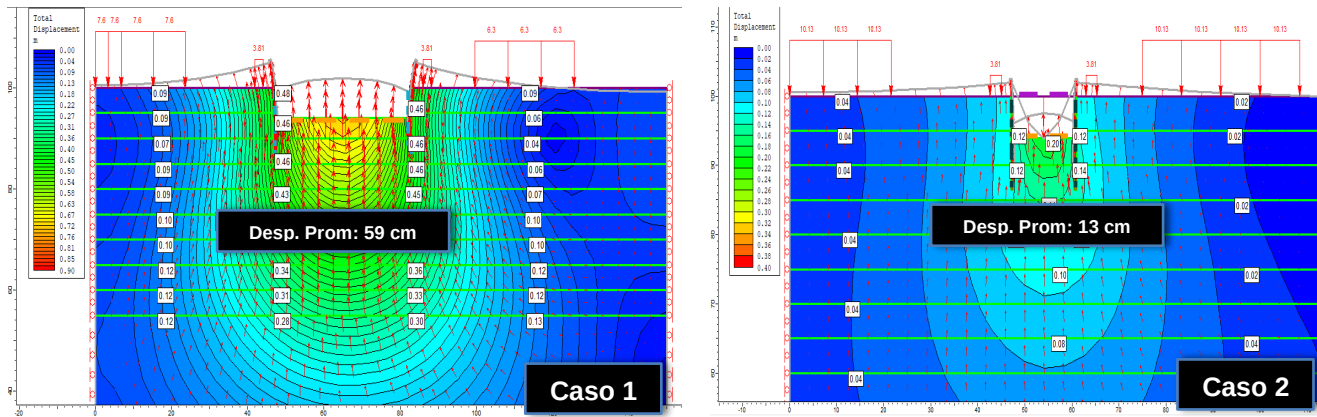


Figura 63. Desplazamientos Fase Instalación Placa de Fondo – Condición No Drenada

Fuente: Phase 2.0

Durante la colocación de los elementos estructurales (Figura 62 y Figura 63), los desplazamientos ocurridos en el terreno no presentan mayor variación con relación a los alcanzados durante la etapa de excavación final esto es: 59 cm (Caso 1) y 13 cm (Caso 2), con lo cual se evidencia que las cargas impuestas por estos elementos son despreciables en cuanto a desplazamientos se refiere en el terreno.

Conviene resaltar que a pesar de colocar la placa de fondo en ninguno de los dos casos se mitiga el efecto de rebote elástico generado en el subsuelo, el mismo disminuye notablemente pero no se anula, por lo que será necesario ampliar la sección del elemento la cual para efecto de la simulación se estimó en 0.20 m. Así mismo, para la viga cabezal en el Caso 2 se requiere aumentar la sección del elemento (0.50 m x 0.60 m), dado que al correr el modelo se observa que el mismo se deforma.

Con el aumento de las secciones de los elementos estructurales, se compensará el efecto rebote presentado, el cual se atribuye a: las características geomecánicas del material (arcillas), alivio de esfuerzos por la extracción de material, bajas cargas impuestas que no compensan el peso del material retirado, lo que hace que el material busque ocupar el espacio donde se ejecuta la excavación, fluyendo por debajo del sistema de contención y generando con el alivio de esfuerzos tensiones que no logran ser compensadas por las cargas generados con los elementos de confinamiento.

• Operación (Condición No Drenada)

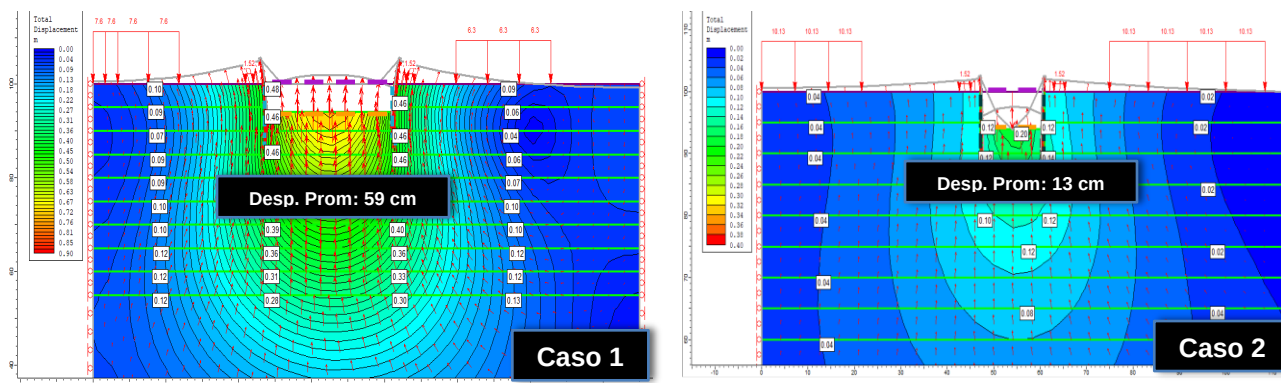


Figura 64. Desplazamientos Fase Operación – Condición No Drenada



Fuente: Phase 2.0

En la etapa de operación evaluada bajo condiciones no drenadas (Figura 64), los desplazamientos presentados no presentan variación en comparación con los obtenidos desde la etapa de excavación final, de este modo el comportamiento de los materiales corresponde a lo previamente indicado.

- **Operación (Condición Drenada)**

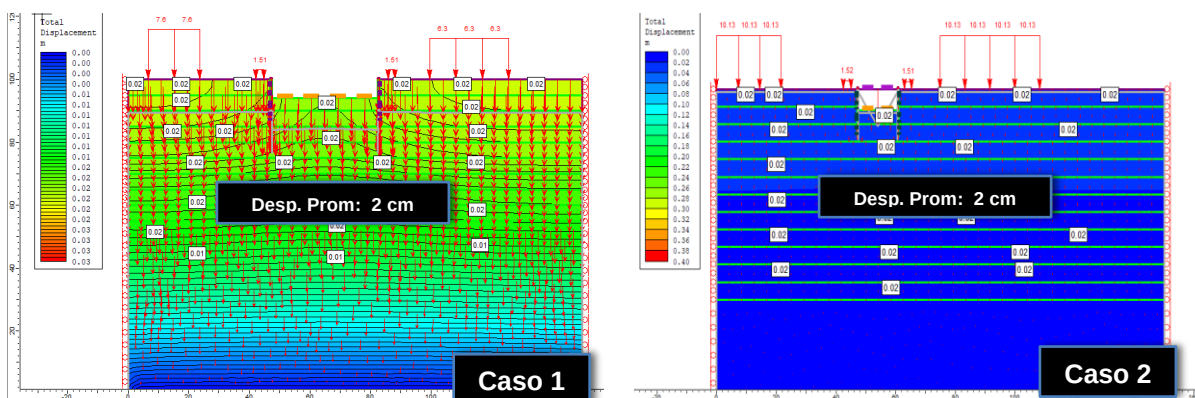


Figura 65. Desplazamientos Fase Operación – Condición Drenada

Fuente: Phase 2.0

La etapa de operación a largo plazo considerando en el modelo características geomecánicas de los materiales en condición drenada, (Figura 65), da muestra de un comportamiento diferente al evidenciado en el corto plazo, esto teniendo en cuenta que desaparece el fenómeno de rebote elástico, el comportamiento de los desplazamientos verticales actúa en el sentido de la carga. Los desplazamientos alcanzan en promedio 2 cm (Caso 1) y (Caso 2) constante con la profundidad, situación que podría resultar acorde a una arcilla de alta plasticidad, saturada, de alta compresibilidad y la cual con el alivio de esfuerzos totales y efectivos puede presentar un asentamiento de este orden. La magnitud de los desplazamientos obtenidos es despreciable y no generaría situaciones de deformación que afecten la funcionalidad y/o estabilidad de la superficie.

Como complemento, a los resultados gráficos evidenciados para cada etapa de diseño en la Tabla 66 y Tabla 67, se presenta un resumen de los esfuerzos y desplazamientos obtenidos sobre el área de intervención para cada caso bajo Condiciones de Resistencia No Drenada.

Los esfuerzos y desplazamientos presentados en la Tabla 66 y Tabla 67, reflejan el comportamiento en el centro de excavación lugar en el cual se concentran los mayores valores en cuanto a desplazamientos se refiere, hacia los costados donde se emplazan las construcciones los desplazamientos son menores.

La información de esfuerzos obtenida en la simulación (Tabla 66), se considera acorde a los resultados que se pueden alcanzar con la expresión matemática definida para cálculo de esfuerzos en función al peso unitario de los materiales (seco y saturado) por la altura, los resultados de cada caso son similares teniendo en cuenta que los pesos unitarios de los materiales presentan valores muy cercanos, así como la profundidad del nivel freático.



Es posible evidenciar que los esfuerzos disminuyen cuando se efectúa la excavación total del perímetro requerido (etapa 2) respecto a lo que ocurre en la etapa de excavación 1, situación acorde debido a que para la segunda etapa de excavación se cuenta con un mayor alivio de los esfuerzos en consideración al retiro de material en la sección total.

Tabla 66. Resultados de Esfuerzos Totales en kPa - Casos de estudio

Prof (m)	Pantallas		Excavación Etapa 1		Excavación Etapa 2		Instalación Elementos de Confinamiento		Operación	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
0	5	5								
5	105	105	105	105						
10	105	205	105	105	105	105	105	105	105	105
15	205	205	205	205	105	205	105	205	105	205
20	305	305	305	305	205	305	205	305	205	305
25	405	405	405	405	305	305	305	305	305	305
30	405	405	405	405	405	405	405	405	405	405
35	505	505	505	505	505	505	505	505	505	505
40	605	605	605	605	505	605	505	605	505	605
Promedio	294	305	330	330	305	348	305	348	305	348

Fuente: Autor

Los desplazamientos generados y reflejados en la Tabla 67, si bien es cierto no superan un (1) metro como se expresó previamente generan condiciones que pueden repercutir en deformaciones en superficie que en otros casos podrían sobrepasar los estados límites de servicio. Bajo condiciones de resistencia drenadas, el terreno presenta asentamientos del orden de 0.2 m.

Tabla 67. Resultados de Desplazamientos Totales en (m) -centro de excavación Casos de estudio

Prof (m)	Pantallas		Excavación Etapa 1		Excavación Etapa 2		Instalación Elementos de Confinamiento		Operación	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
0	0,00	0,06								
5	0,00	0,06	0,36	0,09						
10	0,00	0,06	0,34	0,07	0,72	0,22	0,72	0,18	0,72	0,18
15	0,00	0,06	0,32	0,06	0,68	0,21	0,68	0,16	0,72	0,16
20	0,00	0,06	0,28	0,05	0,64	0,18	0,64	0,14	0,64	0,14
25	0,00	0,05	0,26	0,04	0,60	0,16	0,60	0,12	0,60	0,12
30	0,00	0,04	0,24	0,04	0,56	0,14	0,56	0,10	0,56	0,10
35	0,00	0,04	0,22	0,04	0,48	0,12	0,48	0,10	0,48	0,10
40	0,00	0,04	0,18	0,04	0,44	0,12	0,44	0,10	0,44	0,10
Promedio	0,00	0,05	0,28	0,05	0,59	0,16	0,59	0,13	0,59	0,13

Fuente: Autor



3.3. RELACIONES CUANTITATIVAS DE LOS DESPLAZAMIENTOS

En este numeral se llevará a cabo la estimación de las relaciones cuantitativas entre la magnitud de los desplazamientos presentados en el terreno vs las etapas de excavación definidas para los dos casos de estudio, evaluación que busca resolver lo definido como propósito principal de análisis en el objetivo general del presente trabajo de grado, así como poder asociar el comportamiento de estos desplazamientos en función a la baja resistencia al corte de los materiales, sección de excavación, secuencia constructiva.

Para efectos de este análisis, se definirán varios puntos de interés en el área de estudio localizados de la forma en como se aprecia en la Figura 66.

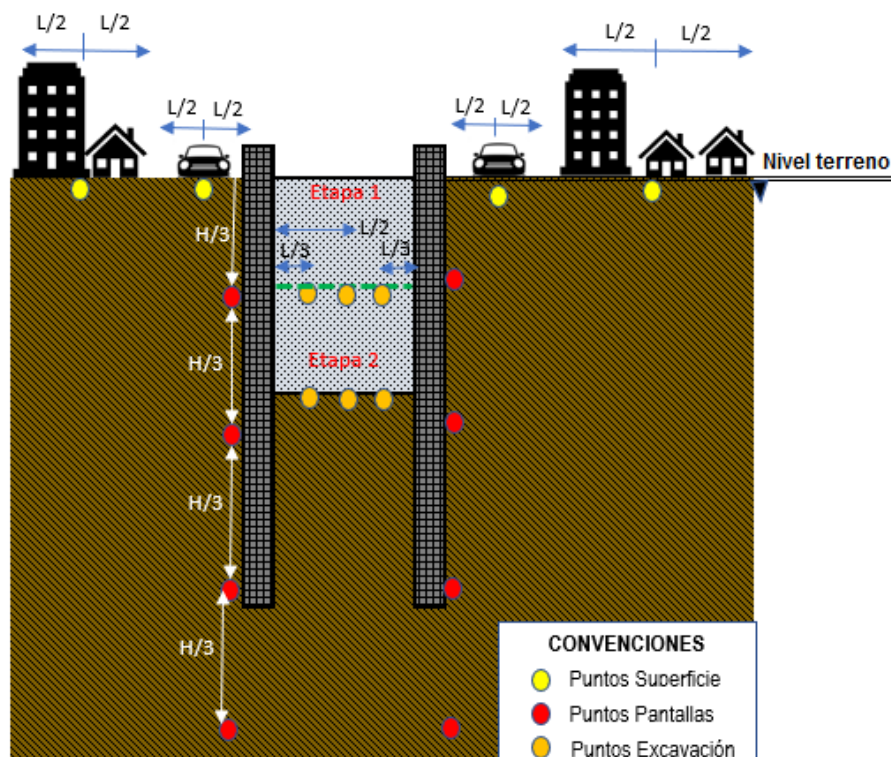


Figura 66. Puntos de análisis Desplazamientos

Fuente: Autor

La ubicación de los puntos relacionados en la Figura 66, se fundamenta en:

- Teniendo en cuenta que los mayores desplazamientos se esperan ocurran en superficie producto de la descompensación generada al terreno con el retiro de material, se localiza en superficie sobre la zona central ($L/2$) en específico donde se asientan edificaciones y pasos viales, un total de cuatro puntos de análisis dos en cada costado (oriental y occidental). De forma esquemática la ubicación de estos puntos se visualiza en la Figura 67.

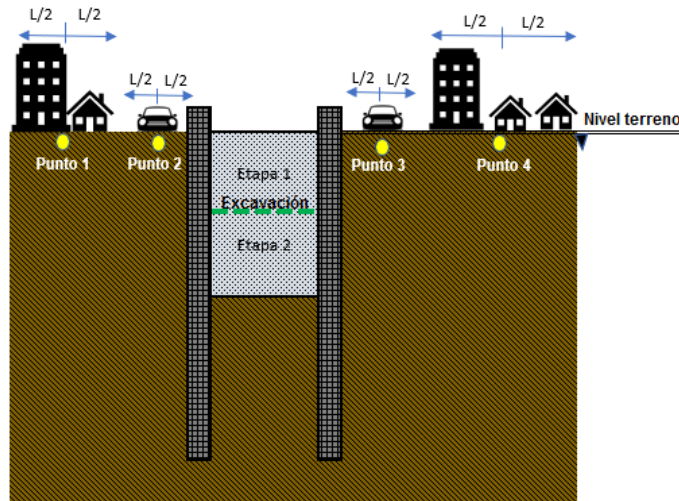


Figura 67. Puntos de análisis Desplazamientos en superficie
Fuente: Autor

- Sobre el elemento de contención definido (pantalla en concreto) y en ocasión a las tensiones que sobre este sistema recaen, se analiza el comportamiento de los desplazamientos a $H/3$ de la longitud total del elemento (12 m) sobre cada costado (oriental y occidental), de este modo se establece un total de 6 puntos, localizados a 4 m, 8 m y 12 m. Así mismo, considerando los desplazamientos que pueden ocurrir por la baja elasticidad del material debajo de elemento de contención, se fijan dos puntos de control. De forma esquemática la ubicación de estos puntos se visualiza como se aprecia en la Figura 68.

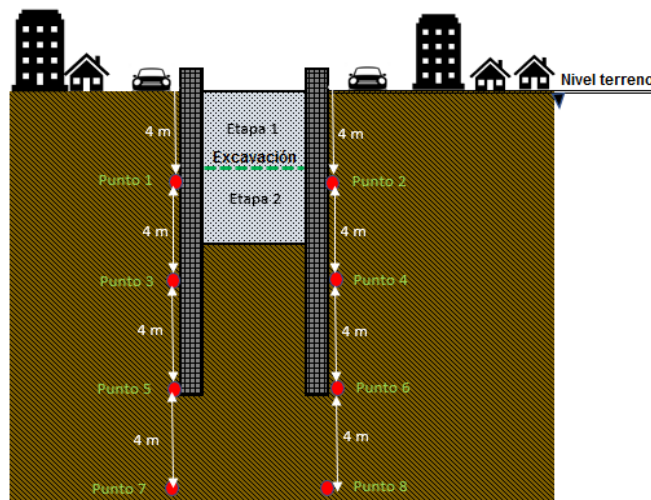


Figura 68. Puntos de análisis Desplazamientos Pantallas
Fuente: Autor

- Finalmente, se evalúa el comportamiento del terreno sobre la sección subyacente a la excavación por lo cual se fija un total de 6 puntos de análisis, de la siguiente forma: En cada etapa de excavación, un punto a $L/3$ sobre costado de las paredes y a $L/2$ en el centro de esta. De forma esquemática la ubicación de estos puntos se visualiza como se aprecia en la Figura 69.

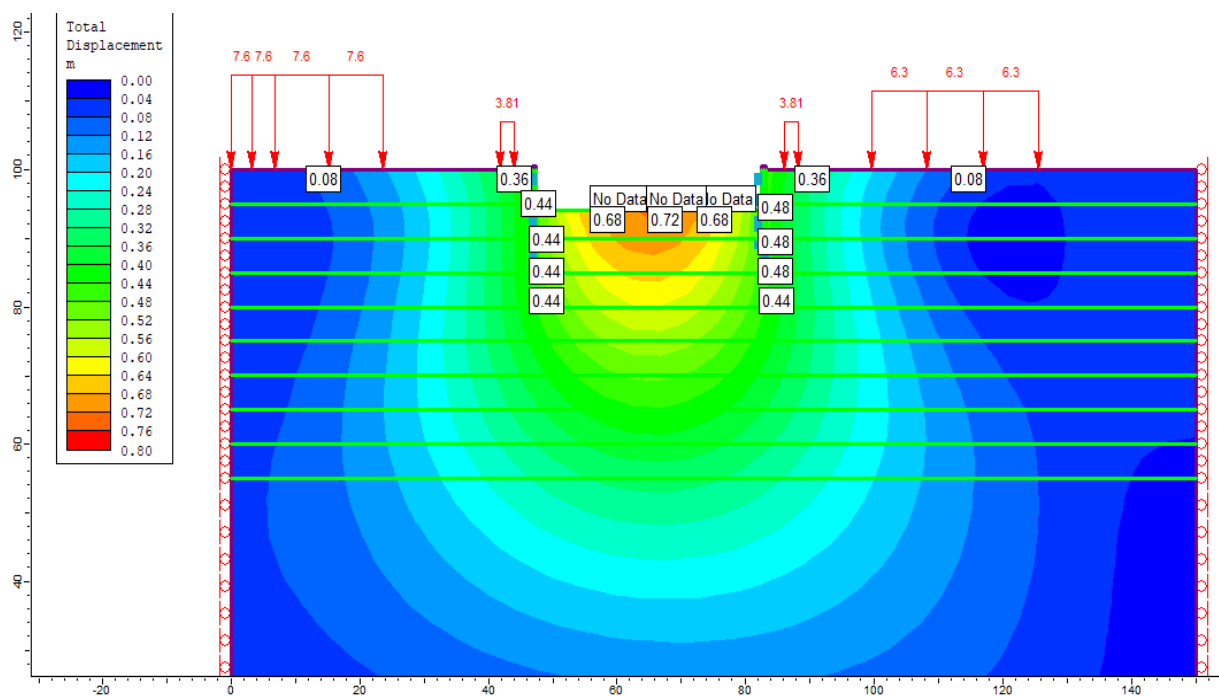


Figura 71. Desplazamientos Etapa 2 de excavación (34,85 m x 6 m) – corto plazo
Fuente: Phase 2.0.

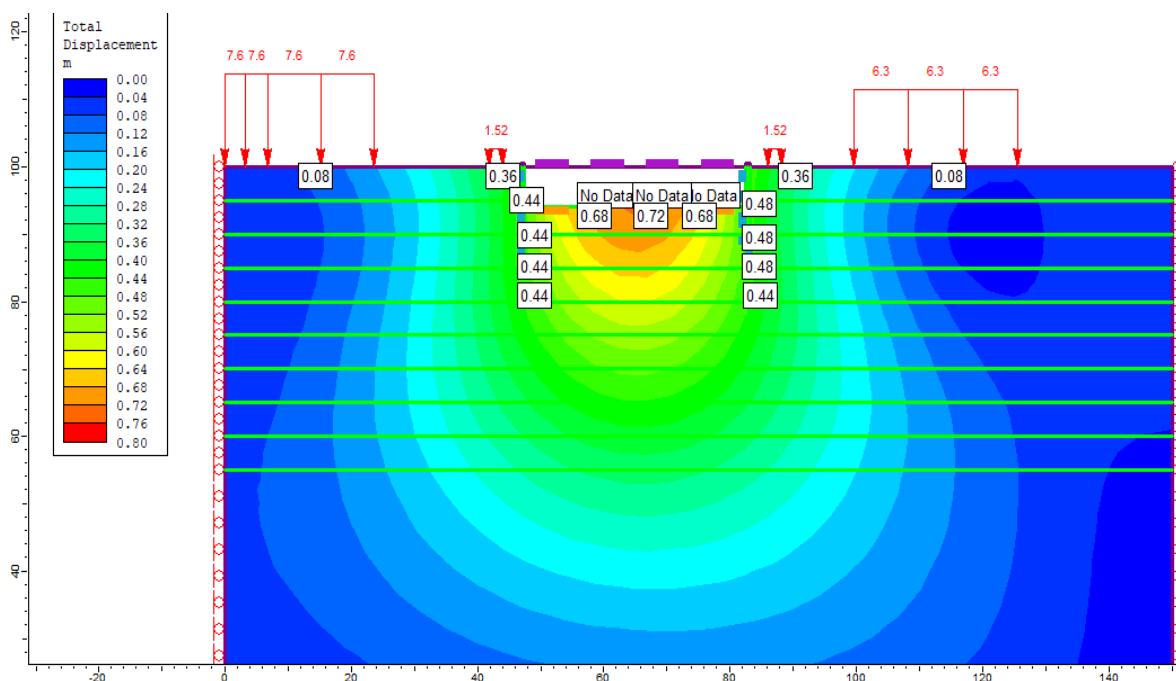


Figura 72. Desplazamientos Etapa Operación – Corto plazo
Fuente: Phase 2.0.

