

Maestría en Ingeniería Civil

**Análisis del comportamiento de dos excavaciones profundas en
suelos blandos de la ciudad de Bogotá D.C.**

Lina Vanessa Marciales Prada

Bogotá, D.C., 15 de enero de 2021



**Análisis del comportamiento de dos excavaciones profundas en
suelos blandos de la ciudad de Bogotá D.C.**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Geotecnia**

Ricardo Salazar Ferro

Director

Bogotá, D.C., 15 de enero de 2021



La tesis de maestría titulada “Análisis del comportamiento de dos excavaciones profundas en suelos blandos de la ciudad de Bogotá D.C.”, presentada por Lina Vanessa Marciales Prada, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis
Ricardo Salazar Ferro

Jurado
Luis Fernando Orozco

Jurado
Catalina Lozada López

Bogotá, D.C., 15 de enero de 2021

Dedicatoria

A mi esposo Javier González y mi hija Ana María

Mis grandes amores quienes me motivan cada día a crecer, luchar y aprender lo hermoso que pueden llegar a ser los retos de la vida.

A mis padres Omar Marciales y María Amparo Prada

Mis mejores ejemplos, las personas que me han formado y me han ensañado que los esfuerzos y sacrificios siempre traen grandes frutos.

Agradecimientos

Principalmente a Dios, por las bendiciones que cada día me brinda.

A mi esposo Javier, por su apoyo incondicional y valiosa paciencia, por ser mi columna vertebral, por confiar en mí cuando yo no podía hacerlo, por no permitirme desistir y siempre alentarme a sacar lo mejor de mí, gracias mi vida porque sin ti no lo hubiese podido lograr.

A mi hija Ana María, por ser mi motor, por entender la importancia que ha tenido esta etapa en mi vida, por comprender mi ausencia, noches y fines de semana donde no pude estar a su lado. Gracias, mi amor chiquito.

A mis padres Omar y Amparo, quienes me han enseñado que el mejor legado que pueden dejarme es la educación, que no se debe perder la esperanza, que siempre se debe insistir, persistir, resistir y nunca desistir, lo mejor está por llegar.

A mi amigo Mario Ortiz, por sus palabras alentadoras en aquellos momentos donde realmente las necesitaba, por sus consejos técnicos, explicaciones, chistes y sobre todo su compañía. Gracias por creer en mí.

A mi amiga Consuelo Ussa, por ser mi compañera de batalla en esta maestría, por darme la oportunidad de tener el mejor equipo de trabajo, gracias por las noches y madrugadas que pasamos juntas estudiando y riéndonos.

A los ingenieros Carlos Restrepo y Andrea Yunda, por ser mis mentores y mis padres en esta área de la geotecnia, por sus grandes consejos y sobre todo por facilitar el tiempo, los recursos técnicos y la información relevante que hizo posible la elaboración del presente trabajo.

Al ingeniero Ricardo Salazar, por aceptar ser mi tutor, por dirigir y apoyar esta idea, por cada uno de sus valiosos consejos, correcciones, enseñanzas, “halones de oreja” en los momentos que se necesitaban, su gran conocimiento en el área y por llevarme de la mano hasta el feliz término de este trabajo.

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, mi alma mater, por tener los mejores profesionales del área de la ingeniería civil.

Gracias al hecho desafortunado de la pandemia que hizo posible tener el tiempo y la dedicación para realizar este trabajo, tiempo que de otra forma no hubiera sido fácil de obtener.

Finalmente, mis más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas que de una u otra forma se involucraron en el desarrollo de este trabajo.

Resumen

El presente trabajo tiene como objeto analizar el comportamiento de dos excavaciones profundas en suelos blandos de la ciudad de Bogotá, mediante una modelación tridimensional en elementos finitos, a partir de la cual se busca evaluar ventajas y limitaciones al realizar este tipo de simulaciones numéricas que pueden ser consideradas en el marco del diseño geotécnico.

La información recopilada corresponde a dos proyectos los cuales incluyeron excavaciones entre 10.65 m (Proyecto A) y 14.05 m (Proyecto B) de profundidad, con diferencias en sus dimensiones, geometría, número de sótanos y marco de rigidez. La instrumentación geotécnica de cada uno de los proyectos permitió determinar las deformaciones en cada etapa constructiva.

Los análisis fueron realizados mediante el método de elementos finitos basado en las lecturas de instrumentación, así como los parámetros geotécnicos definidos en los estudios de suelos. Estos parámetros fueron modificados dado que no se tenía en la modelación un comportamiento similar al observado en cada uno de los proyectos de acuerdo con las lecturas registradas en la instrumentación.

Una vez calibrados los modelos geotécnicos se realizó una comparación de los esfuerzos horizontales con la teoría de Rankine, observando que se obtiene una distribución uniforme diferente a la distribución triangular propuesta por esta teoría, con reducciones en el lado activo del orden del 44% y 52% respectivamente a los proyectos A y B. Es importante resaltar que el modelo mostró falla en algunas zonas de continuo, lo que podría explicar la distribución uniforme de esfuerzos.

Adicionalmente, se realizó una comparación de los análisis bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D), encontrando que, en estos dos casos de estudio, las simulaciones 2D sobrestimaron el comportamiento del suelo obteniendo un incremento hasta de 8 veces las deformaciones horizontales obtenidas en las modelaciones 3D.

Con el trabajo efectuado se hace un aporte a los análisis geotécnicos en donde se muestra que las modelaciones tridimensionales pueden predecir adecuadamente el comportamiento de las excavaciones ubicados en suelos de baja resistencia y alta compresibilidad, siempre que se utilicen parámetros adecuados en el modelo.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1	22
Alcance, Objetivos y metodología	22
1.1 Alcance.....	22
1.2 Objetivo general.	22
1.3 Objetivos específicos.....	22
1.4 Metodología.....	23
Capítulo 2	24
Estado del arte.....	24
2.1 Diseño y análisis de una excavación.	24
2.2 Clasificación de los sistemas de contención e interacción suelo-estructura.....	25
2.3 Selección y diseño del sistema de contención.....	27
2.4 Factores que afectan las deformaciones en una excavación.	28
2.4.1 Tipo de suelo.....	28
2.4.2 Rigidez del sistema de contención y estabilidad de la excavación.....	29
2.4.3 Condiciones de las aguas subterráneas y medidas de control.....	29
2.4.4 Influencia en los desplazamientos en una excavación.....	30
2.4.5 Efecto tiempo-dependiente.....	31
2.4.6 Geometría de la excavación.....	31
2.4.7 Uso de bermas.....	31
2.4.8 Entorno de la excavación.....	32
2.5 Falla de las excavaciones y métodos de análisis.....	32
2.6 Presión lateral de tierras.....	33
2.6.1 Diagramas de presión de tierra aparente de Peck (1969).....	34
2.6.2 Presión de tierras de Rankine.....	36
2.7 Coeficiente de tierras.....	38
2.8 Métodos de análisis.....	39
2.8.1 Métodos empíricos y semi-empíricos.....	39
2.8.2 Modelación numérica.....	54
2.8.2.1 Método de Elementos Finitos (FEM).....	54
2.9 Modelos constitutivos de los suelos.....	57
2.9.1 Criterio de falla Mohr Coulomb.....	57

2.10	Programas empleados en los análisis.....	59
2.11	Revisión de casos estudio en el mundo.....	60
Capítulo 3.....		65
Características de los casos de estudio.....		65
3.1	Información disponible.....	65
3.2	Descripción de las excavaciones objeto de análisis.....	66
3.2.1	Proyecto A.....	66
3.2.1.1	Perfil estratigráfico.....	66
3.2.1.2	Parámetros físicos.....	68
3.2.1.3	Parámetros geomecánicos.....	68
3.2.1.4	Dimensiones, geometría y profundidad de excavación.....	69
3.2.1.5	Sistema de contención y marco de rigidez.....	70
3.2.1.6	Proceso constructivo de excavación.....	70
3.2.1.7	Instrumentación geotécnica.....	71
3.2.2	Proyecto B.....	77
3.2.2.1	Perfil estratigráfico.....	77
3.2.2.2	Parámetros físicos.....	79
3.2.2.3	Parámetros geomecánicos.....	80
3.2.2.4	Dimensiones, geometría y profundidad de excavación.....	81
3.2.2.5	Sistema de contención y marco de rigidez.....	82
3.2.2.6	Proceso constructivo de excavación.....	82
3.2.2.7	Instrumentación geotecnia.....	83
Capítulo 4.....		92
Modelación en elementos finitos.....		92
4.1	Modelación tridimensional.....	92
4.1.1	Malla.....	92
4.1.2	Tolerancia.....	94
4.1.3	Condiciones de frontera.....	95
4.2	Simulaciones numéricas tridimensionales.....	96
4.2.1	Proyecto A.....	96
4.2.1.1	Montaje del modelo geotécnico.....	96
4.2.1.2	Modelación condiciones iniciales.....	100

4.2.1.3	Calibración del modelo.	102
4.2.2	Proyecto B.	108
4.2.2.1	Montaje del modelo geotécnico.	108
4.2.2.2	Modelación condiciones iniciales.	111
4.2.2.3	Calibración de la modelación.	113
4.3	Análisis de esfuerzos.	119
4.3.1	Proyecto A.	120
4.3.1.1	Teoría clásica.	120
4.3.1.2	Comparación de esfuerzos.	122
4.3.2	Proyecto B.	125
4.3.2.1	Comparación de esfuerzos.	128
4.4	Comparación del análisis bidimensional y tridimensional.	131
4.4.1	Proyecto A.	131
4.4.1	Proyecto B.	133
4.5	Comparación métodos empíricos y semi-empíricos con la modelación en elementos finitos 3D.-	135
4.5.1	Proyecto A.-	136
4.5.2	Proyecto B.-	137
Capítulo 5	139
Conclusiones y recomendaciones.	139
5.1	Deformaciones.	139
5.2	Esfuerzos.	140
5.3	Comparación de los métodos de análisis.	141
5.4	Recomendaciones para futuros trabajos.	143
5.5	Recomendaciones y limitaciones sobre la utilización del software RS3.	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Algunas expresiones para cálculo de la rigidez. Elaboración propia.	29
Tabla 2. Resumen de algunos de los estudios empíricos y semi-empíricos internacionales reconocidos. Fuente: Mohamed (2014). Elaboración propia.	41
Tabla 3. Referencia de algunos estudios empleando análisis de elementos finitos. Elaboración propia.	61
Tabla 4. Descripción del subsuelo – Proyecto A. Elaboración propia.	66
Tabla 5. Parámetros geomecánicos no drenados – Proyecto A. Elaboración propia.	69
Tabla 6. Niveles de excavación - Proyecto A. Elaboración propia.	69
Tabla 7. Localización y observaciones de la instrumentación – Proyecto A. Elaboración propia.	72
Tabla 8. Etapas constructiva y deformaciones según la instrumentación – Proyecto A. Elaboración propia.	72
Tabla 9. Deformación máxima según la instrumentación – Proyecto A. Elaboración propia.	76
Tabla 10. Descripción del subsuelo – Proyecto B. Elaboración propia.	77
Tabla 11. Parámetros geomecánicos no drenados – Proyecto B. Elaboración propia.	80
Tabla 12. Niveles de excavación – Proyecto B. Elaboración propia.	81
Tabla 13. Localización y observaciones de la instrumentación – Proyecto B. Elaboración propia.	84
Tabla 14. Etapas constructivas según la instrumentación – Proyecto B. Elaboración propia.	84
Tabla 15. Deformaciones máximas según la instrumentación – Proyecto B. Elaboración propia.	90
Tabla 16. Tiempo de corridas con tolerancia de 0.01. Elaboración propia.	95
Tabla 17. Parámetros geotécnicos condiciones iniciales – Proyecto A. Elaboración propia.	100
Tabla 18. Comparación de los resultados de los parámetros iniciales con respecto al inclinómetro No. 3 - Proyecto A. Elaboración propia.	103
Tabla 19. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Coeficiente de poisson de 0.49 para condición no drenada - Proyecto A. Elaboración propia.	103
Tabla 20. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción del módulo elástico y coeficiente de poisson estrato No. 3 - Proyecto A. Elaboración propia.	104
Tabla 21. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.	104

Tabla 22. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.	104
Tabla 23. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.	105
Tabla 24. Porcentajes de reducción condiciones iniciales vs calibración - Proyecto A. Elaboración propia.....	105
Tabla 25. Parámetros geotécnicos condiciones iniciales – Proyecto B. Elaboración propia.	111
Tabla 26. Comparación de los resultados de los parámetros iniciales con respecto al inclinómetro No. 1 - Proyecto B. Elaboración propia.	114
Tabla 27. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Coeficiente de poisson de 0.49 para condición no drenada - Proyecto B. Elaboración propia.....	114
Tabla 28. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción del módulo elástico y coeficiente de poisson estrato No. 1 - Proyecto B. Elaboración propia.....	115
Tabla 29. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.	115
Tabla 30. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción de los módulos elásticos, coeficientes de poisson y resistencia al corte de todos los estratos - Proyecto B. Elaboración propia.....	116
Tabla 31. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto B. Elaboración propia.	116
Tabla 32. Porcentajes de reducción condiciones iniciales vs calibración - Proyecto B. Elaboración propia.....	116
Tabla 33. Coeficientes de presiones de tierras – Proyecto A. Elaboración propia.	120
Tabla 34. Esfuerzos horizontales – Proyecto A. Elaboración propia.....	121
Tabla 35. Comparación de fuerzas lado activo – Proyecto A. Elaboración propia.	124
Tabla 36. Comparación de fuerzas lado pasivo – Proyecto A. Elaboración propia.	125
Tabla 37. Coeficientes de presiones de tierras – Proyecto B. Elaboración propia.	126
Tabla 38. Esfuerzos horizontales – Proyecto B. Elaboración propia.....	126
Tabla 39. Comparación de fuerzas lado activo – Proyecto B. Elaboración propia.	129
Tabla 40. Comparación de fuerzas lado pasivo – Proyecto B. Elaboración propia.	130
Tabla 41. Deformaciones horizontales – Metodología Zapata (2007) - Proyecto A. Elaboración propia.....	136
Tabla 42. Deformaciones horizontales – Metodología Zapata (2007) - Proyecto B. Elaboración propia.....	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Excavaciones en suelos blandos. Fuente: Registro fotográfico EYR (2015).....	24
Figura 2 Clasificación de los sistemas de contención. Fuente: O'Rourke & Jones (1990). Elaboración propia.....	26
Figura 3 Patrones de flujo de agua subterránea encontrados en excavaciones profundas. Fuente: Clough & O'Rourke (1990). Elaboración propia.	30
Figura 4 Envoltentes de presión aparente de Peck (1969): (a) Cortes en arena; (b) Cortes en arcilla blanda a media; y (c) Cortes en arcilla dura (Posterior a Peck, 1969). Elaboración propia.	35
Figura 5 (a) Distribuciones de presión de tierras de Rankine. (b) Zonas pasivas y activas. Fuente: Zapata (2007). Elaboración propia.....	37
Figura 6 Esquema que muestra la discretización de un problema de excavación profunda con mallado en elementos finitos. Elaboración propia.....	55
Figura 7 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en espacio de esfuerzos 3D. Fuente: Rocscience 2019.	58
Figura 8 Localización general de los proyectos objeto de análisis, zona de respuesta sísmica según Decreto 523 de 2010. Fuente: Sistema de información para la gestión de riesgos y atención de emergencias de Bogotá (SIRE).	65
Figura 9 Valores de N del ensayo de SPT y q_u (tomado con penetrómetro de bolsillo) en función de la profundidad – Proyecto A. Elaboración propia.	67
Figura 10 Perfil estratigráfico – Proyecto A. Elaboración propia.	67
Figura 11 Contenido de humedad natural y límites de consistencia en función de la profundidad. Elaboración propia.	68
Figura 12 Planta general indicando las dimensiones de la excavación - Proyecto A. Elaboración propia.....	69
Figura 13 Corte longitudinal - Proyecto A. Elaboración propia.	69
Figura 14 Sistema de apuntalamiento - Proyecto A. Elaboración propia.	70
Figura 15 Localización de la instrumentación geotécnica instalada en el proyecto A. Elaboración propia.....	71
Figura 16 Lecturas de campo inclinómetro No. 1 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.....	73
Figura 17 Lecturas de campo inclinómetro No. 2 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.....	73
Figura 18 Lecturas de campo inclinómetro No. 3 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.....	74
Figura 19 Lecturas de campo inclinómetro No. 4 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.....	74
Figura 20 Lecturas de campo inclinómetro No. 7 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.....	75

Figura 21 Lecturas de campo inclinómetro No. 8 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.....	75
Figura 22 Niveles de la tabla de agua monitoreada en el proyecto A. Elaboración propia.	76
Figura 23 Valores de N del ensayo de SPT en función de la profundidad - Proyecto B. Elaboración propia.....	78
Figura 24 Perfil estratigráfico - Proyecto B. Elaboración propia.....	79
Figura 25 Contenido de humedad natural y límites de consistencia en función de la profundidad - Proyecto B. Elaboración propia.....	80
Figura 26 Planta general indicando las dimensiones de la excavación – Proyecto B. Elaboración propia.....	81
Figura 27 Corte longitudinal – Proyecto B. Elaboración propia.....	81
Figura 28 Corte longitudinal – Zoom - Proyecto B. Elaboración propia.....	81
Figura 29 Sistema de apuntalamiento – Proyecto B. Elaboración propia.	82
Figura 30 Localización de la instrumentación geotécnica instalada en el proyecto B. Elaboración propia.....	83
Figura 31 Lecturas de campo inclinómetro No. 1 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	85
Figura 32 Lecturas de campo inclinómetro No. 2 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	85
Figura 33 Lecturas de campo inclinómetro No. 9 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	86
Figura 34 Lecturas de campo inclinómetro No. 10 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	86
Figura 35 Lecturas de campo inclinómetro No. 3 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	87
Figura 36 Lecturas de campo inclinómetro No. 4 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	87
Figura 37 Lecturas de campo inclinómetro No. 5 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	88
Figura 38 Lecturas de campo inclinómetro No. 6 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	88
Figura 39 Lecturas de campo inclinómetro No. 7 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.....	89
Figura 40 Lecturas de campo inclinómetro No. 8 - año 2014 y 2016 respectivamente. Elaboración propia.....	89
Figura 41 Niveles de la tabla de agua monitoreada en el Proyecto B. Elaboración propia.	91

Figura 42 Dimensiones de la malla empleando el programa RS3 – Proyecto A. Elaboración propia.	92
Figura 43 Dimensiones de la malla empleando el programa RS3 – Proyecto B. Elaboración propia.	93
Figura 44 Mallado y número de elementos finitos– Proyecto A. Elaboración propia.....	93
Figura 45 Mallado y número de elementos finitos– Proyecto B. Elaboración propia.....	94
Figura 46. Restricciones o condiciones de frontera – Proyecto A. Elaboración propia. ...	95
Figura 47. Restricciones o condiciones de frontera – Proyecto B. Elaboración propia. ...	96
Figura 48. Espesor de suelo y nivel freático empleado en la modelación – Proyecto A. Elaboración propia.....	97
Figura 49. Etapa 1 - Inicial – Proyecto A. Elaboración propia.....	97
Figura 50. Etapa 2 - Pantalla – Proyecto A. Elaboración propia.	98
Figura 51. Etapa 3 – Viga cabezal – Proyecto A. Elaboración propia.....	98
Figura 52. Etapa 4 – Sótano 1 – Proyecto A. Elaboración propia.g.....	98
Figura 53. Etapa 5 – Viga cinturón 1 – Proyecto A. Elaboración propia.....	99
Figura 54. Etapa 6 - Sótano 2 – Proyecto A. Elaboración propia.....	99
Figura 55. Etapa 7 – Viga cinturón 2 – Proyecto A. Elaboración propia.....	99
Figura 56. Etapa 8 – Sótano 3 – Proyecto A. Elaboración propia.....	100
Figura 57. Resultados modelación tridimensional vs Instrumentación geotécnica – Proyecto A. Elaboración propia.....	101
Figura 58. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros iniciales– Proyecto A. Elaboración propia.	102
Figura 59. Resultados modelación tridimensional ancho y largo respectivamente - parámetros calibrados– Proyecto A. Elaboración propia.....	105
Figura 60. Resultados modelación tridimensional parámetros calibrados– Proyecto A. Elaboración propia.....	106
Figura 61. Comparación modelación tridimensional parámetros calibrados vs Instrumentación geotécnica – Proyecto A. Elaboración propia.....	106
Figura 62. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros calibrados– Proyecto A. Elaboración propia.....	107
Figura 63. Espesor de suelo y nivel freático empleado en la modelación – Proyecto B. Elaboración propia.....	108
Figura 64. Etapa 1 - Inicial – Proyecto B. Elaboración propia.....	108
Figura 65. Etapa 2 - Pantalla – Proyecto B. Elaboración propia.	109
Figura 66. Etapa 3 – Viga cabezal y vigas centrales – Proyecto B. Elaboración propia.	109
Figura 67. Etapa 4 – Sótanos 1 y 2 – Proyecto B. Elaboración propia.	109

Figura 68. Etapa 5 – Viga cinturón 1 – Proyecto B. Elaboración propia.....	110
Figura 69. Etapa 6 - Sótano 3 – Proyecto B. Elaboración propia.....	110
Figura 70. Etapa 7 – Viga cinturón 2 – Proyecto B. Elaboración propia.....	110
Figura 71. Etapa 8 – Sótano 4 – Proyecto B. Elaboración propia.....	111
Figura 72. Resultados modelación tridimensional vs Instrumentación geotécnica – Proyecto B. Elaboración propia.....	112
Figura 73. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros iniciales– Proyecto B. Elaboración propia.	113
Figura 74. Resultados modelación tridimensional largo y ancho respetivamente - parámetros calibrados– Proyecto B. Elaboración propia.....	117
Figura 75. Resultados modelación tridimensional parámetros calibrados– Proyecto B. Elaboración propia.....	117
Figura 76. Comparación modelación tridimensional parámetros calibrados vs Instrumentación geotécnica – Proyecto B. Elaboración propia.....	118
Figura 77. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros calibrados– Proyecto B. Elaboración propia.....	119
Figura 78. Esfuerzos efectivos horizontales (activos y pasivos) teoría de Rankine – Proyecto A. Elaboración propia.....	122
Figura 79. Comparación de esfuerzos efectivos horizontales teoría clásica vs modelación 3D – Proyecto A. Elaboración propia.	123
Figura 80. Esfuerzos efectivos horizontales teoría clásica – Proyecto B. Elaboración propia.	127
Figura 81. Comparación de esfuerzos efectivos horizontales teoría clásica vs modelación 3D – Proyecto B. Elaboración propia.	128
Figura 82. Malla en elementos finitos – modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.	132
Figura 83. Resultados parámetros iniciales modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.	132
Figura 84. Resultados parámetros calibrados modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.	132
Figura 85. Deformaciones parámetros iniciales vs calibrados - modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.....	133
Figura 86. Malla en elementos finitos – modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.	134
Figura 87. Resultados parámetros iniciales modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.	134
Figura 88. Resultados parámetros calibrados - modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.	134

Figura 89. Deformaciones parámetros iniciales vs calibrados - modelación 2D – Proyecto
B. Elaboración propia..... 135

Introducción

El número de obras de ingeniería que se adelantan en la actualidad ha aumentado el desarrollo de la infraestructura en áreas urbanas, las cuales se asocian a la construcción de proyectos que incluyen excavaciones de magnitud considerable. Esto ha despertado un interés en la evaluación y el análisis de los métodos de diseño, procesos constructivos y control de las estructuras de contención (Salazar, 1997).

Cada día las excavaciones son más profundas, debido al crecimiento acelerado de la población que requiere el empleo de espacios y uso del subsuelo para suplir la demanda de parqueaderos en la construcción de edificaciones urbanas y zonas comerciales. Por lo tanto, es común que estas se lleven a cabo en áreas complejas (Bhatkar, et al. 2016). En este caso, no se cuenta con la experiencia suficiente que respalde los diseños, siendo un desafío para el ingeniero geotecnista a la hora de establecer recomendaciones, dado el aumento progresivo de la profundidad de las excavaciones.

Para el caso particular de la ciudad de Bogotá, las profundidades de excavación han tenido un aumento progresivo. En los años sesenta era común contar con cortes no superiores a 4.0 m de profundidad, los cuales eran suficientes para dar cabida a un sótano (Moya, 1997). Actualmente, se cuenta con proyectos ubicados en zonas geotécnicas de piedemonte que permitieron el desarrollo de excavaciones que alcanzan entre veinte y treinta metros de profundidad. Para el caso de los suelos blandos de la sabana, los cortes máximos construidos no exceden los quince metros de profundidad dada la complejidad, baja resistencia al corte y alta compresibilidad que caracteriza a estos mantos.

La excavación del suelo es un proceso de desconfinamiento de zonas del suelo, carga que causa cambio en la geometría del terreno, redistribución de esfuerzos y deformaciones, así como perturbaciones en el equilibrio "in-situ" que, de no abordarse correctamente, afectaría las construcciones temporales y permanentes (Knappett & Craig, 2012).

Cuando una excavación no puede sostenerse por sí misma dada la pérdida de confinamiento del suelo, es necesario emplear un sistema de contención que soporte las fuerzas laterales ejercidas por el terreno, minimice los movimientos y evite tanto la inestabilidad de la estructura como la del suelo a contener.

De acuerdo con Barbosa (1994), el sistema de contención debe satisfacer: el equilibrio de fuerzas (verticales y horizontales) y momentos; la compatibilidad de desplazamientos y deformaciones, la relación entre esfuerzos y deformaciones y las condiciones de frontera del problema tanto de fuerzas como de desplazamientos entre otros.

De la misma manera, debe garantizar en todo caso su estabilidad a corto y largo plazo (durante y después de la construcción), es decir el sistema no debe fallar (Moya, 1997).

Por lo tanto, la selección del sistema de retención depende no solamente del costo y las restricciones del área, sino también de la experiencia en proyectos similares, así como de la disponibilidad de equipos (Moya, 1997). Para el caso de las excavaciones profundas en suelos blandos, el sistema de contención más empleado corresponde a las pantallas pre-excavadas, las cuales alcanzan longitudes superiores al nivel de excavación, generando consigo una resistencia pasiva del suelo de base.

Según Moya (1997), es importante tener en cuenta en la evaluación del comportamiento del sistema en suelos blandos la estabilidad del fondo de la excavación, puesto que tiene un efecto directo sobre la seguridad y el margen de confiabilidad del diseño contra la falla y los movimientos inducidos por la deformación plástica, que podrían afectar el terreno adyacente.

El comportamiento de una pantalla de contención está condicionado por el entorno donde se sitúa, el terreno que condiciona el comportamiento en función de su naturaleza y presencia o no de agua, las características del elemento resistente, (tipología, altura libre, empotrado, rigidez), el proceso constructivo, sistema de apoyo (García, 2015)

Cabe resaltar que toda excavación profunda se debe efectuar por etapas controladas, de manera tal que se eviten los problemas de inestabilidad que se pueden generar en el fondo de la excavación y se reduzcan los desplazamientos del sistema de contención. Adicionalmente, debe estar acompañada a su vez de una instrumentación geotécnica, con el fin de monitorear permanentemente el comportamiento de la excavación, siendo esta una medida preventiva ante cualquier anomalía, que puede modificar el proceso constructivo planteado inicialmente.

Previo a la ejecución de la excavación, en etapa del diseño, es necesario verificar la incidencia y los efectos que esta actividad podría generar sobre las estructuras vecinas. Ante esta situación, es importante predecir su comportamiento con antelación.

La predicción de los desplazamientos del terreno inducidos por la excavación es una parte esencial en el diseño geotécnico, puesto que los resultados de los métodos tradicionales de análisis no coinciden bien con los observados en el terreno. Esto ha generado un interés en las simulaciones numéricas de estos problemas, dado que se pueden extraer importantes conclusiones que contribuirán a un adecuado diseño y sistema de control (Salazar, 1997).

De acuerdo con Salazar (1997), las modelaciones numéricas deben ser analizadas y a su vez compatibilizadas con la información existente, es decir con los registros de instrumentación y topografía, con el propósito de contar con una herramienta poderosa durante las etapas de diseño y construcción de excavaciones. Uno de los métodos que se adapta a estos objetivos es el de elementos finitos, el cual corresponde a un modelo matemático que satisface los requerimientos teóricos incluyendo el comportamiento del suelo, la interacción suelo-estructura y las condiciones de frontera (Barbosa, 1994).

Por lo general, el método de elementos finitos ha sido utilizado desde finales de 1960, debido a su flexibilidad y disponibilidad de recursos computacionales, pudiendo simular diferentes condiciones de campo y secuencias constructivas (Clough & Duncan, 1969).

Adicionalmente, el método permite resolver problemas en dos y tres dimensiones. En la práctica, la mayoría de los análisis se realizan en condiciones de deformación plana, es decir, modelos bidimensionales que predicen la deformación y esfuerzos en forma conservadora, sobreestimando los resultados que se obtienen de estas modelaciones. Sin embargo, esta predicción depende de la eficiencia de las leyes constitutivas para representar algunas características críticas del modelo del suelo (Bhatkar, et al. 2016). En cuanto a los análisis tridimensionales, estos tienen como ventaja modelar de manera más realista la geometría del proyecto y por lo tanto su influencia sobre los esfuerzos y deformaciones, particularidad que no es tomada en cuenta en los modelos en dos dimensiones.

Por otro lado, es importante anotar que una de las principales limitaciones del método de elementos finitos se encuentra relacionada con la necesidad de contar con una información adecuada del suelo mediante los ensayos de campo y laboratorio, procedimientos constructivos recomendados (Barbosa, 1994), así como la experiencia y el criterio del ingeniero geotecnista en cada uno de los análisis a efectuar, sin dejar a un lado la información del comportamiento real, en general proveniente de la instrumentación geotécnica. De acuerdo con Moya (1997), puede ser de gran utilidad el empleo de métodos de análisis en geotécnica, siempre y cuando se empleen paralelamente métodos simplificados, que permitan establecer un marco de referencia confiable en los resultados.

Capítulo 1

Alcance, Objetivos y metodología

1.1 Alcance.

El presente estudio se orientó a la realización de simulaciones numéricas tridimensionales (3D) mediante el uso del método de elementos finitos utilizando como herramienta el programa RS3 (Rocscience, 2019), para el análisis del comportamiento de dos excavaciones profundas en suelos blandos en la ciudad de Bogotá.

El estudio busca examinar las ventajas y limitaciones de los análisis tridimensionales, analizando las deformaciones y los esfuerzos inducidos en cada etapa constructiva, comparando los resultados del modelo con los de la instrumentación geotécnica y las teorías clásicas de la geotecnia. De la misma manera busca establecer recomendaciones preliminares acerca de la utilización de diferentes modelos que serán útiles en el marco del diseño geotécnico.

1.2 Objetivo general.

Analizar el comportamiento de dos excavaciones de más de 8.00 m de profundidad en suelos blandos mediante una modelación tridimensional en elementos finitos.

1.3 Objetivos específicos.

- Analizar el comportamiento del suelo, las deformaciones y los esfuerzos inducidos por la excavación en cada etapa constructiva.
- Comparar los resultados del modelo de elementos finitos con los registrados en la instrumentación geotécnica.
- Contrastar la distribución de esfuerzos en la pantalla obtenidos mediante teorías clásicas y el método de elementos finitos utilizado.
- Establecer propuestas de recomendación para el análisis de excavaciones superiores a 8.00 m de profundidad.
- Proponer la realización de estudios similares para poder generalizar las propuestas de recomendación.

1.4 Metodología.

El presente trabajo se desarrolló bajo una metodología cuantitativa apoyada en la información disponible y simulaciones numéricas tridimensionales, empleando el método de elementos finitos.

La primera etapa consistió en la búsqueda de la información disponible de dos proyectos en la ciudad de Bogotá, principalmente los estudios de suelos y planos estructurales existentes, así como las lecturas de instrumentación y resultados de los trabajos de campo realizados durante la ejecución cada etapa constructiva.