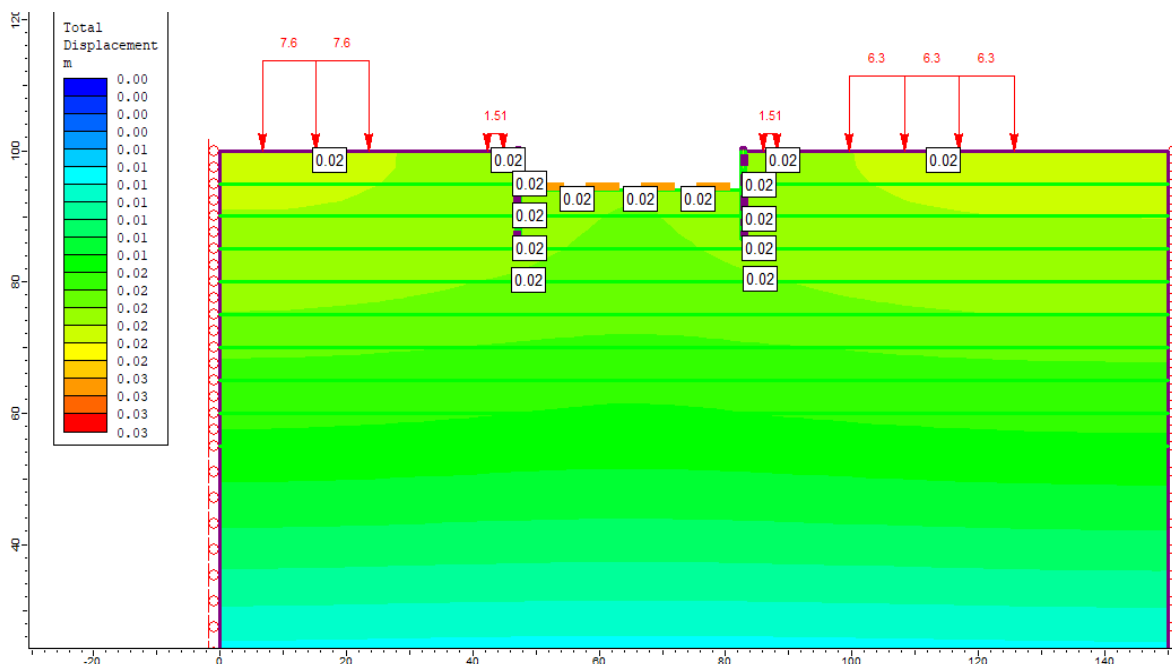


Figura 73. Desplazamientos Etapa Operación – Largo plazo

Fuente: Phase 2.0.

En la Tabla 68, se presenta una descripción general de las etapas de excavación consideradas en el caso de estudio 1, así como los resultados de desplazamientos que fueron obtenidos en cada etapa de excavación sobre los tres puntos de interés previamente definidos.

Tabla 68. Relación de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26

Etapas de excavación	Descripción técnica	Desplazamientos Excavación (Phase)	Factor de Seguridad (Slide)
Etapas 1 (corto plazo)	Previo a los trabajos de excavación, se procede a la instalación de pantalla en concreto preexcavada de longitud igual a 12 m y e=50 cm, soportada sobre pilotes de 2,50 m. En esta primera etapa, se inicia la ejecución de la excavación realizando el retiro de material de forma paulatina en una sección igual a 3 m x 34,85 m.	En Superficie	F.S: 3.77
		Punto 1	
		Punto 2	
		Punto 3	
		Punto 4	
		En Pantalla	
		Punto 1	
		Punto 2	
		Punto 3	
		Punto 4	
		Punto 5	
		Punto 6	
		Punto 7	
		Punto 8	
		En área excavación	
		Punto 1	
		Punto 2	
		Punto 3	
		Punto 4	
		Punto 5	
		Punto 6	



Tabla 68. Relación de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26

Etapas de excavación	Descripción técnica	Desplazamientos Excavación (Phase)	Factor de Seguridad (Slide)
Etapa 2 (corto plazo)	Se procede en la segunda etapa de excavación a retirar material en una sección equivalente a 3 m x 34,85 m, de esta forma	En Superficie	F.S: 1.99
		Punto 1 0,08 m	
		Punto 2 0,36 m	
		Punto 3 0,36 m	
		Punto 4 0,08 m	
		En Pantalla	
		Punto 1 0,44 m	
		Punto 2 0,44 m	
		Punto 3 0,44 m	
		Punto 4 0,44 m	
		Punto 5 0,48 m	
		Punto 6 0,48 m	
		Punto 7 0,48 m	
		Punto 8 0,44 m	
		En área excavación	
		Punto 1 NA	
		Punto 2 NA	
		Punto 3 NA	
		Punto 4 0,68 m	
		Punto 5 0,72 m	
		Punto 6 0,68 m	
Etapa Operación (corto plazo)	Etapa en la cual se cuenta con la sección requerida total excavada e instalados elementos de confinamiento, proyecto terminado.	En Superficie	F.S: 1.99
		Punto 1 0,08 m	
		Punto 2 0,36 m	
		Punto 3 0,36 m	
		Punto 4 0,08 m	
		En Pantalla En Pantalla	
		Punto 1 0,44 m	
		Punto 2 0,44 m	
		Punto 3 0,44 m	
		Punto 4 0,44 m	
		Punto 5 0,48 m	
		Punto 6 0,48 m	
		Punto 7 0,48 m	
		Punto 8 0,44 m	
		En área excavación En área excavación	
		Punto 1 NA	
		Punto 2 NA	
		Punto 3 NA	
		Punto 4 0,68 m	
		Punto 5 0,72 m	
		Punto 6 0,68 m	
Etapa total (largo plazo)	Retirado el material de excavación en la sección total constructiva e implantados los elementos de confinamiento requeridos. Se procede a evaluar el comportamiento de los desplazamientos presentados en el largo plazo.	En Superficie	F.S: 4.01
		Punto 1 0,02 m	
		Punto 2 0,02 m	
		Punto 3 0,02 m	
		Punto 4 0,02 m	
		En Pantalla	
		Punto 1 0,02 m	
		Punto 2 0,02 m	
		Punto 3 0,02 m	
		Punto 4 0,02 m	
		Punto 5 0,02 m	
		Punto 6 0,02 m	

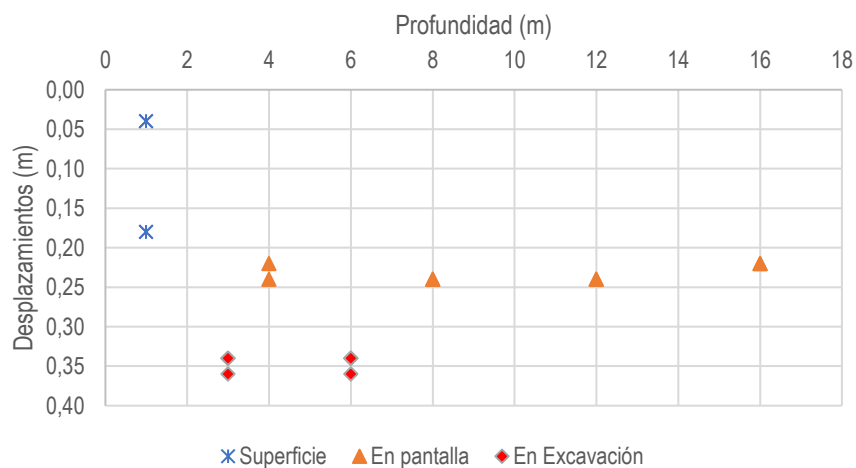


Tabla 68. Relación de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26

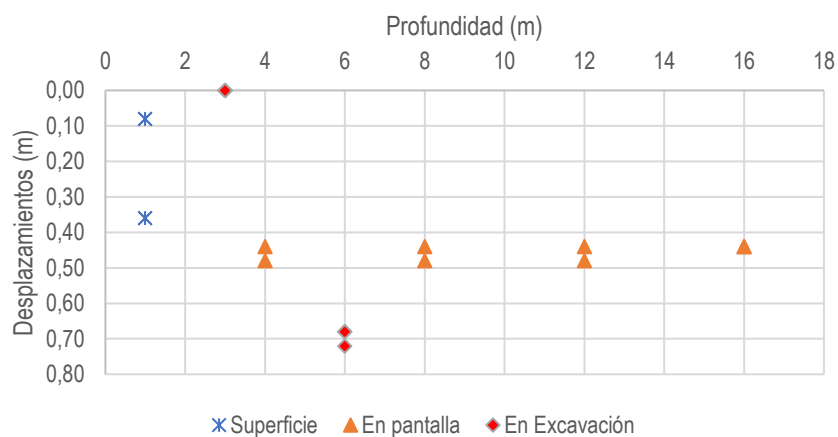
Etapa de excavación	Descripción técnica	Desplazamientos Excavación (Phase)		Factor de Seguridad (Slide)
		Punto 7	0,02 m	
		Punto 8	0,02 m	
		En área excavación		
		Punto 1	NA	
		Punto 2	NA	
		Punto 3	NA	
		Punto 4	0,02 m	
		Punto 5	0,02 m	
		Punto 6	0,02 m	

Fuente: Autor

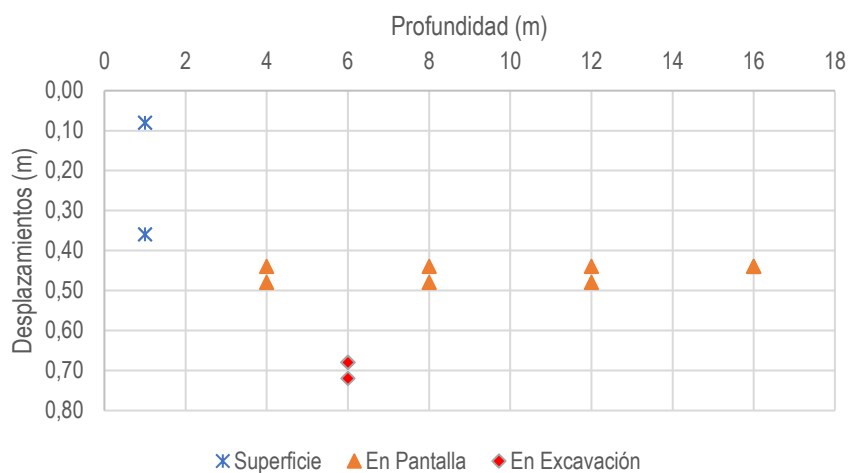
Gráficamente los desplazamientos presentados en cada etapa de excavación en función a la profundidad, se presentan en la Gráfica 29 a Gráfica 32.



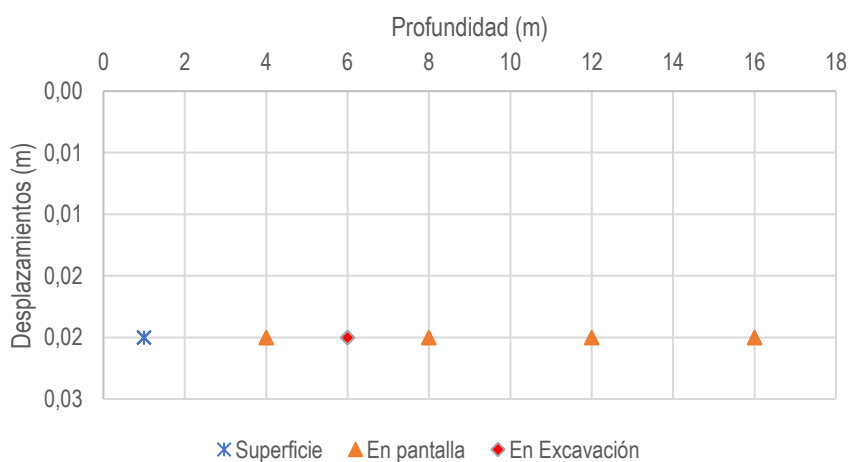
Gráfica 29. Desplazamientos vs Profundidad Etapa 1(Corto Plazo) – Caso 1



Gráfica 30. Desplazamientos vs Profundidad Etapa 2 (Corto Plazo) – Caso 1



Gráfica 31. Desplazamientos vs Profundidad Etapa Operación (Corto Plazo) – Caso 1



Gráfica 32. Desplazamientos vs Profundidad Etapa Operación Largo Plazo – Caso 1

Teniendo en cuenta los desplazamientos previamente identificados, se procede a determinar las relaciones cuantitativas para cada una de las etapas de excavación consideradas, asociada a la relación matemática Desplazamiento / Profundidad Excavada, de esta forma en la Tabla 69, se presenta los resultados obtenidas para el corto y largo plazo:

Tabla 69. Relación cuantitativa de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26

Punto de Interés	Etapa 1 (Corto Plazo) - Prof: 3 m		Etapa 2 (Corto Plazo) - Prof: 6 m		Etapa Operación Corto Plazo Prof: 6 m		Etapa Operación Largo Plazo Prof: 6 m	
	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa
Punto 1 Superficie	0,04	1%	0,08	1%	0,08	1%	0,02	0,3%
Punto 2 Superficie	0,18	6%	0,36	6%	0,36	6%	0,02	0,3%
Punto 3 Superficie	0,18	6%	0,36	6%	0,36	6%	0,02	0,3%
Punto 4 Superficie	0,04	1%	0,08	1%	0,08	1%	0,02	0,3%



Tabla 69. Relación cuantitativa de desplazamientos - Caso 1 Américas con Calle 26

Punto de Interés	Etapa 1 (Corto Plazo) - Prof: 3 m		Etapa 2 (Corto Plazo) - Prof: 6 m		Etapa Operación Corto Plazo Prof: 6 m		Etapa Operación Largo Plazo Prof: 6 m	
	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa
Punto 1 En Pantalla	0,22	7%	0,44	7%	0,44	7%	0,02	0,3%
Punto 2 En Pantalla	0,24	8%	0,44	7%	0,44	7%	0,02	0,3%
Punto 3 En Pantalla	0,24	8%	0,44	7%	0,44	7%	0,02	0,3%
Punto 4 En Pantalla	0,22	7%	0,44	7%	0,44	7%	0,02	0,3%
Punto 5 En Pantalla	0,24	8%	0,48	8%	0,48	8%	0,02	0,3%
Punto 6 En Pantalla	0,24	8%	0,48	8%	0,48	8%	0,02	0,3%
Punto 7 En Pantalla	0,24	8%	0,48	8%	0,48	8%	0,02	0,3%
Punto 8 En Pantalla	0,22	7%	0,44	7%	0,44	7%	0,02	0,3%
Punto 1 Excavación	0,34	11%	NA	NA	NA	NA	NA	0,0%
Punto 2 Excavación	0,36	12%	NA	NA	NA	NA	NA	0,0%
Punto 3 Excavación	0,34	11%	NA	NA	NA	NA	NA	0,0%
Punto 4 Excavación	0,34	11%	0,68	11%	0,68	11%	0,02	0,3%
Punto 5 Excavación	0,36	12%	0,72	12%	0,72	12%	0,02	0,3%
Punto 6 Excavación	0,34	11%	0,68	11%	0,68	11%	0,02	0,3%

Fuente: Autor

Como se observa en la Tabla 69, para el caso 1 la variación de la relación cuantitativa de los desplazamientos no presenta variación bajo condiciones no drenadas (corto plazo), el comportamiento sobre los puntos de interés definidos presenta un valor porcentual que guarda igualdad en las dos etapas de excavación e inclusive en la etapa de operación, de este modo se observa que el terreno bajo la sección excavada en la etapa 1 y 2 presenta un comportamiento mecánico similar donde la relación cuantitativa de los desplazamientos guarda proporcionalidad para las dos etapas de excavación, pese a tenerse un mayor retiro de material en la etapa 2 con desplazamientos relativamente más altos.

De otro lado bajo condiciones drenadas como puede apreciarse disminuye de forma considerable la relación cuantitativa entre el desplazamiento presentado y la profundidad excavada, con ocasión a la disminución de los desplazamientos.

3.3.2. Caso de estudio 2 – Calle 94 con Carrera 30

Los desplazamientos obtenidos mediante la modelación por elementos finitos en Phase 2.0. sobre los puntos de interés definidos, se muestran en la Figura 74 a Figura 77.

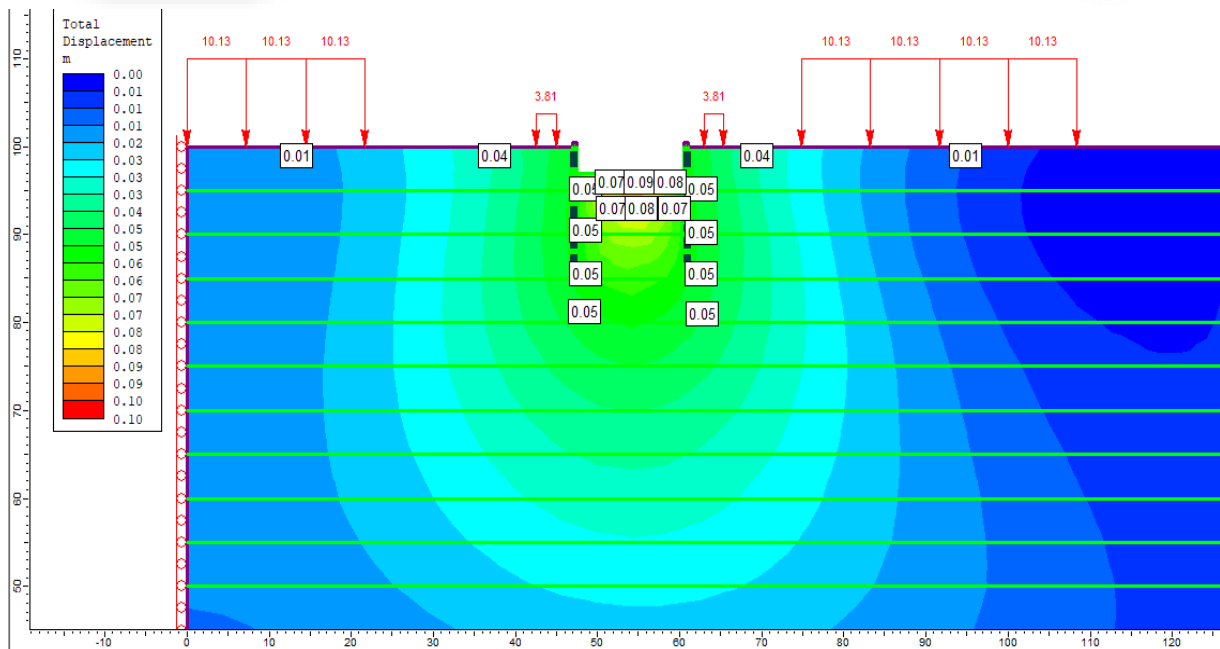


Figura 74. Desplazamientos Etapa 1 de excavación (12,6 m x 3 m) – corto plazo
Fuente: Phase 2.0.

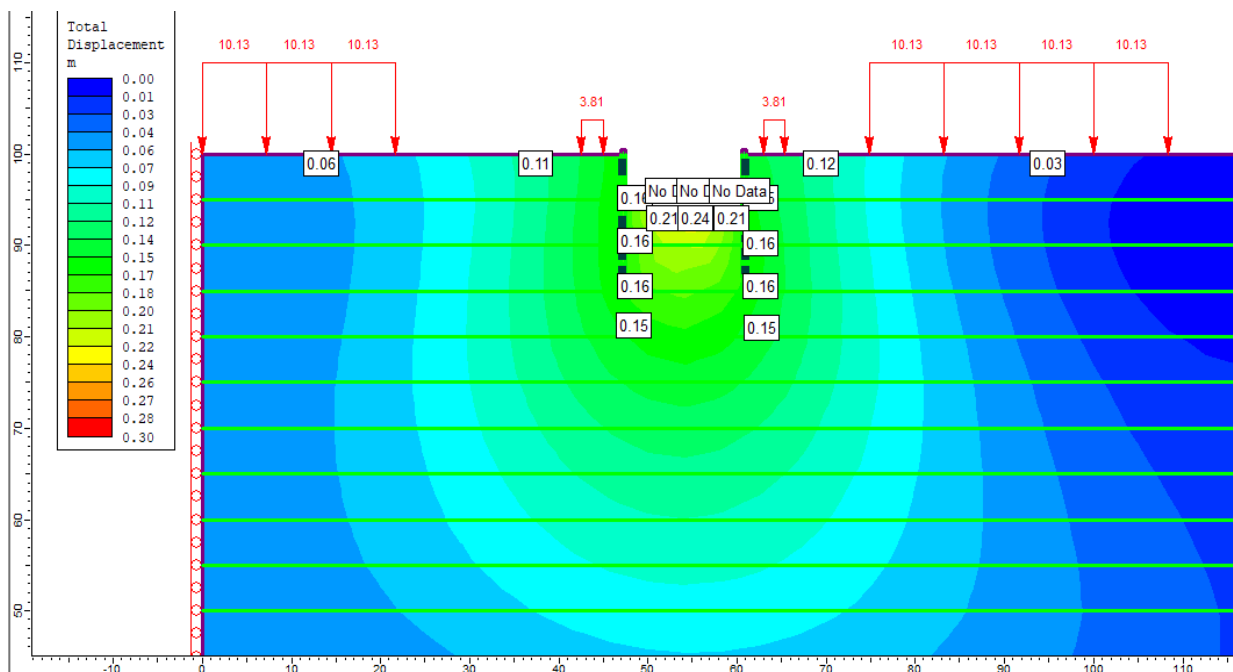


Figura 75. Desplazamientos Etapa 2 de excavación (12,60 m x 6 m) – corto plazo
Fuente: Phase 2.0.

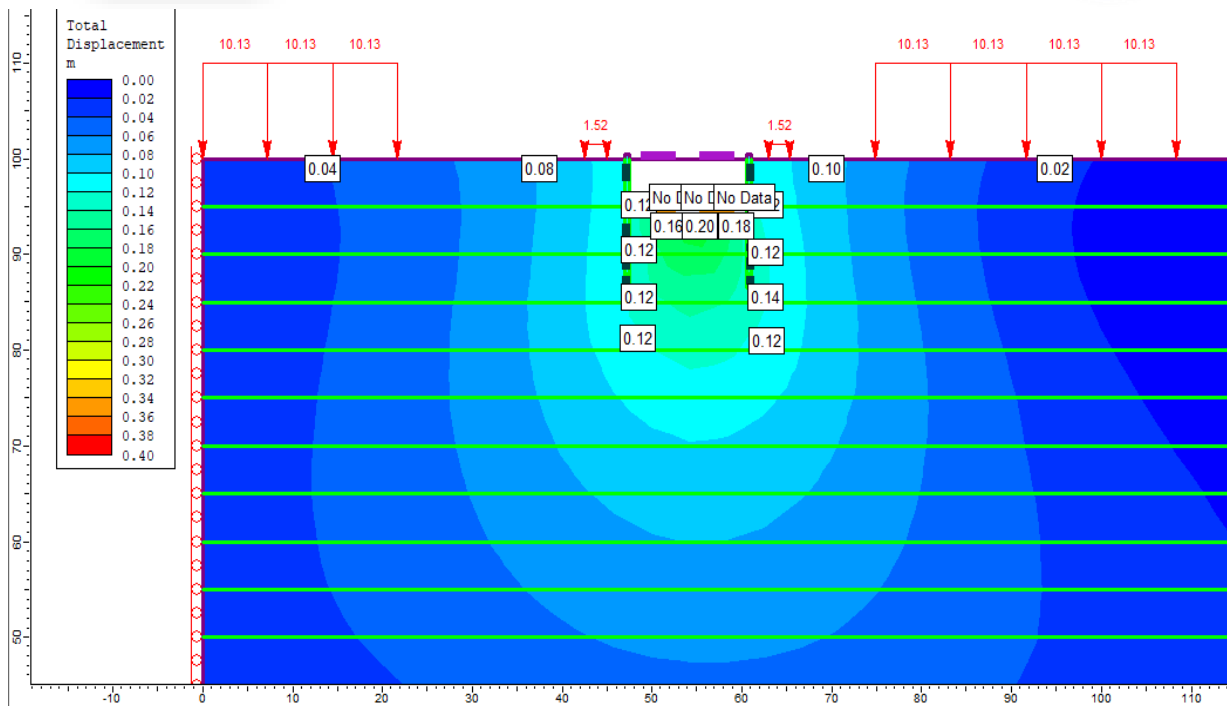


Figura 76. Desplazamientos Etapa Operación – Corto plazo

Fuente: Phase 2.0.

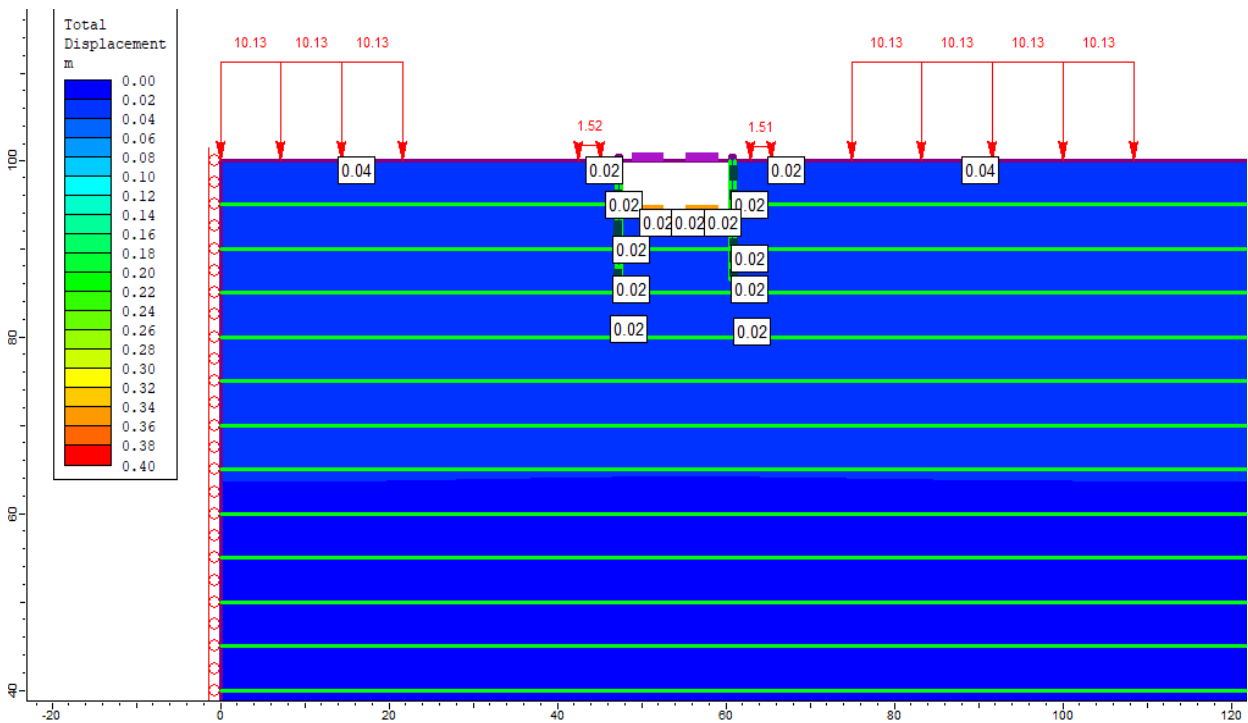


Figura 77. Desplazamientos Etapa Operación – Largo plazo

Fuente: Phase 2.0.



En la Tabla 70, se presentan los desplazamientos vs profundidad obtenidos en los puntos de interés previamente identificados en la Figura 66, para cada una de las etapas de excavación ejecutadas en el caso de estudio ubicado en la calle 94 con carrera 30.

Tabla 70. Relación de desplazamientos - Caso 2 Calle 94 con Carrera 30

Etapas de excavación	Descripción técnica	Desplazamientos Promedio (Phase)		Factor de Seguridad (Slide)
Etapas 1 (corto plazo)	Previo a los trabajos de excavación, se procede a la instalación de pantalla en concreto preexcavada de longitud igual a 12 m y e=50 cm, soportada sobre pilotes de 2,50 m. En esta primera etapa, se inicia la ejecución de la excavación realizando el retiro de material de forma paulatina en una sección igual a 3 m x 12,60 m.	En Superficie		F.S: 4,97
		Punto 1	0,01 m	
		Punto 2	0,04 m	
		Punto 3	0,04 m	
		Punto 4	0,01 m	
		En Pantalla		
		Punto 1	0,05 m	
		Punto 2	0,05 m	
		Punto 3	0,05 m	
		Punto 4	0,05 m	
		Punto 5	0,05 m	
		Punto 6	0,05 m	
		Punto 7	0,05 m	
		Punto 8	0,05 m	
		En área excavación		
		Punto 1	0,07 m	
		Punto 2	0,09 m	
		Punto 3	0,08 m	
		Punto 4	0,07 m	
		Punto 5	0,08 m	
		Punto 6	0,07 m	
Etapas 2 (corto plazo)	Se procede en la segunda etapa de excavación a retirar material en una sección equivalente a 3 m x 12,60 m, de esta forma	En Superficie		F.S: 2,50
		Punto 1	0,06 m	
		Punto 2	0,11 m	
		Punto 3	0,12 m	
		Punto 4	0,03 m	
		En Pantalla		
		Punto 1	0,16 m	
		Punto 2	0,16 m	
		Punto 3	0,16 m	
		Punto 4	0,15 m	
		Punto 5	0,16 m	
		Punto 6	0,16 m	
		Punto 7	0,16 m	
		Punto 8	0,15 m	
		En área excavación		
		Punto 1	NA	
		Punto 2	NA	
		Punto 3	NA	
		Punto 4	0,21 m	
		Punto 5	0,24 m	
		Punto 6	0,21 m	
Etapas Operación (corto plazo)	Etapas en la cual se cuenta con la sección requerida total excavada e instalados elementos de confinamiento, proyecto terminado.	En Superficie		F.S: 2,50
		Punto 1	0,04 m	
		Punto 2	0,08 m	
		Punto 3	0,10 m	
		Punto 4	0,02 m	
		En Pantalla		
		Punto 1	0,12 m	

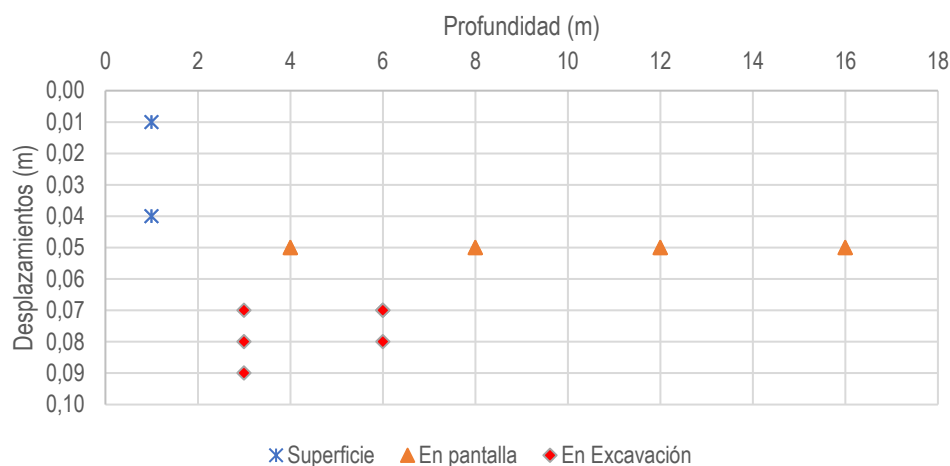


Tabla 70. Relación de desplazamientos - Caso 2 Calle 94 con Carrera 30

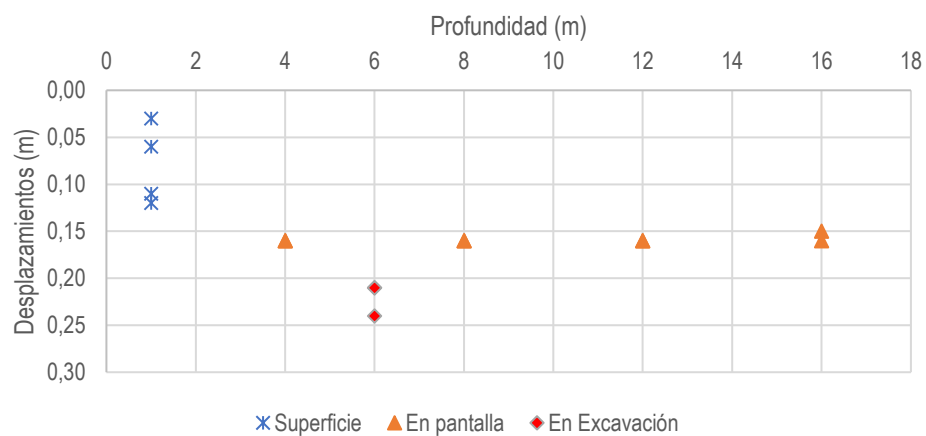
Etapas de excavación	Descripción técnica	Desplazamientos Promedio (Phase)		Factor de Seguridad (Slide)
		Punto 2	0,12 m	
		Punto 3	0,12 m	
		Punto 4	0,12 m	
		Punto 5	0,12 m	
		Punto 6	0,12 m	
		Punto 7	0,14 m	
		Punto 8	0,12 m	
		En área excavación		
		Punto 1	NA	
		Punto 2	NA	
		Punto 3	NA	
		Punto 4	0,18 m	
		Punto 5	0,20 m	
		Punto 6	0,18 m	
Etapas total (largo plazo)	Retirado el material de excavación en la sección total constructiva e implantados los elementos de confinamiento requeridos. Se procede a evaluar el comportamiento de los desplazamientos presentados en el largo plazo.	En Superficie		F.S: 4,73
		Punto 1	0,04 m	
		Punto 2	0,02 m	
		Punto 3	0,04 m	
		Punto 4	0,02 m	
		En Pantalla		
		Punto 1	0,02 m	
		Punto 2	0,02 m	
		Punto 3	0,02 m	
		Punto 4	0,02 m	
		Punto 5	0,02 m	
		Punto 6	0,02 m	
		Punto 7	0,02 m	
		Punto 8	0,02 m	
		En área excavación		
		Punto 1	NA	
		Punto 2	NA	
		Punto 3	NA	
		Punto 4	0,02 m	
		Punto 5	0,02 m	
		Punto 6	0,02 m	

Fuente: Autor

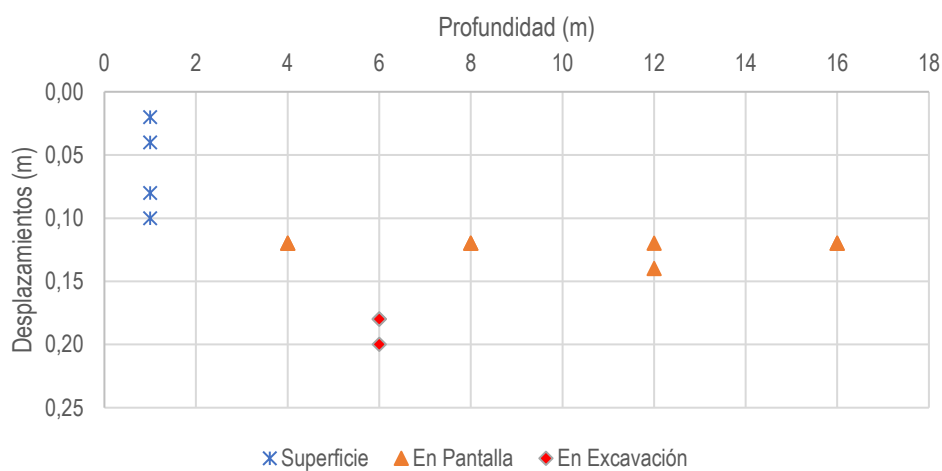
Gráficamente los desplazamientos presentados en cada etapa de excavación en función a la profundidad, se presentan en la Gráfica 33 a Gráfica 36.



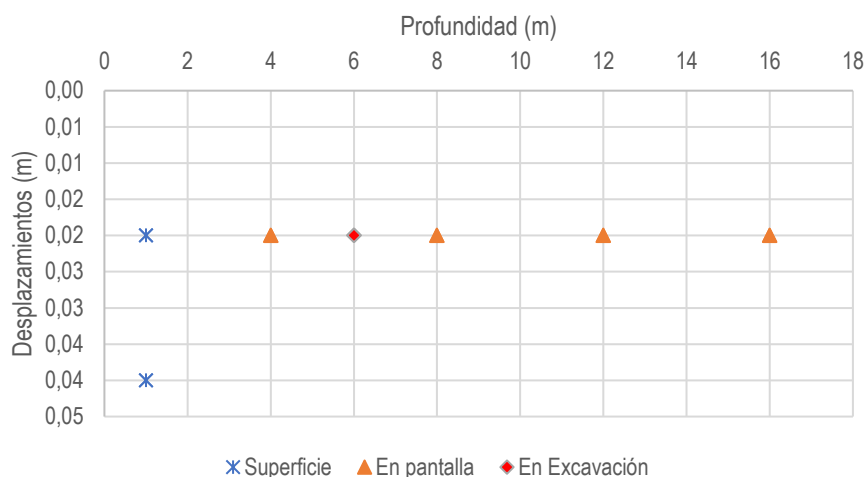
Gráfica 33. Desplazamientos vs Profundidad Etapa 1 (Corto Plazo) – Caso 2



Gráfica 34. Desplazamientos vs Profundidad Etapa 2 (Corto Plazo) – Caso 2



Gráfica 35. Desplazamientos vs Profundidad Etapa Operación (Corto Plazo) – Caso 2



Gráfica 36. Desplazamientos vs Profundidad Etapa Operación Largo Plazo – Caso 2

Teniendo en cuenta los desplazamientos previamente identificados, se procede a determinar las relaciones cuantitativas para cada una de las etapas de excavación consideradas, de esta forma en la Tabla 71 se presenta los resultados obtenidos para el corto y largo plazo:

Tabla 71. Relación de desplazamientos - Caso 2 Calle 94 con Carrera 30

Punto de Interés	Etapa 1 (Corto Plazo) - Prof: 3 m		Etapa 2 (Corto Plazo) - Prof: 6 m		Etapa Operación Corto Plazo Prof: 6 m		Etapa Operación Largo Plazo Prof: 6 m	
	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa
Punto 1 Superficie	0,01	0,3%	0,06	1%	0,04	1%	0,04	0,7%
Punto 2 Superficie	0,04	1%	0,11	2%	0,08	1%	0,02	0,3%
Punto 3 Superficie	0,04	1%	0,12	2%	0,1	2%	0,04	0,7%
Punto 4 Superficie	0,01	0%	0,03	1%	0,02	0,3%	0,02	0,3%
Punto 1 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 2 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 3 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 4 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 5 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 6 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 7 En Pantalla	0,05	2%	0,16	3%	0,14	2%	0,02	0,3%
Punto 8 En Pantalla	0,05	2%	0,15	3%	0,12	2%	0,02	0,3%
Punto 1 En Excav.	0,07	2%	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Punto 2 En Excav.	0,09	3%	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Punto 3 En Excav.	0,08	3%	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Punto 4 En Excav.	0,07	2%	0,21	4%	0,18	3%	0,02	0,3%



Tabla 71. Relación de desplazamientos - Caso 2 Calle 94 con Carrera 30

Punto de Interés	Etapa 1 (Corto Plazo) - Prof: 3 m		Etapa 2 (Corto Plazo) - Prof: 6 m		Etapa Operación Corto Plazo Prof: 6 m		Etapa Operación Largo Plazo Prof: 6 m	
	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa	Desp. (m)	Relación Cuantitativa
Punto 5 En Exacav.	0,08	3%	0,24	4%	0,2	3%	0,02	0,3%
Punto 6 En Exacav.	0,07	2%	0,21	4%	0,18	3%	0,02	0,3%

Fuente: Autor

Las relaciones cuantitativas obtenidas en la Tabla 71, dan muestra de un incremento de los desplazamientos en función a la profundidad excavada, por lo que para la sección total de excavación los desplazamientos presentados tienden a aumentar, pero con diferencias que no superan el 1%, esto puede atribuirse a condiciones particulares de resistencia de los materiales en esta zona (baja elasticidad).

A su vez, bajo condiciones no drenadas en la etapa de operación se observa que la relación de los desplazamientos tiende a disminuir con relación a lo ocurrido en el momento de excavar a los 6 m de profundidad, por otro lado, bajo condiciones drenadas o largo plazo, la tendencia de los desplazamientos tiende a disminuir por lo que la proporcionalidad de las relaciones cuantitativas en todos los puntos de análisis es baja y guarda cierta igualdad.

3.4. RESULTADOS EN FUNCIÓN AL MÉTODO DE ANALISIS

En función a los resultados obtenidos en cada método de análisis bajo concepciones matemáticas y modelos de evaluación diferentes, pero con un solo objetivo evaluar las condiciones de estabilidad, se resalta:

Como se observa en el numeral 3.1. con los factores de seguridad obtenidos se garantizan las condiciones de estabilidad para el corto y largo plazo en cada una de las etapas de excavación, bajo el sistema de apuntalamiento y elementos de confinamiento definidos, sin embargo esta información resulta causar cierto grado de incertidumbre cuando se evalúan las profundidades de la superficie de falla generadas por la dovelas sobre la zona en la cual se sitúa el apuntalamiento, pues con las profundidades alcanzadas se afecta la integridad del elemento de apuntalamiento.

El método de equilibrio limite da muestra de un comportamiento mecánico del material en el cual sus características de resistencia solventan de manera adecuada las fuerzas que son ejercidas en el terreno durante el proceso de excavación, sin embargo, esta información puede ser desvirtuarse de cierta forma con los resultados de desplazamientos obtenidos, pues los mismos deberían ser prácticamente nulos.

Ahora bien, cuando son evaluados los dos casos de estudio mediante PHASE 2.0 para la verificación del comportamiento de los desplazamientos, se obtiene un proceso de deformación sobre la superficie del terreno situación que los métodos de equilibrio limite no logran plasmar en la relación de fuerzas actuantes y resistentes, esto puede deberse a las idealizaciones del material que no se ajusta al comportamiento real del suelo.

Los desplazamientos obtenidos en las modelaciones realizadas en PHASE 2.0. presentados como consecuencia del alivio de los esfuerzos en el subsuelo por efecto de la extracción del material permiten tomar decisiones de diseño importantes, dando un reflejo más aterrizado de lo que en realidad sucede en los suelos blandos, orientar un diseño enfocado solamente en función a los resultados obtenidos de Factores de Seguridad por métodos tradicionales



podría llevar a tener eventos desafortunados durante la ejecución de los proyectos, puntualmente en casos de excavaciones profundas con geometrías considerables.

Los resultados obtenidos en métodos tradicionales para el cálculo de excavaciones deben ser revisados de una forma crítica y compararse con métodos más avanzados como pueden ser el método de Elementos Finitos, el cual puede ser calibrado con información obtenida de instrumentación y con lo cual se pueda ajustar de mejor forma los procesos constructivos. Evidentemente, tomando como referencia los resultados obtenidos en los casos de estudio por cada método de análisis, surge la necesidad de hacer cambios en las metodologías y, robustecer el contenido de información geomecánica de los materiales.

En los desplazamientos y factores de seguridad obtenidos en los dos métodos de análisis, se puede apreciar que la sección de la excavación posee una notable influencia en los resultados que pueden presentarse, pues para la geometría de excavación considerada para el Caso 2 (Calle 94 con Carrera 30) la cual en su ancho es 50% menor a la planteada para el Caso 1 (Av. Américas con Calle 26), se presentan mayores factores de seguridad y menores desplazamientos en el corto plazo y muy cercanos en el largo plazo.



4. CONCLUSIONES

- Las características físicas y mecánicas de los suelos que predominan en las áreas de estudio típicamente suelos de tipo Lacustre clasificados para el caso particular como arcillas de alta plasticidad (CH), influyen en las condiciones de deformabilidad y resistencia de los estratos debido al alto grado de compresibilidad y expansividad que poseen estos materiales, lo cual se relaciona directamente con los elevados niveles de humedad y límites líquidos mayores a 200%, que provocan una disminución de las propiedades de resistencia del suelo siendo más arraigada esta situación con la profundidad. Es así como en la etapa de planeación más allá de prever cierto tipo de elementos y tratamientos, es importante estudiar y establecer acciones que mitiguen los procesos de deformabilidad mediante análisis que incluyan parámetros de resistencia bajo condiciones no drenadas y drenadas, lo cual para el caso de suelos arcillosos se considera fundamental con el fin de evaluar acertadamente el comportamiento de esfuerzos vs desplazamientos, mediante parámetros geotécnicos que definan adecuadamente la resistencia del material en el corto y largo plazo, logrando diseñar excavaciones bajo procesos constructivos y particularidades propias donde sea posible controlar la variación de esfuerzos sin que se sobrepasen los estados límites de servicio.
- Las profundidades del Nivel Freático en los sitios de estudio se encuentran a pocos metros en promedio 3.5, lo cual afecta de manera notable las condiciones de resistencia de los materiales, esto teniendo en cuenta el nivel de saturación del material y baja permeabilidad que posee el mismo, lo cual incide en el aumento de la presión de poros dentro del subsuelo generando disminución en la resistencia al cortante, situación resaltable en los casos de estudio donde se observa como a partir de los 5 m de profundidad los parámetros de Cohesión, Angulo de Fricción, Resistencia al Corte No Drenada, Módulos de elasticidad tienden a disminuir a lo largo de la profundidad explorada sin volver alcanzar valores cercanos a los obtenidos antes de tenerse la influencia del Nivel Freático.
- El empleo del modelo constitutivo de Mohr Coulomb en los métodos numéricos de análisis puede llevar a obtener resultados conservadores respecto a las deformaciones y esfuerzos presentados en los diferentes estratos del subsuelo, así como en los elementos de apuntalamiento, esto en función a la idealización que puede darse en el material al considerarse un comportamiento geomecánico elástico lineal. Por lo que resulta conveniente resaltar que estos resultados pueden ser ajustados en los métodos de análisis, haciendo uso de otro tipo de modelos constitutivos donde los parámetros de entrada permitan una mejor representación de las condiciones del comportamiento del suelo. Para efectos del tipo de material que subyace en la sabana de Bogotá arcillas de alta plasticidad, una alternativa puede ser entre otros el método de Cam Clay, el cual no pudo aplicarse en este estudio de caso dadas las limitaciones existentes de información para la caracterización geotécnica del perfil estratigráfico.
- Se simuló el comportamiento de los Factores de Seguridad (FS) para los dos casos de estudio, haciendo uso del método de equilibrio límite específicamente empleando la teoría de análisis expuesta por Spencer, para condiciones de resistencia en el corto y largo plazo y bajo el modelo constitutivo elástico lineal definido por Mohr Coulomb,



encontrando que con el aumento de la profundidad de excavación se genera una disminución de los Factores de Seguridad (FS), conservándose los rangos de estabilidad admisibles para cada estado de evaluación. El comportamiento que presentan los factores de seguridad para los casos de estudio, es atribuible al tipo de material y a la disminución de la resistencia de éste con la profundidad, lo cual se refleja en los parámetros de resistencia de cohesión (C) y resistencia al corte no drenada (CU) cuyos valores tienden a disminuir a lo largo del perfil estratigráfico, es así como el material va perdiendo capacidad de respuesta ante las solicitudes de carga, obteniéndose menores F.S.