Se realizó una revisión bibliografía del estado del arte sobre los análisis en elementos finitos en excavaciones profundas comparando los análisis bidimensionales con las modelaciones tridimensionales.

Posteriormente, se efectuaron los montajes del perfil geotécnico de cada proyecto objeto de análisis, seleccionando el modelo constitutivo a partir de las características y parámetros geomecánicos del suelo. Así mismo, se tuvo en cuenta la geometría y dimensiones de la excavación, el sistema de contención empleado y el marco de rigidez de cada etapa constructiva definida en los estudios de suelos existentes.

Una vez escogido el modelo constitutivo, se realizaron simulaciones numéricas tridimensionales cuyos resultados fueron comparados con los de las lecturas de instrumentación. Al no contar con un comportamiento similar al registrado en campo, se efectuó una modificación de los parámetros geotécnicos en los modelos, con el objeto de obtener congruencia entre las simulaciones y la instrumentación.

Lo anterior permitió realizar un análisis de las deformaciones y distribución de esfuerzos sobre el sistema de contención, contrastando los resultados obtenidos a partir de la modelación 3D en elementos finitos y la teoría clásica de Rankine.

Confidencialidad.

La información empleada en los análisis del presente trabajo se manejará de forma confidencial, por tanto, no se mencionará la ubicación, nombres de empresas, constructoras, diseñadores o personas directamente involucradas.

Capítulo 2

Estado del arte

2.1 Diseño y análisis de una excavación.

Según González (1991), una excavación se considera como un proceso de descarga produciendo cambios en la geometría del terreno original, los cuales generan la redistribución de los esfuerzos y deformaciones en el suelo adyacente. Así mismo, provoca un incremento en el gradiente hidráulico debido a la reducción de las presiones de poros, y por consiguiente el abatimiento del nivel freático alrededor de la excavación.

Una excavación genera una reducción en el estado de los esfuerzos totales, que se encuentran asociados al decremento de la presión de poros, lo cual conlleva a un proceso de expansión que ocurre en el fondo de la excavación, además de un desplazamiento vertical del terreno detrás del sistema retención.



Figura 1 Excavaciones en suelos blandos. Fuente: Registro fotográfico EYR (2015).

La estabilidad y los movimientos de una excavación son generadas por fuerzas desestabilizadoras que actúan en el sistema de retención debido a la remoción del suelo. La magnitud de las fuerzas que no se encuentran en equilibrio, la variación de esfuerzos debido a la descarga, así como el cambio de geometría puede inducir a redistribuciones de los esfuerzos y por consiguiente a deformaciones que se encuentran relacionadas con:

- La estratigrafía del terreno.
- El historial de esfuerzos del suelo.
- El nivel de la tabla de agua.
- La geometría y profundidad de excavación.

- El sistema de contención.
- El sistema constructivo.
- El incremento en los esfuerzos de corte en el fondo de la excavación
- Los esfuerzos de tracción que generan grietas en la superficie, el fondo y paredes de la excavación.
- La deformación tanto vertical de la superficie y las paredes hacia el centro.

En el caso que los esfuerzos inducidos por esta actividad excedan la resistencia al corte del suelo excavado generará fallas, así como deformaciones que podrían ser irreversibles, presentando, eventualmente, daños considerables.

Por lo tanto, el diseño de una excavación necesariamente considera su estabilidad, evitando y/o minimizando en gran medida los daños que podría generar a las estructuras vecinas o servicios públicos. Por lo tanto, es importante una adecuada elección de una estructura de contención que sea capaz de soportar los empujes laterales del terreno inducidos por la alteración de los esfuerzos con desplazamientos aceptables.

2.2 Clasificación de los sistemas de contención e interacción suelo-estructura.

De acuerdo con Barbosa (1994), los sistemas de contención tienen como propósito soportar las fuerzas laterales del terreno además de estabilizar la masa del suelo que ha perdido confinamiento lateral o de un relleno de contener. Así mismo, estos elementos deben contrarrestar los empujes del terreno y reducir sus deformaciones.

Teniendo en cuenta los mecanismos de soporte, los sistemas de contención se dividen según el tipo de estabilización interna o externa (O'Rourke & Jones, 1990), es decir, el proceso constructivo de estas estructuras. Los sistemas externamente estabilizados hacen referencia a elementos de retención que alcanzan su estabilidad gracias al efecto de su propio peso y/o rigidez de la pared de soporte. En cuanto a los sistemas internamente estabilizados, estos corresponden a muros que cuentan con refuerzos instalados dentro de los mismos, los cuales tienen como objeto mitigar la falla general de la masa de suelo. Adicionalmente, se encuentran en esta clasificación los sistemas híbridos que son la combinación los sistemas anteriormente mencionados.

La clasificación de los métodos de contención se ilustra en la Figura 2.

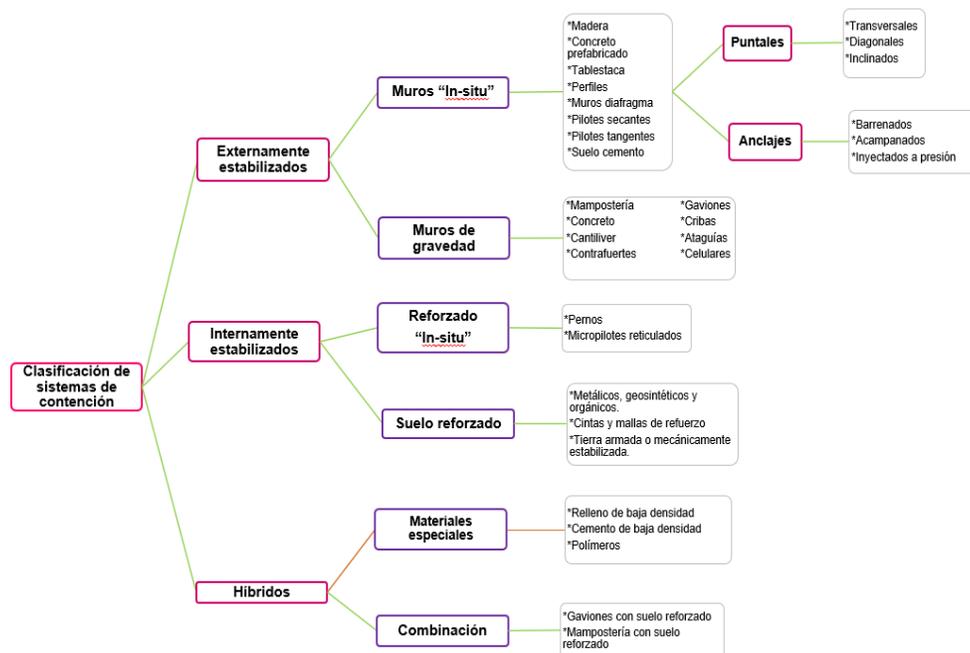


Figura 2 Clasificación de los sistemas de contención. Fuente: O'Rourke & Jones (1990). Elaboración propia.

Según Moya (1997), los sistemas de contención empleados en excavaciones han experimentado un avance importante con respecto a los años anteriores. En el caso de las arcillas blandas de la ciudad de Bogotá, las pantallas pre-excavadas o muros diafragmas son uno de los sistemas de soporte más utilizados, seguido de los pilotes tangentes o secantes que han reflejado un buen resultado dada la facilidad en su proceso constructivo, además de la economía que puede representar para un proyecto.

Los sistemas rígidos como las estructuras de gravedad, muros en voladizo o contrafuertes tienen una interacción suelo-estructura simple, debido a que las presiones del terreno en la espalda del muro tienen que equilibrarse con los esfuerzos cortantes y normales de la base. Las deformaciones del terreno por debajo de estos elementos son bajas y pueden ocurrir en el caso que el muro o el relleno a contener se apoyen sobre estratos compresibles.

La estabilidad de los muros empleados en una excavación depende de las fuerzas suministradas por los puntales en el marco de rigidez propuesto en el diseño, así como la resistencia del terreno por debajo del nivel de la excavación. No sobra anotar que los muros empotrados cuentan con un rango amplio de flexibilidad, lo cual tiene un efecto en la distribución de las presiones de tierra, puesto que al tener momentos flectores más

pequeños inducirían a mayores deformaciones. La interacción suelo-estructura es compleja dada la redundancia estructural que está relacionada con el número de puntales a utilizar (Barbosa, 1994).

El tipo de sistema de soporte puede afectar el comportamiento de la excavación, es decir, cuando se emplean puntales horizontales, estos se asumen como elementos rígidos que restringen el movimiento horizontal en el punto donde están localizados. Sin embargo, rara vez en la práctica se puede llegar a esta condición, dado el proceso constructivo que probablemente puede generar un efecto en el comportamiento de la estructura de contención.

2.3 Selección y diseño del sistema de contención.

La selección de un sistema de retención parte de la experiencia particular del diseñador, además de características que pueden influir en las alternativas de selección, las cuales se encuentran relacionadas con: el tipo de suelo a contener, el estrato de fundación, la altura del muro, las condiciones de la tabla de agua, la magnitud de las cargas externas (estructuras vecinas), el espacio disponible para la construcción, la normatividad vigente, así como la técnica y equipos de construcción disponibles, sin olvidar el costo que esta actividad puede implicar al proyecto.

Según Barbosa (1994) y Moya (1997), cuando se diseña un sistema de contención este debe garantizar su estabilidad, la cual depende de los siguientes factores:

- El elemento de soporte debe ser diseñado para evitar la falla de traslación o rotación.
- Se debe evitar el levantamiento excesivo de la base o la falla de fondo, que en el caso de las arcillas blandas se presenta debido a la falla cortante no drenada.
- Se debe garantizar en todo caso la estabilidad general del sistema.
- Debe satisfacer el equilibrio de las fuerzas verticales (estabilidad contra el deslizamiento) y horizontales (una adecuada capacidad portante).
- Se debe estimar los movimientos inducidos por la estructura, el suelo retenido y el fondo de la excavación.

- Así mismo se debe estimar las fuerzas externas generadas por las estructuras adyacentes.
- Las presiones de tierra no deberán sobre-esforzar la estructura, por tanto, se debe garantizar la estabilidad estructural del elemento por flexión o corte.

La estabilidad de la estructura debe darse a corto y largo plazo. En las excavaciones se dará una disminución de los esfuerzos totales por presiones de poros negativas, y bajo estas condiciones la estabilidad a largo plazo en términos de esfuerzos efectivos proporcionará una situación de estabilidad más desfavorable.

2.4 Factores que afectan las deformaciones en una excavación.

Las deformaciones del suelo asociadas con excavaciones profundas son inevitables. La relajación del esfuerzo horizontal por la excavación induce movimientos horizontales entre muro y el suelo hacia la excavación, acompañados de deformaciones verticales alrededor de la misma. Las deformaciones verticales hacen referencia a los asentamientos; sin embargo, a veces se miden deformaciones hacia arriba (levantamientos) adyacentes al sistema de contención o a grandes distancias del mismo. El asentamiento puede estar asociado con la inestabilidad de la base de la excavación en suelos arcillosos. Las deformaciones también pueden ocurrir debido al aumento de los esfuerzos efectivos durante el descenso del nivel freático (Caspe, 1966; Goldberg et al., 1976; O'Rourke, 1981 y 1993; Clough y O'Rourke, 1990; Ou et al., 1993, Hsieh & Ou, 1998; Poh et al., 2001; Kung et al., 2003).

2.4.1 Tipo de suelo.

Peck (1969a) mostró que los asentamientos próximos a excavaciones profundas se correlacionan con el tipo de suelo. Propuso tres zonas de perfiles de asentamiento basados en las condiciones predominantes del suelo; en general, se inducen grandes deflexiones del muro y deformaciones del suelo debido a excavaciones en estratos con menor resistencia y rigidez. En otros estudios se ha reportado el mismo comportamiento (Goldberg et al., 1976; Clough & O'Rourke, 1990; Bentler, 1998; y otros).

2.4.2 Rigidez del sistema de contención y estabilidad de la excavación.

La rigidez del sistema es la capacidad del conjunto pantalla y soporte, vigas o puntales para oponerse a la deformación.

La rigidez del muro afecta en gran medida los movimientos inducidos al suelo. Según Goldberg *et al.*, (1976), mostraron que con el uso de elementos finitos y datos medidos, las deformaciones laterales máximas para excavaciones profundas en arcillas pueden estimarse utilizando el número de estabilidad de la excavación $\gamma H/c_u$ (donde γ es el peso unitario del suelo, H es la profundidad de la excavación y c_u es la resistencia al corte no drenada) y la rigidez del sistema de soporte $E_w I_w/h^4$ (donde E_w es el módulo de Young de la pared, I_w es el momento de inercia del muro por metro lineal, h es una longitud sin apoyo representativa de la pared, como la distancia media entre puntales).

Existen diferentes maneras de definir la rigidez del sistema, algunas de ellas se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Algunas expresiones para cálculo de la rigidez. Elaboración propia.

Autor	Rigidez
Marten, 2005	$K = \ln EI$
Rowe, 1952	$K = \lg\left(\frac{H^4}{EI}\right)$
Clough et al, 1989 Clough y O'Rourke, 1990 Goldberg et al, 1976	$K = \frac{EI}{\gamma_w (h_{med})^4}$
Addenbrooke, 1994 Addenbrooke et al, 2000	$K = \lg\left(\frac{H^5}{EI}\right)$

2.4.3 Condiciones de las aguas subterráneas y medidas de control.

Existen varios trabajos que no consideran importante la presencia de agua, como Goldberg et al. (1976), Clough, O'Rourke (1990), y otros que sí lo contemplan como es el caso de Peck (1969), Duncan & Chang (1970), Bentler (1998) y Burland (1989).

El agua subterránea desarrolla presión contra el sistema de soporte de una excavación profunda, lo que hace que se presenten deformaciones tanto en el muro como en el suelo.

Los suelos bajo el agua son generalmente más débiles que por encima de esta, debido a la reducción del esfuerzo efectivo. Además, el flujo de agua subterránea hacia las excavaciones puede poner en peligro esta actividad, así como las estructuras adyacentes, particularmente si se produce a través de la estructura de soporte en lugar del sistema de desagüe.

Los diferentes patrones de flujo de agua subterránea asociados con excavaciones profundas se muestran en la Figura 3 (Clough & O'Rourke, 1990).

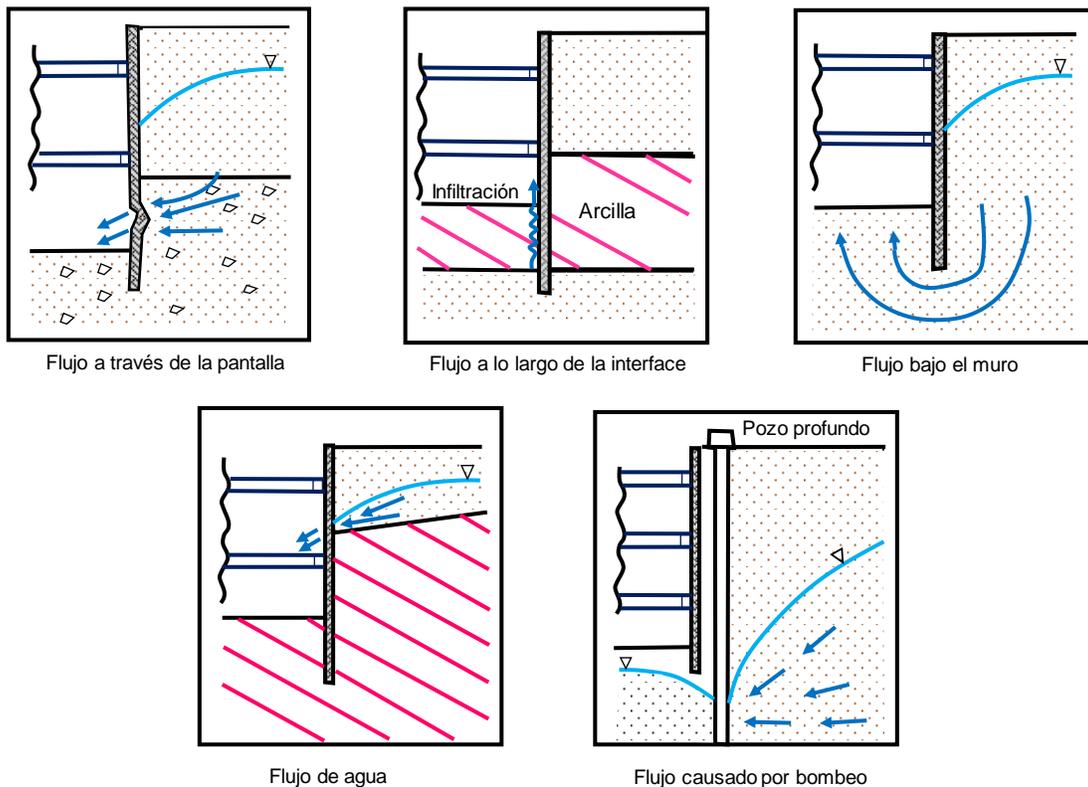


Figura 3 Patrones de flujo de agua subterránea encontrados en excavaciones profundas. Fuente: Clough & O'Rourke (1990). Elaboración propia.

2.4.4 Influencia en los desplazamientos en una excavación.

De acuerdo con Mana & Clough (1981), los desplazamientos durante las etapas de excavación se encuentran relacionados con: las construcciones inadecuadas entre los elementos de la pantalla o de los apoyos (marco de rigidez), el abatimiento del nivel freático excesivo, así como la apertura de excavaciones próximas al sistema de retención, cortes demasiados grandes por debajo del nivel inferior de los apoyos y la colocación sobrecargas por detrás de la pantalla.

2.4.5 Efecto tiempo-dependiente.

El efecto del tiempo afecta especialmente a terrenos finos, para los cuales la consolidación genera un aumento de los desplazamientos. En una excavación en arcillas, las demoras en instalar un puntal o construir la losa del piso pueden causar una mayor deflexión de la pantalla debido a que se presenta la disipación de la presión de poros.

Osaimi & Clough (1979), Yong *et al.* (1989), Finno & Harahap (1991) y Ou & Lai (1994) demostraron que se puede producir una consolidación significativa durante la construcción de una excavación profunda en arcilla y que los efectos pueden ser relevantes. La consolidación y el hinchamiento durante la excavación dan como resultado cambios en la resistencia al corte de los suelos y deformaciones dependientes del tiempo. La presión negativa del agua se disipa con el tiempo lo que provoca la pérdida de cierta resistencia pasiva que ocurre inmediatamente después de la excavación.

2.4.6 Geometría de la excavación.

La geometría de la excavación influye sobre el comportamiento del sistema de retención. En una geometría rectangular estrecha o una zanja abierta, los muros enfrentados pueden interactuar, en función del sistema de apoyo. Para otras geometrías la interacción entre los diferentes elementos de contención puede estar determinada por la posición de las esquinas, el sistema de apoyo (como puntales, bermas, etc.) y otros elementos de transmisión de esfuerzos.

Mana & Clough (1981), utilizaron elementos finitos no lineales para estudiar el efecto de las dimensiones de la excavación y encontraron que, al aumentar el ancho y la profundidad de la excavación a un estrato firme, aumentaban tanto el asentamiento máximo del suelo como la deflexión máxima de la estructura de retención.

2.4.7 Uso de bermas.

Una berma es un sistema de estabilización de la contención en el cual un volumen de terreno se deja en el frente del muro o pantalla en forma de peldaño. Según Puller (2003), una berma aumenta las tensiones delante de la estructura de contención y puede llegar a reducir un 50% los desplazamientos laterales, disminuyendo a su vez los desplazamientos finales.

Daly & Powrie (2001), realizaron un estudio de deformación plana en condiciones no drenadas, y establecieron que la utilización de bermas garantiza una mayor estabilidad del muro que la que resulta de prolongar la longitud de la estructura empotrada.

2.4.8 Entorno de la excavación.

La presencia de edificios o instalaciones, su distancia, así como su dimensión deben ser considerados. O'Rourke (1981) indica que, en algunos casos, los movimientos inducidos durante la preparación del sitio exceden los desplazamientos generados por la misma excavación. Se identifican cuatro factores: localización de las instalaciones, abatimiento del nivel freático, ejecución del muro y finalmente la construcción de cimentaciones profundas.

2.5 Falla de las excavaciones y métodos de análisis.

La falla de las excavaciones se genera principalmente por el colapso del sistema de soporte, ocasionado por las deflexiones que experimenta como consecuencia de flexión, giro o deformaciones laterales excesivas (Moya, 1997). Adicionalmente, se presenta otro tipo de inestabilidad localizada en el fondo de la excavación denominada *falla de fondo o falla de base (Bottom heave)*, debido a que el suelo del fondo no es lo suficientemente resistente y es forzado a desplazarse dentro de la excavación causando movimientos de masa del suelo adyacente (Barbosa, 1994), dado el desequilibrio de fuerzas principalmente gravitacionales.

Usualmente, los problemas de falla de fondo ocurren en arcillas blandas, por tanto, para evaluar la estabilidad de la excavación se emplean métodos convencionales tales como: el método de Terzaghi, el método de Bjerrum & Eide (1956), y el método de círculo de deslizamiento, los cuales están basados la analogía de un cimiento cargado uniformemente por fuera del muro al nivel de la excavación (Moya, 1997).

Cuando se presenta un levantamiento de la base, este ocurre debido a que la carga del peso de suelo o producto de una sobrecarga excede la capacidad portante del suelo localizado en nivel de la base de la excavación (Moya,1997). De la misma manera sucede si durante la excavación se remueve una cantidad importante del terreno, lo cual puede provocar falla por flujo del suelo de la excavación (Barbosa,1994). Por lo tanto, los análisis deben considerar principalmente la resistencia al corte no drenado del suelo (resistencia a

corto plazo), debido a que estas fallas ocurren relativamente rápido durante el proceso constructivo.

Los métodos clásicos de Terzaghi (1943a) o de Bjerrum & Eide (1956), donde se determina el coeficiente de seguridad para el levantamiento del fondo de la excavación, y que toma como base Mana & Clough (1981) para el estudio de los desplazamientos, no toma en consideración la profundidad de empotramiento. Mana & Clough (1981), analizaron datos de campo a partir de excavaciones en arcilla blanda relacionando los desplazamientos máximos laterales del sistema de retención con el asentamiento superficial máximo detrás del muro. Los asentamientos obtenidos fueron del orden de 0.50 a 1.0 veces los movimientos del muro. Lo anterior, les permitió concluir que el mecanismo de deformación plástica asumido en el diseño de resistencia movilizada, es un método que predice asentamientos máximos que siempre son iguales a las máximas deformaciones laterales obtenidas en el sistema de contención.

Por otro lado, el estudio de Moormann (2002, 2004) sobre los desplazamientos relativos δ_{hmax}/H (δ_{hmax} corresponde al desplazamiento máximo horizontal y H a la profundidad de excavación) en terrenos arcillosos, en función del empotramiento relativo t/H (t hace referencia a la longitud del empotramiento del sistema de contención) se puede observar como la profundidad del empotramiento no tiene influencia sobre las deformaciones. Mientras que, en el resumen del estudio preparado por Gill & Lukas (1990), del comportamiento de 8 excavaciones en terrenos arcillosos, destacan la importancia de la profundidad del empotramiento (terreno malo, profundidad del empotramiento, suelos rígidos) que puede reducir las deformaciones de una pantalla; a su vez destacan la separación vertical del apoyo y la rigidez del sistema.

2.6 Presión lateral de tierras.

Según Das (2012), el diseño de un sistema de contención requiere la estimación de los empujes laterales del terreno que dependen de factores como: las características geomecánicas del estrato de suelo retenido, las sobrecargas existentes, el tipo de elemento de soporte, las condiciones de drenaje y los movimientos dinámicos (bien sea sísmicos o cualquier tipo de vibración que experimente la estructura).

Una interpretación incorrecta en el diseño de presión de tierra puede conducir a recomendaciones que generan elevados costos o incluso sistemas inseguros. Existen diagramas de presión aparente del suelo que se utilizan para diseñar el muro de contención o pantalla de una excavación. Estos diagramas son semi-empíricos y resultan de aproximaciones calculadas a partir de mediciones de campo de las cargas de los puntales, que no representan la presión real del suelo o su distribución con la profundidad. Por lo tanto, los diagramas de presión de tierra aparente solo son apropiados para dimensionar los puntales. El uso de estos diagramas produce sistemas de soporte adecuados para prevenir fallas estructurales, pero pueden resultar deformaciones excesivas bien sea en el sistema de retención o en los movimientos del suelo adyacente (Zapata, 2007).

2.6.1 Diagramas de presión de tierra aparente de Peck (1969).

Como primera aproximación, Peck (1969) recoge mediciones en diferentes tipos de estructuras de contención (muros berlineses, muros de tablestaca apuntalados o anclados), y con base a diferentes tipos de suelos define unos diagramas de asentamientos generados por la realización de excavaciones.

Los diagramas de presión aparente de tierras más utilizados son los presentados por Peck (1969). Son diagramas de presión para tres categorías diferentes de suelo: arenas (figura 4.a); arcillas blandas a medias (figura 4.b), aplicable cuando el número de estabilidad ($N_b = \gamma H_e (s_u) > 6$); y arcillas rígidas (figura 4.c), aplicable para la condición de $N_b \leq 4$.

Estos diagramas de presión se calcularon de forma retrospectiva a partir de mediciones de campo de cargas de puntales en excavaciones arriostradas ubicadas en Chicago, Oslo y México. Los diagramas de arcilla (Figura 4) asumieron condiciones no drenadas y solo consideran los esfuerzos totales; y en los diagramas de arena, se asumen en condiciones drenadas.

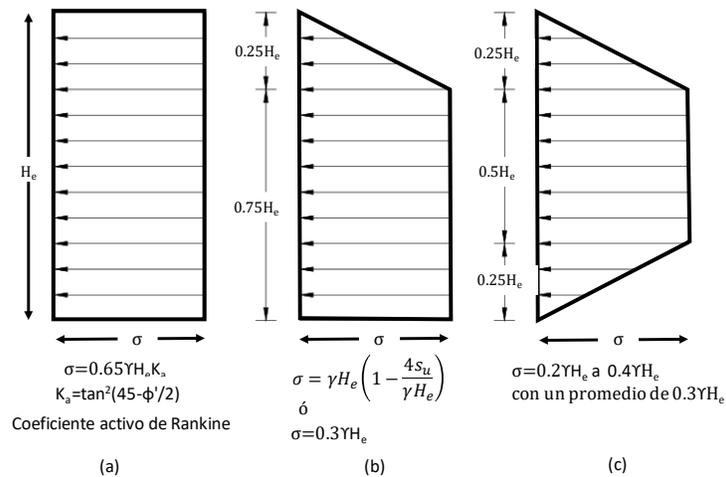


Figura 4 Envolturas de presión aparente de Peck (1969): (a) Cortes en arena; (b) Cortes en arcilla blanda a media; y (c) Cortes en arcilla dura (Posterior a Peck, 1969). Elaboración propia.

Existen algunas dificultades asociadas con este método, sin embargo, si se realizan análisis de esfuerzos laterales en términos de esfuerzos efectivos y con ayuda de programas de computador, es recomendable trabajar con presiones laterales reales en el rango de presiones de reposo y activas, dependiendo de la magnitud de deformaciones admisibles (Moya, 1997).

Ou (2006) y Das (2007), presentaron un diagrama de arcilla de consistencia blanda a media aplicable para el caso de $N_b > 4$ y presión aparente de la tierra, σ , como se expresa en la siguiente ecuación:

$$\sigma = \gamma H_e \left(1 - m \frac{4s_u}{\gamma H_e} \right) \quad \text{ó} \quad \sigma = 0.3\gamma H_e$$

Donde,

- γ = peso unitario del suelo
- S_u = resistencia al corte no drenada
- H_e = Profundidad de excavación
- m = coeficiente empírico relacionado con el número de estabilidad N_b .
- Para $N_b \leq 4$, $m=1$
- $N_b > 4$, $m=0.4$.
- Si $N_b=5.7$ entonces se podría alcanzar la condición de $\sigma = 0.3\gamma H_e$, para esto habría que asumir, que no es más que el factor de capacidad portante de Terzaghi (1943a) para arcillas; $N_b=5.7$, que implica un factor de seguridad contra el levantamiento de fondo igual a 1.0.

En consecuencia, la condición $\sigma = 0.3\gamma H_e$ nunca controlaría porque la reducción del factor m ($m=0.4$ para $N_b > 4$) hace $\sigma = 0.3\gamma H_e(1-m(4s_u/\gamma H_e))$ la más grande de ambos.

Además, cuando $N_b \leq 4$ la condición para arcillas blandas a medias no es aplicable y se debe usar el diagrama para arcilla rígida.

Ou (2006), afirmó que los diagramas de presión aparente del suelo solo deben usarse para calcular las cargas de los puntales y que es incorrecto usarlos para calcular los esfuerzos o momentos flectores en el muro de contención. Además, cuestionó la aplicación de tales diagramas de presión aparente de la tierra a excavaciones profundas (más de 20 m) y limitó su uso a excavaciones de menos de 10 m de profundidad.

2.6.2 Presión de tierras de Rankine.

Rankine (1857), presentó una solución para las presiones laterales de tierra en muros de contención basada en la teoría del equilibrio plástico. Considero las siguientes suposiciones: no hay fricción entre el muro de contención y el suelo, el suelo es isotrópico y homogéneo, la resistencia a la fricción es uniforme a lo largo de la superficie de falla y tanto la superficie de falla como la superficie de relleno son planas.

Cuando el muro de contención (figura 5.a) se mueve de AB a A'B', los esfuerzos horizontales en la parte posterior y delante del muro de contención disminuirán y aumentarán, respectivamente, mientras que los esfuerzos verticales permanecen constantes. Rankine llamó a los esfuerzos detrás y delante del muro de contención, presión de tierra activa y pasiva, respectivamente.

Las presiones de tierra de Rankine para un suelo con cohesión efectiva c' , y ángulo efectivo de fricción interna, ϕ' , están dadas por la siguiente expresión:

Caso activo

$$P_a = \sigma'_v * K_a - 2 * c' * \sqrt{K_a}$$

Donde el coeficiente de presiones de tierra activo esta expresado con la siguiente ecuación:

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

La expresión anterior puede emplearse teniendo en cuenta los siguientes desplazamientos

- Suelos granulares: 0.001 a 0.002 H.
- Suelos cohesivos: 0.01 a 0.06 H.

En el caso de excavaciones profundas los anteriores valores además de ser excedidos generan redistribuciones de carga a través del elemento de soporte y los apuntalamientos del muro pueden generar un efecto de arco generalizado. Dado lo anterior la presión de tierras no debe describirse por medio de los criterios de Rankine; por tanto, se han presentado diferentes formulaciones que llevan implícito un cierto factor de seguridad denominado diagrama de presión aparente.

Caso pasivo:
$$Pp = \sigma'_{v} * Kp - 2 * c' * \sqrt{Kp}$$

Donde:
$$Kp = \tan(45 + \frac{\phi}{2})^2$$

La Figura 5 presenta las distribuciones de tierras establecidas por Rankine:

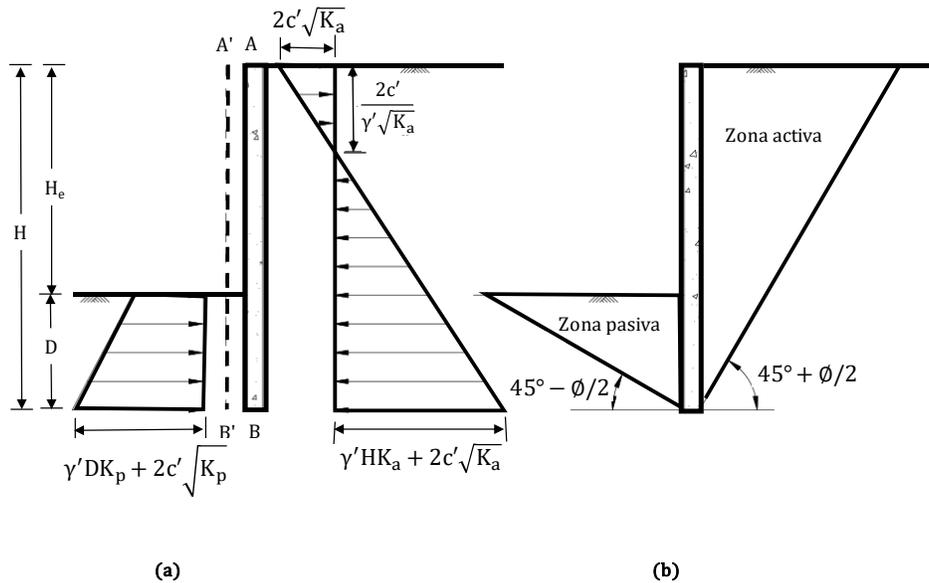


Figura 5 (a) Distribuciones de presión de tierras de Rankine. (b) Zonas pasivas y activas. Fuente: Zapata (2007). Elaboración propia.