- Se observa que los Factores de Seguridad (FS) obtenidos en condiciones no drenadas para el Caso 2 tienden a ser mayores a los obtenidos en el Caso 1, lo cual se atribuye a la marcada diferencia que poseen las secciones de diseño donde para el Caso 2 corresponde a 13 m x 6 m y Caso 1 a 34 m x 6 m, en este sentido el volumen de material a retirar es menor en el Caso 2, lo que influye directamente en un mejor comportamiento de la resistencia de los materiales sobre las cargas actuantes.

Los resultados de análisis numéricos de igual forma permitieron identificar que, la geometría de excavación es directamente proporcional a los desplazamientos totales obtenidos en el corto y largo plazo, lo que quiere decir que a mayor ancho de excavación mayores son las deformaciones y/o desplazamientos presentados.

De esta forma, se encuentra una posible relación entre las magnitudes de Factores de Seguridad (FS) y Desplazamientos en ocasión a que para condiciones de análisis en las cuales se obtienen mayores FS, se reflejan menores desplazamientos cómo se evidencia en los resultados de equilibrio limite y elementos finitos obtenidos para el caso de estudio 2, así mismo menores FS dan cuenta de mayores desplazamientos como se observa en el caso de estudio 1. El comportamiento de disminución de los FS es atribuible a la pérdida de resistencia del material con la profundidad, lo que genera menor capacidad de soporte del subsuelo (fuerzas resistentes) ante la aplicación de cargas (fuerzas actuantes).

Ahora bien, el comportamiento de los materiales en condiciones drenadas muestra para los dos casos de estudio factores de seguridad altos y con resultados muy cercanos, lo que a la vez se encuentra representado por desplazamientos bajos, aspecto consecuente con el cese de la velocidad de carga y la estabilización que para este periodo presentan los esfuerzos totales, esfuerzos efectivos y presión de poros.

Secuencia Excavación Prof (m)	Factor de Seguridad (FS)		Desplazamientos (cm)		Condición Evaluada
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	
3	3,77	4,97	28	5	No Drenado
6	1,99	2,50	59	16	No Drenado
6	4,01	4,73	2	2	Drenada

- Se evidencia que si bien es cierto se da cumplimiento a las condiciones de estabilidad por el método de equilibrio limite bajo las secuencias de excavación y diseño definidas, los resultados obtenidos ameritan de revisiones complementarias debido a que las profundidades de las superficies de falla generadas por las dovelas en el corto y largo plazo afectan el sistema de apuntalamiento definido, esto en consideración a que la superficie de falla pasa de forma muy cercana e inclusive sobre la profundidad máxima



del apuntalamiento provocando en la práctica afectación en la estabilidad del sistema, situación que no es correctamente representada por los Factores de Seguridad (FS) obtenidos, que denotan un cumplimiento muy por encima del mínimo requerido.

- Se evaluó el comportamiento de la secuencia de excavación hasta la etapa de operación mediante el método de elementos finitos para condiciones de resistencia en el corto y largo plazo, observando que pese a que los métodos tradicionales de análisis arrojan Factores de Seguridad con los que se garantizan condiciones de estabilidad, el modelo matemático de elementos finitos permite observar la presencia de desplazamientos que repercuten en los estados límites de servicio, presentándose deformaciones en superficie que si bien es cierto no superan un (1) metro en el corto y largo plazo, merecen ser conocidas de forma oportuna en la etapa de diseño para la toma de decisiones técnicas con las que se mitigue esta situación.
- El alivio de los esfuerzos totales, las presiones de poros negativas presentadas en el corto plazo, así como el volumen de material retirado generan un efecto de rebote elástico en este tipo de material, por lo que se requieren de elementos de confinamiento robustos y apuntalamientos profundos que solucionen este tipo de situación.

En el largo plazo dada la estabilización que se presenta en los esfuerzos efectivos y presión de poros por el cese de la velocidad de carga, el suelo deja de experimentar la condición de efecto rebote obteniéndose desplazamientos verticales totales para ambos casos de estudio en promedio de dos (2) centímetros, lo cual se considera acorde dadas las características de resistencia del material y variación de los esfuerzos, si bien es cierto la magnitud de los desplazamientos disminuye este tipo de análisis merece ser estudiado y considerado en la etapa de diseño, pues estos desplazamientos pueden llegar a repercutir en la funcionalidad de las vecindades en la etapa de ejecución y operación.

De lo anterior y dado las solicitudes de desplazamientos que pueden presentarse, debe resaltarse la importancia que en los procesos de diseño geotécnico de excavaciones posee la evaluación de la resistencia del subsuelo en el corto y largo plazo, por lo que es indispensable la elaboración de ensayos que permitan contar con información completa y detallada de los parámetros que se asocian a estas condiciones.

- Las relaciones cuantitativas entre los desplazamientos y secuencia constructiva (profundidad) permiten identificar que en función a la sección de excavación estas relaciones tienden a aumentar, sin embargo las variaciones presentadas no superan el 1%, en casos de secciones amplias como la considerada para el caso 1, se observa que las relaciones cuantitativas no varían entre una etapa y otra, para este caso se evidencia que el comportamiento del material bajo la sección de excavación permite mantener una igualdad porcentual entre los desplazamientos y la profundidad excavada, situación contraria al caso 2 donde la relación cuantitativa aumenta de una etapa a otra.

La relación de los desplazamientos vs profundidad en superficie para los dos casos de estudio es baja, por lo que no se generan asentamientos que puedan repercutir en la funcionalidad de las estructuras, por otro lado las proporciones porcentuales obtenidas en las zonas de pantallas y excavación tienden a incrementar hacia el centro de la



excavación, lo cual da muestra de la concentración de las tensiones en estas áreas debido a las variaciones de los esfuerzos totales y efectivos dada la descompensación generada con el retiro de material, sin embargo los mismos poseen una magnitud baja por lo que son controlados con los elementos de contención y el proceso constructivo definido, situación acorde con lo que normalmente se observa en suelos lacustres Bogotanos.

- Los métodos de análisis numéricos estudiados dan muestra de comportamientos diferentes respecto al cumplimiento de los estados límite de servicio, situación que permite evidenciar que en el caso de suelos con características de resistencia bajas, saturados, de alta plasticidad e impermeables como los Bogotanos, lo argumentado en la literatura respecto a complementar para estos casos los métodos tradicionales de análisis con métodos más sofisticados cobra un alto interés, pues la estimación de los desplazamientos es de gran importancia en pro de no superar estados límites y/o últimos de servicio, lo cual no puede solventarse tomando como referencia únicamente los resultados de FS, pues en ocasiones esta información no resulta ser consecuente con las superficies de falla generadas desconociéndose el comportamiento real del material, lo cual se debe a la concepción de los métodos de análisis y los limitados parámetros geotécnicos requeridos, de esta forma la aplicación de otros métodos de análisis resulta ser indispensable máxime cuando requieren ser ejecutadas excavaciones profundas donde el nivel freático sumado a la baja resistencia del material, repercute notablemente en el comportamiento de los esfuerzos cuando es descompensado el terreno por el efecto atribuible a la extracción de material.
- Como puede observarse en los resultados de simulación para el corto y largo plazo, el papel de los elementos de confinamiento en los pasos a desnivel permite compensar en función al peso del material extraído los empujes que son generados por efecto del alivio de esfuerzos.

De igual forma particularmente en suelos blandos como los estudiados, la placa de fondo minimiza el rebote elástico y control de subpresión que experimentan estos suelos, por lo cual en función a los resultados obtenidos se considera que el espesor de este elemento debe superar los 0,20 m y estar acompañado de una estructura maciza como una base granular, viga de amarre que le permita soportar y controlar el efecto generado por la baja elasticidad que presenta el material subyacente. En lo posible este debe diseñarse para la condición más desfavorable, nivel freático promedio obtenido en épocas de lluvias.

- Los resultados de desplazamientos obtenidos en el largo plazo o condición drenada para cada caso de estudio resultan ser coherentes con las condiciones actuales que presentan estos dos sitios y sus alrededores, lugares en los que no se evidencian muestras físicas asociadas a desplazamientos o procesos de deformación plástica en superficie, tales como: daños y fallas en las vecindades atribuibles a los pasos deprimidos construidos.

Respecto a las fallas en las vigas cabecales obtenidas en los resultados de análisis, es preciso indicar que esta situación no es acorde con la realidad, para efectos de la simulación la esbeltez del elemento no satisface los esfuerzos laterales presentados, por lo que incorporar un elemento de mayor ancho solventa este tipo de situación,



siendo de esta manera consecuente con la condición estructural que presentan actualmente estos dos proyectos, esto quiere decir ningún tipo de daño aparente.

Para el caso 1, el deprimido de las Américas con Calle 26 el cual fue puesto en funcionamiento en el año 2012, así como los edificios aledaños, dan muestra de condiciones estructurales adecuadas, sin conocimiento y evidencia de contratiempos técnicos asociados a deformaciones en superficie y/o fondo con los que se superen los estados límites de servicio, por efecto de la variación de esfuerzos generados con las excavaciones realizadas.

En este mismo sentido, el deprimido de la calle 94, puesto en marcha en el año 2017 (3 años a hoy), no presenta procesos de asentamientos que reflejen visualmente daños en estructuras, deformaciones plásticas o daños aparentes en el paso a desnivel, las situaciones técnicas que se han presentado no son atribuibles a procesos geotécnicos.

En consideración al tiempo transcurrido a la fecha desde la apertura de estos dos proyectos, es claro que se logró solventar adecuadamente en la etapa constructiva los procesos de deformación, y que los desplazamientos presentados son acordes con los resultados obtenidos en este trabajo de investigación, siendo bajos y de cierta forma para la magnitud de las obras despreciables, por lo que se considera que la construcción pudo ser concebida bajo un método constructivo por etapas muy similar al estudiado.

- Dadas las características físicas y mecánicas de los suelos blandos (no lineal – elástico) resulta oportuno destacar que para estos casos el establecer un método constructivo por etapas en excavaciones profundas, permite controlar de mejor forma los efectos de desplazamientos verticales y laterales generados por la variación de esfuerzos efectivos y totales en el corto y largo plazo, minimizando así, los riesgos de inestabilidad en el fondo y superficie. Esto teniendo en cuenta que la definición de secuencias de excavación permite evaluar las condiciones de respuesta de la interacción suelo – estructura en cada intervención, con lo cual se puede contar con información importante para la toma de decisiones en la etapa actual o posterior de diseño, así las cosas, bajo este proceso de interrelaciones se podrá reducir costos y obtener un proyecto exitoso.

De esta manera y en virtud a los resultados obtenidos en este caso de estudio, se denota la influencia del proceso de excavación en las condiciones de estabilidad y la importancia de la longitud del apuntalamiento que para estos casos debe ser por lo menos el doble de la longitud de excavación, pues procesos acelerados donde no se logre de forma alternada manejar el efecto de la velocidad de la descarga (extracción material), presión de poros negativa, esfuerzos laterales en un suelo de baja resistencia y elasticidad, puede traer consigo efectos como los ocurridos en la excavación realizada para edificio de la Calle 98 con Carrera 11.

Lo anterior, cobra mayor validez con los resultados obtenidos en las simulaciones realizadas donde se obtuvieron desplazamientos bajos pese al efecto rebote ocurrido en la condición a corto plazo, cuya solución técnica consiste en un incremento de las dimensiones de la placa de fondo, sin embargo más allá de esto, el implementar una secuencia de excavación por etapas permitió controlar de una mejor forma las variaciones de esfuerzos y desplazamientos presentados, pues es claro que podrían



haberse alcanzado deformaciones mayores debido a las características de resistencia del material, volumen extraído, y el grado de saturación presentado en los primeros 50 m de profundidad.

Los resultados obtenidos en este trabajo son acordes, con lo que se evidencia visualmente en los proyectos objeto de estudio.

- Dadas las características geomecánicas de los suelos bogotanos especialmente los situados en las zonas geotécnicas lacustres y en función a los resultados obtenidos en el capítulo 3, puede establecerse que la geometría de la excavación posee una notable influencia en los valores de desplazamientos, por lo cual en la ejecución de esta actividad deberán atenderse todas las normas de seguridad dispuestas con el fin de preservar la vida de los trabajadores, así mismo los métodos de análisis se requiere sean más rigurosos y fundamentarse en modelos matemáticos más precisos como el planteado en el método de elementos finitos, donde no se delimita la superficie de falla haciendo más real el comportamiento del subsuelo.
- Se logra el objetivo general definido en el presente trabajo, evidenciando la influencia que posee la geometría de excavación y apuntalamiento sobre los desplazamientos generados, así como la marcada diferencia que puede presentarse en los análisis de estabilidad realizados mediante métodos tradicionales y elementos finitos, más aún cuando se tienen suelos de difíciles características mecánicas y físicas como los de Bogotá.



5. RECOMENDACIONES

En el caso que requieran ser realizados nuevos trabajos de investigación sobre el comportamiento de las deformaciones en excavaciones profundas realizadas en suelos blandos de la ciudad de Bogotá, se recomienda.

- Se recomienda ampliar los resultados obtenidos en este trabajo con investigaciones posteriores que enfoquen su análisis en diferentes secciones de excavación y secuencias constructivas variables, así como incorporar cargas de sismo y lluvia, con lo cual se pueda complementar los resultados obtenidos en la presente investigación. Así mismo, el empleo de profundidades distintas de apuntalamientos y sistemas de fundación generará un valor agregado en los resultados permitiendo revisar con mayor detalle el comportamiento de los desplazamientos en el frente de excavación y superficie, así como la utilidad de otros sistemas.
- Se considera pertinente desarrollar estudios geomecánicos con los cuales se pueda contar con información adicional que permita ampliar los análisis haciendo uso de otro tipo de modelos constitutivos a partir de los cuales se pueda representar de mejor forma el comportamiento mecánico de los suelos blandos, así como revisar las variaciones que pueden presentarse en las superficies de falla con relación a las obtenidas en el método de Mohr Coulomb. De igual forma, resultará importante complementar los resultados de equilibrio límite haciendo uso de otros métodos tales como: Bishop simplificado, Janbu simplificado, Morgenstern Price.
- Se recomienda complementar este tipo de evaluaciones con información obtenida de instrumentación que pueda estar dispuesta en estos sitios, tal y como: controles topográficos, extensómetros o inclinómetros, datos con los cuales sea posible robustecer los análisis del comportamiento de esfuerzos vs desplazamientos. Es importante indicar que el uso de instrumentación genera valor agregado en el monitoreo de los desplazamientos en todas las etapas del proyecto, así mismo permite obtener información y medir algunos parámetros geotécnicos, a partir de los cuales se pueden establecer de forma conservadora criterios en diseños durante la fase de planeación.
- Plantear trabajos de investigación en los cuales se determine el nivel de amenaza para estados límites y últimos de servicio, a partir de la geometría de excavación, desplazamientos, probabilidad de falla, calibrando los resultados en función a datos obtenidos de instrumentación dispuesta in situ.



6. BIBLIOGRAFÍA

- Análisis de Falla de fondo.
https://www.researchgate.net/publication/281065352_ANALISIS_SIMPLIFICADO_DE_LA_OCURRENCIA_DE_FALLA_DE_FONDO_EN_LA_EJECUCION_DE_EXCAVACIONES_PARA_SOTANOS_EN_LOS_SUELOS_BLANDOS_DE_BOGOTA_DC. [En línea].
- ANALISIS_SIMPLIFICADO_DE_LA_OCURRENCIA_DE_FALLA_DE_FONDO_EN_LA_EJECUCION_DE_EXCAVACIONES_PARA_SOTANOS_EN_LOS_SUELOS_BLANDOS_DE_BOGOTA_DC. <https://www.researchgate.net/publication/281065352>. [En línea].
- ANON, 2015. Deep Excavation [En línea]. Available at: <http://www.deepexcavation.com/en/sheet-pile-walls>.
- BERRY P y REID D. Mecanica de suelos. MC Graw hill. Colombia. 1993.
- Bjerrum, 1967. Soil Mechanics in engineering practice. <https://books.google.com.co/books?id=bAwVvO71FXoC&pg=PA176&lpg=PA176&dq=Bjerrum&source=bl&ots=k5E6IW7tbS&sig=QCY8zqZ4OZmWXVYfeyTR4Vb4Bj8&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwj79umdnq3eAhVCtlkKHxSTAPEQ6AEwDHoECAgQAQ#v=onepage&q=Bjerrum&f=false>. [En línea].
- BOWLES, J.E, 1998. Foundation Analysis and Design. Mc Graw Hill. Inglaterra.
- BRAJA M., Das. Fundamentos de Ingeniería geotécnica. Editor Cengage Learning Latin Am, 2001. ISBN 9706860614.
- CAMBEFORT, Henry. Geotecnia del Ingeniero. Reconocimiento de suelos. Editores técnicos asociados S.A. Barcelona, España. 1975.
- CARBONELL, J. OÑATE, E. & SUAREZ, B., 2010. Modelling of Ground Excavation With the Particle Finite Element Method. Journal of Engineering Mechanics ASCE.
- Carter, T., 2014. Ask The Builder. [En línea]. Available at: http://www.askthebuilder.com/B37_Retaining_Walls_-_Types.shtml.
- Chen, W., 1975. Limite analysis and plasticity. Developments in Geotechnical Engineering, Volumen 7.
- Clough y O`rourke, 1990. Método de análisis desplazamientos en arcillas. https://www.researchgate.net/figure/Method-of-Clough-and-ORourke-1990-for-estimating-ground-surface-settlement_fig1_237381042. [En línea].
- Coll, 2013. Pilotes en pantallas. http://aetess.com/wp-content/uploads/2013/09/INFO_AETESS_3.pdf. [En línea].



- Constructora pijao causó hundimiento de calle 98 con 11. <https://www.elespectador.com/noticias/bogota/constructora-pijao-causo-hundimiento-de-calle-98-11-articulo-337771>. [En línea].
- Decreto 523 de 2010, por medio del cual se define la caracterización geotécnica de la ciudad de Bogotá.
- Duncan, Michael, Wright, Stephen and Brandon Thomas. Soil Strength and Slope Stability. Second edition. Wiley. 2014.
- ESIPONA SILVA, Augusto; PALOMINO INFANTE, Armando. Sistemas de Excavación Pantallas. Primer encuentro de ingenieros de suelos y estructuras.
- FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES PROFUNDAS. https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentrossuelosyestructuras/documentos/1_encuentro/sistemas_excavacion_pantallas.pdf. [En línea].
- FHWA, 1976. Lateral Support Systems and Underpinning: Design and Construction. Washington: Department of Transportation EEUU.
- Fuchsberger y otros, 1996. Estabilidad de taludes. <https://es.scribd.com/document/255295797/Estabilidad-de-Taludes>. [En línea].
- Gunaratne, M., 2006. The Foundation Engineering Handbook. New York: Taylor & Francis.
- Hashash & Whittle, 2002. Soft soil Engineering. https://books.google.com.co/books?id=_9mc9sz7XVgC&pg=PA305&dq=Hashash+%26+Whittle&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwimk_Stk63eAhVoqlkKHT7dDLkQ6AEIODAC#v=onepage&q=Hashash%20%26%20Whittle&f=false. [En línea].
- Hashash, Y. M. & Whittle, A.J., 1996. Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Clay. Journal of Geotechnical Engineering, pp. 474-486.
- Hunt, R., 1986. Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation. New York. McGraw-Hill.
- Idiger. Caracterización del subsuelo de la ciudad de Bogotá.
- INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO. Estudio de suelos pasos deprimidos Calle 26 con Américas y Calle 94 con Carrera 30.
- JUÁREZ BADILLO, E y RICO A. "Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos" Editorial Limusa. México, 1969.
- Mana y Clough, 1981 – Levantamiento basal en suelos blandos - [https://books.google.com.co/books?id=eVG3xkSebXYC&pg=PT162&dq=Mana+y+Clough+\(1981\)&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwimhKX9iK3eAhVLrVvKkHZnWAXMQ6AEIMDAB#v=onepage&q=Mana%20y%20Clough%20\(1981\)&f=false](https://books.google.com.co/books?id=eVG3xkSebXYC&pg=PT162&dq=Mana+y+Clough+(1981)&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwimhKX9iK3eAhVLrVvKkHZnWAXMQ6AEIMDAB#v=onepage&q=Mana%20y%20Clough%20(1981)&f=false). [En línea].



- Mana y Clough, 1981 - Predictive Soil Mechanics – [https://books.google.com.co/books?id=bjJNss6GWuYC&pg=PA553&dq=Mana+y+Clough+\(1981\)&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwimhKX9iK3eAhVLrVvKkHZnWAXMQ6AEIKDAA#v=onepage&q=Mana%20y%20Clough%20\(1981\)&f=false](https://books.google.com.co/books?id=bjJNss6GWuYC&pg=PA553&dq=Mana+y+Clough+(1981)&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwimhKX9iK3eAhVLrVvKkHZnWAXMQ6AEIKDAA#v=onepage&q=Mana%20y%20Clough%20(1981)&f=false). [En línea].
- Modelos de análisis de estabilidad. Suelos blandos. Tomado de: www.erosion.com.co/.../14-libro-deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tr. [En línea].
- Muros de pilas. Repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/142449/Estudio-de-sistemas-de-sostenimiento-de-suelo-en-excavaciones-en-edificios.pdf?sequence=1. [En línea].
- Obra de un edificio la causa de hundimiento de la Carrera 11 con 98. <https://www.eltiempo.com/archivo/documento/CMS-11547323>. [En línea].
- Pachakis y otros, 1997. Estabilización de un talud. <http://desastres.usac.edu.gt/documentos/docgt/pdf/spa/doc0101/doc0101-parte14.pdf>. [En línea].
- Peck, 1969; Hashash, 2006; Gordon, 2007. - Desplazamientos en suelos blandos. https://www.researchgate.net/publication/289401718_Deep_excavation_analysis_with_consideration_of_small_strain_modulus_and_its_degradation_behavior_of_clay. [En línea].
- Peck, R. B., 1969. Deep excavation and tunnelling in soft ground. International Society for soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 225-290.
- Peck, Ralph. Analysis of surface settlement due to the construction of a shield tunnel in soft clay in Shanghai [online]. Available from internet: (https://www.issmge.org/uploads/publications/6/12/2008_113.pdf). ISBN 978-0-415-48475-6.
- Popescu y otros, 2000. Estudio de estabilidad de taludes. <http://biblioteca.udenar.edu.co:8085/atenea/biblioteca/91269.pdf>. [En línea].
- P. L. Berry y D. Reid, Mecánica de suelos. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 2000.
- PINEDA JAIMES, Jorge Arturo. Análisis simplificado de la ocurrencia de falla de fondo en la ejecución de excavaciones para sótanos en los suelos blandos de Bogotá D.C. Noviembre de 2003.
- PLAXIS Scientific Manual.
- RICO RODRIGUEZ, Alfonso. Ingeniería de suelos en las vías terrestres carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Limusa ISBN 968-18-0054-0. México D.F., 2005.



- Saucedo Mariano. Muros pilotes en obras viales. https://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Muros_Pilotes_Obras_Viales_Mariano_Saucedo.pdf. [En línea].
- SHAO 2008 y Schuster 2009. Simulación de excavaciones urbanas en depósitos aluviales. Universidad EAFIT.2016.
- SHAO, 2008. Excavaciones profundas. <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/312842/TDGC2de2.pdf?sequence=2&isAllowed=y>. [En línea].
- Skempton, 1985. Teorias de capacidad de carga y sus limitaciones en suelos compresibles. http://www.academia.edu/16275314/TEORIAS_DE_CAPACIDAD_DE_CARGA_Y_SUS_LIMITACIONES_EN_SUELOS_COMPRESIBLES. [En línea].
- Suarez, Jaime. Deslizamientos; Análisis geotécnico. Resistencia al cortante. Capítulo 3. Agosto de 2007.
- Suarez, Jaime. Libro de deslizamientos, Capitulo 7. Muro en pilas.
- Suarez, Jaime. Libro de deslizamientos. Suelos blandos. Resistencia al cortante.
- TEORIA DE TERZAGUI FALLA DE FONDO. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/430/A5.pdf?sequence=5>. [En línea].
- Timoshenko, S. & Goodier, J. N., 1951. Theory of Elasticity. New York: McGraw-Hill.
- TITAN, I. 2014. Geotecnia. [En línea] Available at: www.ischebeck.es.
- VILLALAZ, Crespo. Mecánica de suelos y cimentaciones. Cimientos. Quinta Edición. Limusa. ISBN. 968-18-6489-1. México D.F., 2004.
- Wong y Broms, 1989 – Symposium on geotechnical engineering - [https://books.google.com.co/books?id=NY7sCgAAQBAJ&pg=PA154&dq=Wong+Broms+\(1989&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiWwObkq3eAhUFwFkKHUsJC4gQ6AEIKjAA#v=onepage&q=Wong%20y%20Broms%20\(1989&f=false](https://books.google.com.co/books?id=NY7sCgAAQBAJ&pg=PA154&dq=Wong+Broms+(1989&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiWwObkq3eAhUFwFkKHUsJC4gQ6AEIKjAA#v=onepage&q=Wong%20y%20Broms%20(1989&f=false). [En línea].
- Yong Shao, P. & Macari, E. J., 2008. information Feedback Analysis in Deep Excavations. International Journal of Geomechanics, pp. 92-103.
- Yue L, S. S., 2010. Ground Movement due to Excavation in Clay: Physical and Analytical Models. s.l.:University of Cambridge.



Maestría en Infraestructura Vial
Proyecto de Grado



ANEXOS

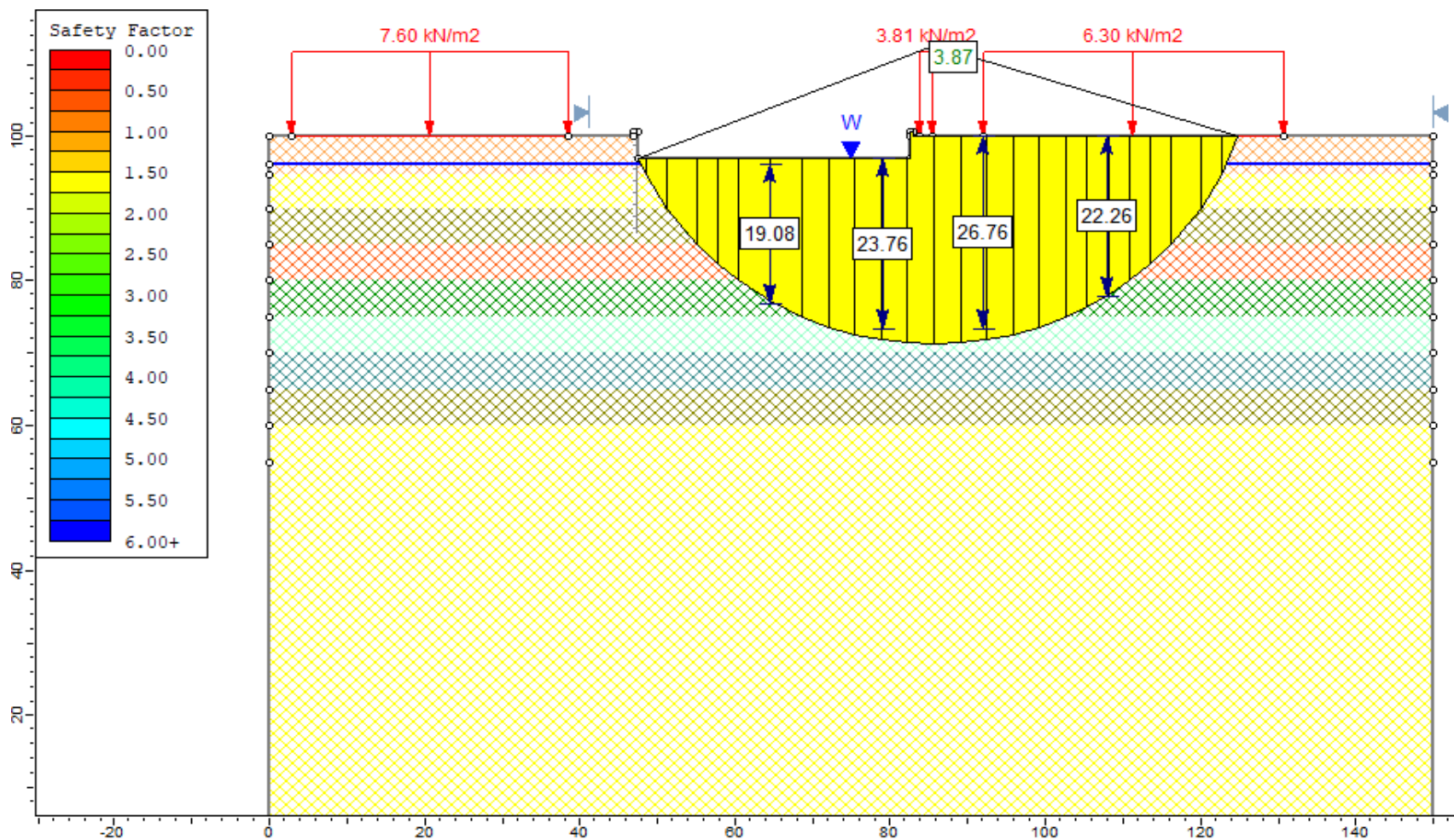


Anexo 1. Simulación Slide – Americas con 26



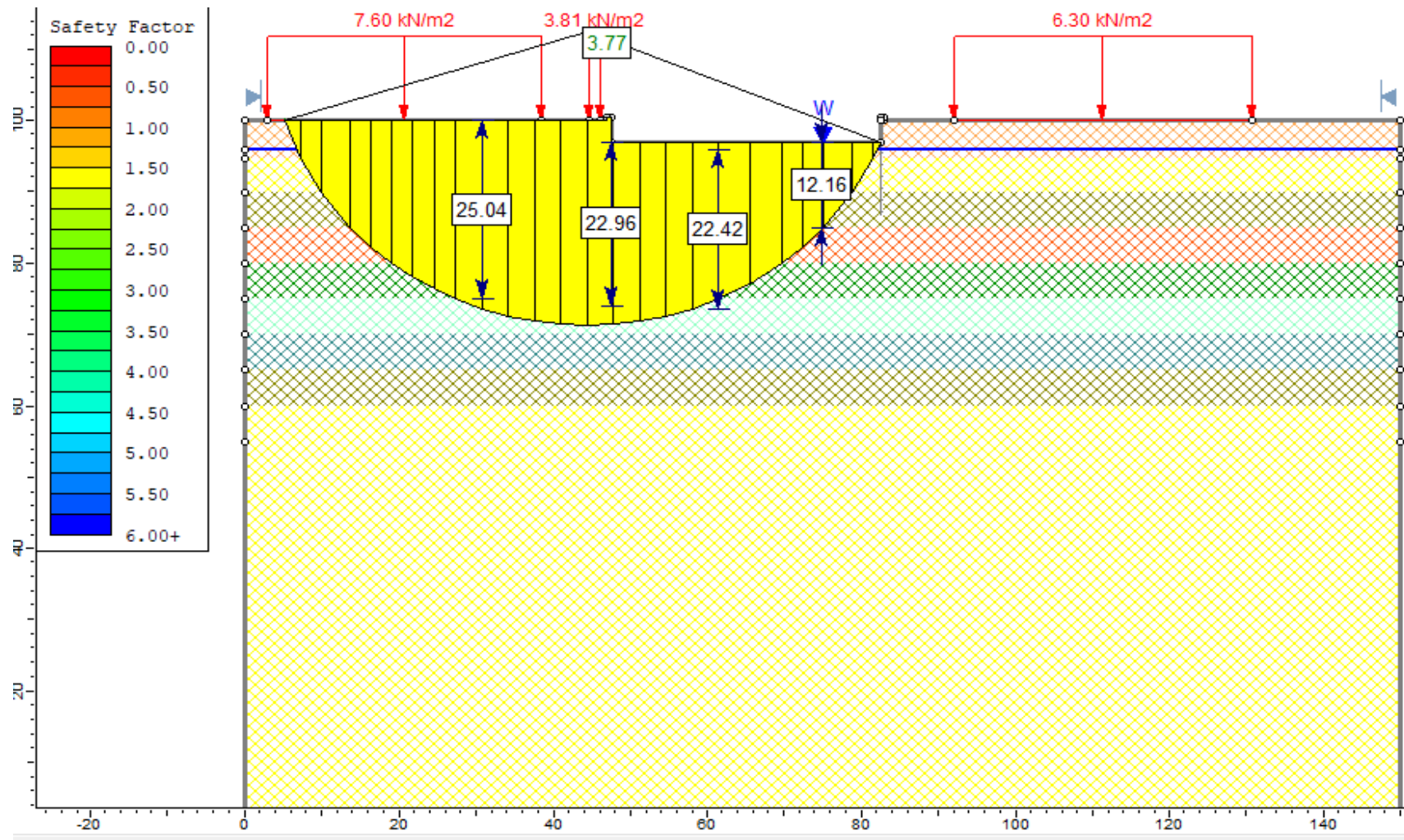
RESULTADOS CONDICIÓN NO DRENADA

- Condición No Drenada (Etapa 1) – Costado Oriental



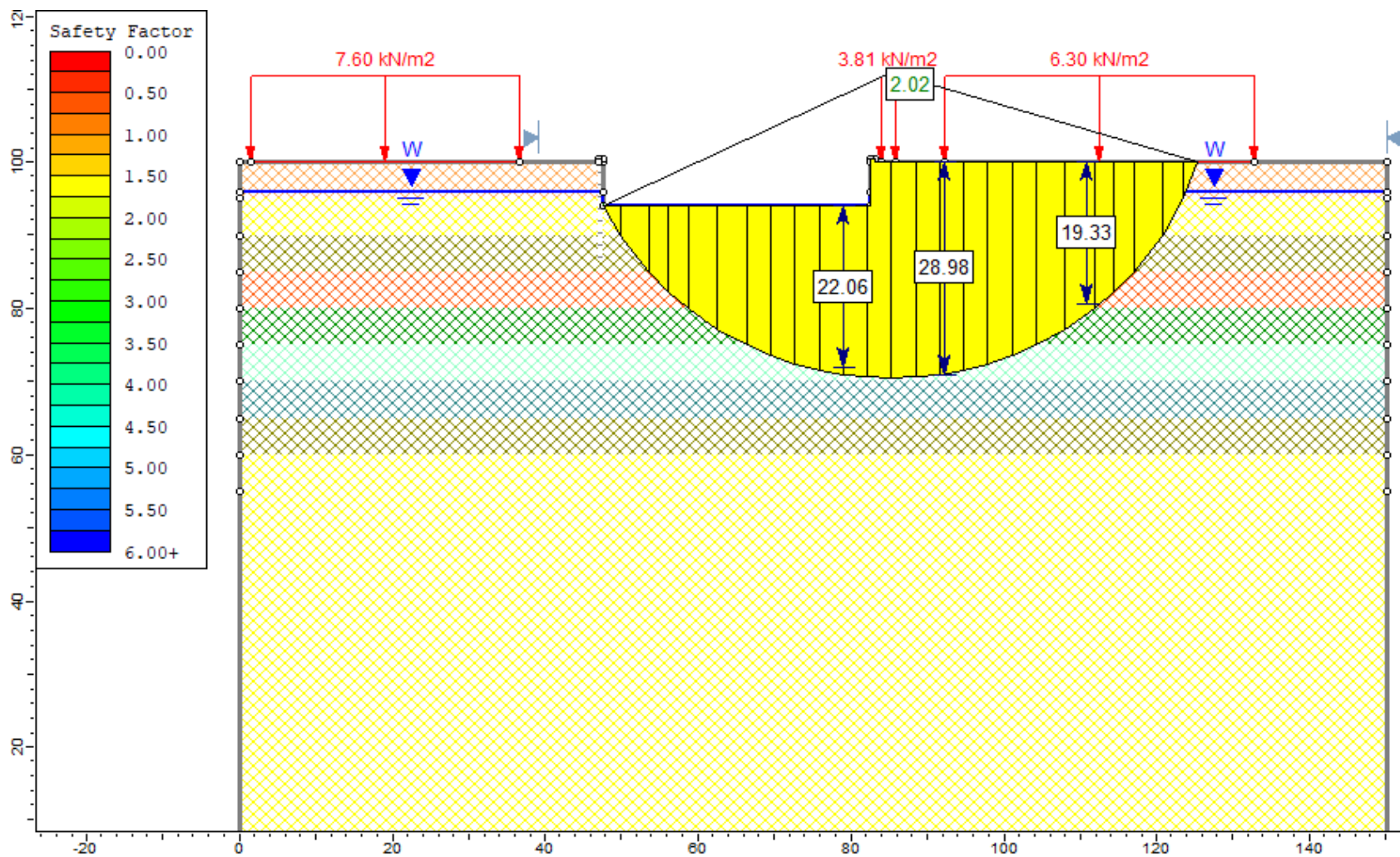


- Condición No Drenada (Etapa 1) – Costado Occidental



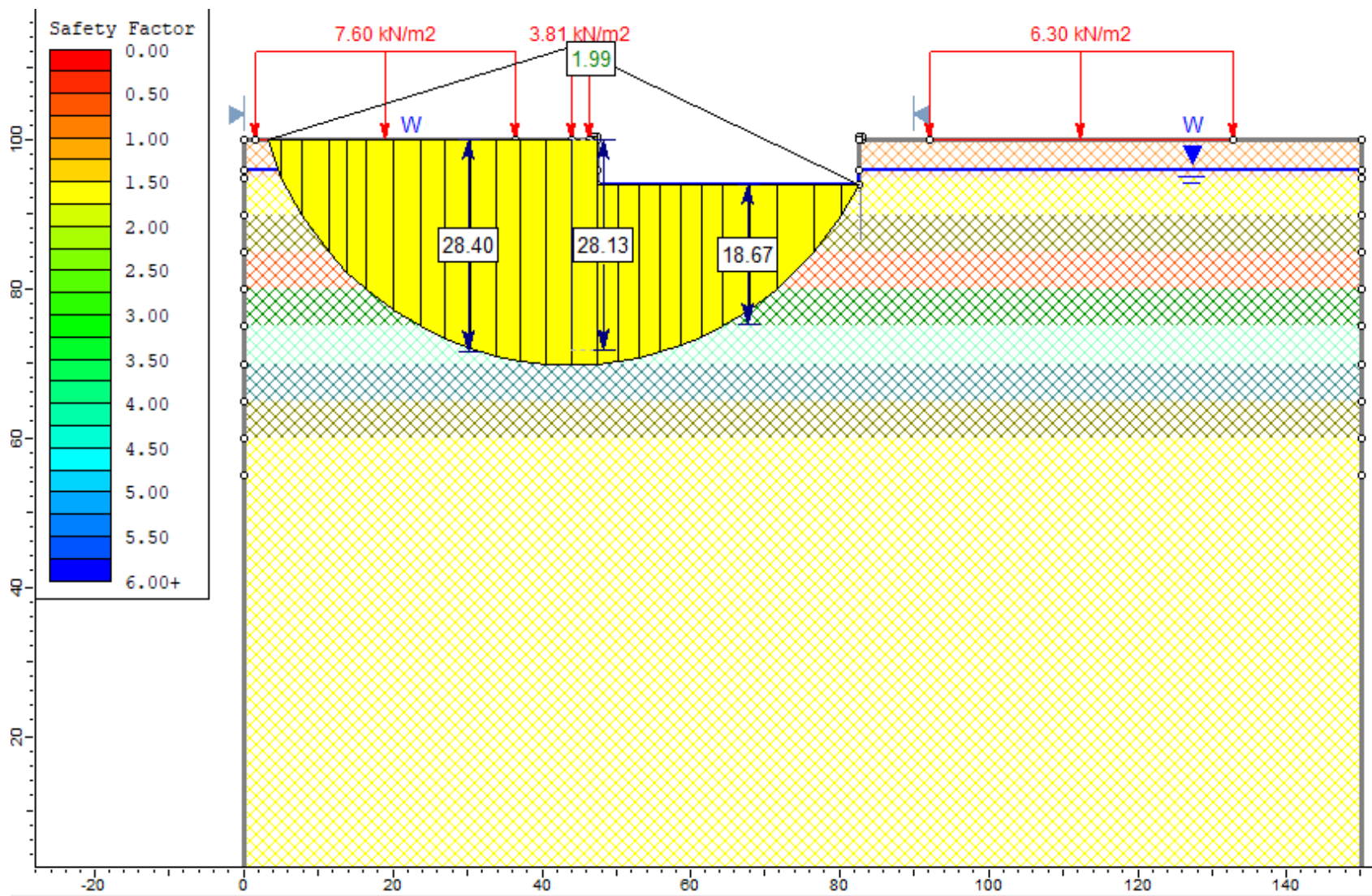


- Condición No Drenada – Etapa total, Costado Oriental





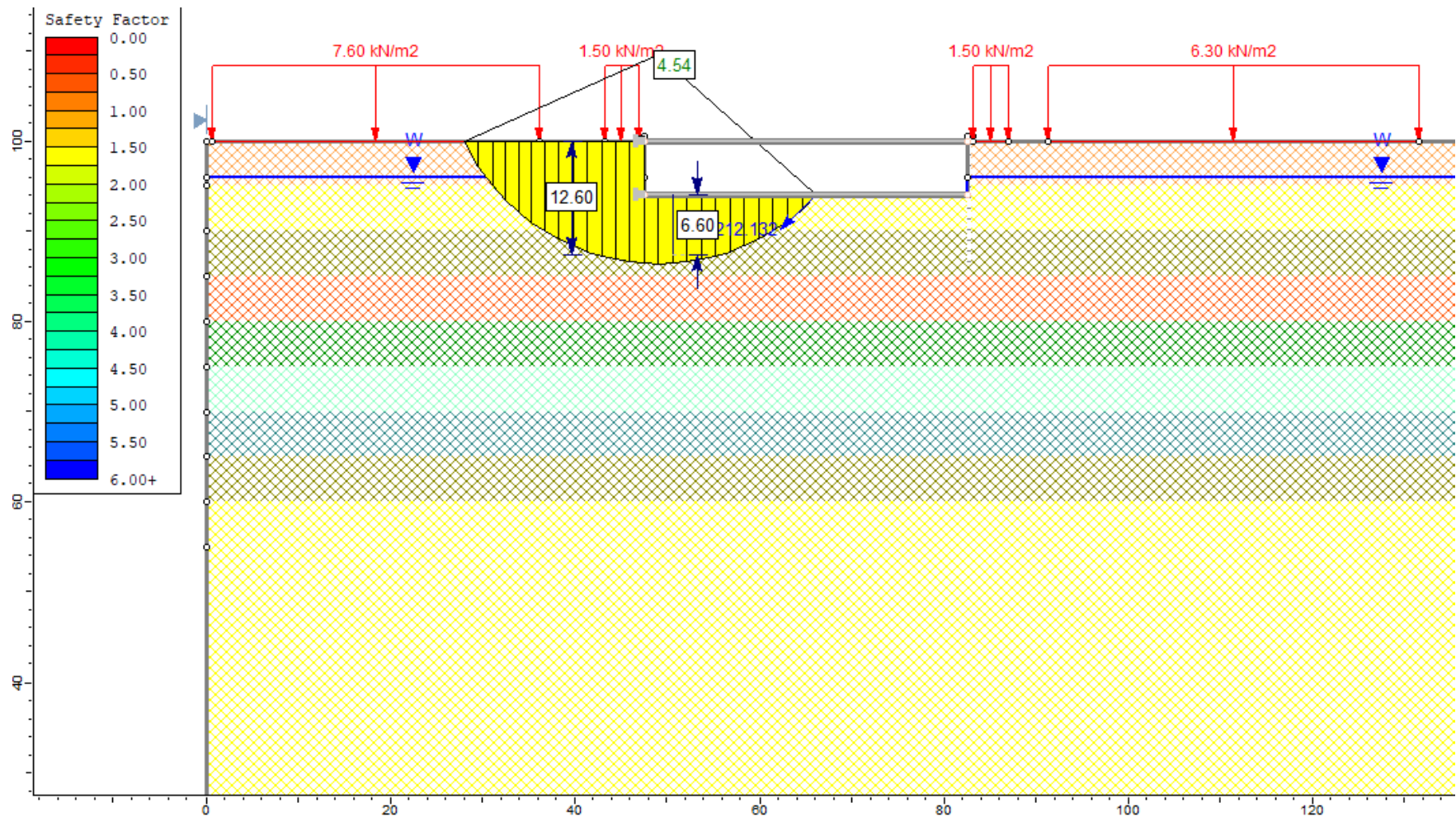
- Condición No Drenada – Etapa total, Costado Occidental