Dado que existe fricción entre el muro de contención y el suelo, las superficies de falla activa y pasiva son curvas en lugar de planas. Cuanto menor sea la fricción entre el muro y el suelo, más plana será la superficie de falla. Para los sistemas de contención construidos in-

situ, existe una fricción significativa entre la estructura de retención y el suelo. En consecuencia, este efecto debe incluirse.

2.7 Coeficiente de tierras.

El coeficiente de tierras corresponde a la relación entre el esfuerzo vertical y horizontal del suelo, el cual cuenta con diferentes estados tales como: en reposo (K_o), activo (K_a) y pasivo (K_p).

Se describe a continuación cada uno de esos estados:

a) Empuje de tierra en reposo:

De acuerdo con Das (1987), la condición en reposo hace referencia al equilibrio estático, es decir, no hay movimiento lateral, por tanto, no existe deformación horizontal, pero si vertical. En este caso el coeficiente de empuje de tierra en reposo está representado por la relación entre los esfuerzos verticales y horizontales en términos de esfuerzos efectivos denominada (K_o)

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Cuando la deformación es nula y existe agua saturando la partícula de suelo, la presión lateral a cualquier profundidad estaría representada por dos componentes:

$$\sigma'_h = \sigma'_v * K_o + \mu$$

Donde,

μ = Presión de poros

K_o = Coeficiente de tierras en reposo

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo

La aproximación empírica más empleada en la práctica es la de Jacky (1994) el cual establece que si suelo se encuentra normalmente consolidado ($OCR = 1.0$) el coeficiente podrá ser obtenido con base en la siguiente expresión: $K_o = 1 - \sin \varphi$

Para el caso de las arcillas normalmente consolidadas se tiene lo siguiente:

- ✓ Brooker & Ireland (1965) proponen la siguiente ecuación: $K_o = 0.95 - \sin \varphi$
- ✓ Alpan (1967) establece lo siguiente: $K_o = 0.19 + 0.233 \log IP$ (*IP en porcentaje*)

Massarsch (1979), propuso la siguiente aproximación para suelos fino-granulares normalmente consolidados: $K_o = 0.44 + 0.42 \left[\frac{IP(\%)}{100} \right]$

En suelos sobreconsolidados ($OCR > 1.0$) la variación de estas ecuaciones depende de la relación de sobreconsolidación puesto que juega un papel importante en la determinación de este coeficiente (Holtz & Kovacs, 1981).

$$K_o = (1 - \sin \varphi) * \sqrt{OCR}$$

De acuerdo con FHWA (1999), puede ser apropiado emplear en el diseño de sistemas de contención el empuje de tierras en reposo, sin embargo, no es utilizado frecuentemente debido al principio de empuje, es decir que supone implícitamente que el elemento de soporte no experimenta ningún tipo de deformación lateral.

b) Empuje de tierra activo y pasivo:

La condición activa del suelo corresponde a la relajación de la masa que permite moverse hacia fuera del espacio confinado. En el caso de un elemento rígido si el movimiento supera su resistencia este acabará fallando. A partir de este punto el suelo entra en un régimen plástico generando un empuje final diferente al estado en reposo, puesto que el suelo se ha comprimido lateralmente y ha alcanzado su estado activo. No sobra anotar que su valor es menor que el coeficiente de tierras en reposo.

En cuanto al estado pasivo del suelo este es la forma contraria del caso anterior, puesto que hace referencia a fuerza opuesta generando una cuña de resistencia del elemento de retención, por supuesto su valor es mayor que K_o y K_a .

2.8 Métodos de análisis.

2.8.1 Métodos empíricos y semi-empíricos.

Los métodos para predecir la deformación en los sistemas de retención de una excavación se concibieron apoyados en el análisis de las bases de datos de casos históricos. Los

resultados han tenido en cuenta mediciones (relaciones empíricas) o en análisis numéricos/analíticos (relaciones semi-empíricas).

Peck (1969a) fue el primero en emplear este enfoque para predecir las deformaciones y esfuerzos asociados con excavaciones profundas y túneles utilizando los resultados del programa de monitoreo. Él presentó gráficos simples para la evaluación del asentamiento inducido por la excavación en términos del tipo de suelo, la profundidad, la estabilidad del levantamiento basal y la ejecución del trabajo. Desde entonces, se previeron muchos métodos empíricos y semi-empíricos para determinar los movimientos del terreno. La mayoría de ellos no consideran el efecto de las construcciones y, por lo tanto, predicen solo deformaciones en campo abierto. Los métodos empíricos y semi-empíricos constituyen el primer paso importante para predecir el efecto de las excavaciones en las construcciones adyacentes.

Algunos de los métodos empíricos y semi-empíricos incluyen todas las actividades de construcción, mientras que otros sólo describen un aspecto específico, por lo que las diferentes contribuciones deben sumarse a un total.

Clough y O'Rourke (1990) categorizaron las deformaciones inducidas por excavaciones profundas en dos tipos:

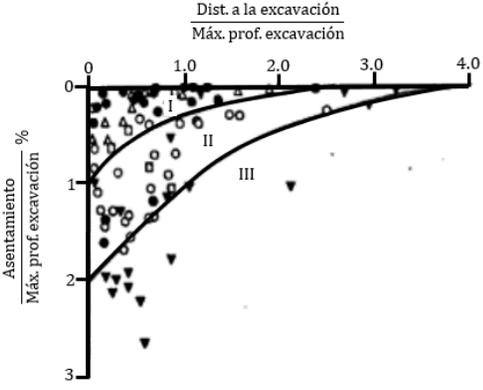
1. Deformaciones causadas por actividades de construcción auxiliares (como bombeo e instalación de muro).
2. Deformaciones debidas al proceso de excavación y soporte.

Las deformaciones inducidas se relacionan principalmente con la forma y tipo de muro rígido, el tipo de suelo, la flexibilidad relativa o rigidez del sistema (incluida el muro o pantalla y sus soportes) en comparación con la rigidez del suelo, la seguridad contra la falla de fondo en las arcillas, la duración de la excavación, y unas relaciones empíricas ideales.

La Tabla 2, presenta algunos de los aspectos empíricos y semi-empíricos internacionalmente reconocidos para desplazamientos por efectos de excavaciones profundas.

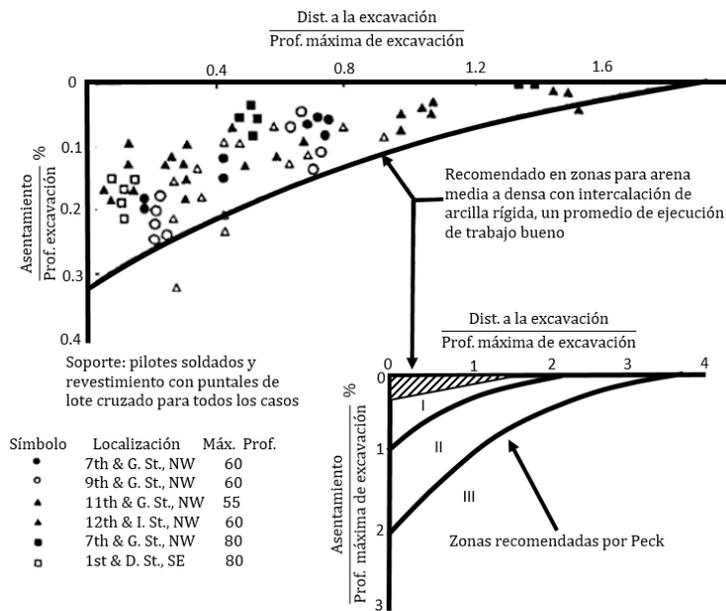
Tabla 2. Resumen de algunos de los estudios empíricos y semi-empíricos internacionales reconocidos. Fuente: Mohamed (2014).

Elaboración propia.

No.	Referencia	Principales hallazgos	Comentarios	
1	<p>Peck (1969a)</p> <p>Las relaciones por asentamientos superficiales se clasifican en tres zonas, I, II y III, según la forma de construcción y tipo de suelo como se muestra en la siguiente figura:</p>  <p style="text-align: center;"> $\frac{\text{Dist. a la excavación}}{\text{Máx. prof. excavación}}$ </p> <p style="text-align: center;"> $\frac{\text{Asentamiento}}{\text{Máx. prof. excavación}} \%$ </p> <p>Zona I Arenas y arcilla blanda a dura, ejecución del trabajo promedio</p> <p>Zona II a) Arcilla muy blanda a blanda 1. Limite de profundidad de arcilla bajo el fondo de la excavación 2. Profundidad significativa de arcilla bajo el fondo de la excavación $Nb < Ncb'$ b) Asentamientos afectados por dificultades en la construcción</p> <p>Zona III Arcilla muy blanda a blanda a una profundidad significativa bajo el fondo de la excavación y $Nb > Ncb$ Nb = Número de estabilidad. Usando C "bajo el nivel base" = $\gamma H / Cb$ Ncb = Número de estabilidad crítica para levantamiento basal</p> <p>Nota: todos los datos mostrados son para excavaciones usando pilotes estandar soldados o tablestacas con anclajes o refuerzo cruzado</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"> Arcilla blanda a media ● Chicago, Illinois ○ Oslo, Noruega, excluyendo Vaterland 1, 2, 3 ▼ Oslo, Noruega, Vaterland 1, 2, 3 ▲ Arcilla rígida y arena cohesiva □ Arena no cohesiva </td> <td style="width: 50%;"> Profundidades de excavación (pies) 30-63 20-38 32-35 34-74 39-47 </td> </tr> </table> <p>Las envolventes de asentamiento recomendadas comprometen todas las actividades de construcción, la estabilidad de la excavación y la consolidación durante la construcción. Las envolventes de asentamiento recomendadas son conservativas. El uso de tecnología más contemporánea, como muros diafragma, limitó los asentamientos máximos a valores más bajos que los predichos por el método de Peck.</p>	Arcilla blanda a media ● Chicago, Illinois ○ Oslo, Noruega, excluyendo Vaterland 1, 2, 3 ▼ Oslo, Noruega, Vaterland 1, 2, 3 ▲ Arcilla rígida y arena cohesiva □ Arena no cohesiva	Profundidades de excavación (pies) 30-63 20-38 32-35 34-74 39-47	<p>Este estudio fue el primer documento en proporcionar una revisión de los asentamientos superficiales medidos asociados con la profundidad de excavación.</p> <p>Los soportes considerados en la excavación son: muros apuntalados en filas, pilotes soldados apuntalados con revestimiento (Muro Berlinés)</p> <p>Se consideran diferentes tipos de suelos (arenas y arcillas)</p> <p>Los diagramas de presión aparente se proveen para el diseño de la pantalla soportada</p> <p>Se observó que el suelo próximo a excavaciones profundas en arcillas rígidas sobreconsolidadas podría subir en lugar de asentarse.</p>
Arcilla blanda a media ● Chicago, Illinois ○ Oslo, Noruega, excluyendo Vaterland 1, 2, 3 ▼ Oslo, Noruega, Vaterland 1, 2, 3 ▲ Arcilla rígida y arena cohesiva □ Arena no cohesiva	Profundidades de excavación (pies) 30-63 20-38 32-35 34-74 39-47			
2	<p>Clough (1975)</p> <p>El asentamiento máximo detrás del muro tiende a ser menor al 0.3% de la profundidad de excavación, excepto en casos limitados donde el asentamiento más que eso puede atribuirse a la forma como se ejecuta el trabajo en la parte inferior, la consolidación o debido al abatimiento del nivel freático.</p>	<p>Frecuentemente se consideran paredes ancladas</p> <p>Se consideran diferentes tipos de suelo</p>		

3 O'Rourke et al. (1976)

Los asentamientos superficiales máximos observados en excavaciones profundas en Washington, que se caracterizan por arcillas rígidas intercaladas con arena densa, fueron iguales o menores al 0.3% de la profundidad de excavación cerca del borde de la excavación y 0.05% a una distancia igual a 1.5 veces la profundidad de excavación.



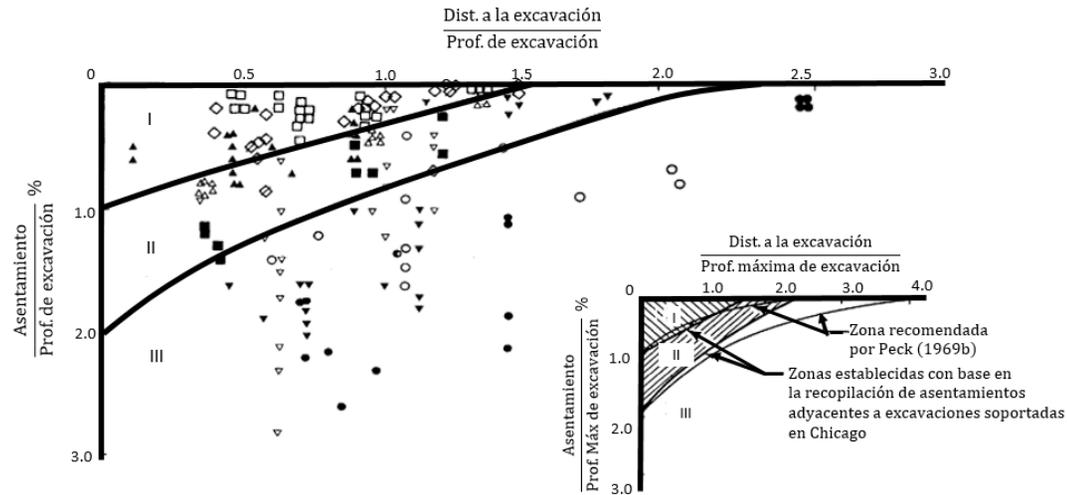
Para la arcilla blanda de Chicago, los asentamientos máximos estuvieron de acuerdo con las recomendaciones de Peck (1969a).

Se pueden distinguir tres zonas de desplazamiento del terreno y relacionarlas con las características de la construcción como se ve a continuación:

En la excavación considerada los soportes fueron apuntalamientos cruzados pilotes soldados con revestimiento (Muros de Berlín).

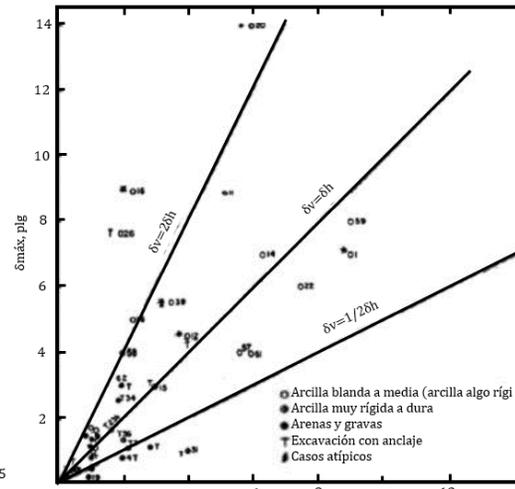
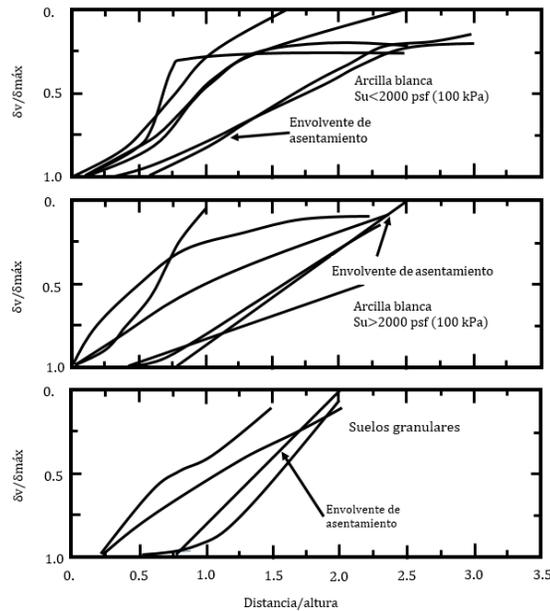
Las formaciones de suelos considerados son arenas densas intercaladas con arcilla rígida de Washington y arcilla blanda de Chicago

Recomendaron tres las zonas que son similares a Peck (1969a) con la excepción que los anchos de la las zonas de asentamiento son notablemente más cortas



4 Goldberg et al. (1976)

Se encontró que el asentamiento superficial máximo detrás del muro está entre 0.5-2.0 veces la deflexión máxima del muro horizontal.
 Los asentamientos máximos detrás del muro son generalmente alrededor del 0.171% de la profundidad de excavación en arenas, gravas y arcillas muy rígidas a duras y 1.22% para arcillas blandas a rígidas. Las envolventes de asentamiento son:

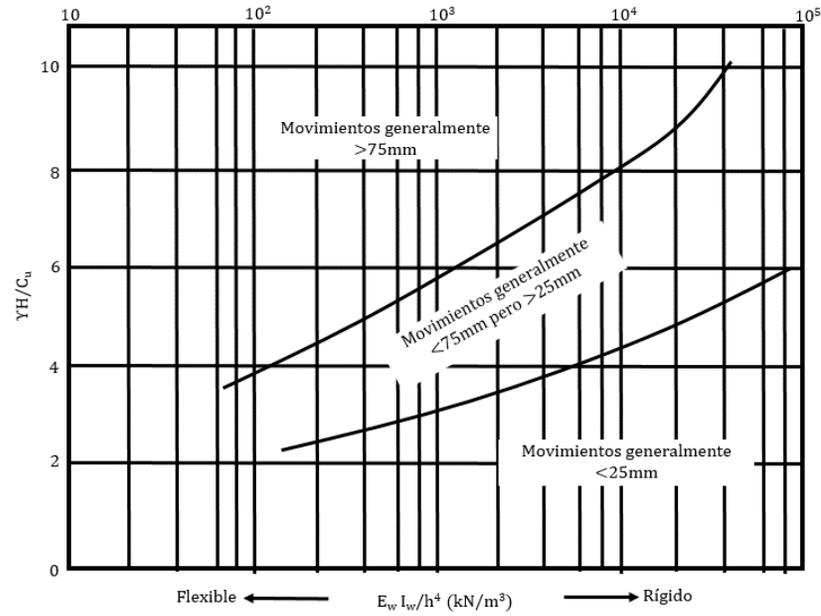


Se han considerado diferentes muros soportados

Se han considerado diferentes tipos de suelos (arenas y arcillas)

Las envolventes recomendadas comprometen todas las actividades de construcción.

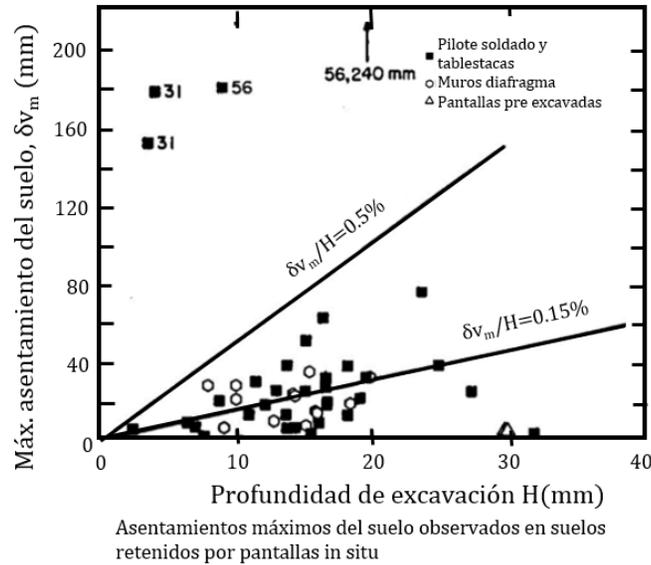
El desplazamiento lateral máximo puede ser estimado a partir del siguiente gráfico:



Donde E_w es el módulo de Young de la pantalla, I_w es el momento de inercia de la pantalla por metro lineal, h es una longitud de muro no soportada representativa tal como la distancia entre puntales

5 Clough et al. (1989); Clough & O'Rourke (1990)

En arcillas rígidas / suelos residuales / arenas, la máxima deflexión horizontal del muro tiende a ser un promedio alrededor del 0,2% de la profundidad de excavación y el asentamiento máximo del suelo detrás del muro es generalmente menor al 0,30% de la profundidad de excavación. El valor promedio del asentamiento máximo se puede considerar como 0.15% de la profundidad de excavación como es mostrado a continuación:



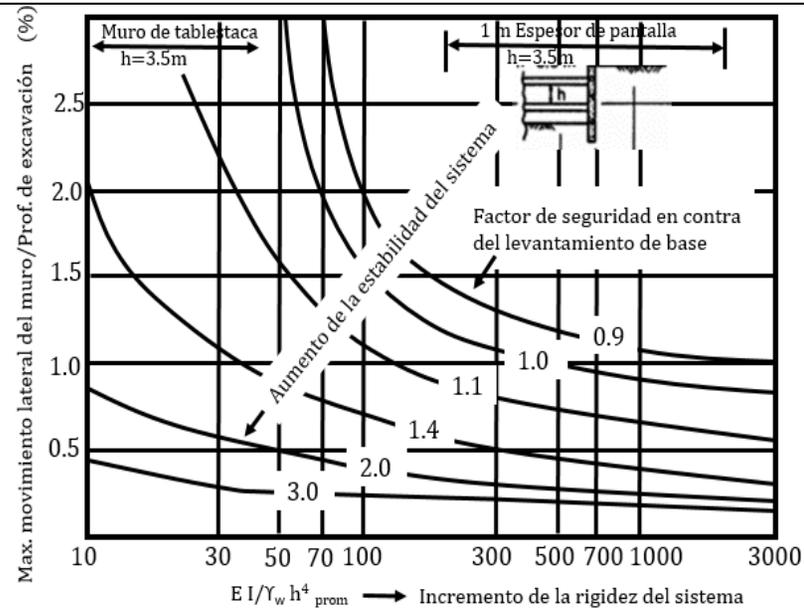
En arcilla blanda, la rigidez de la pared y el espaciamiento de los soportes afectan en gran medida la deflexión de la pared según lo observado por Peck (1969). Clough y O'Rourke (1990) utilizaron el método de Clough et al. (1989) para predecir el asentamiento máximo en arcillas:

Se consideran diferentes soportes en la excavación

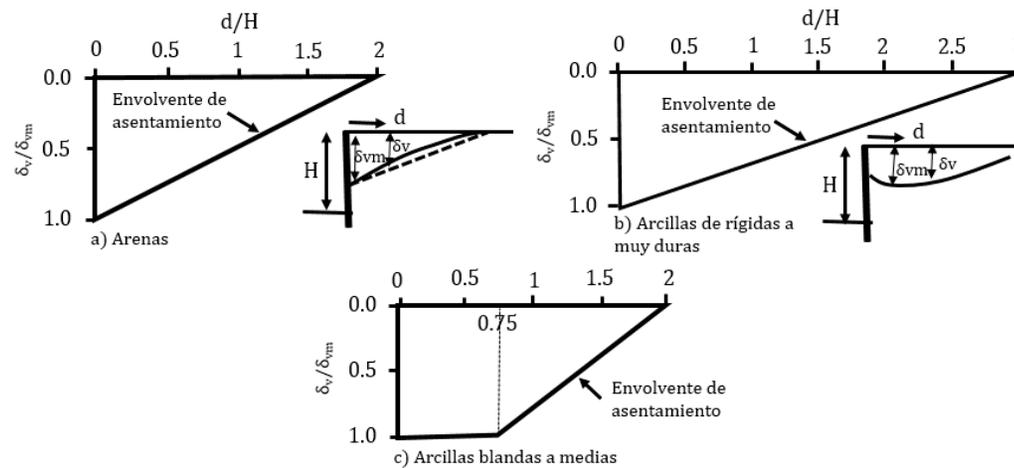
Se consideran diferentes tipos de suelos (arenas y arcillas)

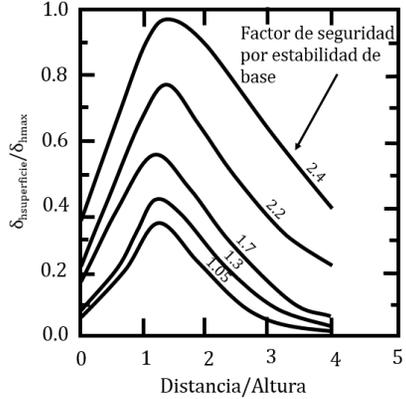
Los datos también se derivan de casos históricos, con la ayuda de una serie de análisis de elementos finitos no lineales.

Las envolventes de asentamiento recomendadas se refieren a asentamientos por excavación y etapas de construcción de arriostramiento. Los movimientos asociados con otras actividades (como bombeo o instalación de pantallas) deben estimarse por separado.



Los perfiles de asentamiento adimensionales se desarrollaron para arenas, arcillas rígidas a muy duras y arcillas blandas a medias de la siguiente manera:



	<p>Los perfiles de deformación lateral adimensionales se desarrollaron para arcillas de la siguiente manera</p>  <p>Factor de seguridad por estabilidad de base</p> <p>2.4</p> <p>2.2</p> <p>1.7</p> <p>1.3</p> <p>1.05</p> <p>$\delta_{superficie}/\delta_{hmax}$</p> <p>Distancia/Altura</p>	
<p>6 Bentler (1998)</p>	<p>La deflexión horizontal máxima de la pared para excavaciones en arena o arcillas duras es 0.19% H y para arcillas blandas a rígidas 0.45% H, donde H es la profundidad de excavación. El promedio del asentamiento máximo es 0.22% H en arenas / arcillas duras y 0.55% H en arcillas blandas-rígidas.</p>	<p>Este estudio se realizó con en una base de datos que comprende 41 excavaciones profundas presentadas entre 1989 y 1998.</p>
<p>7 Long (2001)</p>	<p>En arcillas rígidas, el promedio de la deformación lateral máxima varía entre 0.16 - 0.19% de la profundidad de la excavación y el asentamiento máximo promedio detrás del muro varía entre 0.12 - 0.2% de la profundidad de la excavación. Para arcilla blanda con bajo factor de seguridad contra la estabilidad de fondo, se observaron grandes movimientos laterales de la pared (hasta 3.2%). Cuando hay un alto factor de seguridad contra el levantamiento de fondo, la deflexión máxima promedio del muro es de 0.39% de la profundidad de excavación con un asentamiento vertical máximo promedio de 0.50% de la profundidad de excavación. En arcilla rígida, las deformaciones son independientes de la rigidez de la pared y del soporte, así como del tipo de soporte. La rigidez solo afecta significativamente a la deformación cuando se trata de excavaciones profundas en arcillas blandas con un factor de seguridad bajo contra el levantamiento del fondo.</p>	<p>Se consideran diferentes excavaciones soportadas La base de datos comprende principalmente datos para casos históricos en arcillas. Se analizaron 296 casos históricos</p>

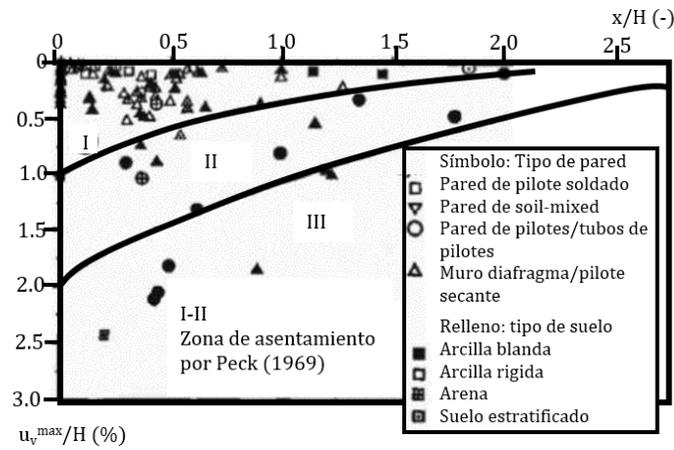
8 Moormann & Moormann (2002); y Moormann (2004)

Los desplazamientos son generalmente más pequeños que los de Peck (1969a) pero hay algunos desplazamientos grandes en los casos de suelos blandos y factor de seguridad contra el levantamiento en la base bajo como se muestra a continuación:

Se consideraron diferentes soportes de excavaciones

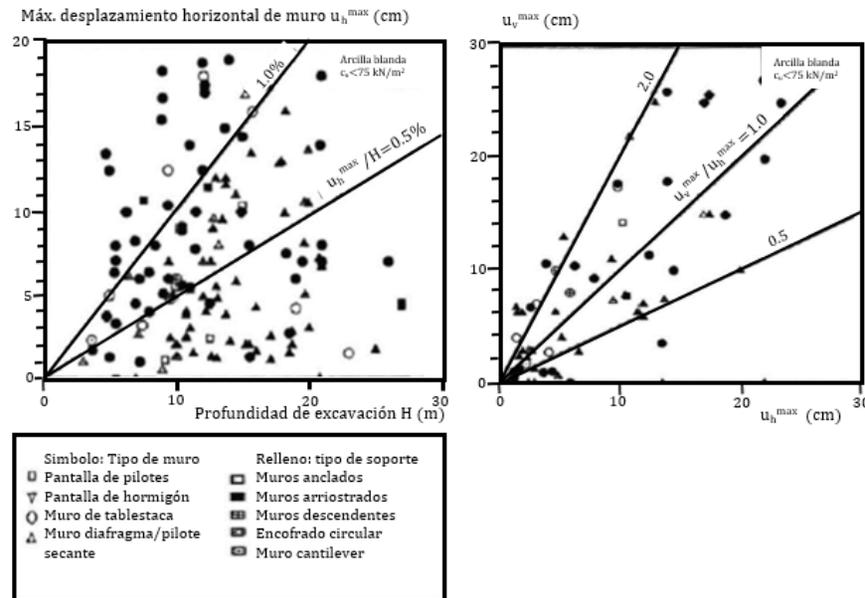
La base de datos comprende principalmente datos para casos históricos en arcillas.

Se analizaron 530 casos históricos



Los desplazamientos del suelo tienden a ser cero a $2H$, lo que es similar a los resultados presentados por Peck (1969).

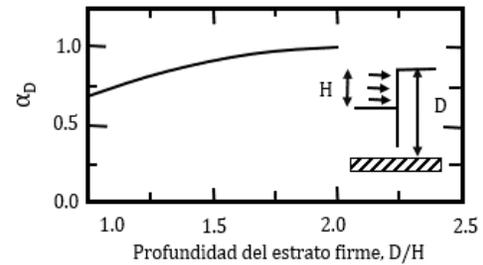
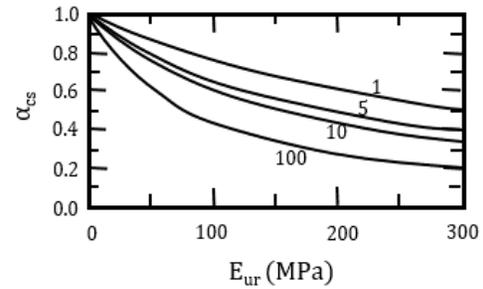
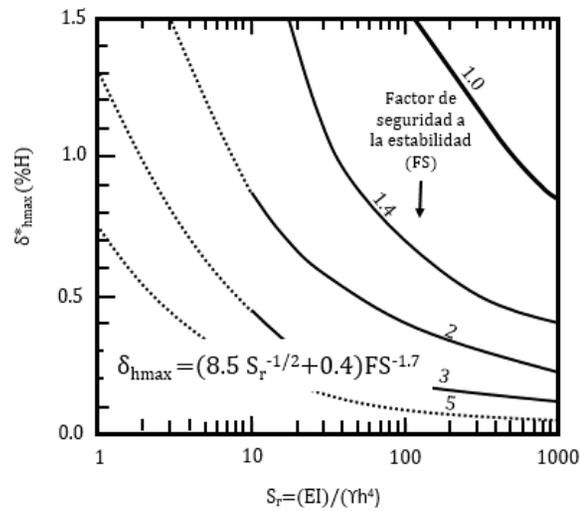
La deflexión máxima de la pared promedio es $0,87\% H$ para las arcillas blandas, con una extensión bastante grande a su alrededor. Los desplazamientos verticales máximos del suelo tienden a ser 0.5-2 veces la deflexión horizontal, con un promedio para arcillas blandas de $1.1\% H$ y ocurren dentro de una distancia menor de $0.5H$.