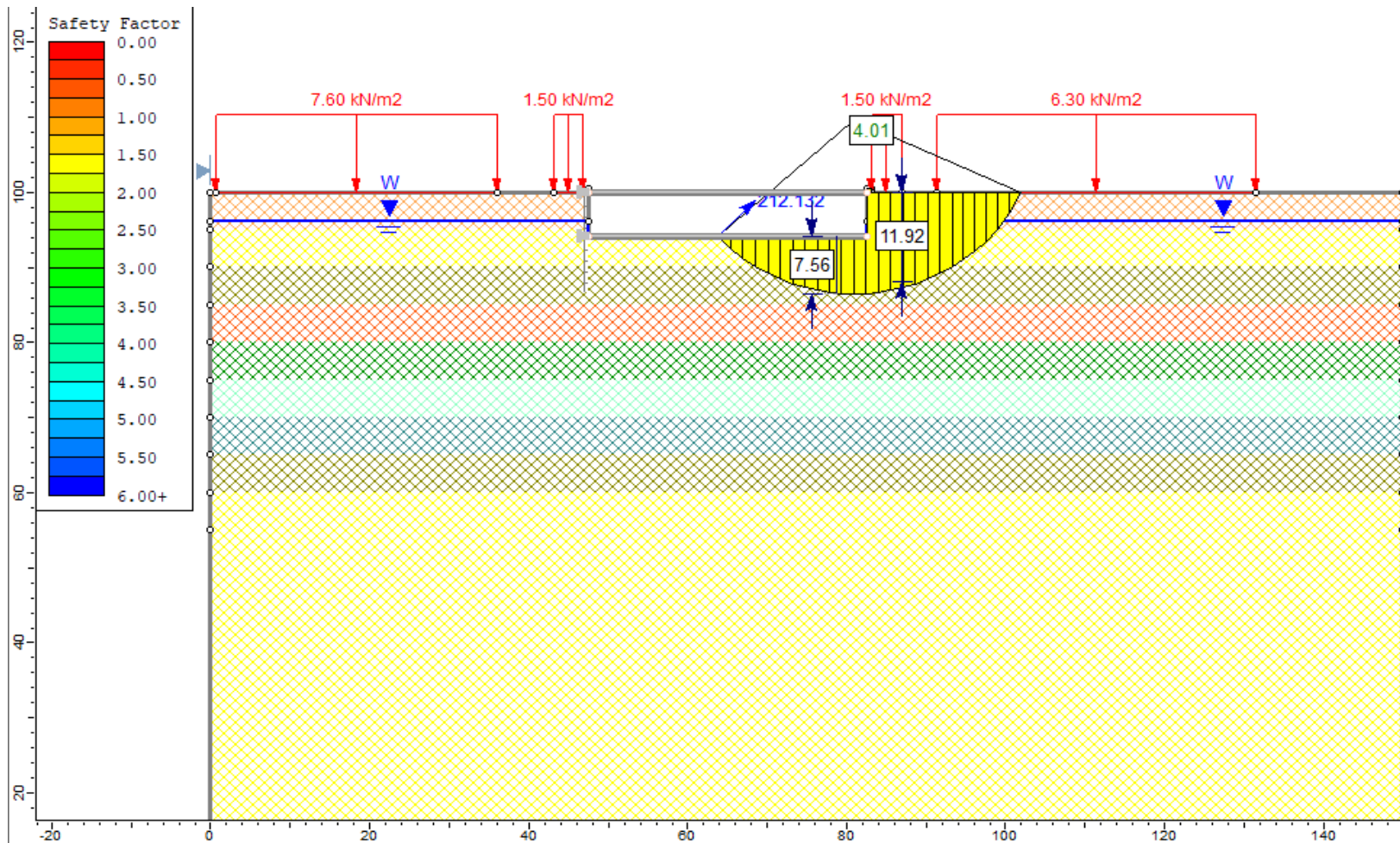
RESULTADOS CONDICIÓN DRENADA

- Condiciones Drenadas – Etapa Total – Costado Occidental





- Condiciones Drenadas – Etapa Total – Costado Oriental



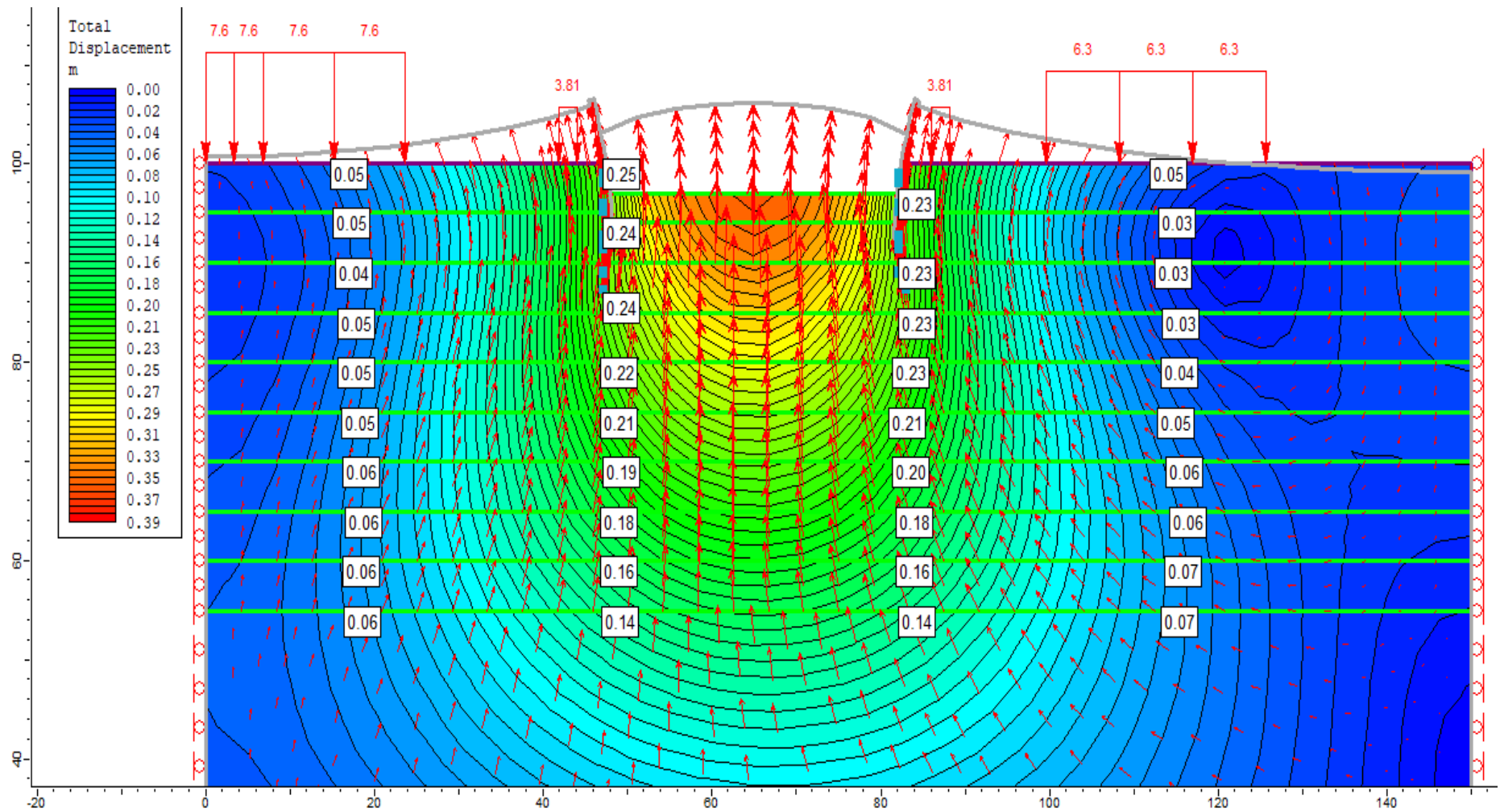


Anexo 2. Resultados modelación Phase – Americas con 26



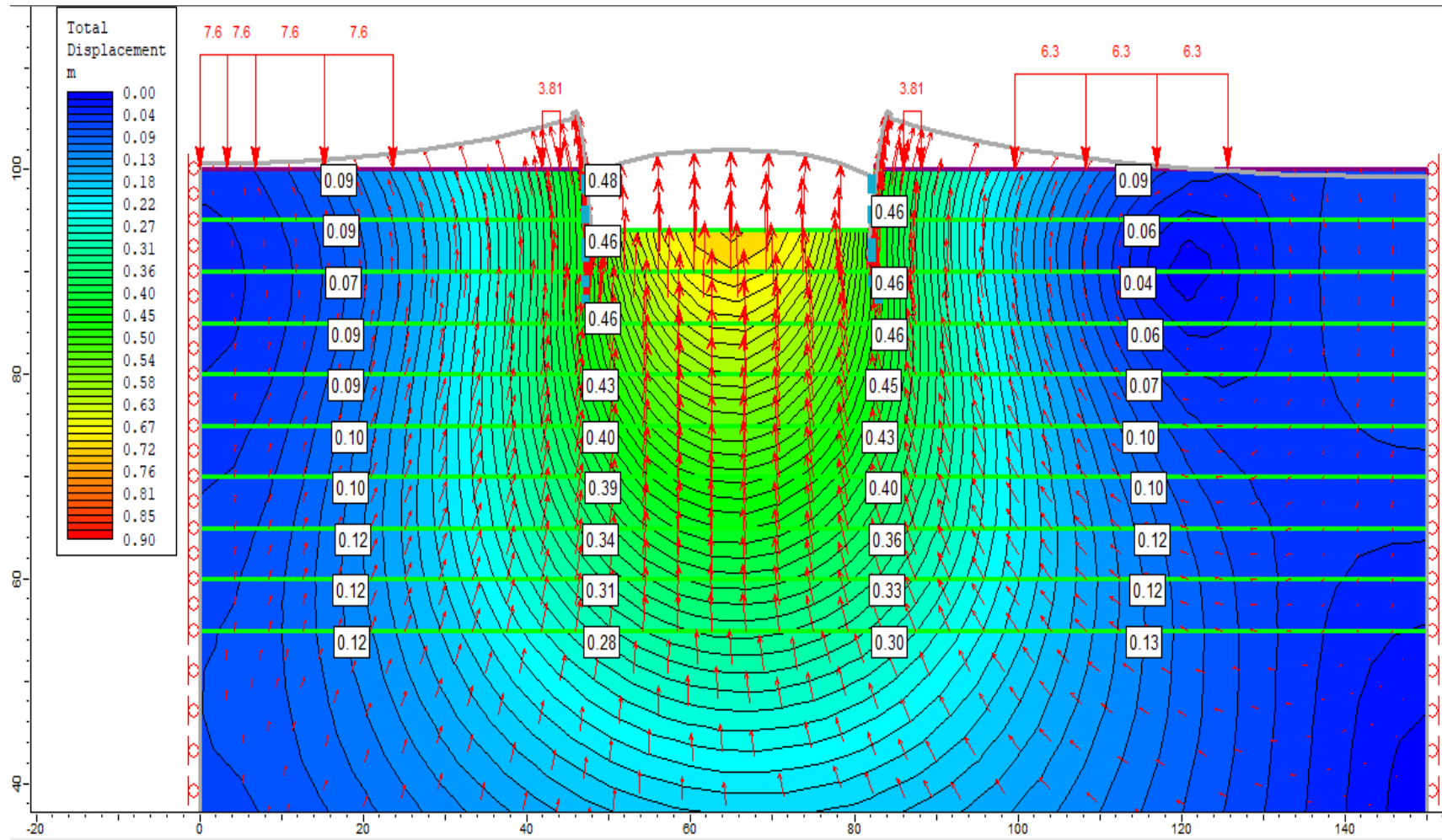


- Comportamiento secuencia de excavación (a 3 m)





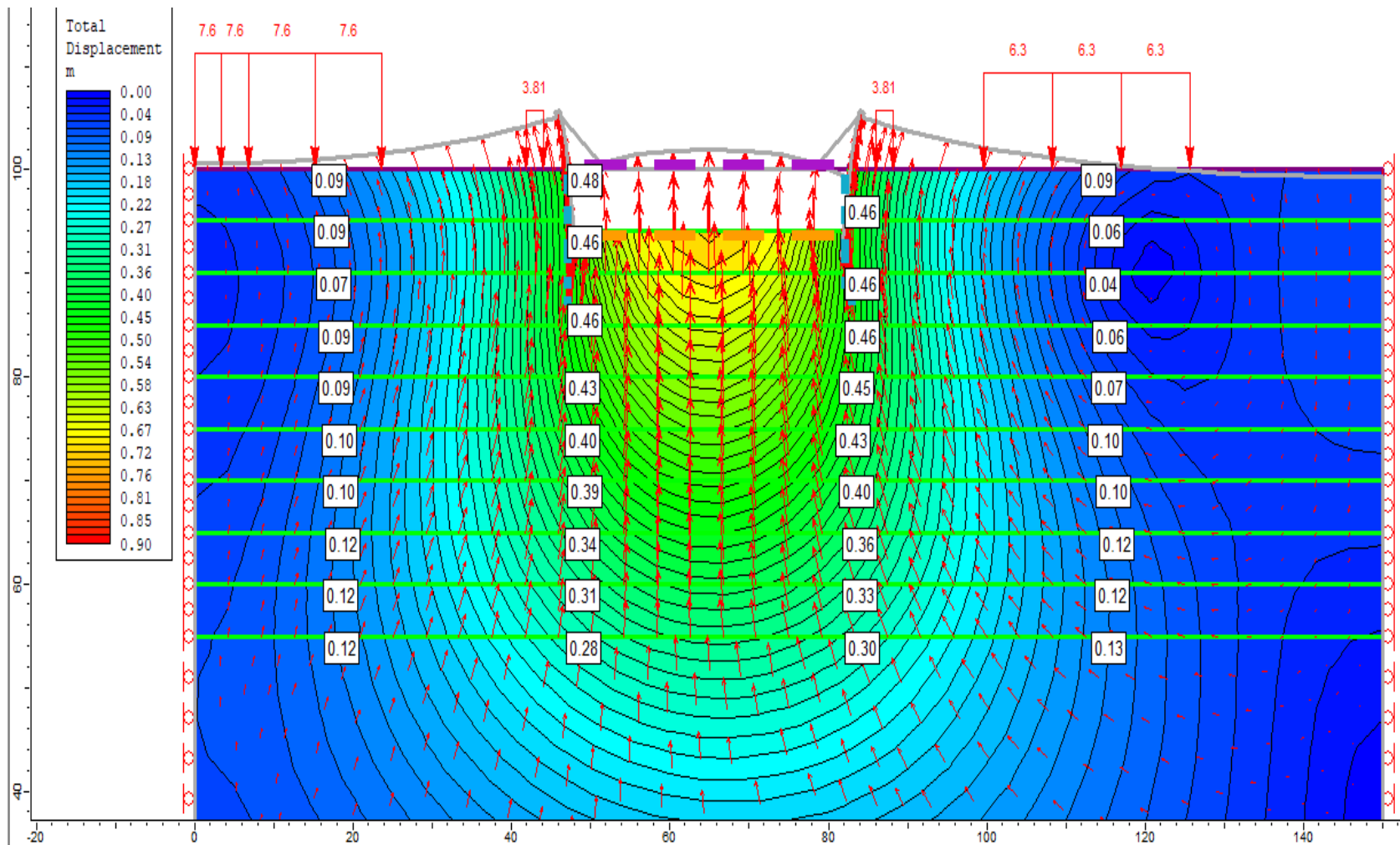
- Comportamiento secuencia de excavación (a 6 m)





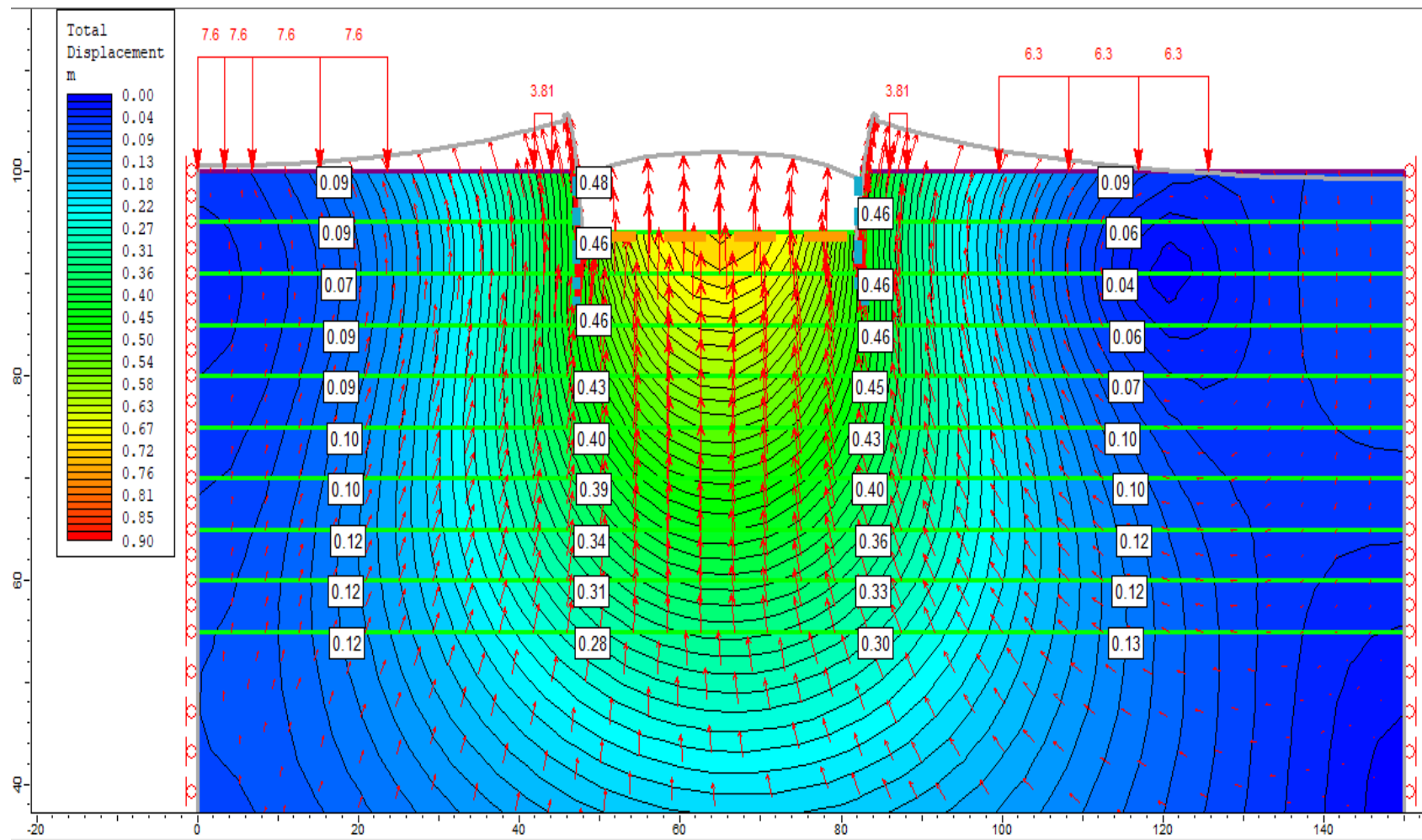
- Colocación elementos estructurales de confinamiento:

Viga cabezal:



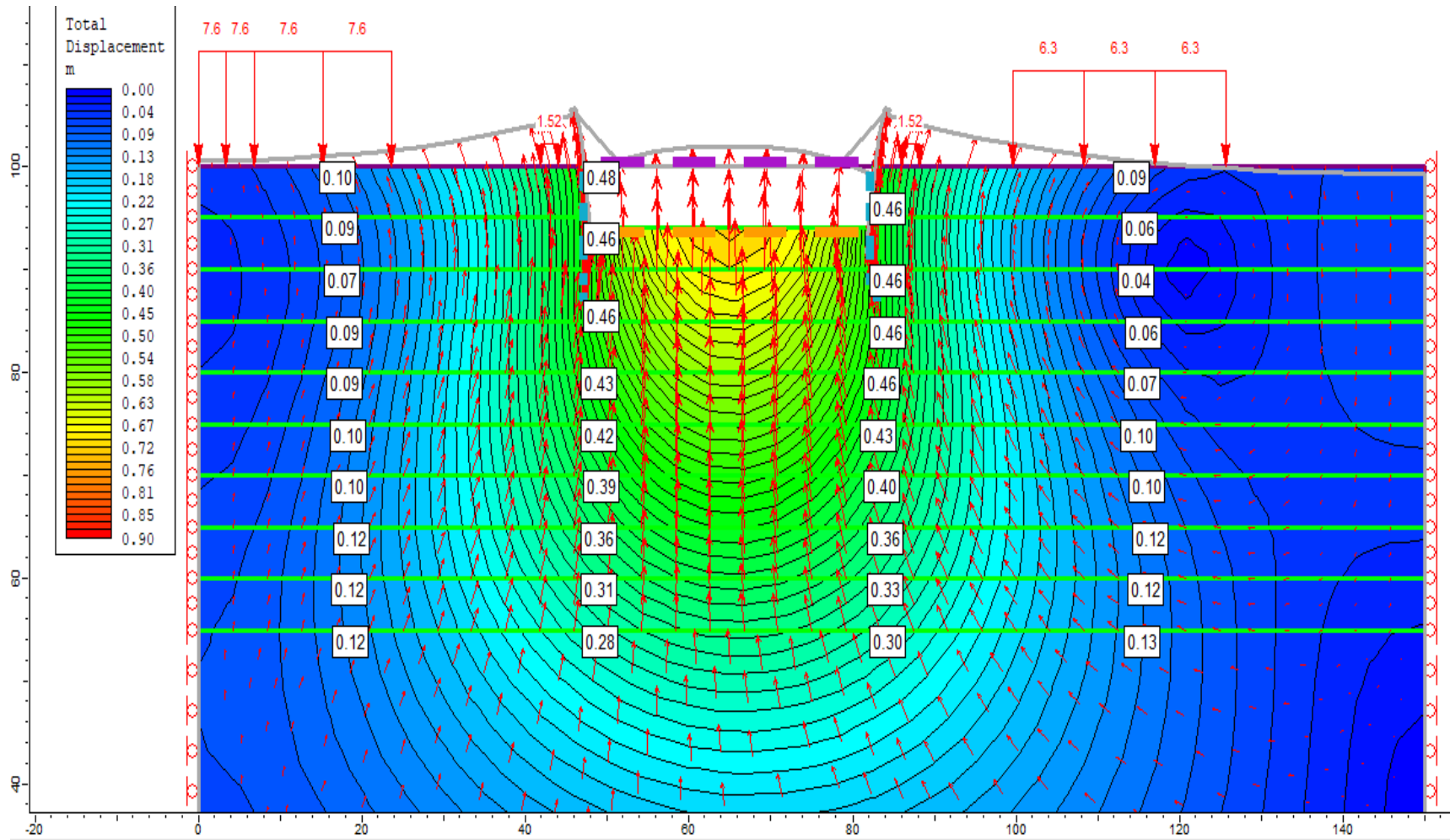


Placa de fondo:





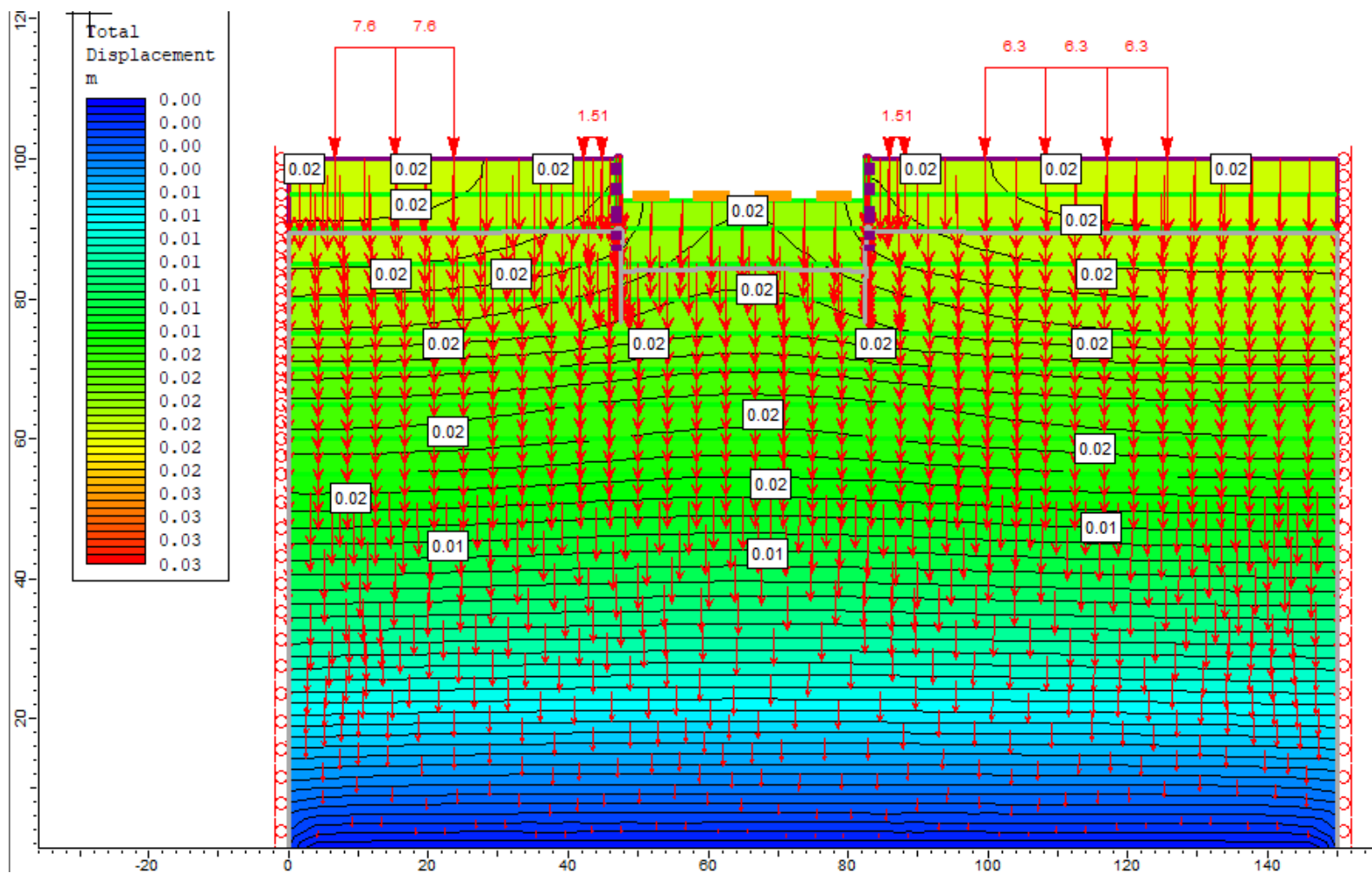
- Operación:





RESULTADOS CONDICIÓN DRENADA

- Operación:



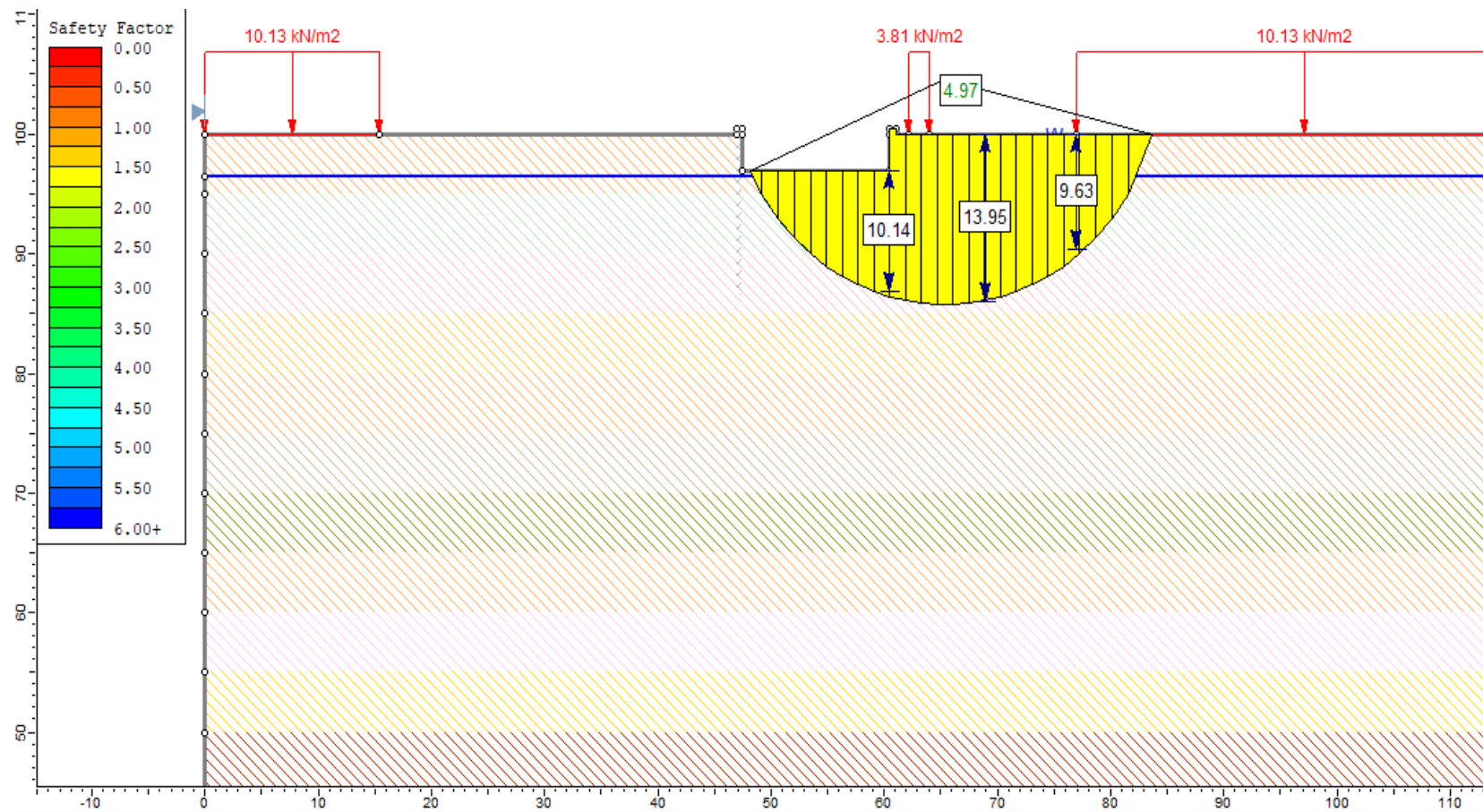


Anexo 3. Resultados modelación Slide – Calle 94 con Carrera 30



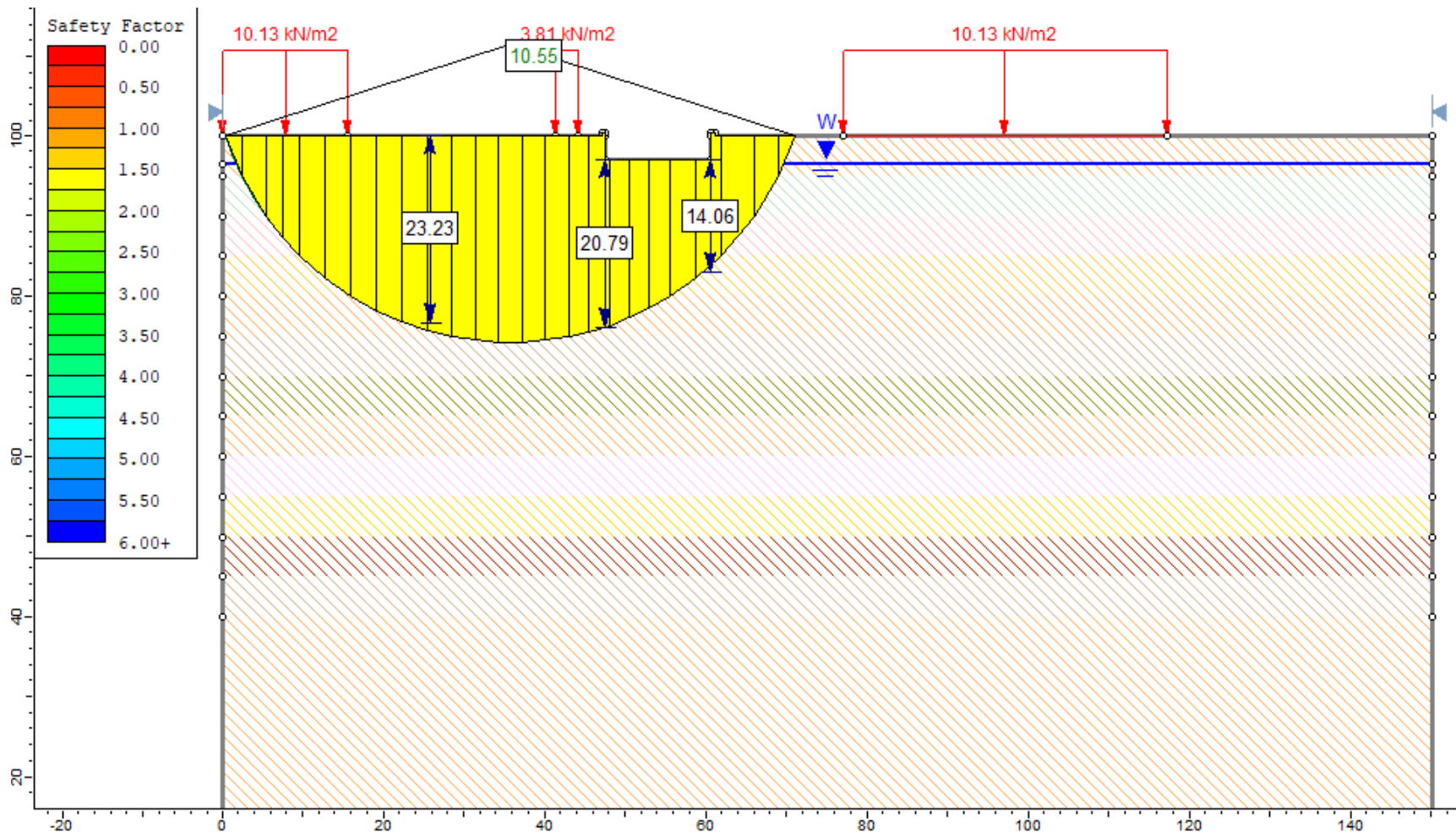
RESULTADOS CONDICIÓN NO DRENADA

- Resultados simulación etapa inicial – Costado Oriental



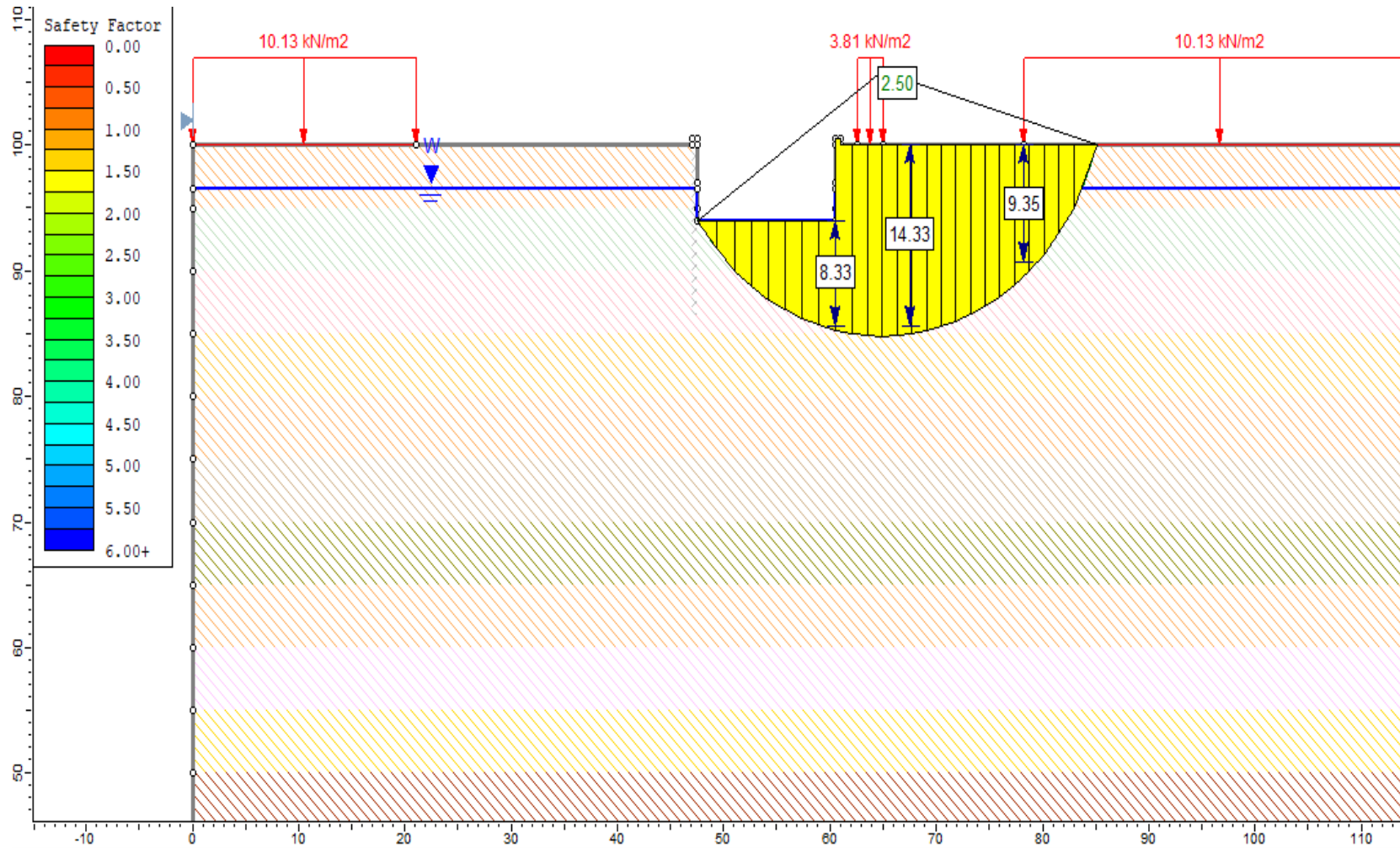


- Resultados simulación etapa inicial – Costado Occidental



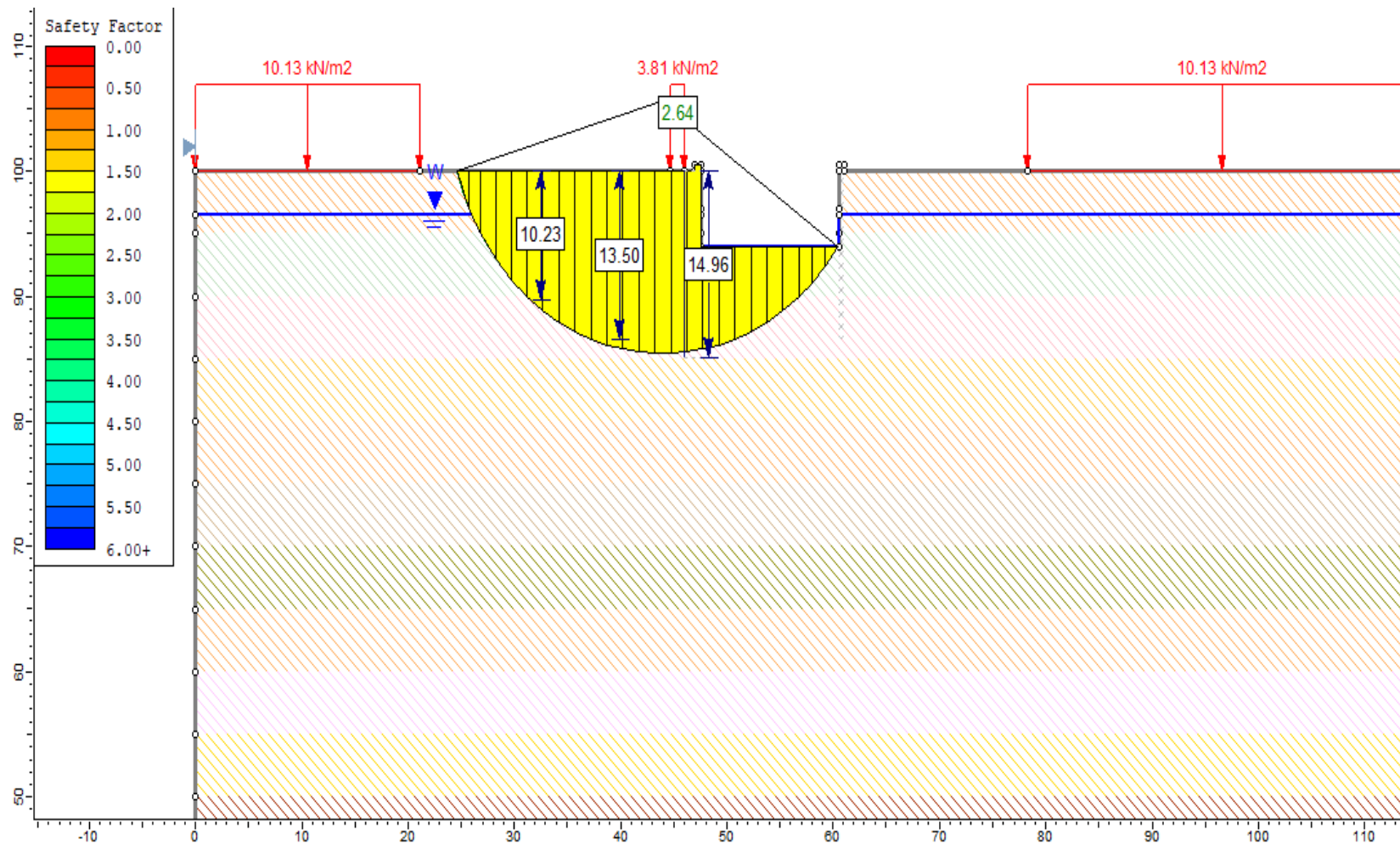


- Resultados simulación etapa total – Costado Oriental





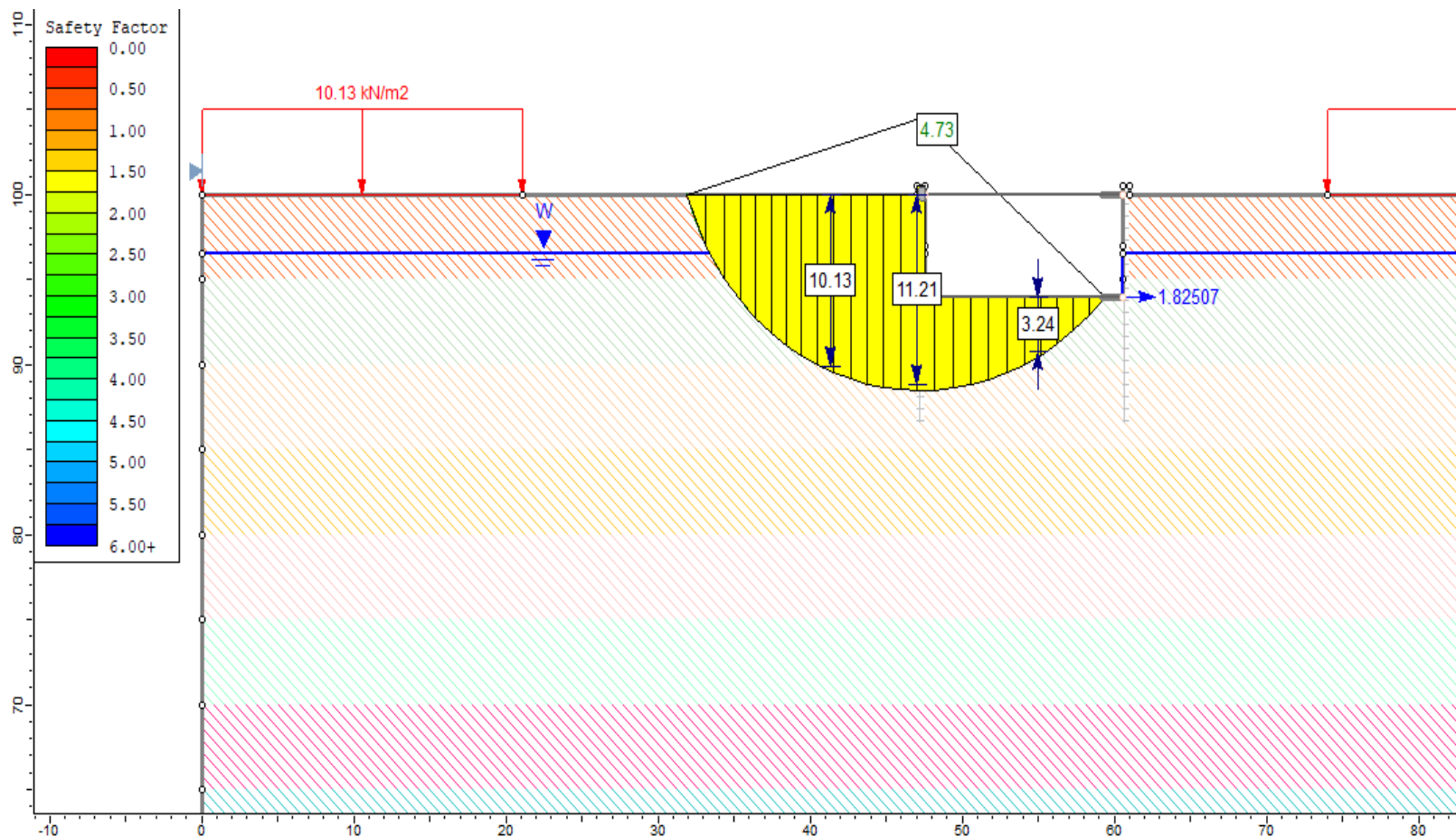
- Resultados simulación etapa total – Costado Occidental