9 Boone (2003); Boone & Westland (2005)

El movimiento de pared horizontal máximo $\delta^*_{h, \max}$ se determina según Clough et al. (1989) modificado utilizando los factores de α 's de la siguiente manera:

$$\delta_{h\max} = \delta^*_{h\max} \alpha_r \alpha_s \alpha_D \alpha_B \alpha_P \alpha_M$$



	<p>The figure contains four graphs:</p> <ul style="list-style-type: none"> Top-left: Graph of α_{PL} vs. Precarga (% carga total neta). The y-axis ranges from 0.0 to 1.0, and the x-axis from 0 to 150. Curves are shown for different values of S_r (2, 10, 20, 30). The equation $\alpha_{PL} = e^{-(PL/(60+4S_r))}$ is provided. Top-right: Graph of α_S vs. Rigidez del puntal $S/(\gamma h)$. The y-axis ranges from 0.4 to 1.4, and the x-axis is logarithmic from 100 to 10000. The equation $\alpha_S = 0.3(e^{-S/1000} + e^{-S/200}) + 0.7$ is shown. Two curves are labeled δ_{hmax} muro and δ_{vmax} superficie. Bottom-left: Graph of α_B vs. Ancho de excavación, B/H. The y-axis ranges from 0.0 to 2.5, and the x-axis from 0 to 4. The equation $\alpha_M = 0.75 + H/4B$ is shown. Two curves are labeled δ_{vmax} superficie and δ_{hmax} muro. A diagram shows a wall of height H and width B. Bottom-right: Graph of α_M vs. Módulo multiplicador, M ($E=MS_u$). The y-axis ranges from 0.1 to 2.0, and the x-axis is logarithmic from 100 to 1000. The equation $\alpha_M = 6.67E_{ur}^{-2/3}$ is shown. Two curves are labeled $FS=1.0$ and $FS>1.5$. 	
<p>10 ZapataMedina (2007)</p>	<p>Se presentó un nuevo factor de flexibilidad como se define a continuación:</p> $R = \frac{E_i}{E} \cdot \frac{S_H S_r H}{I} \cdot \frac{\gamma_i H_e}{s_u}$	<p>Se seleccionó una base de datos compuesta por 30 casos históricos para arcillas blandas a rígidas. La base de datos se analizó de nuevo utilizando elementos finitos tridimensionales como base para el análisis paramétrico.</p>

Donde

R= Relación relativa de rigidez

E= Módulo de Young del muro

S_H= Espaciamiento horizontal promedio del soporte

H= Altura del muro

Y_s= Peso unitario promedio del suelo

E_s= Módulo de Young Secante al 50% del nivel de esfuerzo

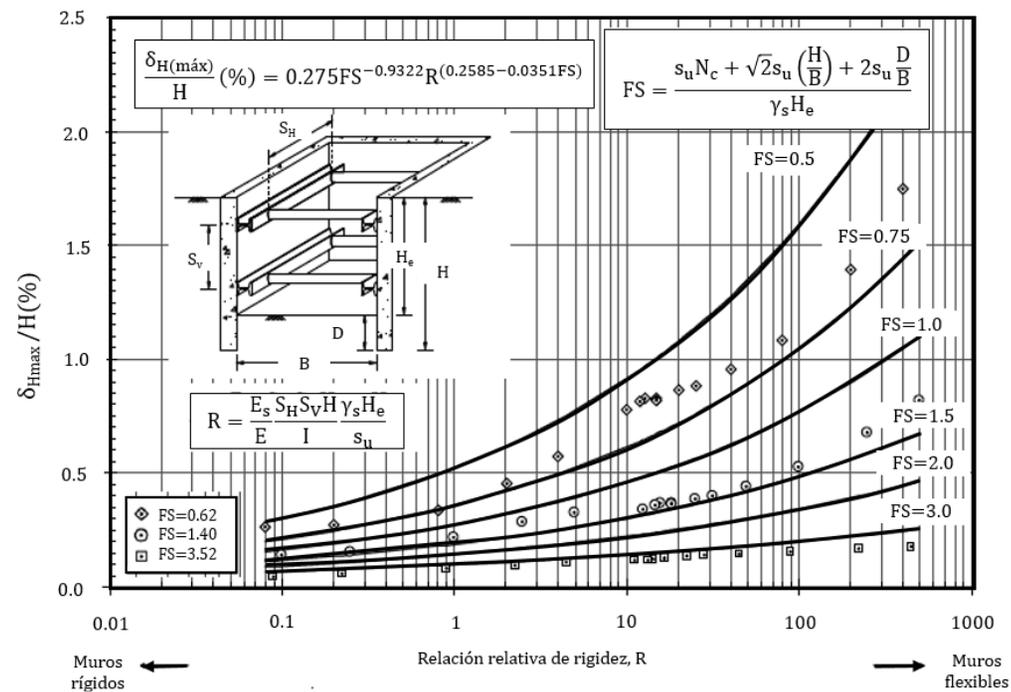
I= Momento de inercia por unidad de longitud del muro

S_V= Espaciamiento promedio vertical del soporte

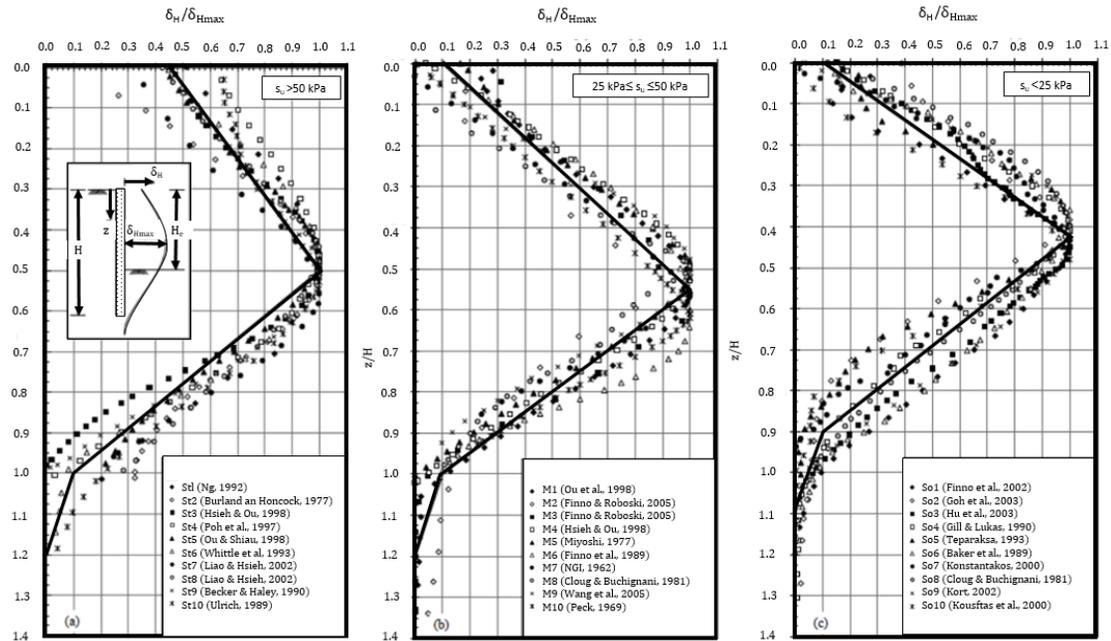
H_e= Profundidad de excavación

S_u= Resistencia al corte no drenada

La deformación lateral máxima δ_{H(max)} esta dada por la siguiente grafica como una función de la rigidez relativa R y el factor de seguridad contra el levantamiento de base (FS)



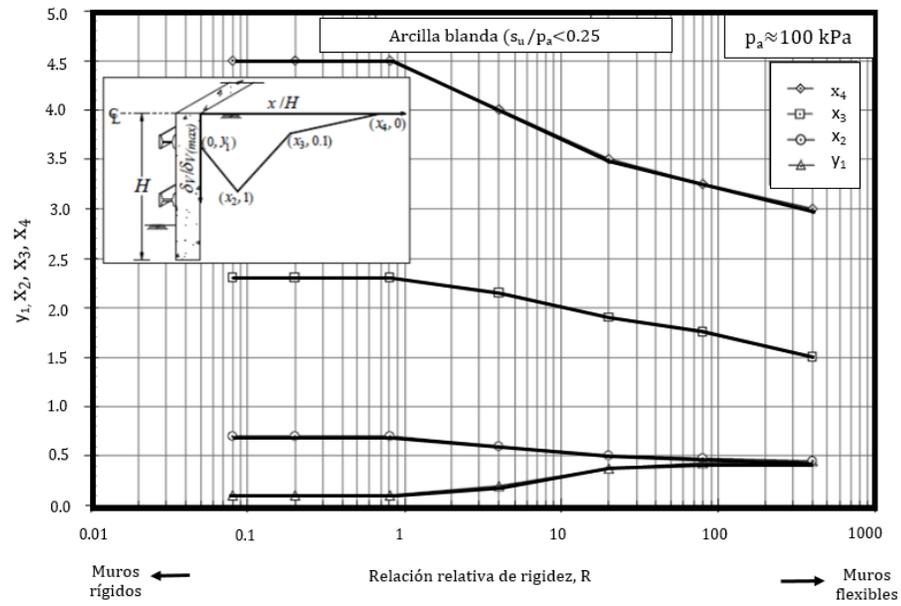
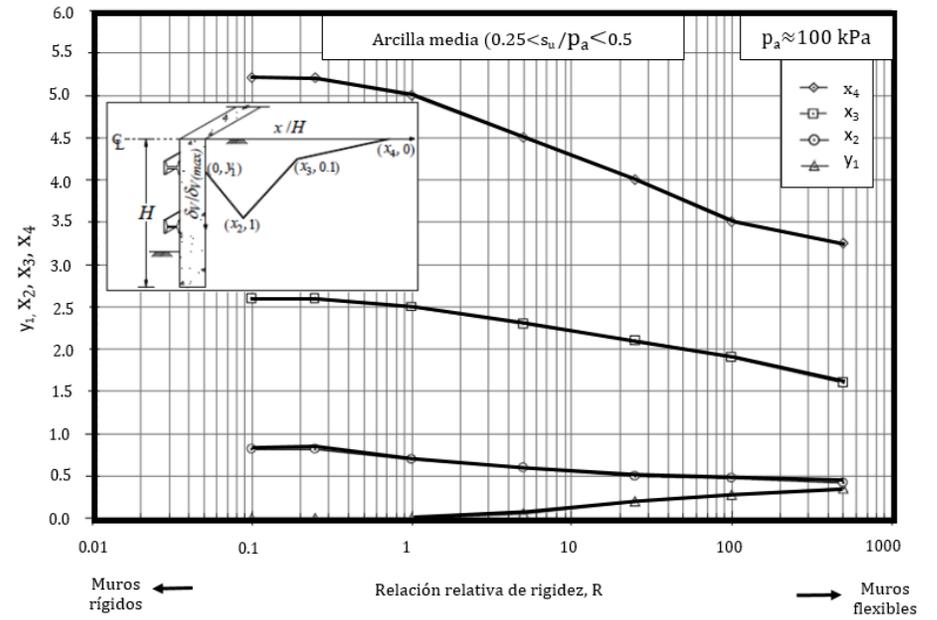
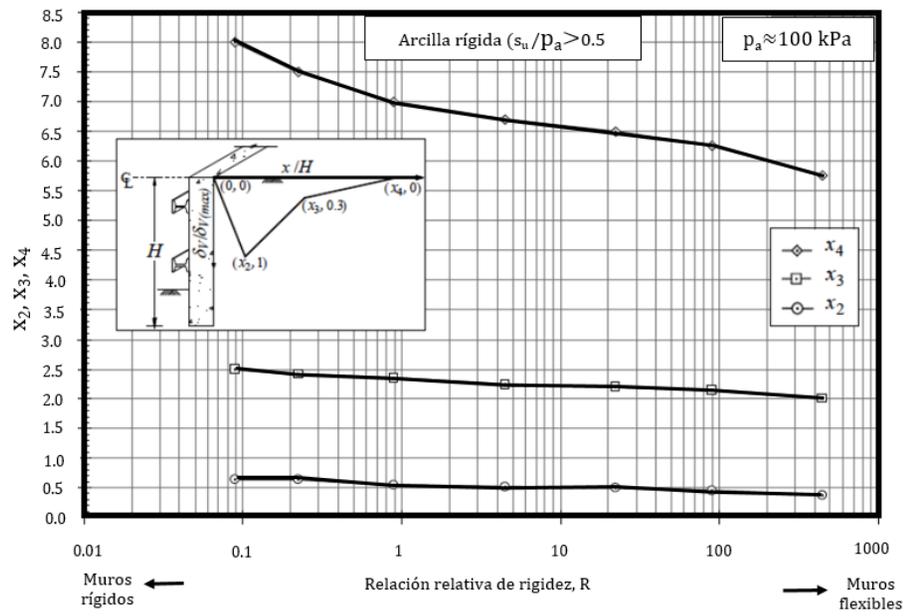
La distribución del desplazamiento lateral del muro viene dada por los siguientes gráficos:



El máximo asentamiento está dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta_{V(max)}}{H} (\%) = \left(\frac{0.5072}{FS} - 0.0884 \right) \left[\frac{\delta_{H(max)}}{H} \times R \times FS \right]^{(0.3088 - 0.0496 \times FS)}$$

La distribución del máximo asentamiento está dado por las siguientes gráficas:



2.8.2 Modelación numérica.

2.8.2.1 Método de Elementos Finitos (FEM).

El método de elementos finitos es considerado como una herramienta poderosa para el análisis de problemas geotécnicos como las excavaciones profundas, en donde las simulaciones numéricas se emplean para estimar las deformaciones y esfuerzos en el suelo inducidos por la excavación. La estimación y el control de estos movimientos son de gran importancia en las zonas urbanas dada la afectación directa que esta actividad podría generar ante las estructuras adyacentes.

El uso de los métodos numéricos hoy en día hace parte del diseño geotécnico, ya que permite realizar un análisis de interacción suelo-estructura que debe garantizar la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones en la interfaz. Esta condición permite a su vez conocer el comportamiento de los elementos estructurales, pudiendo optimizar tanto las dimensiones como el refuerzo requerido en el soporte (Olaya, 2015).

Generalmente, el Método de Elementos Finitos (FEM) es una técnica numérica para la resolución de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de valores límite en ciencia e ingeniería. El dominio del problema se divide en partes más pequeñas (es decir, elementos finitos) y el conjunto conectado de los elementos finitos que representan el dominio completo se denomina malla tal y como se muestra en la figura 6.

El comportamiento de cada elemento se describe por su geometría y relaciones constitutivas. La literatura relacionada con el método de los elementos finitos es vasta (Zienkiewicz & Morice, 1971; Desai, 1972; Naylor et al., 1981; Potts & Zdravković, 1999 y 2001; y otros); sin embargo, el procedimiento básico para los diferentes análisis de elementos finitos en ingeniería geotécnica sigue siendo el mismo para diferentes problemas y comúnmente se puede resumir de la siguiente manera:

- Selección de la configuración del elemento y discretización del dominio.
- Definición de las relaciones deformación-desplazamiento (leyes constitutivas).
- Derivar ecuaciones de equilibrio de los elementos (por ejemplo, aplicando el principio de trabajo virtual).

- Ensamblar ecuaciones de equilibrio global o del sistema y aplicar condiciones de contorno.
- Resolver las incógnitas primarias (desplazamientos).
- Resolver las incógnitas secundarias (deformaciones y esfuerzos).
- Mostrar las incógnitas primarias y secundarias.

La Figura 6 se presenta una discretización de la malla en elementos finitos

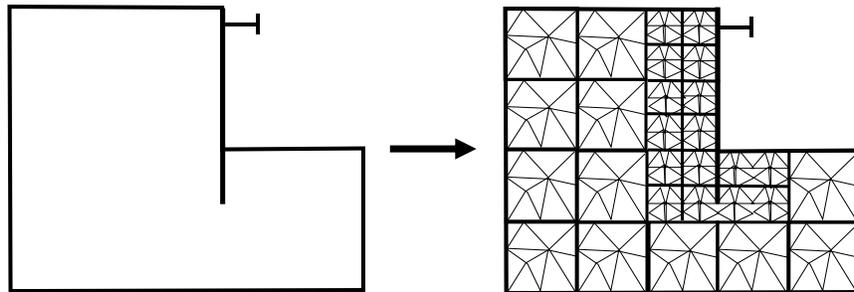


Figura 6 Esquema que muestra la discretización de un problema de excavación profunda con mallado en elementos finitos. Elaboración propia.

Chang (1969), Clough & Duncan (1969, 1971), Clough et al., (1972), Christian y Wong (1973), presentaron los primeros análisis sistemáticos de interacción suelo-estructura (SSI) de elementos finitos del suelo retenido por muros. Los primeros análisis SSI para excavaciones profundas utilizaron la relación constitutiva hiperbólica desarrollada por Duncan & Chang (1970) para modelar el comportamiento del suelo y el elemento de unión desarrollado por Goodman et al (1968) para modelar la interfaz.

Desde entonces, el FEM se ha empleado en numerosas ocasiones para modelar problemas de SSI, en particular, el análisis de deformaciones causadas por excavaciones profundas y túneles para estimar los movimientos del suelo inducidos por la excavación y las cargas de apoyo. Obtuvo una amplia aceptación debido a su capacidad para modelar secuencias de construcción complejas e incorporar propiedades detalladas específicas del sitio del sistema de soporte estructural y los suelos circundantes (Finno & Harahap, 1991; Ng, 1992; Whittle et al., 1993; Abdel- Rahman, 1993; Hashash & Whittle, 1996 y 2002; Ng & Yan, 1999; El-Nahhas & Morsy, 2002; El-Sayed & Abdel-Rahman, 2002; Kung et al., 2007b y 2009; y otros).

Los primeros análisis de elementos finitos de Interacción Suelo-Estructura (SSI) del suelo retenido por muros fueron presentados por Chang (1969), Clough & Duncan (1969, 1971), Duncan & Clough (1971), Clough *et al.*, (1972) y Christian & Wong (1973). Los primeros análisis SSI para excavaciones profundas utilizaron la relación constitutiva hiperbólica desarrollada por Duncan & Chang (1970) para modelar el comportamiento del suelo y el elemento de unión desarrollado por Goodman et al (1968) para modelar la interfaz.

El análisis de elementos finitos de excavaciones profundas y estructuras cercanas presenta desafíos especiales por las siguientes razones (Woods, 2003):

- La geometría cambia gradualmente.
- Se requieren soluciones a corto y largo plazo para algunos geo-materiales como las arcillas.
- Deformaciones potencialmente discontinuas en la interfaz de la pared y el suelo.
- El contraste de rigidez suele ser alto entre el muro soportado y el edificio, y los suelos circundantes.

Para simular de manera realista excavaciones profundas se debe considerar:

1. Modelos constitutivos del suelo.
2. Simulación de excavación y secuencia de la construcción
3. Modelación de la interfaz.
4. Análisis bidimensional y tridimensional.
5. Modelación del efecto de estructuras ubicadas cerca de la excavación.

Comúnmente se emplean los análisis de elementos finitos en condiciones de deformación plana (2D), dada su aplicabilidad y facilidad en el montaje del modelo geotécnico. Sin embargo, estos análisis bidimensionales no tienen en cuenta la geometría del proyecto a analizar. Los análisis tridimensionales (3D), tienen como ventaja modelar de manera realista las condiciones propias a las cuales se va a enfrentar el proyecto.

Durante los últimos años diferentes autores han realizado comparaciones entre los análisis bidimensionales y tridimensionales, demostrando que las simulaciones 3D mediante elementos finitos puede modelar con mayor precisión el comportamiento de una excavación

y las deformaciones que tiene el sistema de contención. A su vez, obtuvieron resultados que son consistentes tanto con las correlaciones empíricas como los resultados de campo.

2.9 Modelos constitutivos de los suelos.

Las predicciones inexactas de elementos finitos que resultan de la utilización de un modelo constitutivo que ignora el efecto del nivel de deformación en el módulo del suelo pueden subestimar la distorsión angular de la construcción y, en consecuencia, subestimar el nivel de daño esperado de la construcción causado por el asentamiento inducido por la excavación.

No obstante, se pueden utilizar modelos constitutivos simples (como el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb o el modelo hiperbólico de Duncan-Chang, 1970) para obtener predicciones realistas de la deformación lateral del muro a pesar de su pobre predicción de los asentamientos (Jardine et al., 1986; Kung, 2010).

El modelo de endurecimiento del suelo (Hardening Soil HS) en sus dos variantes HS-Standard y HS-SmallStrain explican la mayoría de las características del comportamiento del suelo. A pesar de la complejidad matemática del modelo HS, sus parámetros tienen un significado físico explícito y pueden determinarse con pruebas de suelo convencionales.

2.9.1 Criterio de falla Mohr Coulomb.

El modelo elasto-plástico empleado corresponde a **Mohr Coulomb** considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo desarrollado a partir de la ley de Hooke (Nieto, A. *et al*, 2009), el cual representa un modelo elástico perfectamente plástico (Jia, 2018).

La especificación de este modelo y su criterio típicamente involucra la hipótesis de Coulomb, que postulaba una relación lineal entre la resistencia al corte en un plano y el esfuerzo normal que actúa sobre él.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$$

Donde,

τ = Resistencia al corte

σ_n = Esfuerzo normal

φ = Angulo de fricción interna

c = Cohesión

Combinando el criterio de Coulomb con la representación del círculo de Mohr del estado de esfuerzos y considerando los estados admisibles, el criterio de falla de Mohr-coulomb en términos de esfuerzos principales se puede expresar como:

$$F_s = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi = 0$$

La superficie de fluencia de este modelo es una línea en el espacio de esfuerzos 2D y tiene una forma de pirámide hexagonal irregular en el espacio de esfuerzos 3D como se presenta en la Figura 7 que se ilustran más adelante. La definición de superficie de fluencia incluye el ángulo de Lode y, por lo tanto, la proyección de esta superficie de fluencia en el plano Π , siendo la dirección normal la diagonal del espacio de esfuerzos, se desvía de la forma circular del modelo de Drucker-Prager.

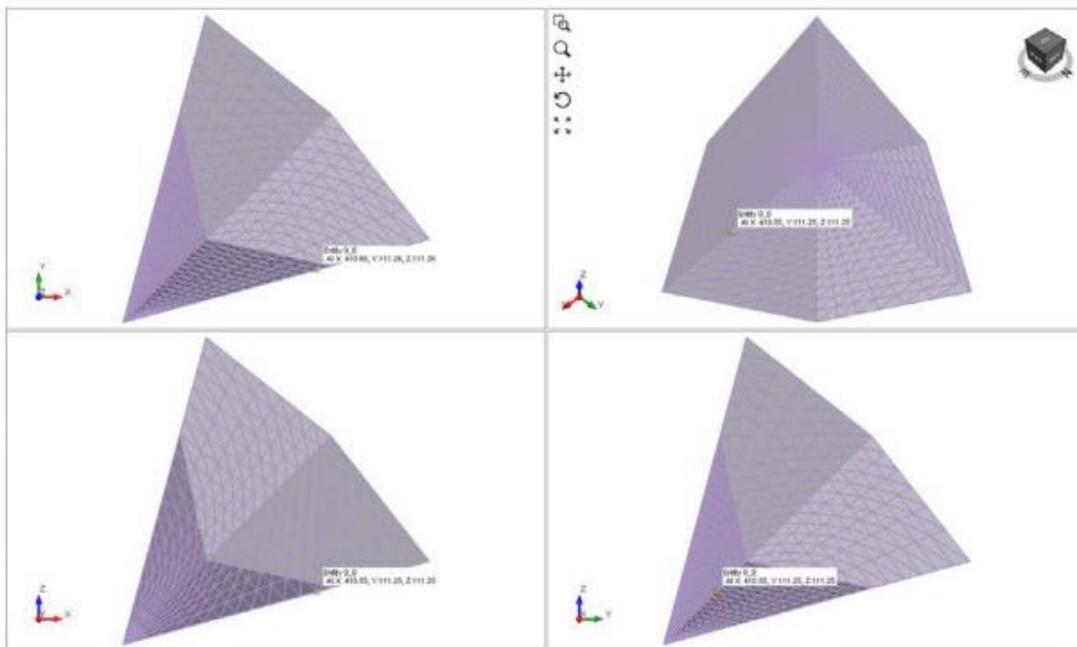


Figura 7 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en espacio de esfuerzos 3D. Fuente: Rocscience 2019.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, es importante resaltar que para el presente trabajo se decidió que el modelo constitutivo a emplear en las simulaciones numéricas

corresponderá al modelo Mohr Coulomb dada su versatilidad y simplicidad, siendo usado en diferentes condiciones de diseño y requiriendo parámetros básicos del suelo. Adicionalmente, es uno de los modelos más empleados en la práctica y las simulaciones en elementos finitos, puesto que no hay necesidad de suponer parámetros geotécnicos que requieren un número importante de ensayos de laboratorio detallados, los cuales pueden representar un alto costo al proyecto y un mayor tiempo en los análisis.

2.10 Programas empleados en los análisis.

Las simulaciones numéricas realizadas en el presente trabajo han empleado un software que permitió relacionar el modelo constitutivo escogido, los parámetros geomecánicos y elementos estructurales, efectuando la interacción suelo-estructura mediante el método de elementos finitos en tres dimensiones. La herramienta computacional corresponde a RS3 (Rock and Soil 3-dimensional analysis program) de la casa Rocscience.

Así mismo y con el objeto de comparar el comportamiento de los casos de estudio, se realizaron modelaciones bidimensionales utilizando el programa de computador Phase 2 (RS2 - Rock and soil 2 – dimensional analysis program).

Se describe a continuación las características de los programas empleados para los análisis en el presente documento:

- **RS3 (Rock and Soil 3–dimensional analysis program).**

RS3 es una herramienta computacional que permite la construcción de modelaciones tridimensionales en elementos finitos con geometrías complejas de estructuras civiles y mineras. Es aplicable tanto roca como para suelo, para el análisis de excavaciones superficiales y subterráneas, diseño de cimientos, terraplenes, túneles, consolidación, aguas subterráneas, etc.

El software cuenta con modelos constitutivos basados en los criterios de Mohr – Coulomb, Hoek-Brown Generalizado, Cam Clay y Drucker Prager. La malla que utiliza el programa consta de elementos tetraédricos de 4 a 10 nodos. Adicionalmente, involucra en la modelación diferentes etapas que simulan la secuencia de construcción y permiten llevar a cabo un análisis más riguroso con resultados confiables.

Así mismo, permite la incorporación de un elemento de “interfase” dentro de las modelaciones, esto con el propósito de simular con precisión la interacción real entre un elemento estructural y el suelo adyacente. De acuerdo con algunas investigaciones enfocados en los efectos que tienen las propiedades de la “interfase”, han concluido que al involucrar estos elementos en modelos con el criterio de falla de Mohr Coulomb, se obtienen resultados satisfactorios para el tipo de análisis que busca determinar el comportamiento del suelo adyacente a un elemento estructural (Day & Potts 1998; Xie *et al* 2013; Li & He 2008).

Para la definición y creación de la “interfase” en el programa RS3, se deben especificar parámetros como: el ángulo de fricción (ϕ), la cohesión (c), la resistencia a la tensión, y módulo elástico y peso unitario tanto del elemento estructural.

- **Phase 2 (Rock and Soil 2-dimensional analysis program).**

Phase2 es un programa de computador que permite el análisis de elementos finitos en dos dimensiones, el cual cuenta con criterios de falla tales como: Mohr-Coulomb, Hoek – Brown y Cam Clay, los cuales se pueden incorporar durante la creación del modelo de análisis.

A su vez el programa permite la modelación por etapas, simulando los procesos reales que tiene una construcción, se puede usar para un rango amplio de proyectos en Ingeniería como el diseño de excavaciones y el análisis de infiltración, en cálculos probabilísticos y dinámicos (Rocscience Inc., 2010).

2.11 Revisión de casos estudio en el mundo.

Durante los últimos años diferentes autores han realizado comparaciones entre los análisis bidimensionales y tridimensionales, demostrando que las simulaciones 3D mediante elementos finitos puede modelar con mayor precisión el comportamiento de una excavación y las deformaciones que tiene el sistema de contención. A su vez, obtuvieron resultados que son consistentes tanto con las correlaciones empíricas como los resultados de campo.

En la Tabla 3 se resume los resultados obtenidos a partir de las modelaciones realizadas:

Tabla 3. Referencia de algunos estudios empleando análisis de elementos finitos. Elaboración propia.

Autor	Caso de estudio	Tipo de caso	Lugar	Modelo constitutivo	Geometría excavación	Consideraciones relevantes	Resultados	Limitaciones	Observaciones
Ou, C. Y. (2016)	Análisis en elementos finitos - problemas de una excavación profunda	Real	Tapei	Mohr-Coulomb y Hardening soil	Profundidad de excavación: 8.6 m Ancho de excavación: 42 m Longitud de excavación: 44 m Estructura de contención: pantalla Longitud pantalla: 21 m	Análisis de una excavación profunda con y sin contrafuertes	El modelo en condiciones no drenadas puede proporcionar una buena predicción de los movimientos en una excavación, donde los parámetros de resistencia del suelo deben determinarse a partir de pruebas de laboratorio o de campo, pero el módulo de Young solo puede seleccionarse a partir de correlaciones empíricas.	Un problema común en el análisis de excavaciones profundas, corresponde a la limitación para obtener los datos de las pruebas de suelo que menudo son de baja calidad debido a la dificultad de tomar muestras inalteradas "in-situ".	El análisis de elementos finitos bidimensional teniendo en cuenta la deformación en el plano, se puede utilizar para evaluar el rendimiento de emplear elementos de reforzamiento (contrafuertes), pero solo hasta cierto punto. Para algunas situaciones, como los muros con contrafuertes, donde su interacción entre las estructuras y el suelo es complicada, el análisis tridimensional puede evaluar de manera realista la efectividad de estos elementos en excavaciones profundas.
Szepesaházi, A. et al. (2015)	Comportamiento del suelo y la estructura cerca de las esquinas cóncavas.	Teórico	----	Mohr-Coulomb	Profundidad de excavación: 8 m Ángulos de las esquinas: entre 72° y 141° Secciones del muro alrededor de la esquina: entre 7 y 10 m. Estructura de contención: pantalla	Se tuvo en cuenta una carga distribuida superficial de 10kPa para evitar los posibles problemas numéricos, que pueden surgir del desprendimiento de los elementos de suelo y la estructura de contención en regiones poco profundas debido a la pequeña cobertura del suelo.	Los momentos de flexión calculados alrededor del eje horizontal son significativamente más pequeños en el caso del análisis 3D que en el modelo de deformación en el plano 2D.	Generalmente se asume condiciones de deformación en el plano para las partes medias, y en algunos casos, condiciones asimétricas para la proximidad de las esquinas. Dicha suposición puede proporcionar resultados confiables en el caso de excavaciones con lados largos y distribuciones de carga consistentes, pero para problemas con geometrías más complejas o condiciones del suelo, se pueden obtener resultados poco confiables.	Las esquinas cóncavas de las excavaciones profundas son un ejemplo típico donde los efectos 3D no se pueden descuidar.
Hashash, Y. et al. (2010)	Análisis tridimensional inverso de una excavación profunda en arcillas.	Real	Chicago	Neural Network (NN)	Profundidad de excavación: 9.1 m Estructura de contención: tablestacas	Arcilla blanda con espesores hasta de 17 m.	Los análisis en condiciones de deformación en el plano en algunos casos son inconsistentes con el comportamiento real de una excavación.	Debido a los altos costos computacionales asociados con el modelo 3D, las etapas de construcción se seleccionaron cuidadosamente para minimizar el número de etapas de cálculo.	El análisis de la deformación en el plano bidimensional se realiza generalmente para evaluar los movimientos del muro y el suelo,

Autor	Caso de estudio	Tipo de caso	Lugar	Modelo constitutivo	Geometría excavación	Consideraciones relevantes	Resultados	Limitaciones	Observaciones
							Los asentamientos previstos alrededor del sitio de excavación, reflejaron fuertes efectos 3D y fueron consistentes tanto con las correlaciones empíricas como los resultados de campo.		Los análisis numéricos 3D superan las limitaciones de la suposición de esfuerzos en el plano en el análisis 2D.
Finno, R. et al. (2007)	Efectos tridimensionales para excavaciones soportadas en arcillas	Teórico	----	Hardening soil (HS)	Profundidad de excavación: entre 9.8 y 13.4 m Ancho de excavación: entre 20 y 80 m Longitud de excavación: entre 20 y 160 m. Estructura de contención: pantalla	<p>150 simulaciones numéricas en elementos finitos realizadas para definir los efectos de la geometría de la excavación, la rigidez del sistema de contención y el factor de seguridad contra la falla de fondo.</p> <p>Los parámetros utilizados para el modelo de suelo HS son representativos de las arcillas glaciales compresibles en el área de Chicago, y se obtuvieron comparando los valores computados de los movimientos laterales con los medidos en la excavación del Centro de Diseño Ford en Evanston, Illinois.</p>	<p>Los resultados de los análisis están representados por la relación de deformación en el plano (PSR), definida como el movimiento máximo en el centro del elemento de contención obtenida por los análisis 3D, dividido por el calculado por una simulación de deformación plana (2D).</p> <p>Los resultados indican que el valor de PSR (relación de deformación en el plano) se ve afectado por: las relaciones de la longitud del muro y la profundidad de excavación (L/He), las dimensiones planas de la excavación (B/L), la rigidez del sistema de contención, el factor de seguridad de la falla de fondo. De estos factores la relación L/He fue la más influyente en los resultados.</p>	<p>Ni los datos de campo ni el procedimiento empírico, proporcionan información directa sobre si los movimientos máximos se pueden estimar de manera confiable sobre la base de suposiciones de deformación plana.</p> <p>Para las excavaciones con grandes distancias entre un estrato rígido y el fondo de la excavación, el cálculo en 2D de los movimientos cerca del centro del elemento de contención generalmente sobreestima los resultados obtenidos en campo.</p>	<p>Se pueden definir las condiciones en las que los resultados de la deformación del plano bidimensional (2D) son aplicables a la geometría real 3D y desarrollan factores que definen los efectos de rigidez cerca de las esquinas.</p> <p>Los movimientos cerca del centro del sistema de retención calculados por enfoques de elementos finitos pueden ser diferentes en el análisis 2D que en el 3D.</p> <p>Los movimientos calculados por el análisis 3D son menores que los calculados por simulaciones de deformación en el plano para las excavaciones más pequeñas.</p>
Ou, C. Y. et al. (1996)	Análisis tridimensional en elementos finitos para excavaciones profundas	Teórico	----	Modelo hiperbólico	Profundidad de excavación: 16 m Ancho de excavación: entre 20 y 100 m Longitud de excavación: entre 40 y	análisis de una excavación típica con un estrato de subsuelo arcilloso suave a medio	Los resultados de los análisis 3D muestran una estrecha relación con las mediciones de campo.	La precisión de los valores predichos se ve afectada por la existencia de la esquina de excavación, especialmente en excavaciones que tienen paredes relativamente cortas	El análisis de la deformación en el plano podría arrojar resultados conservadores, especialmente para la sección central de elemento de contención relativamente corto.

Autor	Caso de estudio	Tipo de caso	Lugar	Modelo constitutivo	Geometría excavación	Consideraciones relevantes	Resultados	Limitaciones	Observaciones
		Real	Hai-Hua		<p>100 m Estructura de contención: pantalla Espesor pantalla: 0.70 m Longitud pantalla: 32 m</p>	<p>El perfil subsuperficial en el sitio está compuesto por nueve capas de arena limosa alterna y depósitos de arcilla limosa sobre una gruesa formación de grava</p>	<p>Gran almacenamiento de computadoras y al enorme tiempo de cálculo requerido. Es necesario minimizar el número de grados de libertad sin sacrificar la precisión del análisis.</p>	<p>Para las secciones cerca de las esquinas, el análisis sería mucho más conservador porque no se consideran los efectos tridimensionales en esta región</p>	<p>Las excavaciones son de naturaleza problemas tridimensionales.</p>
				<p>Profundidad de excavación: entre 20.3 m Estructura de contención: pantalla Espesor pantalla: 1.1 m Longitud pantalla: 42 m</p>	<p>El análisis en elementos finitos tridimensionales está cerca de las mediciones de campo para cada etapa de la excavación.</p>		<p>La simulación de la excavación mediante el método de elementos finitos se realizó con la eliminación de los elementos que representan el suelo excavado.</p>	<p>Los analisis 2D arrojaron resultados conservadores mientras los analisis 3D son mas cercanos a la realidad.</p> <p>El método de elementos finitos de deformación en el plano se ha utilizado en el análisis de excavaciones profundas durante muchos años, pero aún queda por resolver el grado de precisión del análisis, tal como se ve afectado por la existencia de las esquinas en excavaciones típicas</p>	

A partir de la tabla anterior, se concluye que los análisis tridimensionales en elementos finitos para excavaciones profundas modelan de manera realista la interacción suelo-estructura de elementos empleados como reforzamiento del sistema de contención (contrafuertes), además de tener en cuenta la geometría de la excavación tal como lo infiere Ou, C. Y (2016).

Adicionalmente, los análisis 3D tienen en cuenta los efectos de las esquinas, el arqueamiento del elemento de retención y el comportamiento anisotrópico de la estructura, particularidad que no tienen las modelaciones bidimensionales (Szepesaházi., *et al*, (2015)., Ou., *et al*. (1996)).

Finalmente, se ha demostrado que el método de elementos finitos de deformación en el plano se ha utilizado en el análisis de excavaciones profundas durante muchos años, pero aún queda por resolver el grado de precisión del análisis, puesto que estas modelaciones podrían arrojar resultados conservadores, mientras que las simulaciones tridimensionales muestran una estrecha relación con los resultados de las mediciones de los trabajos de campo. Sin embargo, estos análisis 3D tienen como limitación el alto costo computacional relacionado con tiempo que requiere realizar dichas modelaciones (Ou., (2016), Szepesaházi., *et al*, (2015)., Hashash., (2010), Finno., (2007), Ou., *et al*. (1996)).

Capítulo 3

Características de los casos de estudio

3.1 Información disponible.

Se analizaron dos excavaciones de más de 8.00 m de profundidad que, de acuerdo con el Sire (Sistema de información para la gestión de riesgos de atención y de emergencias de Bogotá), se encuentran localizadas en zona geotécnica Lacustre y zona de respuesta sísmica Lacustre 200, compuestas principalmente por suelos blandos característicos la ciudad de Bogotá.

Se presenta en la Figura 8 la ubicación de los proyectos analizados:

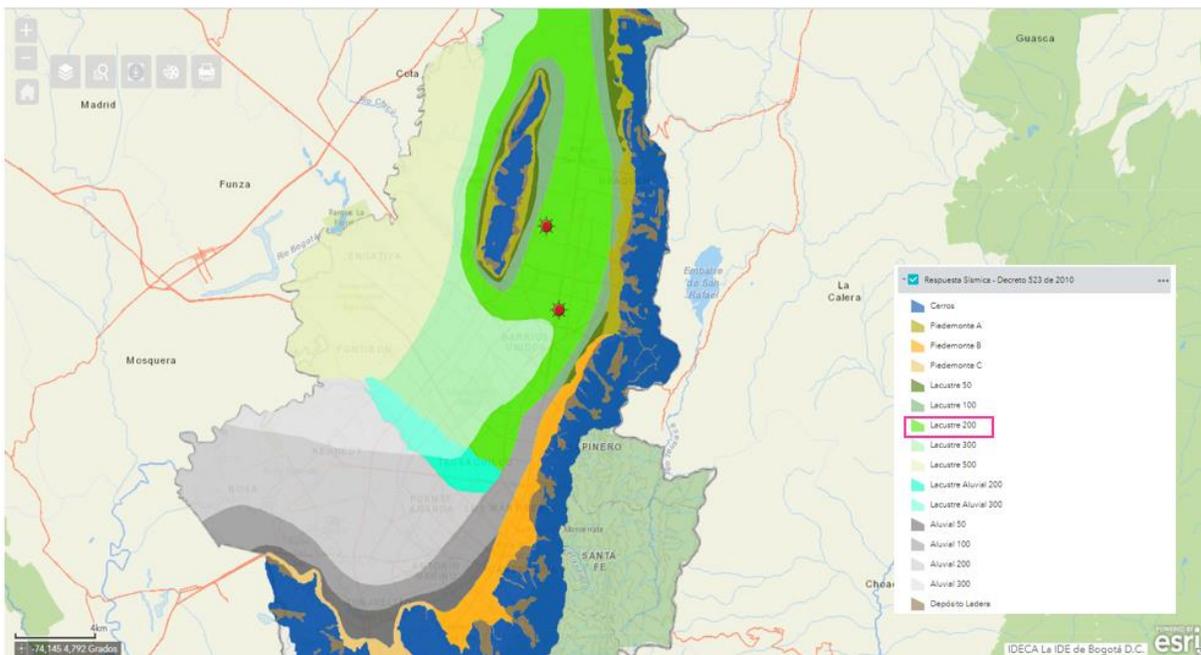


Figura 8 Localización general de los proyectos objeto de análisis, zona de respuesta sísmica según Decreto 523 de 2010. Fuente: Sistema de información para la gestión de riesgos y atención de emergencias de Bogotá (SIRE).

Se resume a continuación la información recopilada para la elaboración del presente trabajo correspondiente a: propiedades físicas, parámetros geotécnicos de diseño, posición del nivel freático, así como las características de las excavaciones, dimensiones, sistema de contención, marco de rigidez y plan de seguimiento y monitoreo empleado.

3.2 Descripción de las excavaciones objeto de análisis.

Se describen a continuación las excavaciones que fueron objeto de análisis en el presente documento:

3.2.1 Proyecto A.

3.2.1.1 Perfil estratigráfico.

De acuerdo con los registros de exploración del subsuelo, el perfil estratigráfico se encuentra constituido principalmente por estratos altamente compresibles y de baja resistencia. La estratigrafía promedio detectada en la zona objeto de estudio se describe en la Tabla 4 continuación:

Tabla 4. Descripción del subsuelo – Proyecto A. Elaboración propia.

Profundidad	Descripción
0.00 - 0.50 m	Placa de concreto de 30 cm, seguida por un relleno de recebo habano, algo de arena y arcilla.
0.50 - 1.50/1.60 m	Limo orgánico, algo arenoso café, de consistencia firme. La resistencia al corte, tomada con penetrómetro manual y/o veleta de campo, arrojó un valor de 1.00 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó un valor de 4 golpes/pie.
0.50/1.60 - 3.00/4.00 m	Arcilla habana, algo arenosa con vetas de óxido, de consistencia dura a firme. La resistencia al corte, tomada con penetrómetro manual y/o veleta de campo arrojó, valores entre 1.0 y 1.75 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó un valor de 7 golpes/pie. Según la USCS el estrato clasifica como CH.
3.00/4.00 - 37.00 m	Limo arcilloso y/o arcilla limosa de color café/gris, con algo de arena fina, turba y pintas de talco, de consistencia blanda. La resistencia al corte, tomada con penetrómetro manual y/o veleta de campo, arrojó valores entre 0.25 y 0.50 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 2 y 3 golpes/pie. Según la USCS el estrato clasifica como CH y MH.
37.00 - 45.00 m	Limo arcilloso y/o arcilla limosa café/gris, con algo de arena fina, turba y pintas de talco, de consistencia medio firme. La resistencia al corte, tomada con penetrómetro manual y/o veleta de campo, arrojó valores entre 0.60 y 0.75 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó un valor de 5 golpes/pie. Según la USCS el estrato clasifica como CH y MH.

Con base en los ensayos de penetración estándar y resistencia al corte no drenada, realizados in-situ, se graficaron los valores del número de golpes por pie (N) y la resistencia a la compresión simple (q_u) en función de la profundidad, como se muestra en la Figura 9.

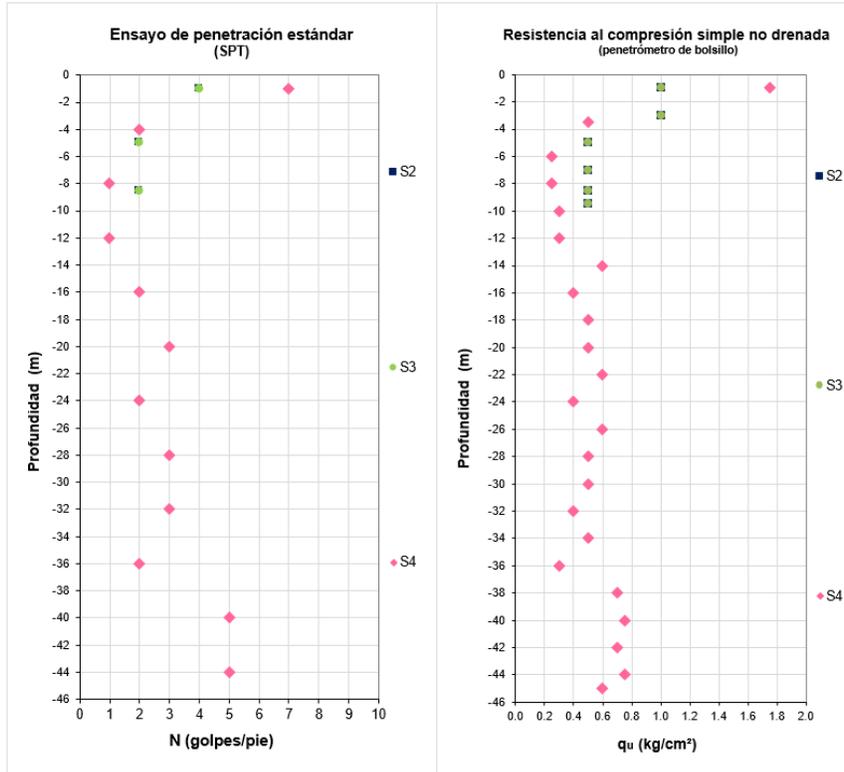


Figura 9 Valores de N del ensayo de SPT y q_u (tomado con penetrómetro de bolsillo) en función de la profundidad – Proyecto A. Elaboración propia.

Adicionalmente se presenta en la Figura 10 un perfil estratigráfico incluyendo las cotas de la excavación objeto de análisis:

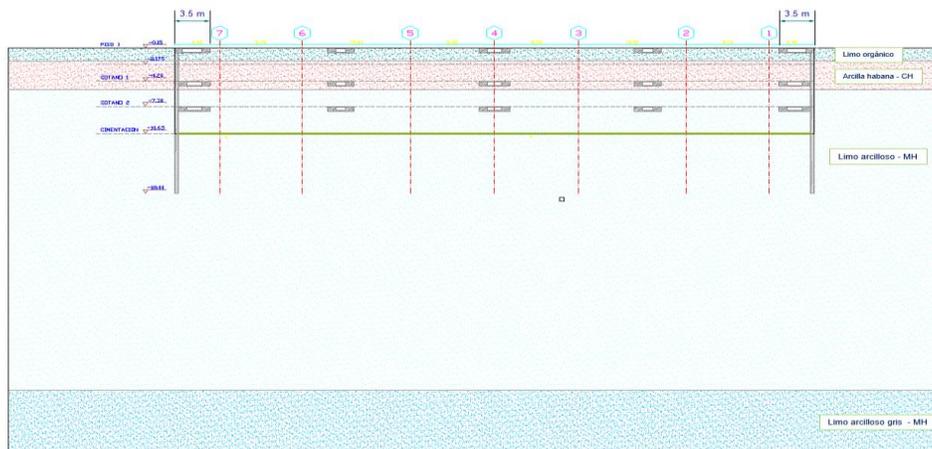


Figura 10 Perfil estratigráfico – Proyecto A. Elaboración propia.

3.2.1.2 Parámetros físicos.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de humedad natural y límites de Atterberg, se graficaron los parámetros físicos en función de la profundidad, en donde se observan contenidos de humedad natural entre 61.88% y 145.45%, así como límites líquidos del orden de 90.60% y 203.80%. Los contenidos de humedad natural (ω_n) están en su mayoría muy cercanas al límite líquido (LL), reflejando la consistencia blanda de los estratos allí detectados, tal y como se presenta en la Figura 11:

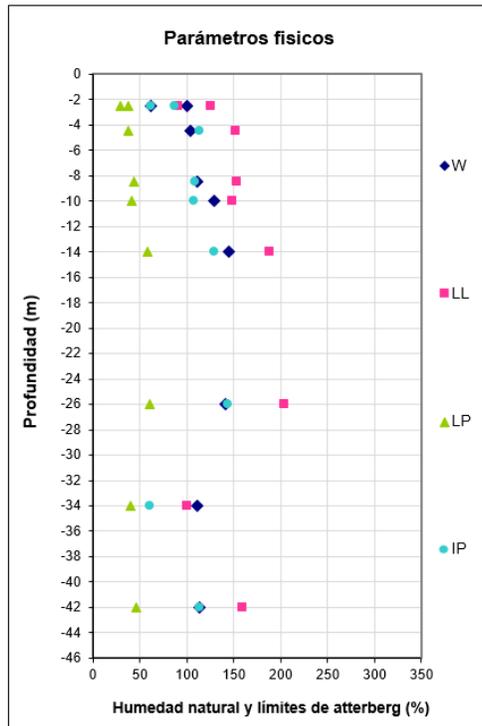


Figura 11 Contenido de humedad natural y límites de consistencia en función de la profundidad. Elaboración propia.

Basándose en el estudio de suelos se encuentra que los materiales detectados tienen pesos unitarios entre 1.40 t/m^3 y 1.50 t/m^3 .

3.2.1.3 Parámetros geomecánicos.

Según el estudio de suelos, los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad de los mantos a lo largo de la profundidad fueron definidos a partir de los ensayos de campo y laboratorio, los cuales se resumen en la tabla 5:

Tabla 5. Parámetros geomecánicos no drenados – Proyecto A. Elaboración propia.

Estrato	Estrato	Profundidad promedio (m)	γ (t/m ³)	c_u (kg/cm ²)	E_u (t/m ²)
1	Limo orgánico	0.50 - 1.55	1.40	0.50	810
2	Arcilla habana	1.55 - 3.60	1.50	0.63	984
3	Limo arcilloso	3.55 - 37.00	1.40	0.23	507
4	Limo gris	37.00 - 45.00	1.40	0.35	676

3.2.1.4 Dimensiones, geometría y profundidad de excavación.

El proyecto requirió una excavación de 10.65 m de profundidad para dar cabida a los 3 sótanos previstos. Las dimensiones en planta de la excavación fueron de 19.0 x 63.0 m, como se presenta en la Figura 12:

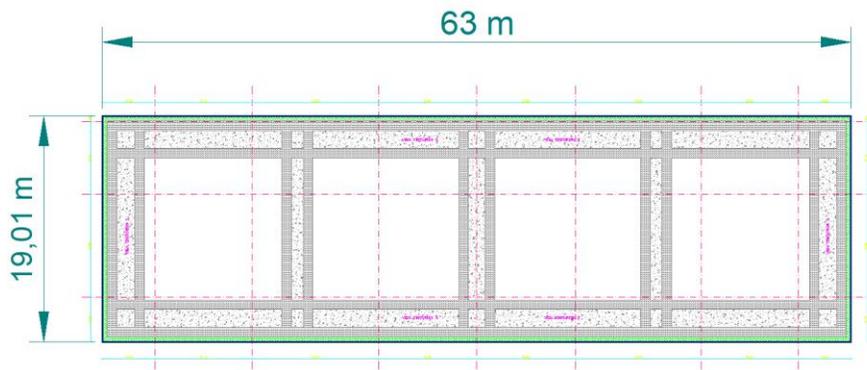


Figura 12 Planta general indicando las dimensiones de la excavación - Proyecto A. Elaboración propia.

Los sótanos que hacen parte del proyecto tienen alturas variables; la Tabla 6 se resume los niveles con respecto a la superficie del terreno.

Tabla 6. Niveles de excavación - Proyecto A. Elaboración propia.

Sótano No.	Altura de sótano (m)	Cota de excavación (m)
1	4.20	-4.20
2	3.10	-7.30
3	3.35	-10.65

En la Figura 13 presenta un corte de la excavación:

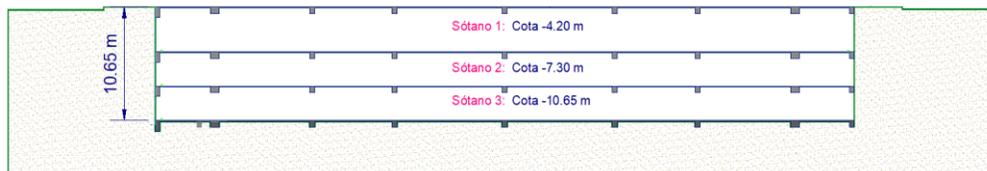


Figura 13 Corte longitudinal - Proyecto A. Elaboración propia.

3.2.1.5 Sistema de contención y marco de rigidez.

Dadas las características de la excavación, se empleó como sistema de contención una pantalla pre-excavada de 0.40 m de espesor y de 18.0 m de longitud.

Como marco de rigidez se construyeron una serie de vigas (tanto cabezal como cinturón) de 3.50 m de ancho y altura de 0.60 m. Adicionalmente, el sistema de apuntalamiento se encuentra conformado por una serie de barretes de 0.40 m x 2.00 m, con una longitud de 29.85 m, y vigas centrales con anchos de 2.60 y 3.00 m, dejando 4 ventanas de 11.60 m para la extracción del material.

La Figura 14 presenta un esquema del sistema de apuntalamiento:

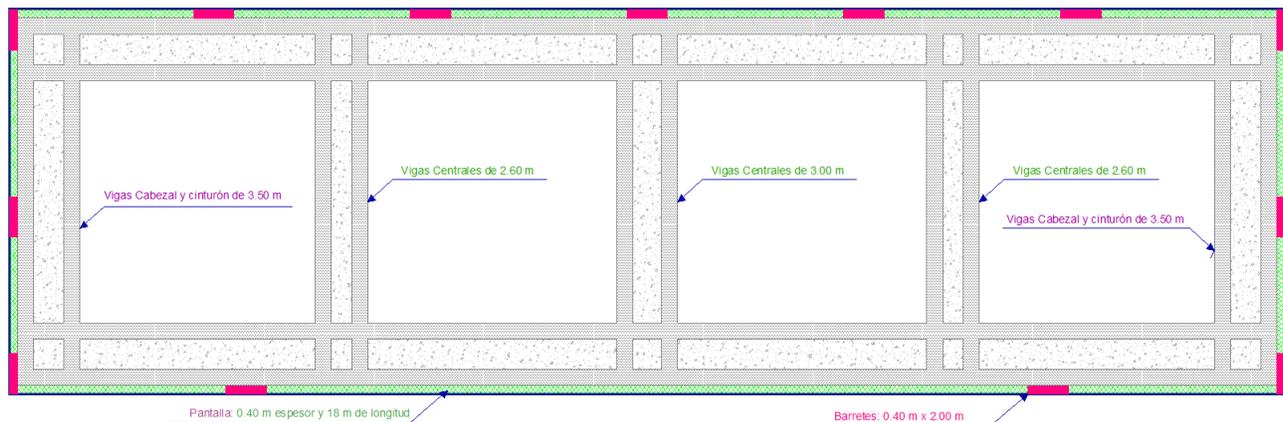


Figura 14 Sistema de apuntalamiento - Proyecto A. Elaboración propia.

3.2.1.6 Proceso constructivo de excavación.

La excavación se efectuó de acuerdo con la siguiente secuencia:

- **Etapa 1:** construcción y fundida de la pantalla pre-excavada y los barretes.
- **Etapa 2:** fundida de la viga cabezal y las 3 vigas centrales.
- **Etapa 3:** la excavación se realizó completa hasta la cota -2.175 m y por etapas hasta alcanzar la cota -4.20 m, correspondiente al primer sótano.
- **Etapa 4:** una vez alcanzada la cota -4.20 m, se construyó la viga cinturón y sus correspondientes vigas centrales.
- **Etapa 5:** se continuó por etapas con la excavación del segundo sótano (cota -7.30 m de profundidad).

- **Etapa 6:** una vez alcanzada la cota del segundo sótano, se construyó la segunda viga cinturón y las vigas centrales correspondientes.
- **Etapa 7:** finalmente, se realizó la excavación hasta alcanzar la cota de -10.65 m de profundidad, permitiendo la construcción de la placa de contrapiso.

3.2.1.7 Instrumentación geotécnica.

El plan de seguimiento y monitoreo empleado en el proyecto estuvo compuesto por:

- **Inclinómetros:** 8 inclinómetros con una longitud igual a la de la pantalla, embebidos en la misma.
- **Piezómetros:** 6 piezómetros de Casagrande de 20 m de longitud.

La Figura 15 muestra la ubicación de la instrumentación instalada en el proyecto:

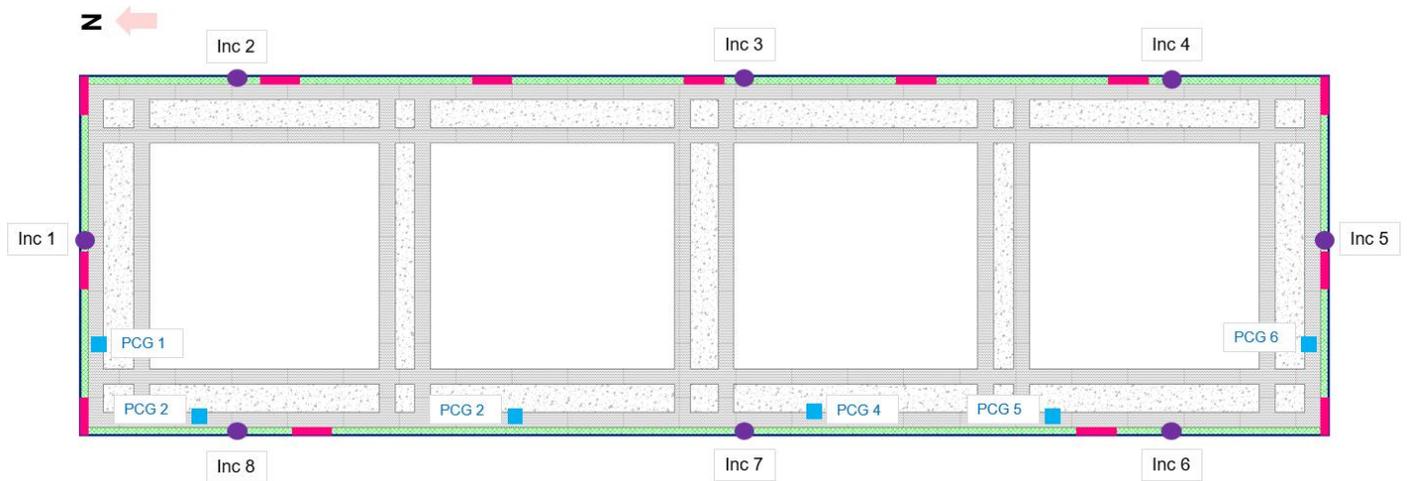


Figura 15 Localización de la instrumentación geotécnica instalada en el proyecto A. Elaboración propia.

La instrumentación se monitoreó en un periodo de 11 meses y medio, iniciando con la instalación de los elementos en agosto del 2014 y finalizando el 07 julio del 2015, con una frecuencia aproximada de dos lecturas semanales.

En la Tabla 7 se presenta la localización y comentarios con referencia a los inclinómetros instalados:

Tabla 7. Localización y observaciones de la instrumentación – Proyecto A. Elaboración propia.

Inclinómetro	Inc-1	Inc-2	Inc-3	Inc-4	Inc-5	Inc-6	Inc-7	Inc-8
Ubicación	Costado norte	Costado Oriental			Costado sur	Costado occidental		
Observación	La lectura inicio en septiembre de 2014	----	----	La última lectura se registró el 04 de julio de 2015.	Obstrucción del elemento a una profundidad de 11.0 m.	Obstrucción del elemento a una profundidad de 6.0 m.	----	----

En la Tabla 8 se presenta un resume de la secuencia constructiva con las deformaciones al final de cada etapa. Las deformaciones al final de cada etapa fueron contrastadas con los resultados de un programa de elementos finitos.

Tabla 8. Etapas constructiva y deformaciones según la instrumentación – Proyecto A. Elaboración propia.

Fecha	Etapas constructivas	Deformaciones al final de cada etapa
Agosto - 2014	Etapa 1: instalación de los elementos estructurales tipo pantallas, vigas cabezales y centrales.	---
Agosto - Septiembre	Etapa 2: excavación del sótano 1 (cota -4.20 m de profundidad)	Entre 1.0 y 4.5 cm
Noviembre - Diciembre	Etapa 3: construcción del sistema de apuntalamiento, vigas cinturón y centrales.	Entre 3.0 y 7.0 cm
Febrero - Marzo 2015	Etapa 4: excavación del sótano 2 (cota -7.30 m de profundidad).	Entre 7.0 y 8.5 cm
Marzo - Abril	Etapa 5: construcción de las vigas cinturón y centrales a nivel de segundo sótano.	Entre 7.0 y 10.3 cm
Abril - Mayo	Etapa 6: excavación del sótano 3.	Entre 7.5 y 10.5 cm
Mayo - Julio	Etapa 7: construcción de la placa de contrapiso.	Entre 10 y 12.0 cm
Julio	Fin de la excavación.	Deformación máxima acumulada de 12.38 cm

En las figuras 15 a 20 se presentan la historia de deformaciones registradas en los inclinómetros para las diferentes profundidades de excavación:

INCLINÓMETROS

Costado Norte:

- **Inclinómetro No. 1:**

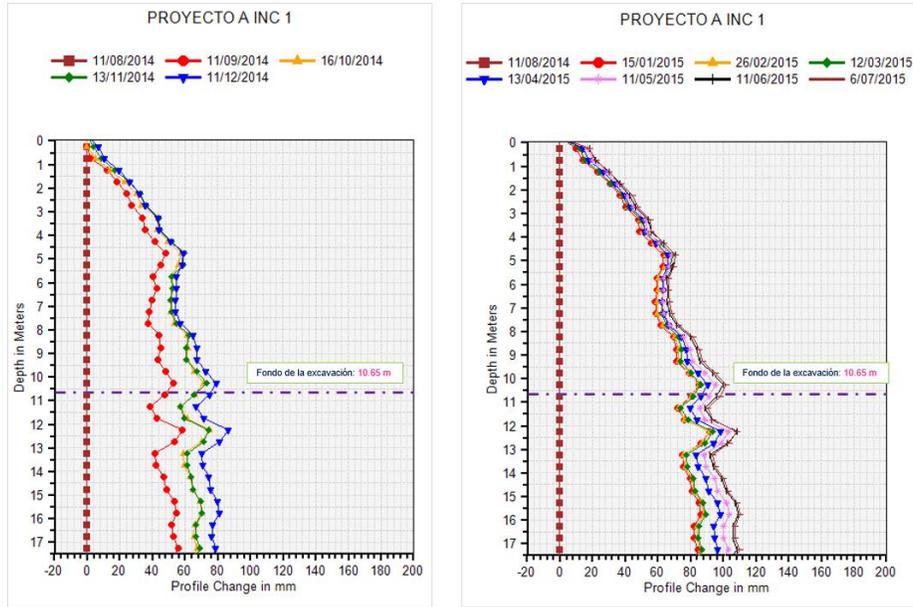


Figura 16 Lecturas de campo inclinómetro No. 1 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.