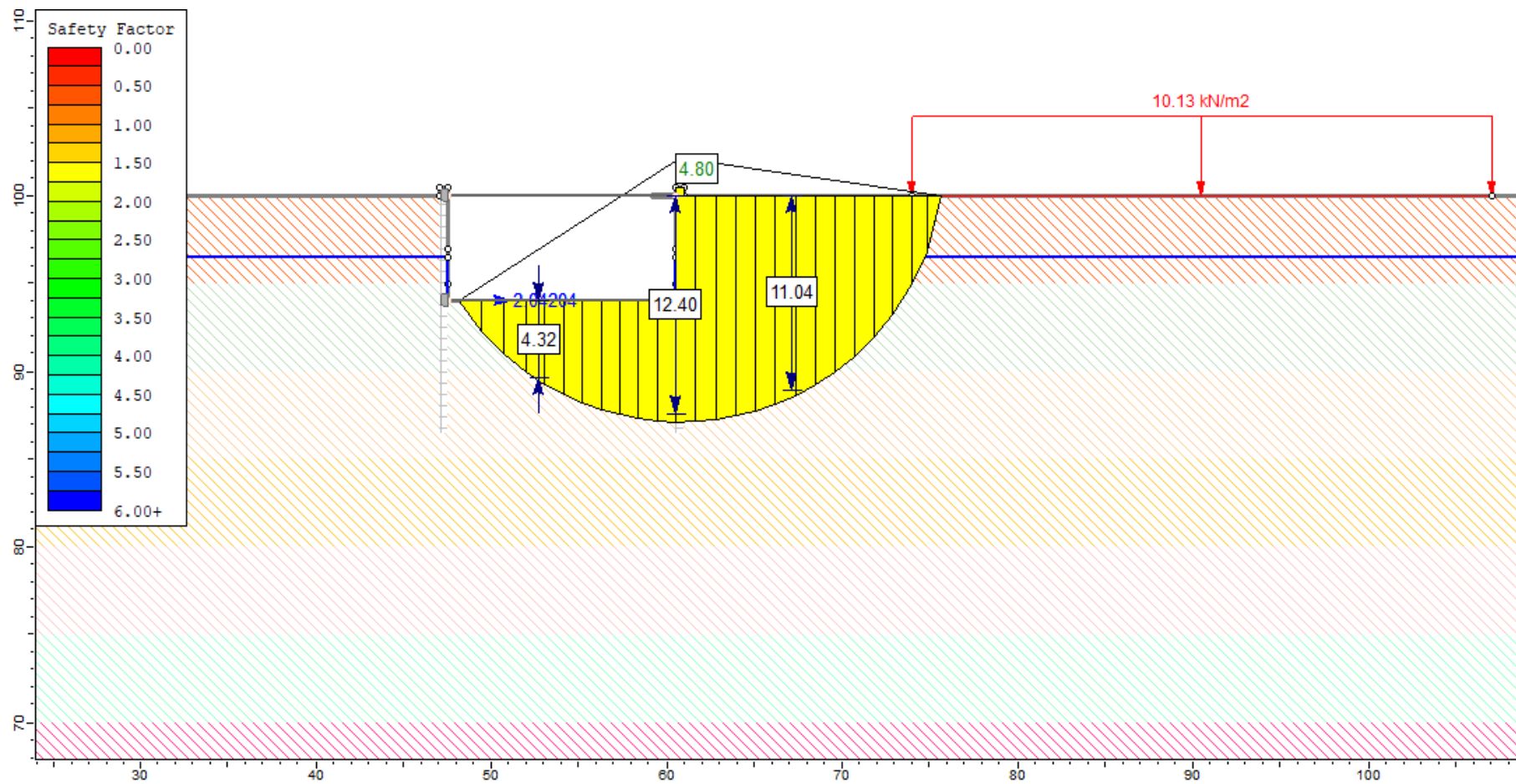
RESULTADOS CONDICIÓN DRENADA

Resultados simulación etapa total – Costado Oriental





Resultados simulación etapa total – Costado Occidental



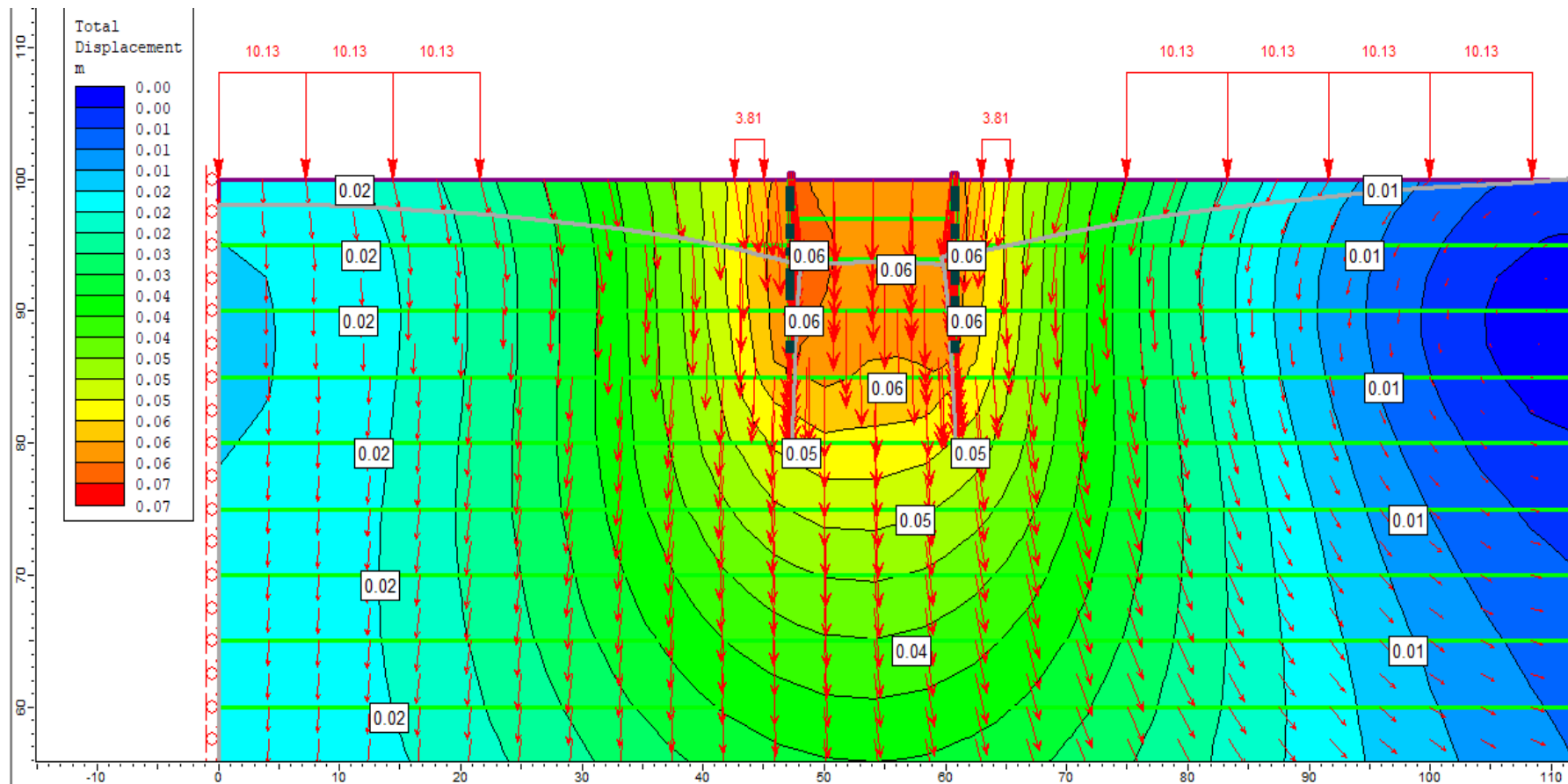


Anexo 4. Resultados modelación Phase – Calle 94 con Carrera 30



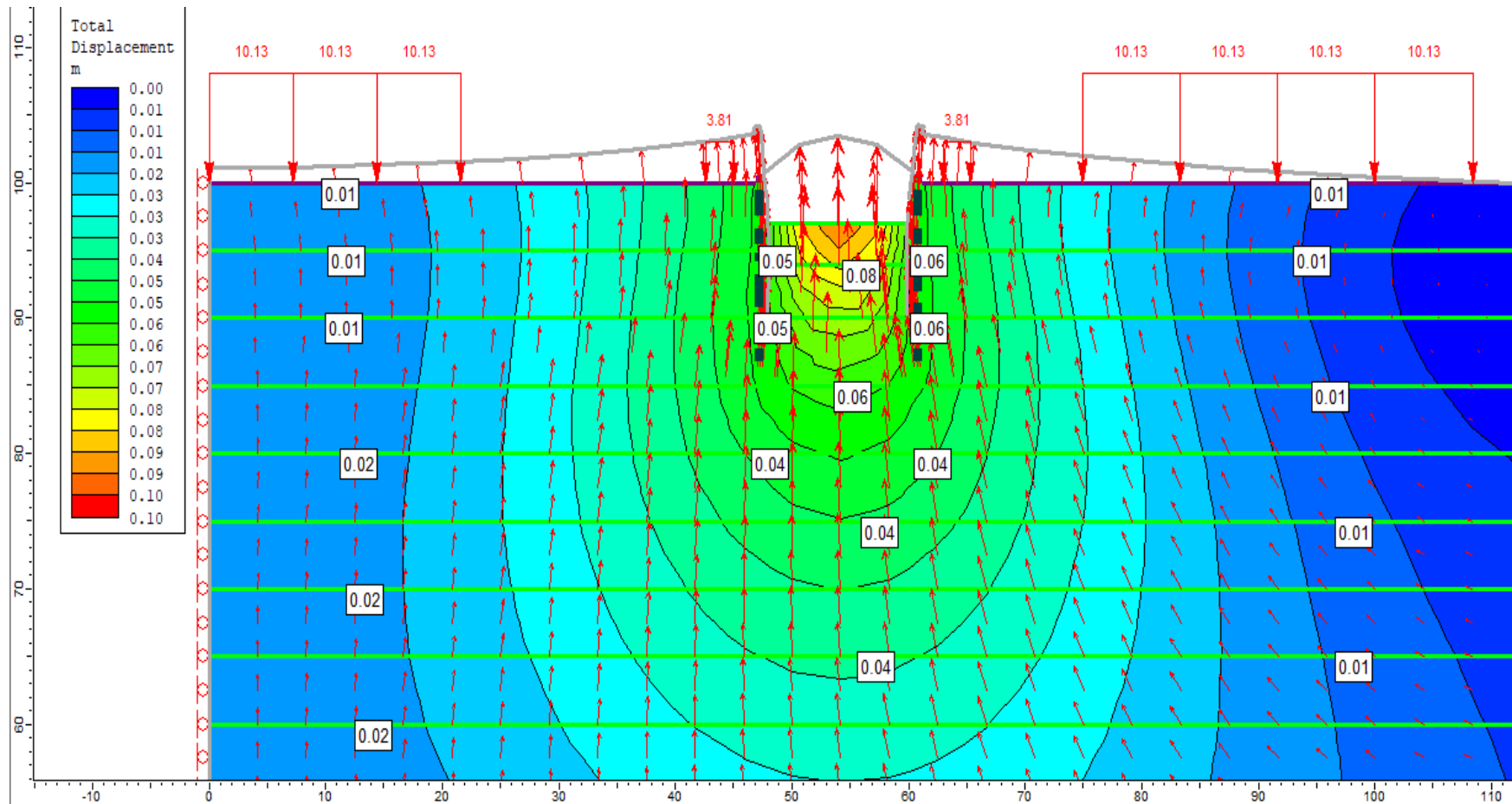
RESULTADOS CONDICIÓN NO DRENADA

- Terreno natural y Pantalla



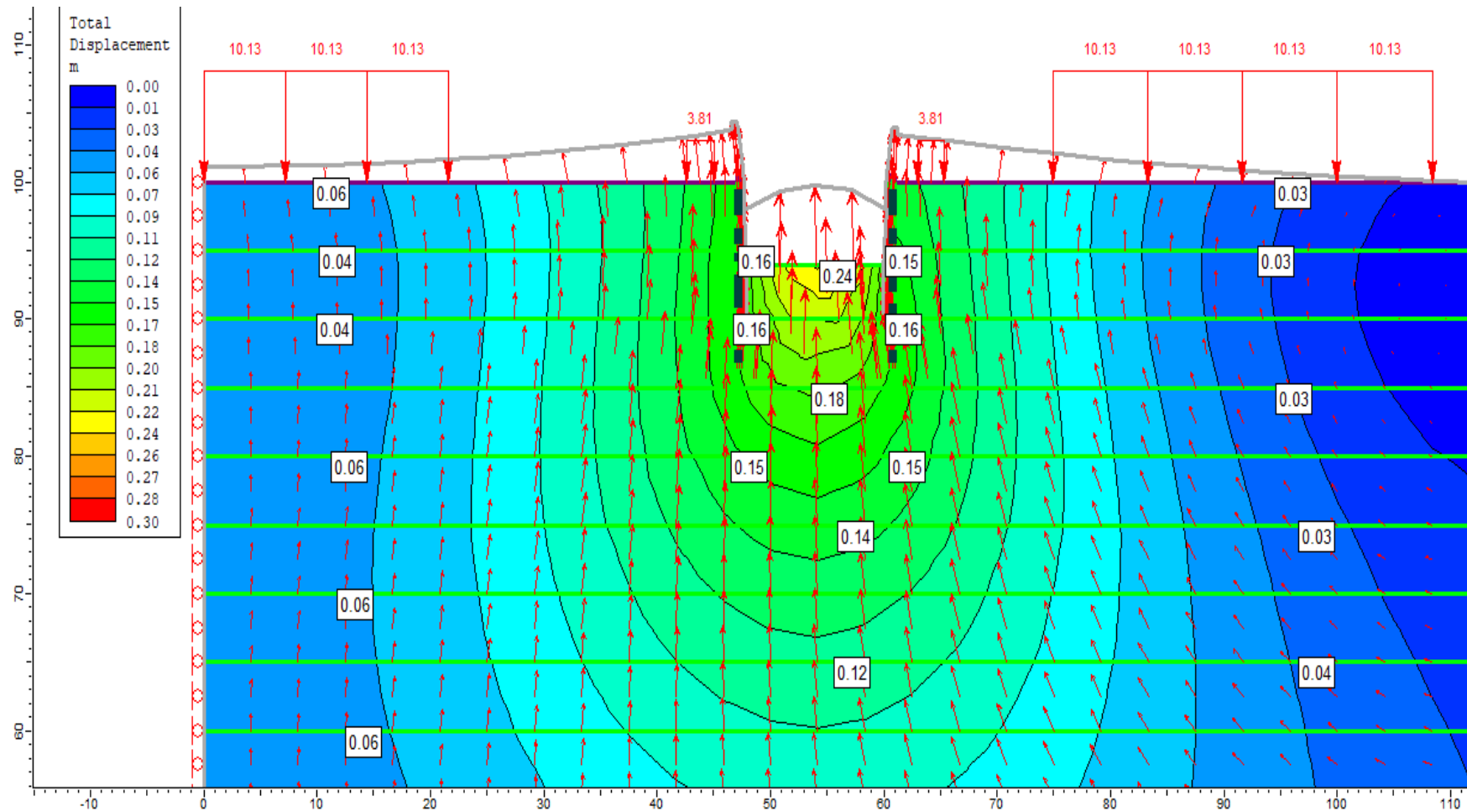


- Secuencia excavación (a 3 m)





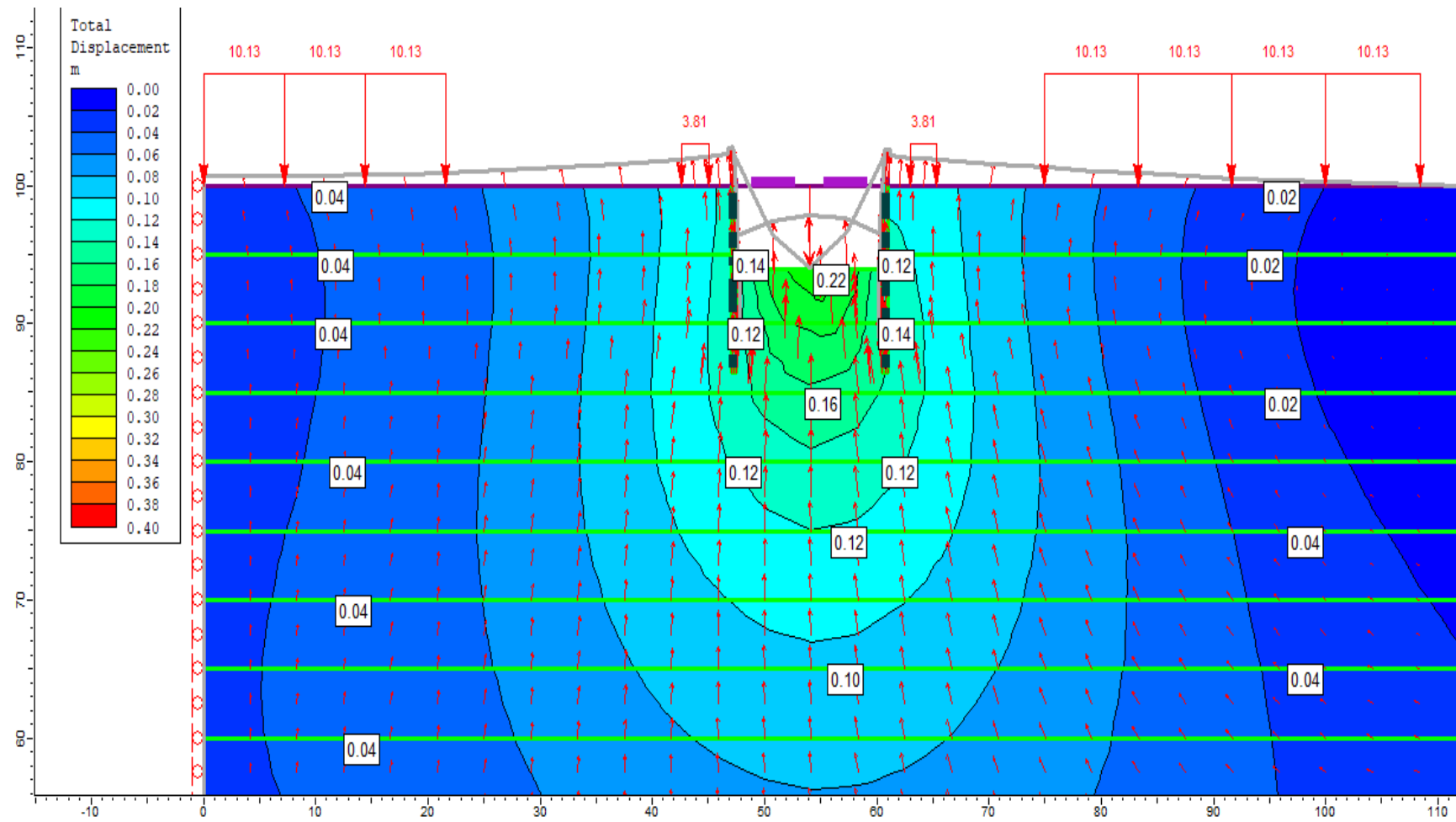
- Secuencia excavación (a 6 m)





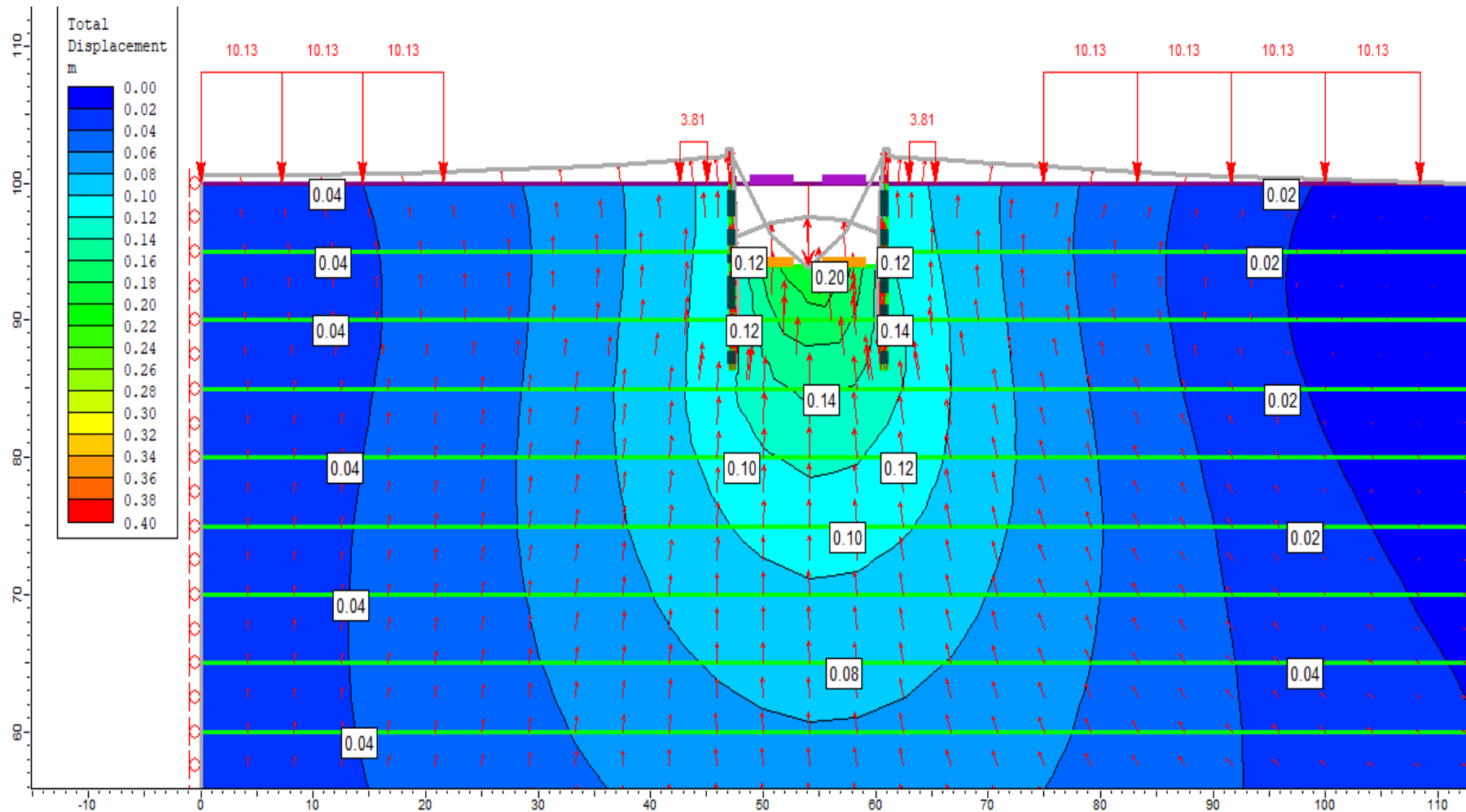
Elementos estructurales

- Viga cabezal**



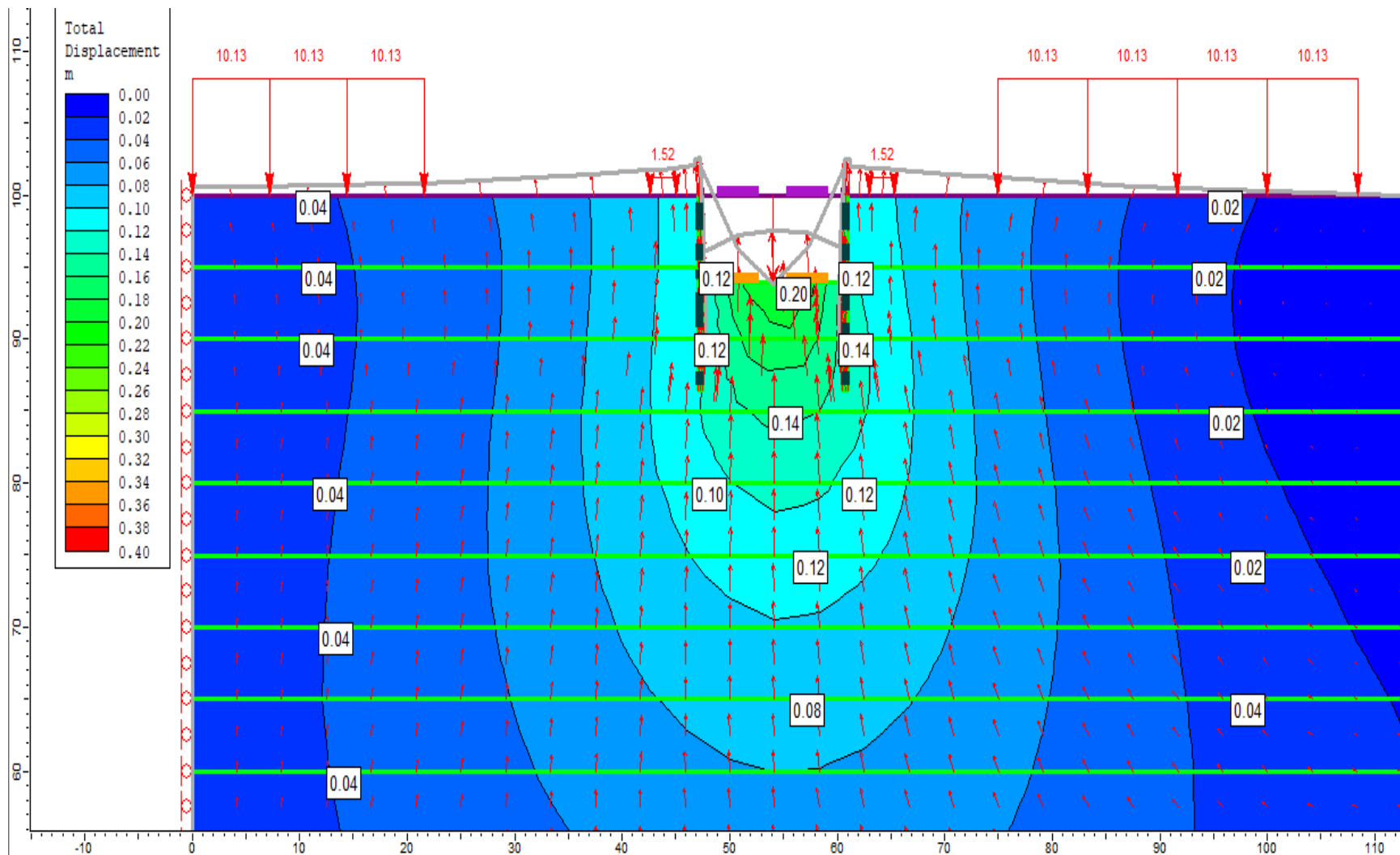


- Placa de fondo





- Operación





RESULTADOS CONDICIÓN DRENADA