Costado Oriental:

- **Inclinómetro No. 2:**

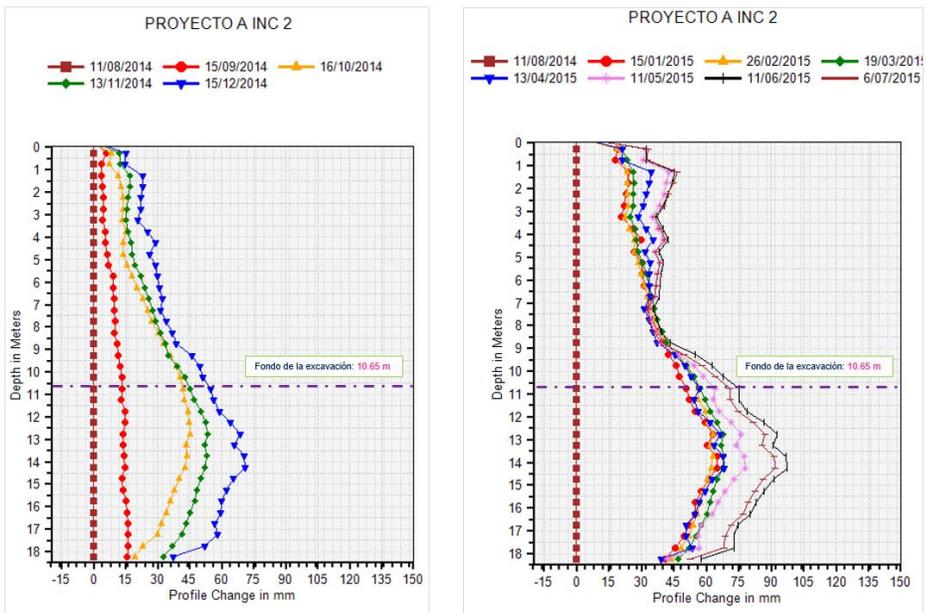


Figura 17 Lecturas de campo inclinómetro No. 2 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.

- **Inclinómetro No. 3:**

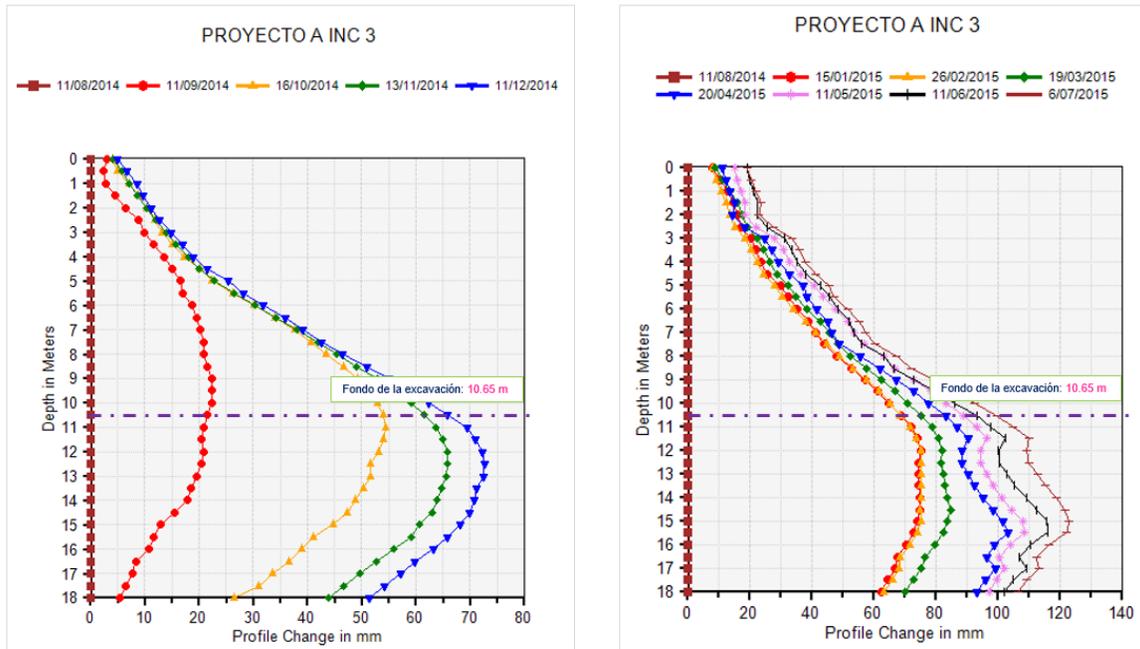


Figura 18 Lecturas de campo inclinómetro No. 3 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.

- **Inclinómetro No. 4:**

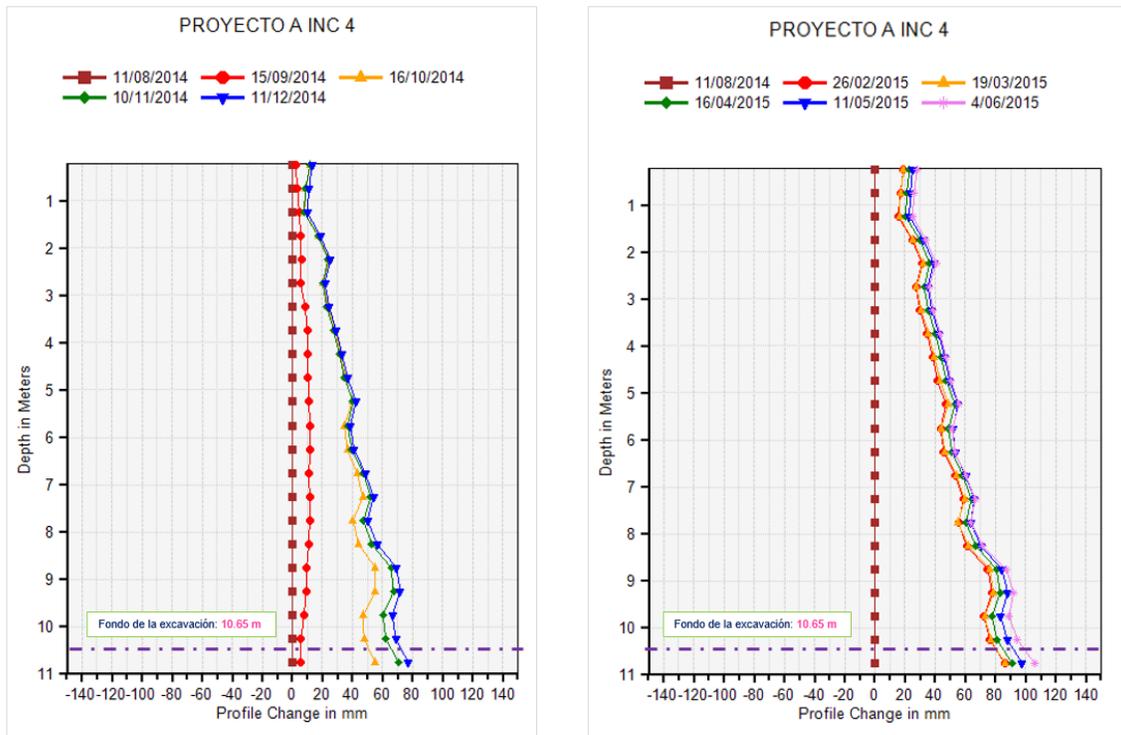


Figura 19 Lecturas de campo inclinómetro No. 4 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.

- **Inclinómetro No. 7:**

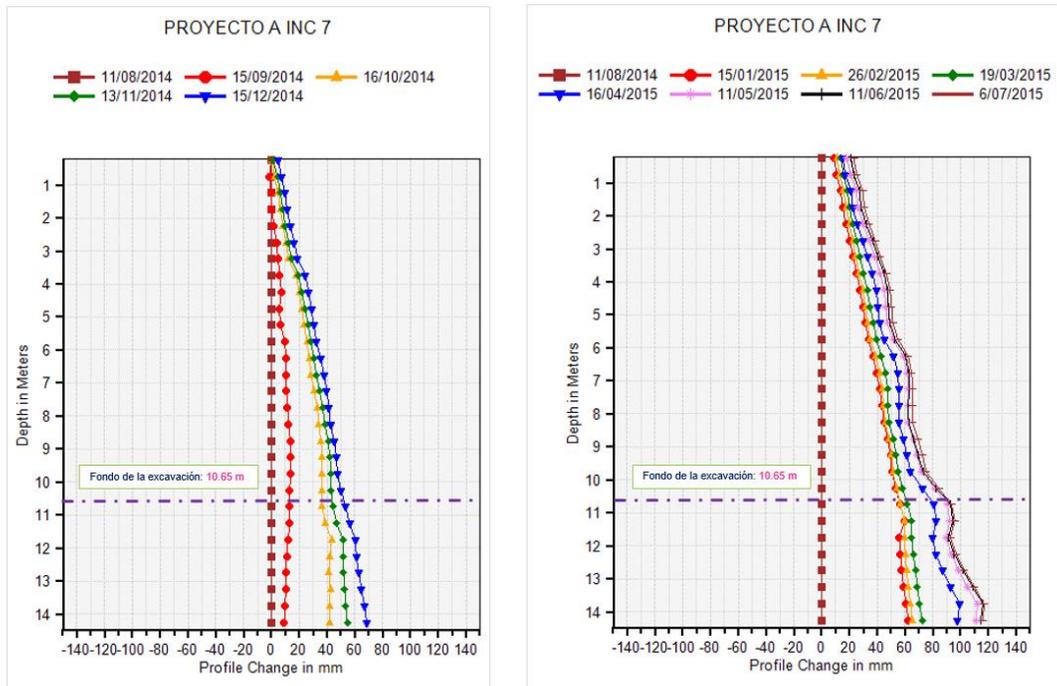


Figura 20 Lecturas de campo inclinómetro No. 7 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.

- **Inclinómetro No. 8:**

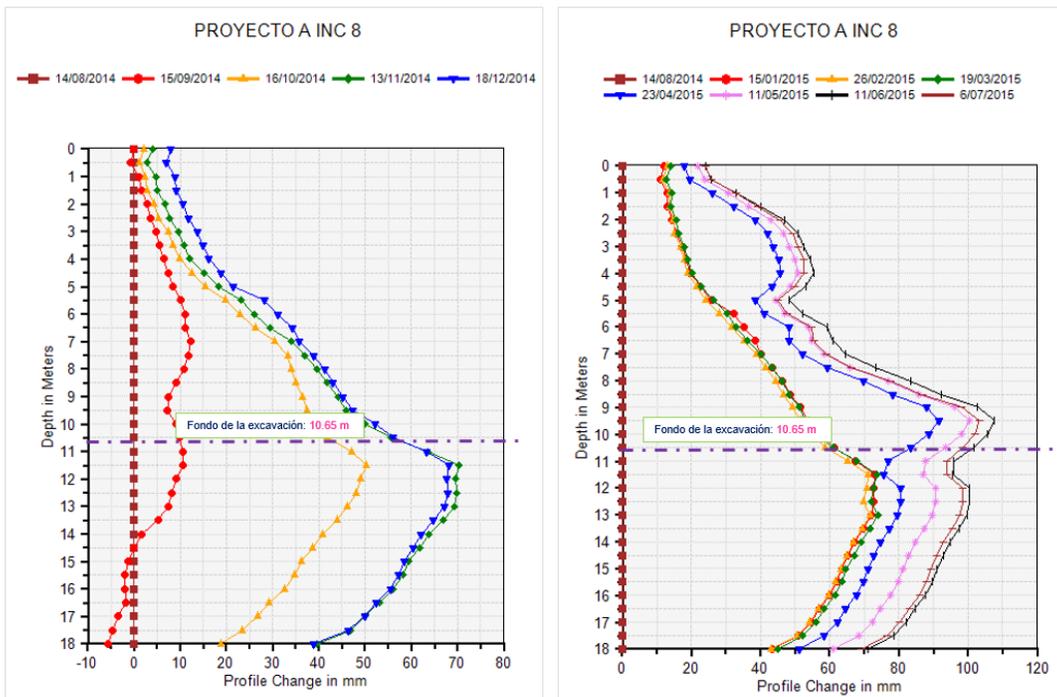


Figura 21 Lecturas de campo inclinómetro No. 8 – año 2014 y 2015 respectivamente. Elaboración propia.

Con base en lo anterior se resume en la Tabla 9 las deformaciones máximas registradas en cada uno de los inclinómetros monitoreados:

Tabla 9. Deformación máxima según la instrumentación – Proyecto A. Elaboración propia.

Inclinómetro No.	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)
1	11.10	15.5
2	9.77	14.0
3	12.38	15.0
4	9.60	10.0
7	11.77	13.5
8	11.11	9.5

Se debe anotar que los resultados de las modelaciones tridimensionales realizadas han sido comparados con respecto al inclinómetro No. 3, dado que elemento registró la mayor deformación presentada en el proyecto.

PIEZÓMETROS

De acuerdo con las lecturas monitoreadas, la tabla de agua se estabilizó a una profundidad de 3.50 m aproximadamente. Cabe resaltar que este nivel fue empleado en las modelaciones numéricas realizadas.

En la Figura 22 se muestra la posición del nivel freático:

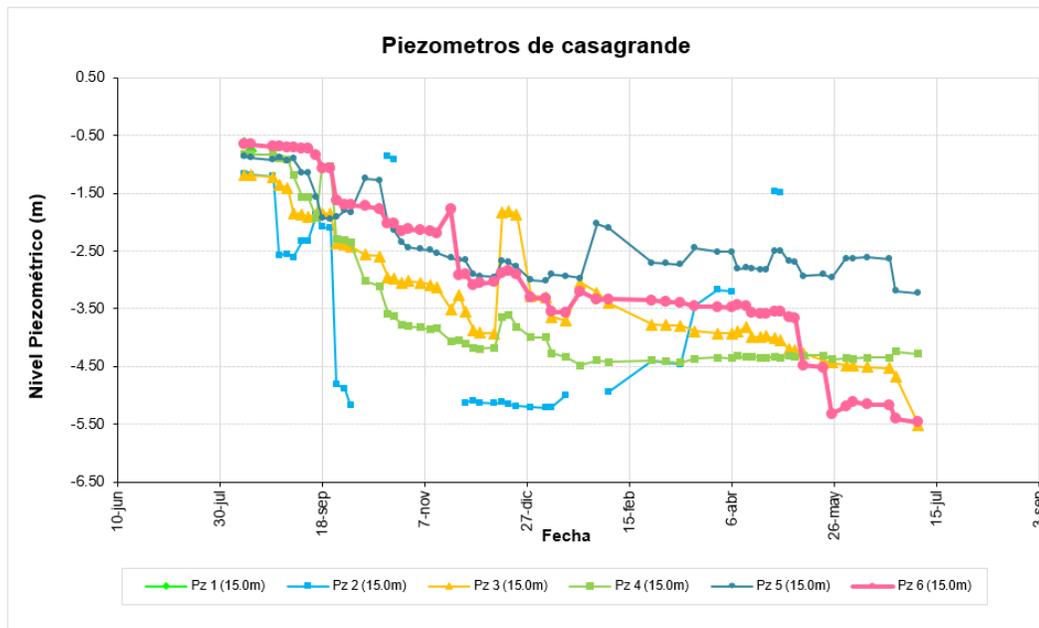


Figura 22 Niveles de la tabla de agua monitoreada en el proyecto A. Elaboración propia.

3.2.2 Proyecto B.

3.2.2.1 Perfil estratigráfico.

Con base en las exploraciones efectuadas, el perfil estratigráfico se encuentra compuesto por mantos de baja resistencia al corte, lentes de turba y/o materia orgánica, así como la presencia de algunos estratos de arena de densidad alta.

La estratigrafía promedio se describe en la Tabla 10:

Tabla 10. Descripción del subsuelo – Proyecto B. Elaboración propia.

Profundidad	Descripción
0.00 - 0.30/1.40 m	Capa vegetal. En los sondeos No. 1 y 4 se encontró un relleno de recebo, arcilla y escombros de 0.90 m y 1.40 m de espesor respectivamente. El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 6 y 55 golpes/pie.
0.30/1.40 - 0.90/1.50 m	Arcilla orgánica de color carmelita y consistencia blanda a dura. El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 2 y 19 golpes/pie.
0.90/1.50 - 2.00/3.00 m	Arcilla y/o limo arcilloso gris verdosa, de consistencia blanda a firme. La resistencia a la corte obtenida del ensayo de compresión inconfiada arrojó un valor de 0.40 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 2 y 8 golpes/pie. Según la USCS el estrato clasifica como MH y CH.
2.00/3.00 - 3.00/4.90 m	Limo arcilloso y/o arcilla limosa de color gris oscuro de consistencia blanda. La resistencia al corte obtenida del ensayo de compresión inconfiada arrojó un valor de 0.33 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó valores de 2 golpes/pie. De acuerdo con la USCS el estrato clasifica como CH.
3.00/4.90 - 19.00/31.00 m	Limo arcilloso y/o arcilla limosa carmelita, de consistencia muy blanda a blanda, con algunos lentes orgánicos. La resistencia al corte obtenida del ensayo de compresión inconfiada arrojó valores entre 0.25 y 0.52 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 1/18" y 4 golpes/pie. Según la USCS el estrato clasifica como MH, CH y MH-CH.
19.00/31.00 - 37.50/42.10 m	Limo y/o arcilla limosa carmelito de consistencia blanda a medio firme, con algunos lentes de turba y/o materia orgánica. La resistencia al corte obtenida del ensayo de compresión inconfiada arrojó un valor de 0.48 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 2 y 6 golpes/pie, con valores hasta de 11 golpes/pie en los lentes de turba y materia orgánica descritos. De acuerdo con la USCS el estrato clasifica como MH y CH.

Profundidad	Descripción
37.50/42.10 - 70.00 m	Intercalaciones de arcilla arenosa y/o limo arenoso de consistencia medio firme a muy dura y arena limosa fina de densidad muy compacta. La resistencia al corte obtenida del ensayo de compresión inconfiada en los estratos arcillosos arrojó valores entre 0.47 y 0.91 kg/cm ² . El ensayo de penetración estándar arrojó valores entre 12 y 92 golpes/pie en los estratos arcillosos y/o limosos y entre 20 golpes/pie y 150 golpes para 1" en los estratos granulares. Según la USCS el estrato clasifica como CH y CL.

De acuerdo con los ensayos de penetración estándar se graficaron los valores del número de golpes por pie (N) en función de la profundidad, como se presenta en la Figura 23:

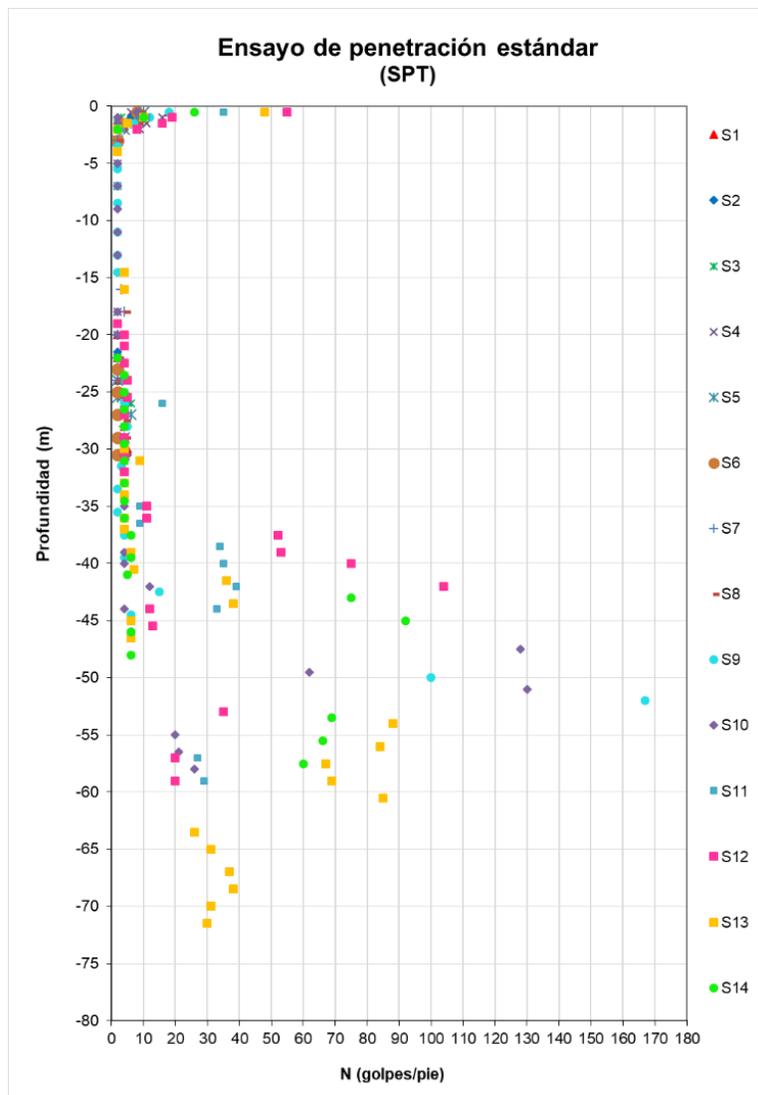


Figura 23 Valores de N del ensayo de SPT en función de la profundidad - Proyecto B. Elaboración propia.

En la Figura 24 se presenta un perfil estratigráfico incluyendo las cotas de la excavación:

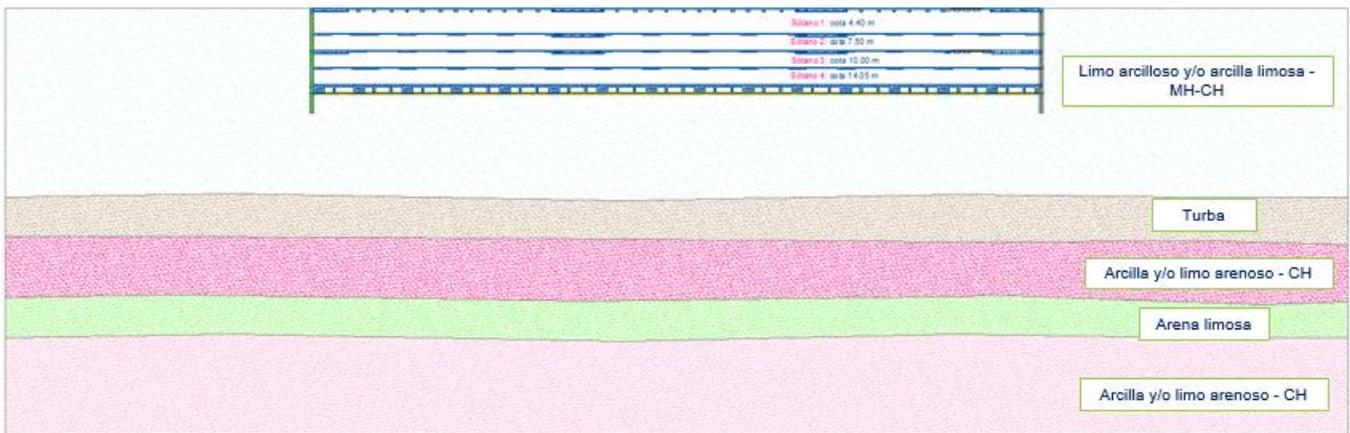


Figura 24 Perfil estratigráfico - Proyecto B. Elaboración propia.

3.2.2.2 Parámetros físicos.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos de los ensayos de humedad natural y límites de Atterberg, se observó que los contenidos de humedad arrojaron valores entre 69.70% y 232.40%, mientras que los límites líquidos reportaron valores del orden de 90.90% y 246.10%. Lo anterior evidencia que los contenidos de humedad natural se encuentran cercanos al límite líquido, en donde se confirma la consistencia blanda de los mantos allí encontrados.

En la Figura 25 se presenta los parámetros físicos de los materiales detectados en la zona objeto de estudio:

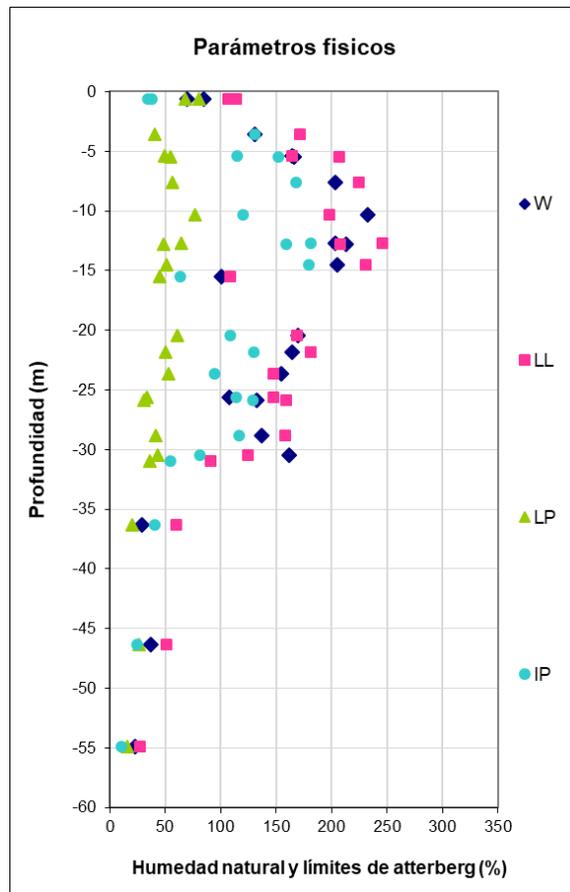


Figura 25 Contenido de humedad natural y límites de consistencia en función de la profundidad - Proyecto B. Elaboración propia.

Adicionalmente, los materiales detectados tienen pesos unitarios entre 1.20 t/m³ y 1.92 t/m³.

3.2.2.3 Parámetros geomecánicos.

De acuerdo con el estudio de suelos, los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad de los mantos a lo largo de la profundidad fueron definidos a partir de los ensayos de campo y laboratorio, los cuales se resumen en la Tabla 11:

Tabla 11. Parámetros geomecánicos no drenados – Proyecto B. Elaboración propia.

Estrato	Profundidad promedio (m)	γ (t/m ³)	cu (kg/cm ²)	ϕ (°)	Eu (t/m ²)
1 Limo arcilloso y/o arcilla limosa	0.00 - 31.0	1.20	0.16	---	557
2 Turba	31.0 - 37.5	1.30	0.26	---	559
3 Arcilla y/o limo arenoso	37.50 - 47.5	1.92	0.75	---	1615
4 Arena	47.5 - 54.0	1.80	---	30	4277
5 Arcilla y/o limo arenoso	54.0 - 70.0	1.92	0.75	---	1615

3.2.2.4 Dimensiones, geometría y profundidad de excavación.

El proyecto contempló la construcción de 4 sótanos desarrollando una excavación de 14.0 m de profundidad. Las dimensiones en planta fueron de 120.45 m x 271.50 m como se presenta en la Figura 26:

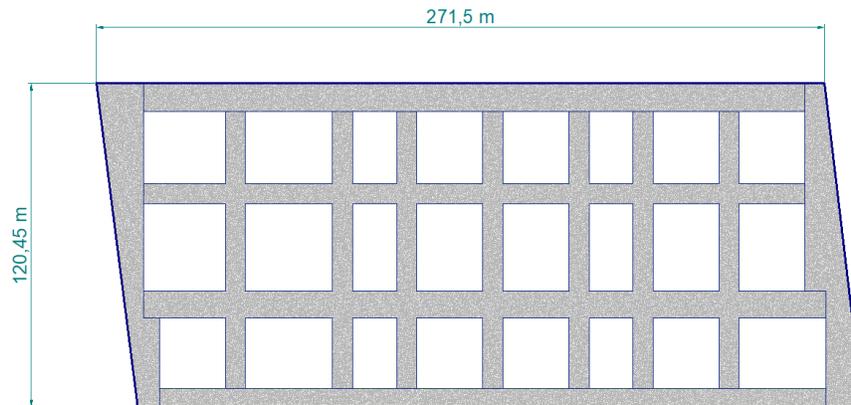


Figura 26 Planta general indicando las dimensiones de la excavación – Proyecto B. Elaboración propia.

La Tabla 12 resume los niveles de los sótanos con respecto a la superficie del terreno que componen el proyecto y en las figuras 27 y 28 se presenta la información alzada:

Tabla 12. Niveles de excavación – Proyecto B. Elaboración propia.

Sótano No.	Altura de sótano (m)	Cota de excavación (m)
1	4.40	-4.40
2	3.10	-7.50
3	2.50	-10.00
4	4.05	-14.05

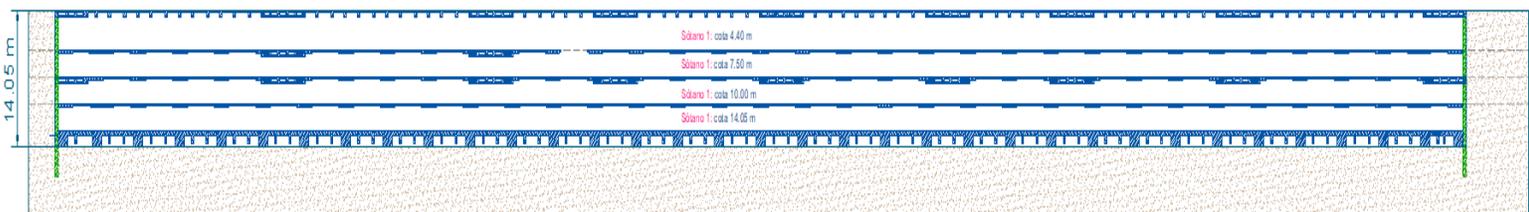


Figura 27 Corte longitudinal – Proyecto B. Elaboración propia.

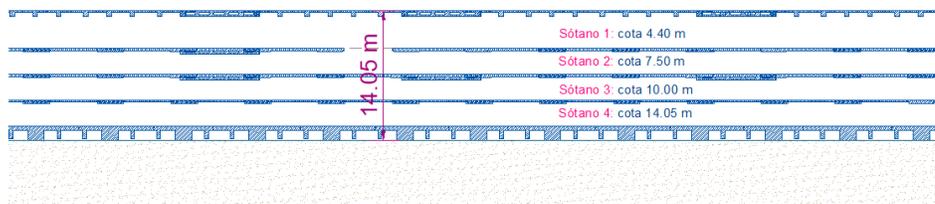


Figura 28 Corte longitudinal – Zoom - Proyecto B. Elaboración propia.

3.2.2.5 Sistema de contención y marco de rigidez.

El sistema de contención empleado para esta excavación correspondió a una pantalla pre-excavada de 0.60 m de espesor y de 28.0 m de longitud.

En cuanto al sistema de apuntalamiento se construyeron una serie de vigas (cabezal y cinturón) con anchos entre 7.00 m y 17.60 m, con alturas entre 0.30 y 0.60 m. Las vigas centrales tuvieron anchos entre 7.50 y 10.00 m, dejando 24 ventanas para la extracción del material de la excavación.

En la Figura 29 se presenta un esquema en planta del sistema de apuntalamiento:

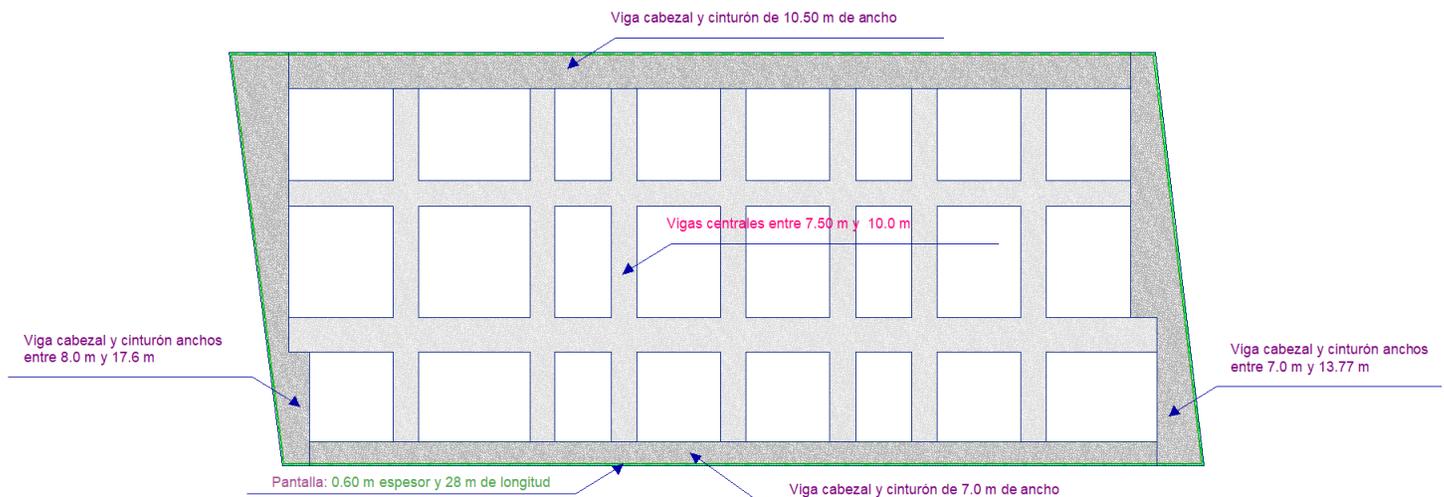


Figura 29 Sistema de apuntalamiento – Proyecto B. Elaboración propia.

3.2.2.6 Proceso constructivo de excavación.

La excavación se realizó de acuerdo con el siguiente proceso constructivo:

- **Etapa 1:** construcción y fundida de la pantalla pre-excavada.
- **Etapa 2:** fundida de la viga cabezal y vigas centrales de 0.60 m de altura.
- **Etapa 3:** la excavación se realizó a doble altura hasta una profundidad de 7.50 m correspondiente al primer y segundo sótano.
- **Etapa 4:** una vez alcanzada la cota -7.50 m, se construyó la viga cinturón de 0.60 m de altura, así como sus correspondientes vigas centrales.
- **Etapa 5:** se efectuó la excavación del tercer sótano (cota -10.0 m de profundidad).

- **Etapa 6:** se construyó la segunda viga cinturón y vigas centrales de 0.30 m de altura.
- **Etapa 7:** finalmente, se realizó la excavación por etapas hasta alcanzar la cota 14.05 m de profundidad, permitiendo la construcción de la placa de contrapiso.

3.2.2.7 Instrumentación geotecnia.

El proyecto empleó un plan de seguimiento y monitoreo el cual estuvo compuesto por los siguientes elementos:

- **Inclinómetros:** 10 inclinómetros de 17 y 36 m de longitud, instalados en el terreno.
- **Piezómetros:** 13 piezómetros de Casagrande e hilo vibrátil de 9 y 15 m de longitud.

En la Figura 30 se muestra la ubicación de la instrumentación instalada:



Figura 30 Localización de la instrumentación geotécnica instalada en el proyecto B. Elaboración propia.

La instrumentación fue monitoreada durante un periodo de 23 meses, iniciando con la instalación de 8 inclinómetros en septiembre del 2014 y finalizando el agosto del 2016 con un total de 10 inclinómetros monitoreados.

En la

Tabla 13 se resume la localización y algunos comentarios con respecto a la instalación y toma de lectura de los inclinómetros instalados:

Tabla 13. Localización y observaciones de la instrumentación – Proyecto B. Elaboración propia.

Inclinómetro	Inc-1	Inc-2	Inc-9	Inc-10	Inc-3	Inc-4	Inc-5	Inc-6	Inc-7	Inc-8
Ubicación	Costado oriental			Costado norte		Costado occidental			Costado sur	
Observación	El instrumento en enero de 2016 presentó una obstrucción a 30 m.	---	Obstrucción del elemento a partir de los 25 m de profundidad	---	---	Entre el periodo de enero y abril del 2015 la tubería presentaba una obstrucción, posteriormente a partir de las lecturas de mayo se recupero la totalidad de la longitud del elemento, logrando realizar el control hasta la profundidad de instalación.	De acuerdo con la información recopilada se tiene que estos elementos presentaron una obstrucción a profundidades entre 17 y 19 respectivamente		Se cuenta con lecturas registradas a partir de abril 2016	---
Longitud (m)	36	30	35	36	35	36	17	19	30	24

En la Tabla 14 se resume la secuencia constructiva y las deformaciones finales registradas en cada etapa:

Tabla 14. Etapas constructivas según la instrumentación – Proyecto B. Elaboración propia.

Fecha	Etapas	Deformaciones al final de cada etapa
Septiembre – Noviembre 2014	Etapa 1: Construcción tanto del sistema de contención como el de apuntalamiento consistente en vigas cabezales y centrales.	---
Diciembre 2014 - Junio 2015	Etapa 2: Excavación a doble altura del sótano 1 y 2 hasta alcanzar una profundidad de 7.50 m.	entre 8.0 y 17.0 cm
Junio – Agosto	Etapa 3: Construcción del sistema de apuntalamiento.	entre 8 y 18 cm
Agosto - Octubre 2015	Etapa 4: Excavación del sótano 3 (cota -10.0 m de profundidad).	entre 12.0 y 46.0 cm.
Octubre 2015 - Enero 2016	Etapa 5: Construcción del marco de rigidez (vigas cinturón y centrales).	entre 15 y 50 cm
Febrero - Junio	Etapa 6: Excavación del sótano 4 alcanzando la cota -14.05 m de profundidad.	entre 25.0 y 76 cm.
Junio - Agosto	Etapa 7: Construcción de la placa de contrapiso.	deformaciones acumuladas entre 25 y 76 cm

En las figuras 31 a 40 se presentan las deformaciones registradas en los inclinómetros monitoreados:

INCLINÓMETROS

Costado Oriental:

- **Inclinómetro No. 1:**

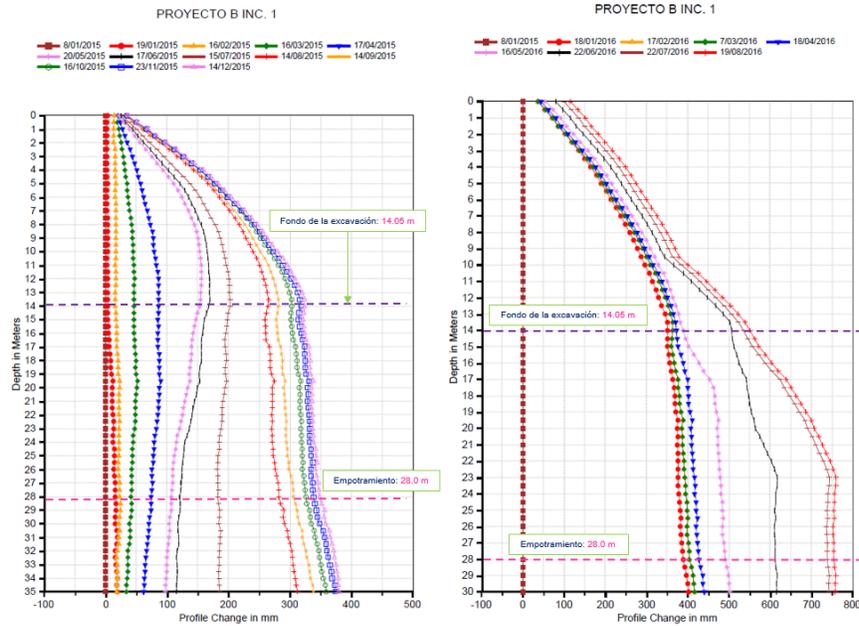


Figura 31 Lecturas de campo inclinómetro No. 1 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B.
Elaboración propia.

- **Inclinómetro No. 2:**

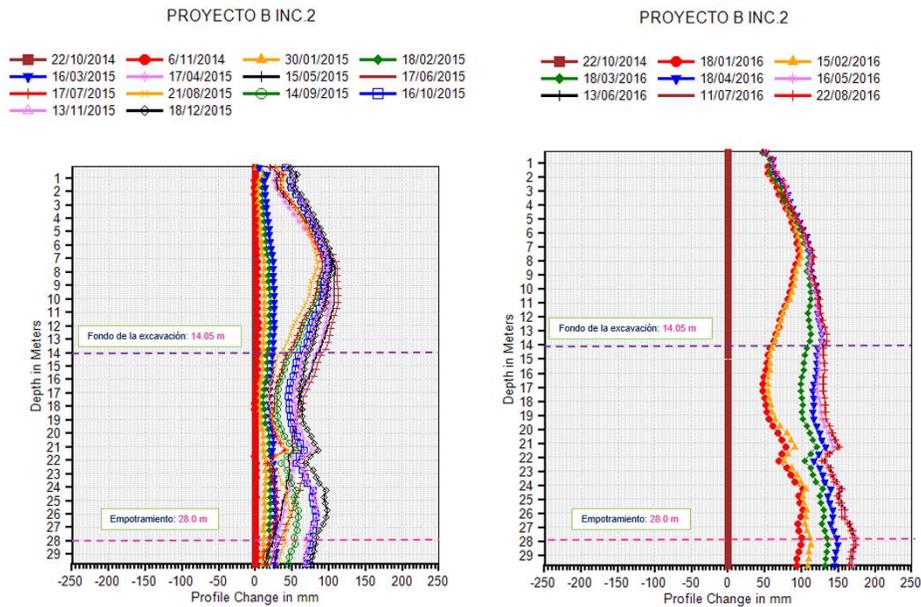


Figura 32 Lecturas de campo inclinómetro No. 2 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B.
Elaboración propia.

● **Inclinómetro No. 9:**

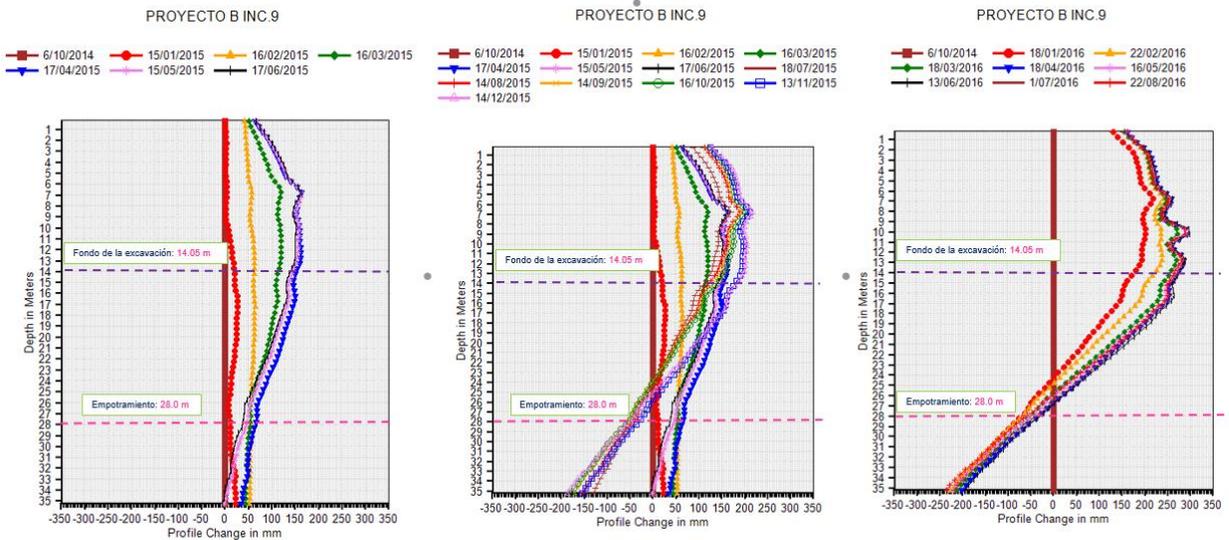


Figura 33 Lecturas de campo inclinómetro No. 9 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B.
Elaboración propia.

● **Inclinómetro No. 10:**

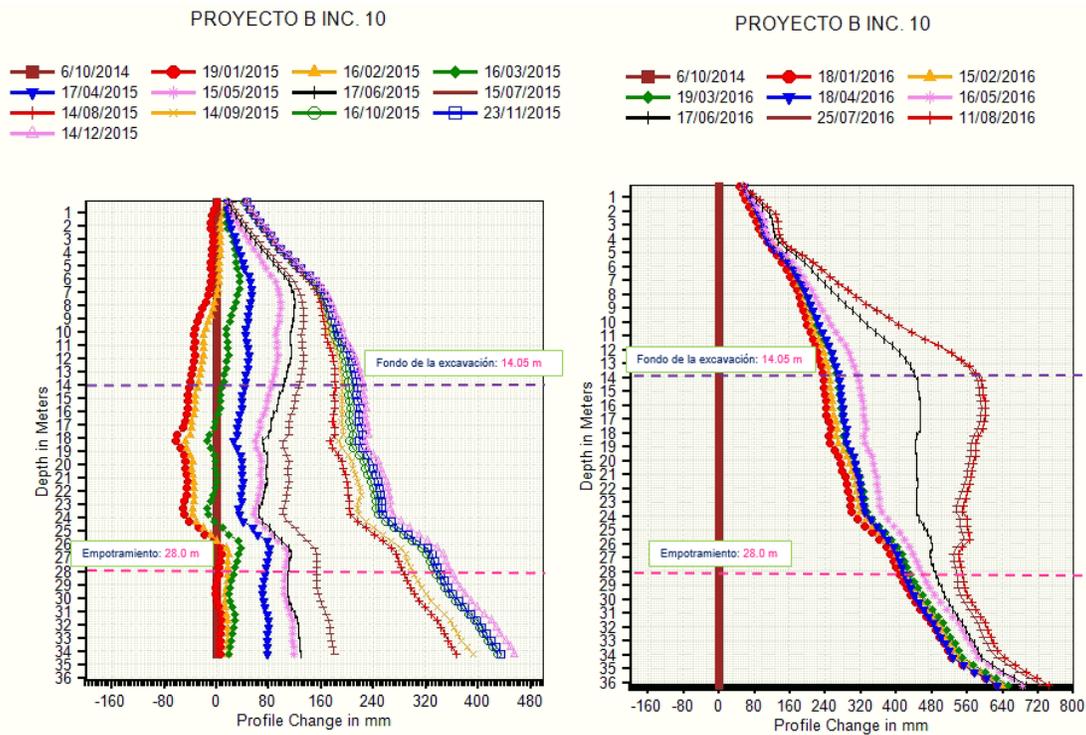


Figura 34 Lecturas de campo inclinómetro No. 10 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.

Costado norte:

- Inclinómetro No. 3:

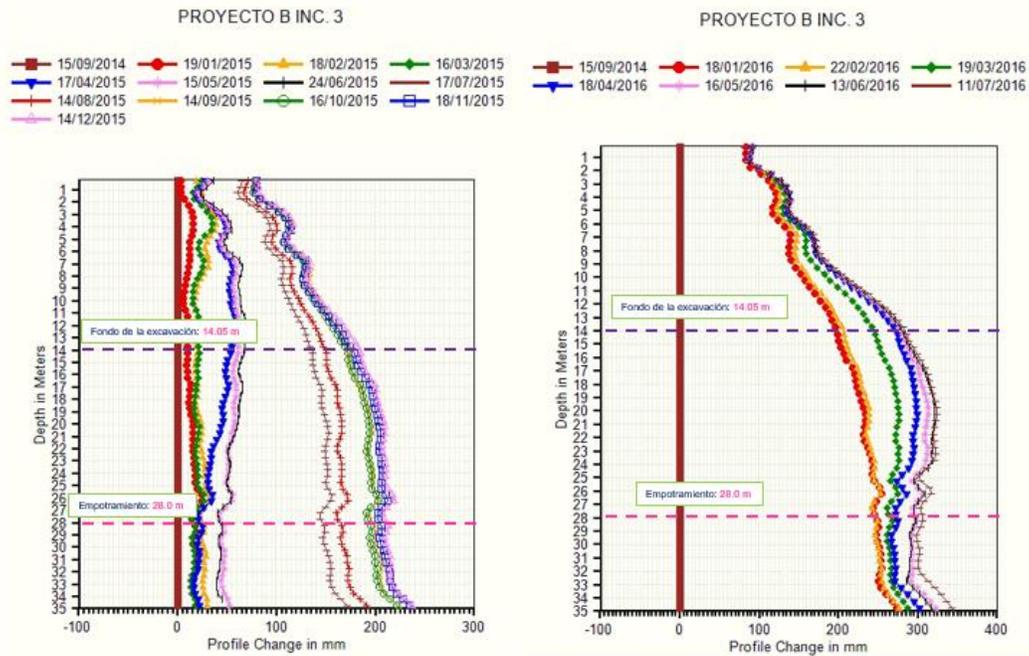


Figura 35 Lecturas de campo inclinómetro No. 3 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B.
Elaboración propia.

Costado occidental:

- Inclinómetro No. 4:**

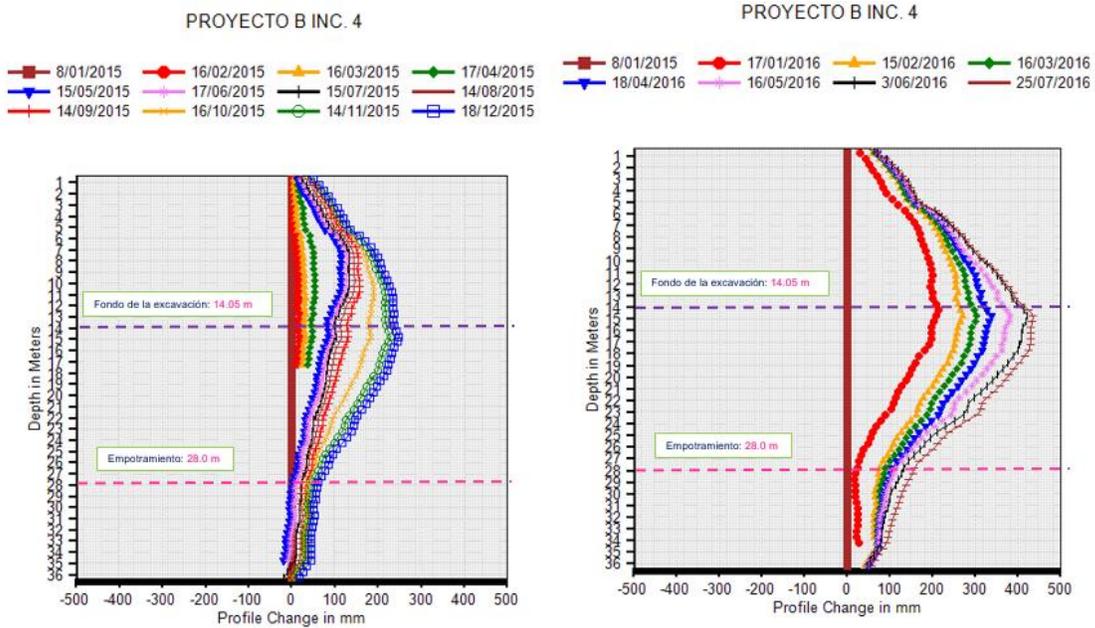
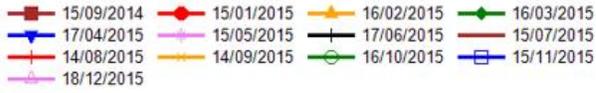


Figura 36 Lecturas de campo inclinómetro No. 4 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B.
Elaboración propia.

- Inclinómetro No. 5:**

PROYECTO B INC. 5



PROYECTO B INC. 5

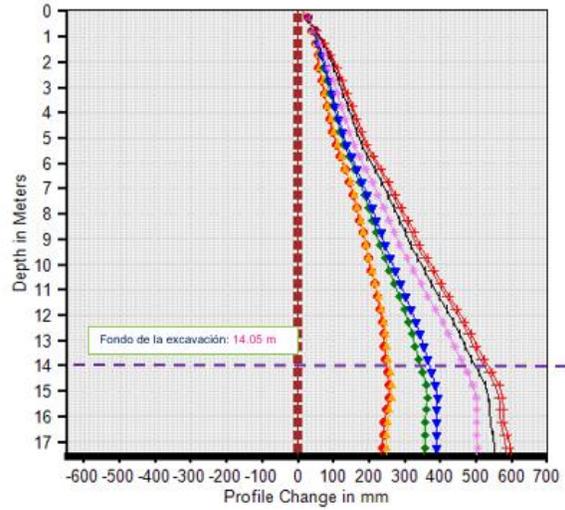
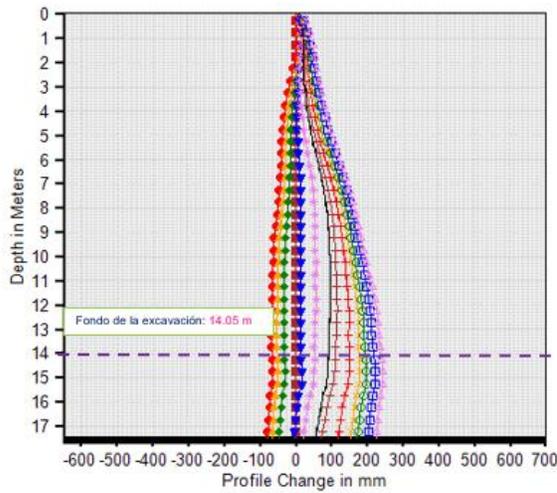


Figura 37 Lecturas de campo inclinómetro No. 5 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.

● Inclinómetro No. 6:

PROYECTO B INC. 6

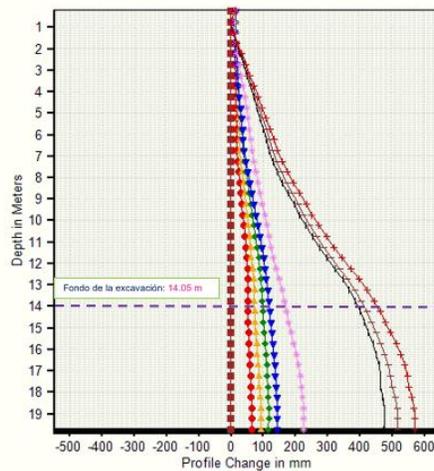


Figura 38 Lecturas de campo inclinómetro No. 6 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.

- Inclinómetro No. 7:**

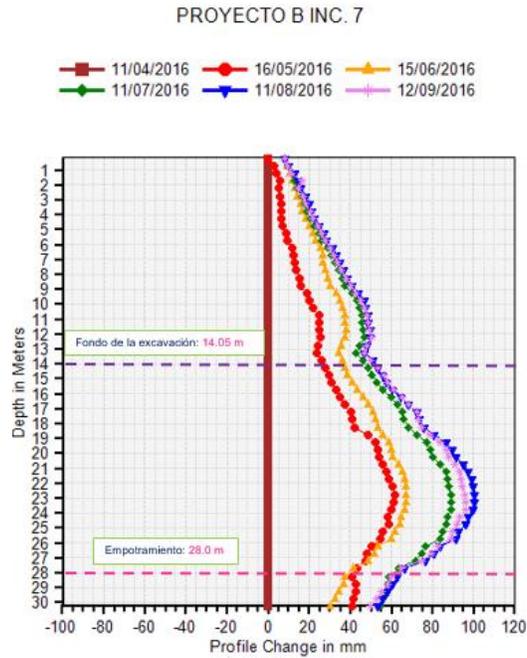


Figura 39 Lecturas de campo inclinómetro No. 7 - año 2015 y 2016 respectivamente – Proyecto B. Elaboración propia.

Costado sur:

- Deformación máxima: 26 cm registrada a una profundidad de 12.5 m.**

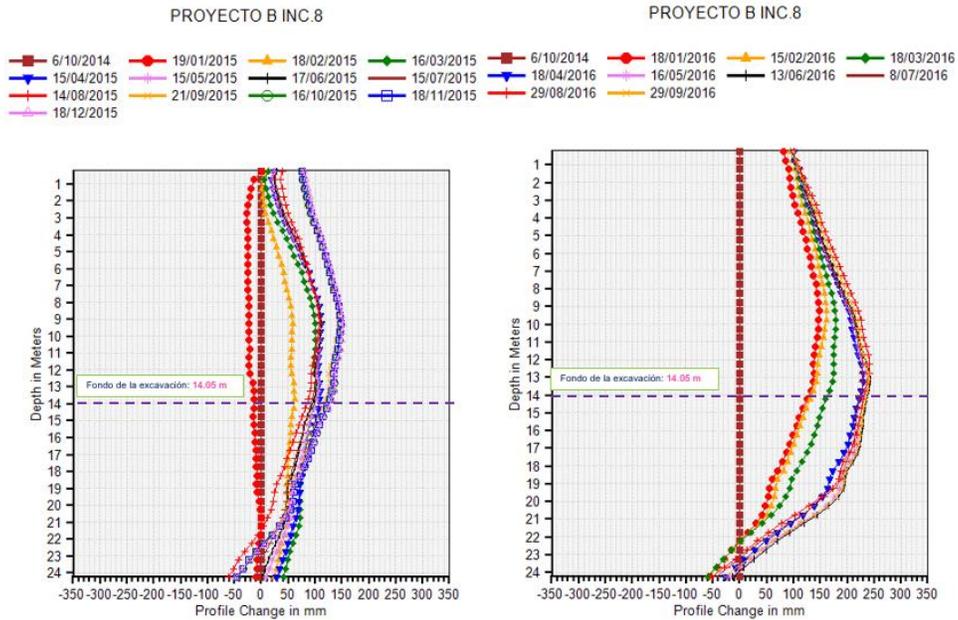


Figura 40 Lecturas de campo inclinómetro No. 8 - año 2014 y 2016 respectivamente. Elaboración propia.

Se resume en la Tabla 15 las deformaciones máximas registradas en cada uno de los inclinómetros monitoreados:

Tabla 15. Deformaciones máximas según la instrumentación – Proyecto B. Elaboración propia.

Costado	Inclinómetro No.	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)
Oriental	1	55.00	14.05
		76.00	30.00
	2	14.00	14.05
		17.50	28.00
	9	30.00	14.05
	10	58.00	14.05
75.00		36.00	
Norte	3	28.00	14.05
		35.00	35.00
Occidental	4	30.00	14.05
	5	56.00	14.05
		60.00	17.00
	6	50.00	14.05
		58.00	19.00
	7	4.20	14.05
10.00		19.00	
Sur	8	26.00	12.50

Teniendo en cuenta el comportamiento de las deformaciones se resume a continuación algunos comentarios con respecto a los resultados de la instrumentación:

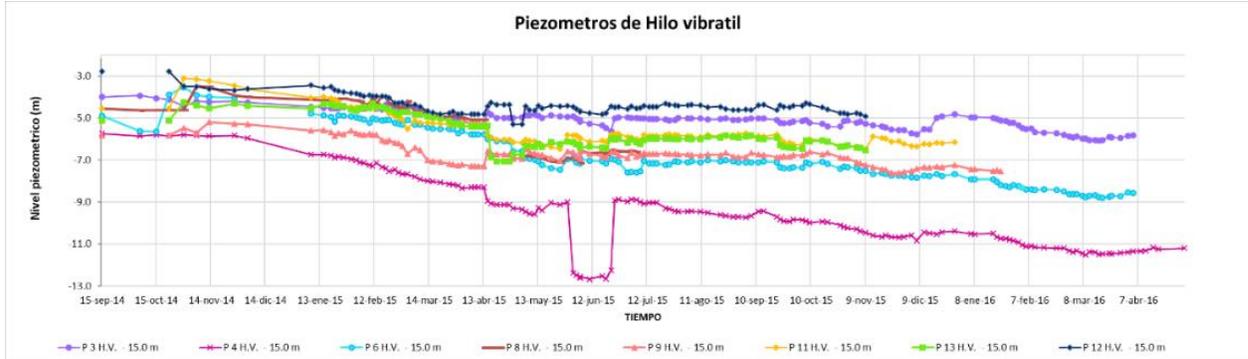
- De acuerdo con la tendencia registrada en el inclinómetro No. 2 a aparentemente las deformaciones presentadas pudieron estar restringidas dada la cercanía al sistema de apuntalamiento.
- En el inclinómetro No. 2 las gráficas evidencian deformaciones horizontales a la profundidad en la excavación, sin embargo, en el empotramiento de la pantalla se observa una tendencia atípica con respecto a los demás inclinómetros.
- Con referencia al inclinómetro No 10, se observa un movimiento horizontal en dirección de la excavación, que podría deberse a diferentes factores como: un flujo de material por debajo del empotramiento de la pantalla, problemas constructivos, demoras en la construcción del marco de rigidez, pequeños derrumbes que contribuyeron a que el sistema de retención en este sector podría tener bien sea una reducción en su sección o generaron un desconfinamiento del suelo o tal vez

una falla localizada. Cabe anotar que estos factores no son fáciles de comprobar, esta puede ser una posible explicación que pudo contribuir a las deformaciones registradas.

- Finalmente, se puede establecer que la mayoría de los inclinómetros presentan una misma tendencia, es decir una deformación en donde se evidencia una pequeña concavidad hacia la excavación, sin embargo, los elementos No. 9 y 10 mostraron un comportamiento atípico el cual se encuentra por fuera de la generalidad del desarrollo de las deformaciones registradas.
- Así mismo se debe resaltar que las modelaciones fueron comparadas con respecto al inclinómetro No. 1, puesto que este elemento registró la mayor deformación presentada en el proyecto.

PIEZÓMETROS

La Figura 41 muestra que el nivel freático se estabilizó a una profundidad de 6.00 m aparentemente. Esta información fue empleada en los análisis realizados.



Capítulo 4

Modelación en elementos finitos

4.1 Modelación tridimensional.

Se efectuaron una serie de simulaciones numéricas tridimensionales en elementos finitos empleando el software de interacción suelo - estructura RS3 (Rock and Soil 3-dimensional analysis program) de la casa Rocscience, analizando el comportamiento de las dos excavaciones.

Las modelaciones permitieron realizar una comparación de las deformaciones y esfuerzos inducidos en cada etapa constructiva, con respecto a los resultados obtenidos en la instrumentación y las teorías clásicas de la geotecnia.

4.1.1 Malla.

Para una adecuada eficiencia computacional se emplearon elementos tetraédricos de 4 nodos, seleccionando una malla graduada.

La dimensión de la malla de cada proyecto se presenta en las figuras 42 y 43:

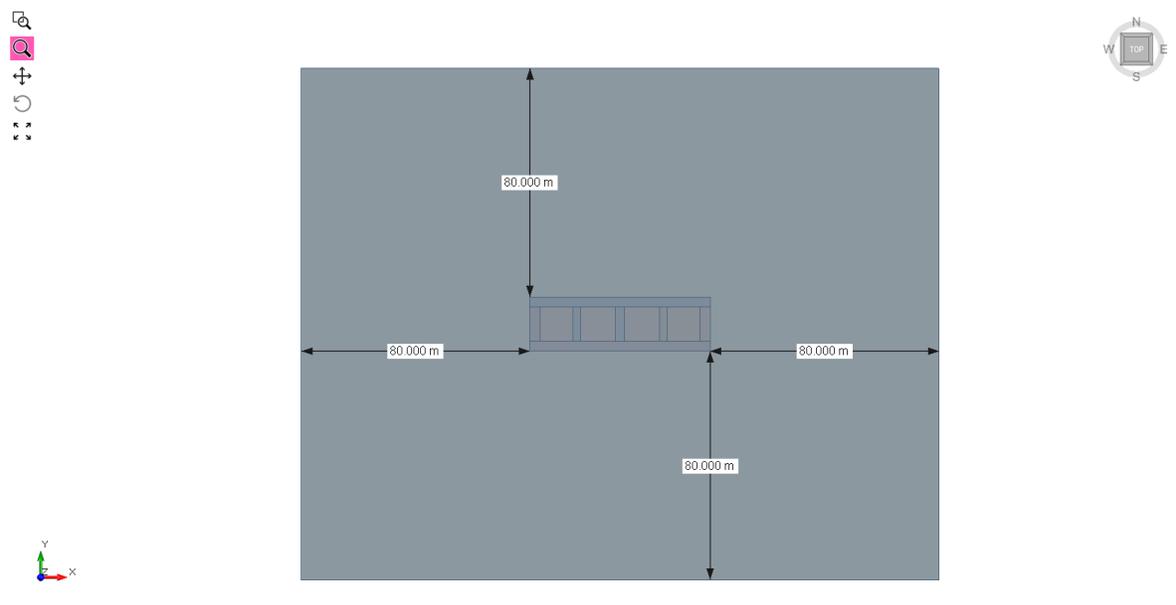


Figura 42 Dimensiones de la malla empleando el programa RS3 – Proyecto A. Elaboración propia.

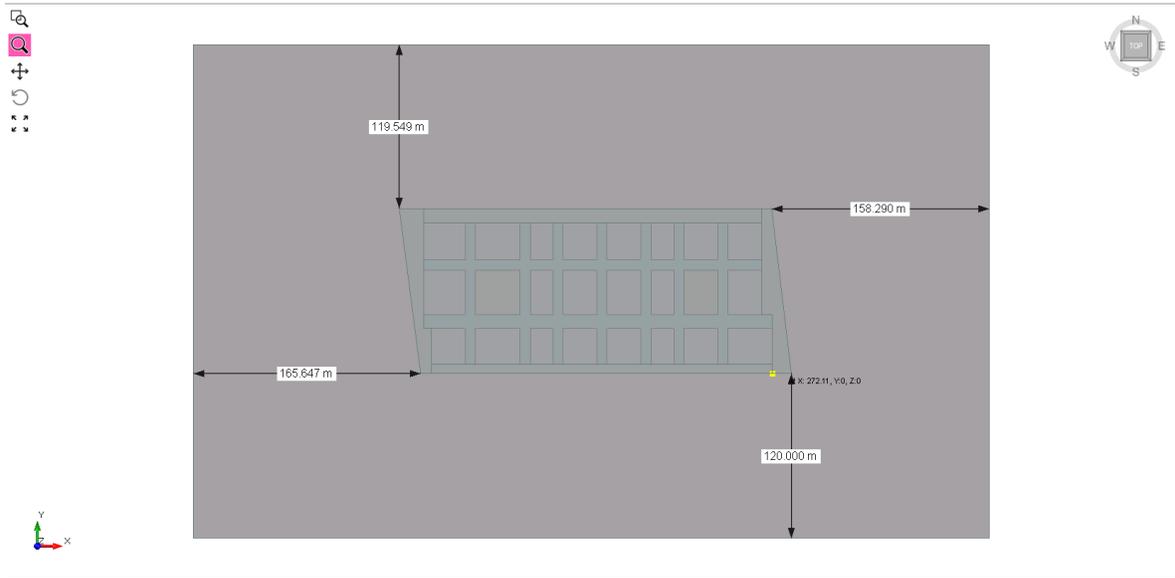


Figura 43 Dimensiones de la malla empleando el programa RS3 – Proyecto B. Elaboración propia.

Teniendo en cuenta las etapas constructivas de cada excavación, el programa genera un número de elementos finitos, tal y como se presenta en las figuras 44 y 45:

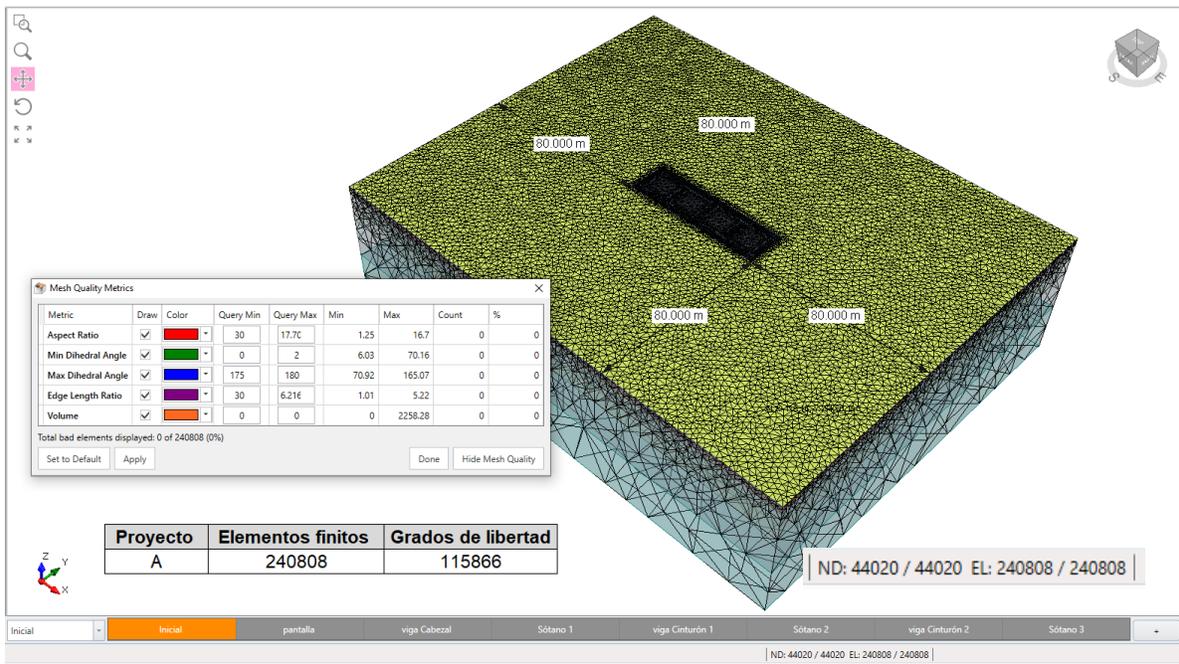


Figura 44 Mallado y número de elementos finitos– Proyecto A. Elaboración propia.

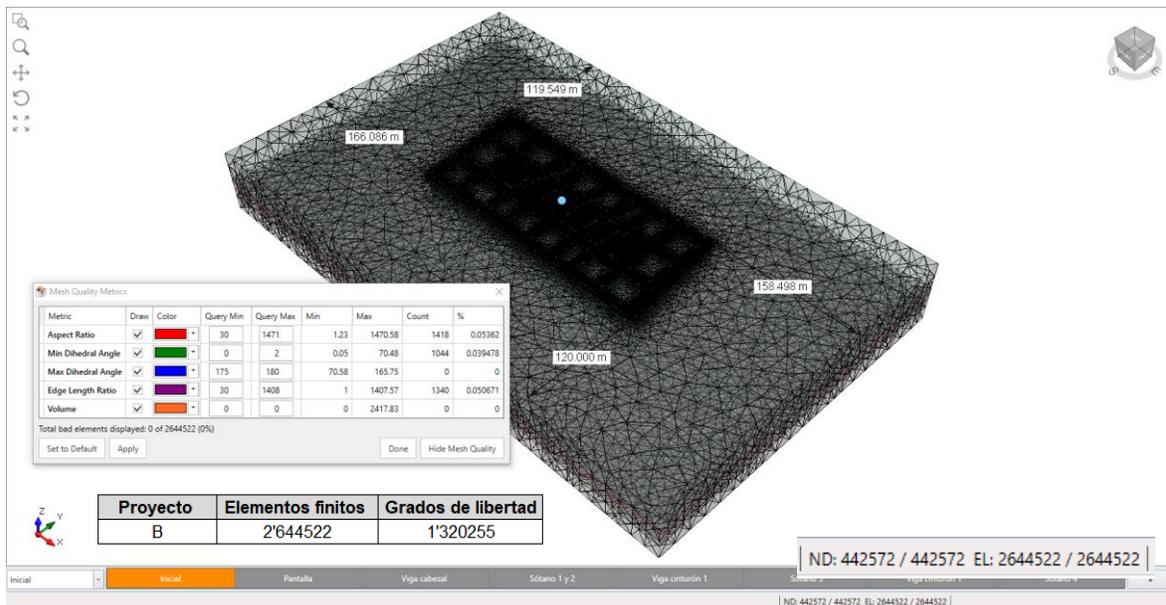


Figura 45 Mallado y número de elementos finitos– Proyecto B. Elaboración propia.

4.1.2 Tolerancia.

El valor de **Tolerancia** define el punto en el que se considera que la solución de elementos finitos ha convergido. Para el análisis de esfuerzos es un parámetro adimensional que representa la energía permitida en el sistema y corresponde a su vez al criterio de convergencia. El programa maneja una tolerancia o aproximación con un rango de valores que varía entre 0.01 a 0.001.

En el caso que el modelo presente problemas de convergencia, es recomendable aumentar el valor de tolerancia con el fin de lograr que la solución numérica converja. Sin embargo, esto no quiere decir que el valor de tolerancia corresponda a la principal razón por la cual el modelo no converge, puesto que los problemas pueden estar relacionados por procedimientos de análisis incorrectos o por parámetros inadecuados.

Los valores de tolerancia se encuentran estrechamente relacionados con el tiempo de cálculo, solución, así como su precisión.

A partir de lo anterior y teniendo en cuenta la malla de elementos finitos de cada excavación, se asumió para cada proyecto una tolerancia de 0.01. Por lo tanto, los tiempos de corrida de cada excavación se resume en tabla 16:

Tabla 16. Tiempo de corridas con tolerancia de 0.01. Elaboración propia.

Proyecto	Elementos finitos	Grados de libertad	Tiempo de corrida
A	240808	115866	10 minutos
B	2'644522	1'355616	5 horas

4.1.3 Condiciones de frontera.

El programa maneja dos tipos modelos el primero es “superficie” es decir modelos que se encuentran cercanos al terreno natural (excavaciones, cimentaciones, presas, etc.) y la segunda correspondiente a modelos de excavación subterránea como túneles.

Por lo tanto, RS3 tiene la opción de restricción automática (superficie), el cual se considera conveniente para aplicar condiciones de límite de restricción predeterminadas en el límite externo para modelos de superficie. La parte inferior y los lados del límite externo se asignarán a restricciones XYZ, mientras que la superficie superior (superficie del suelo) no tendrá restricciones (es decir, superficie libre).

Esta opción es principalmente aplicable para modelos que no tienen excavaciones subterráneas.

En las figuras 46 y 47 se presentan las condiciones de frontera empleadas en cada proyecto:

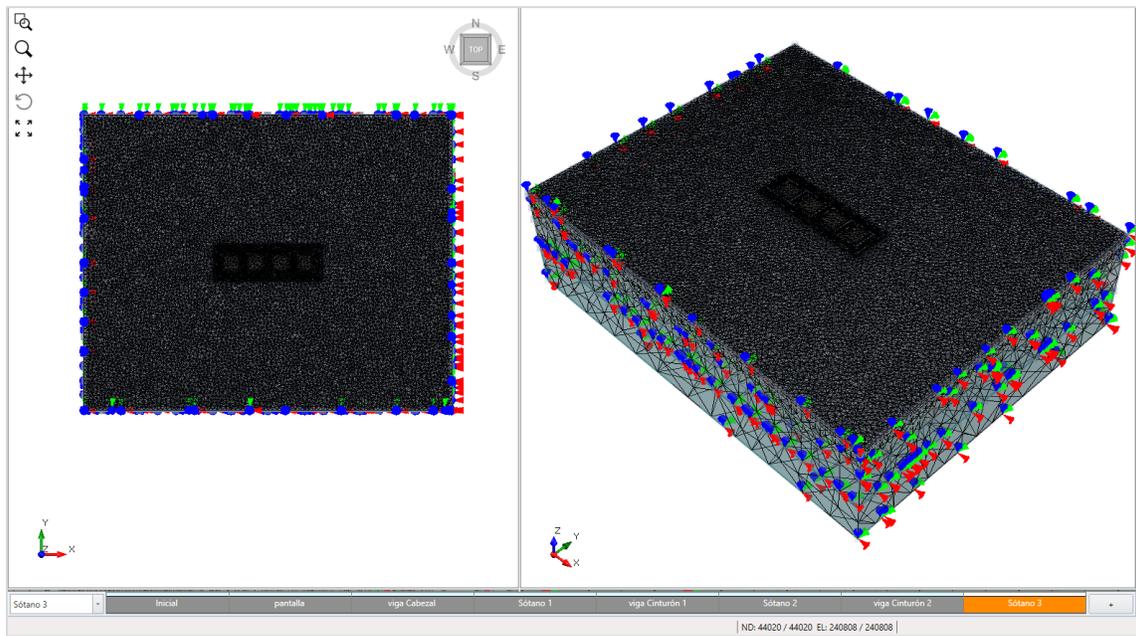


Figura 46. Restricciones o condiciones de frontera – Proyecto A. Elaboración propia.

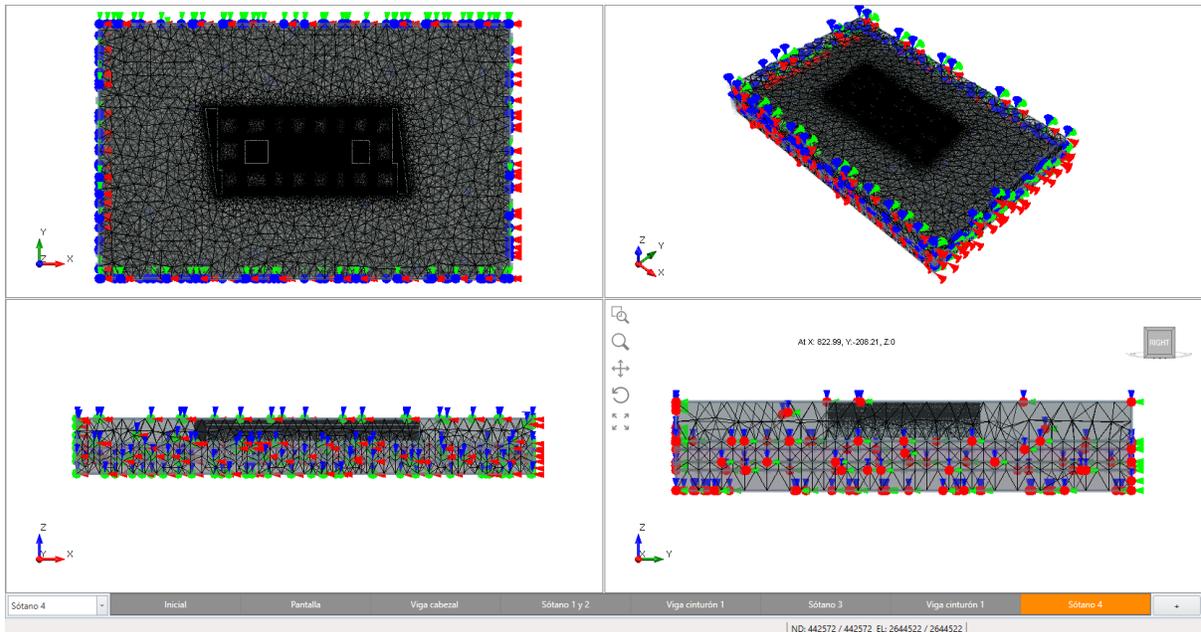


Figura 47. Restricciones o condiciones de frontera – Proyecto B. Elaboración propia.

4.2 Simulaciones numéricas tridimensionales.

De acuerdo con la geometría, dimensiones, profundidad de excavación, marco de rigidez, así como las etapas constructivas de cada proyecto, se realizaron una serie de simulaciones numéricas teniendo en cuenta los parámetros geotécnicos no drenados definidos en los estudios de suelos, la posición del nivel freático, así como las lecturas de la instrumentación.

A partir de lo anterior, fue necesario calibrar los parámetros de diseño de manera tal que los resultados obtenidos fueran compatibles con las lecturas de los registros de instrumentación geotécnica.

4.2.1 Proyecto A.

4.2.1.1 Montaje del modelo geotécnico.

La modelación en elementos finitos se realizó en condiciones no drenadas, teniendo en cuenta un nivel freático de 3.50 m (según la información piezométrica) y un espesor de suelo de 60 m, tal y como se presenta en la Figura 48

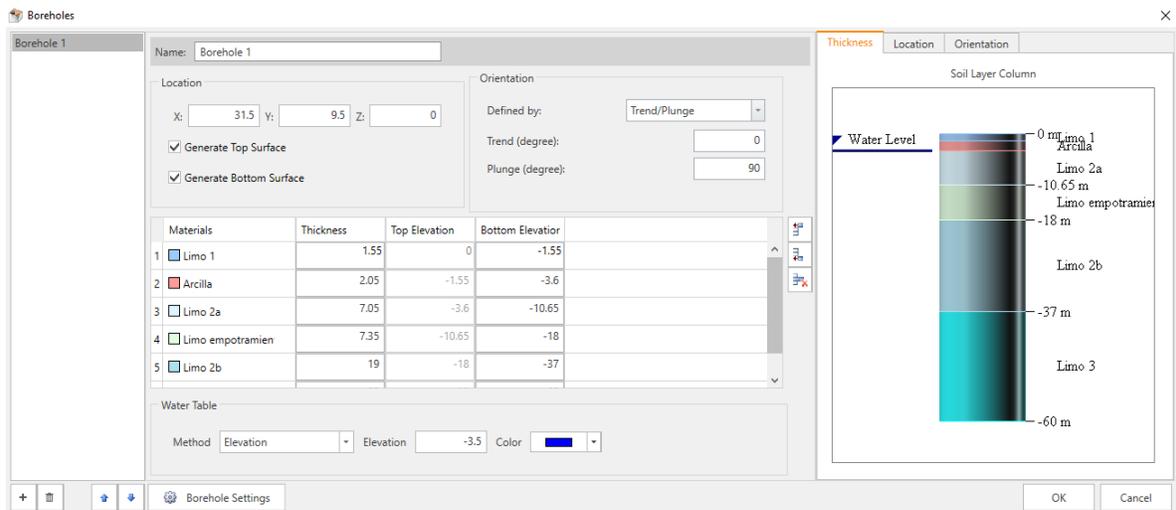


Figura 48. Espesor de suelo y nivel freático empleado en la modelación – Proyecto A. Elaboración propia.

Las 8 etapas de análisis que fueron empleadas en la modelación se presentan en las figuras 49 a 56:

- **Etapas 1:** Condiciones iniciales del suelo.

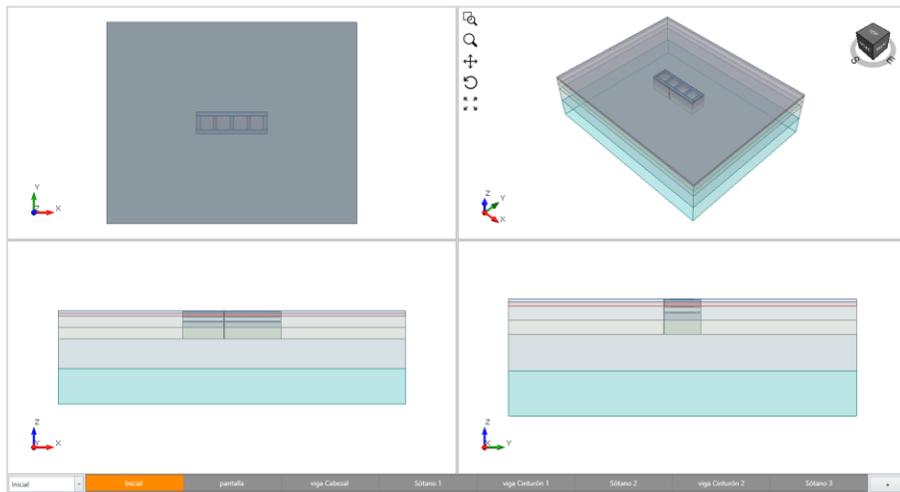


Figura 49. Etapa 1 - Inicial – Proyecto A. Elaboración propia.

- **Etapa 2:** Construcción de las pantallas como sistema de contención.

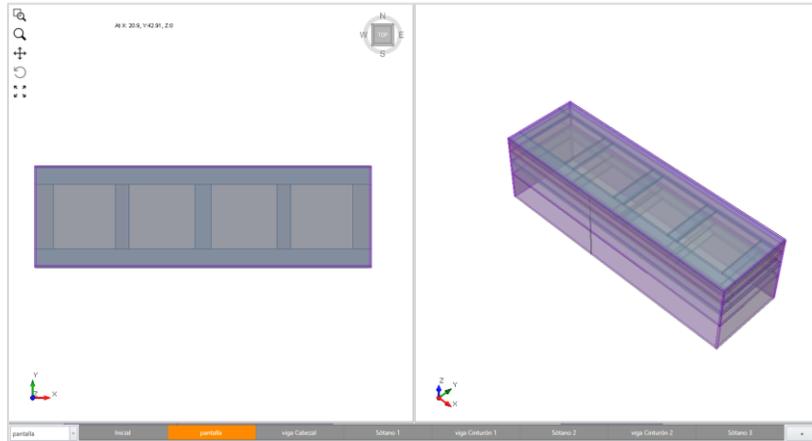


Figura 50. Etapa 2 - Pantalla – Proyecto A. Elaboración propia.

- **Etapa 3.** Construcción de las vigas cabezales y centrales a cota del nivel de piso 1.

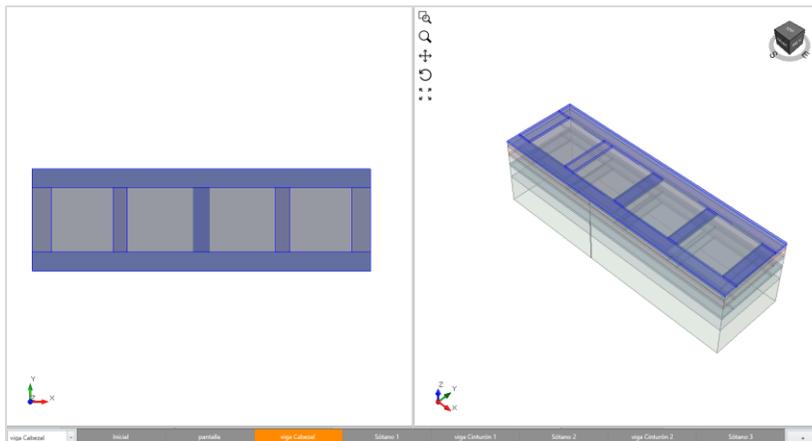


Figura 51. Etapa 3 – Viga cabezal – Proyecto A. Elaboración propia.

- **Etapa 4:** Excavación del primer sótano alcanzando la cota -4.20 m de profundidad.

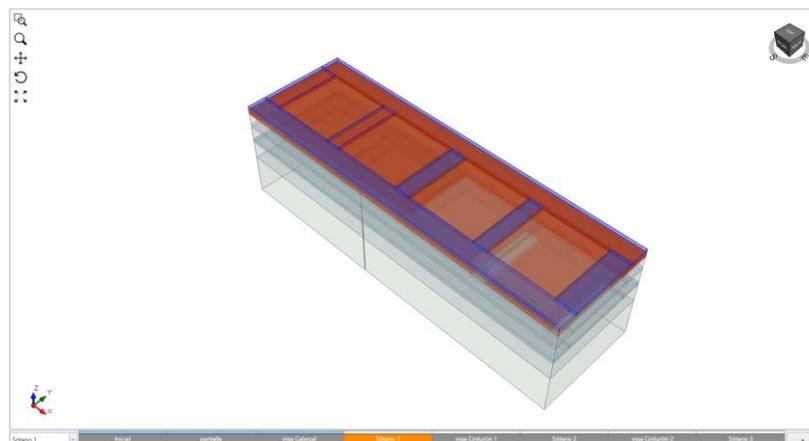


Figura 52. Etapa 4 – Sótano 1 – Proyecto A. Elaboración propia.g

- **Etapa 5:** Construcción de las vigas cinturón y centrales a cota de sótano 1.

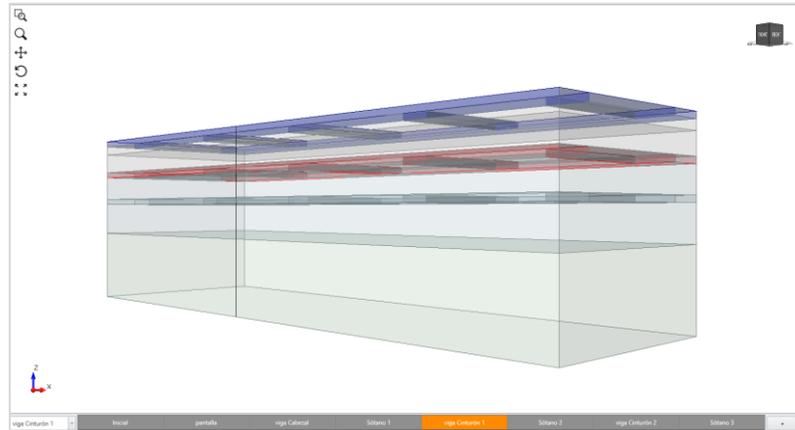


Figura 53. Etapa 5 – Viga cinturón 1 – Proyecto A. Elaboración propia.

- **Etapa 6:** Excavación del segundo sótano (cota -7.30 m de profundidad).

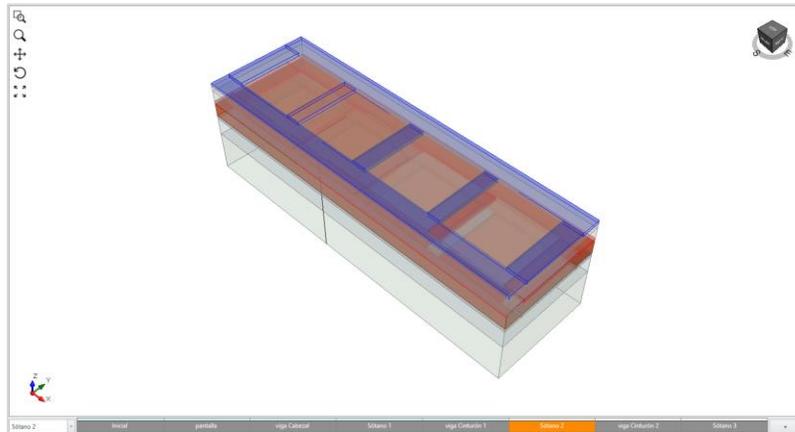


Figura 54. Etapa 6 - Sótano 2 – Proyecto A. Elaboración propia.

- **Etapa 7:** Construcción de las vigas cinturón y centrales.

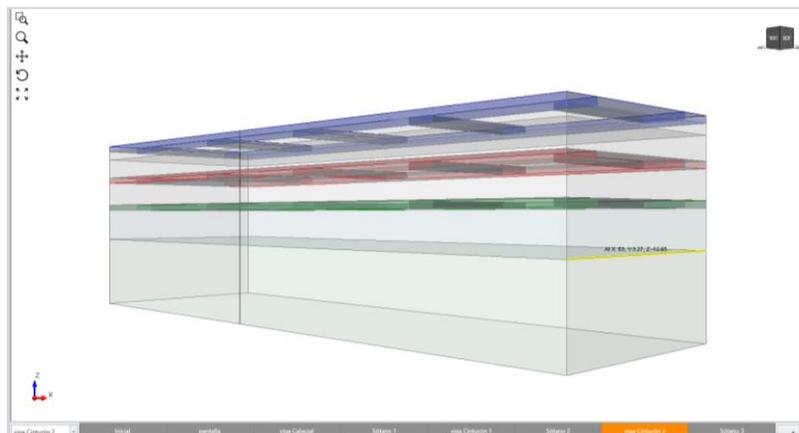


Figura 55. Etapa 7 – Viga cinturón 2 – Proyecto A. Elaboración propia.

- **Etapa 8:** Excavación del tercer sótano alcanzando la cota -10.65 m de profundidad.

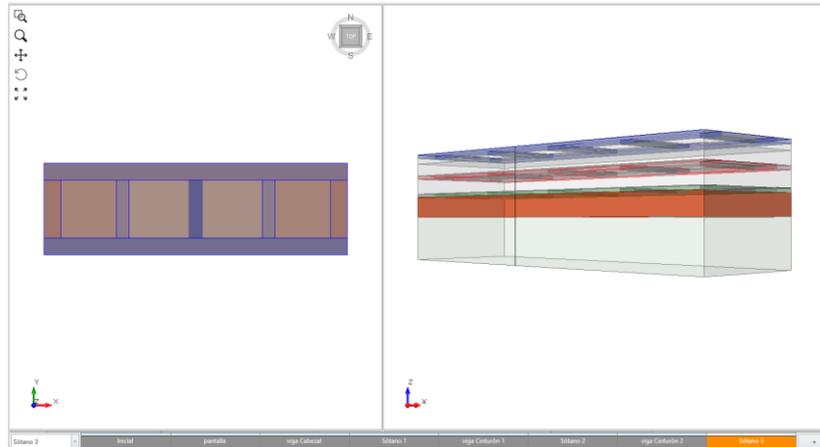


Figura 56. Etapa 8 – Sótano 3 – Proyecto A. Elaboración propia.

4.2.1.2 Modelación condiciones iniciales.

La modelación se realizó de acuerdo con los parámetros geotécnicos definidos en el estudio de suelos obteniendo una deformación horizontal máxima en la última etapa de 2.25 cm, que al compararla con las lecturas registradas en la instrumentación (10.0 cm deformación máxima promedio a nivel de sótano 3) se encuentran muy por debajo de lo registrado en la obra.

En la Tabla 17 se presentan los parámetros empleados en la modelación:

Tabla 17. Parámetros geotécnicos condiciones iniciales – Proyecto A. Elaboración propia.

Estrato	Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c_u (kg/cm ²)	E_u (t/m ²)	ν
1	Limo orgánico	1.55	1.40	0.50	810	0.35
2	Arcilla habana	3.60	1.50	0.63	984	0.35
3	Limo arcilloso	37.00	1.40	0.23	507	0.35
4	Limo gris	60.00	1.40	0.35	676	0.35

Cabe anotar que para las modelaciones se empleó un coeficiente de poisson de 0.35 valor típico para las arcillas blandas (Budhu, 2011).

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 57, los cuales fueron comparados con las lecturas de campo del inclinómetro No. 3, en donde se observa que las deformaciones obtenidas se encuentran por debajo de la realidad:

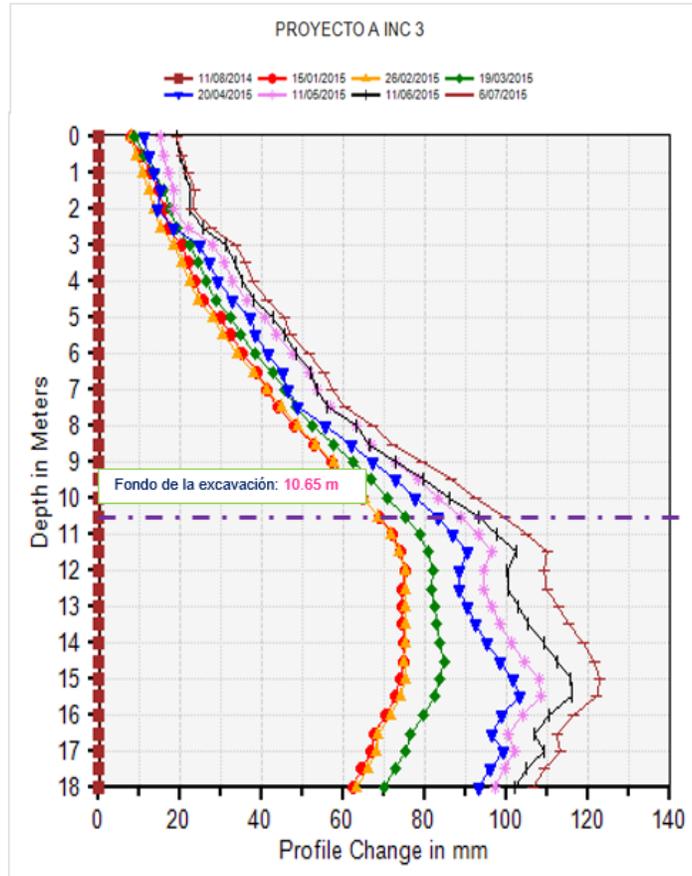
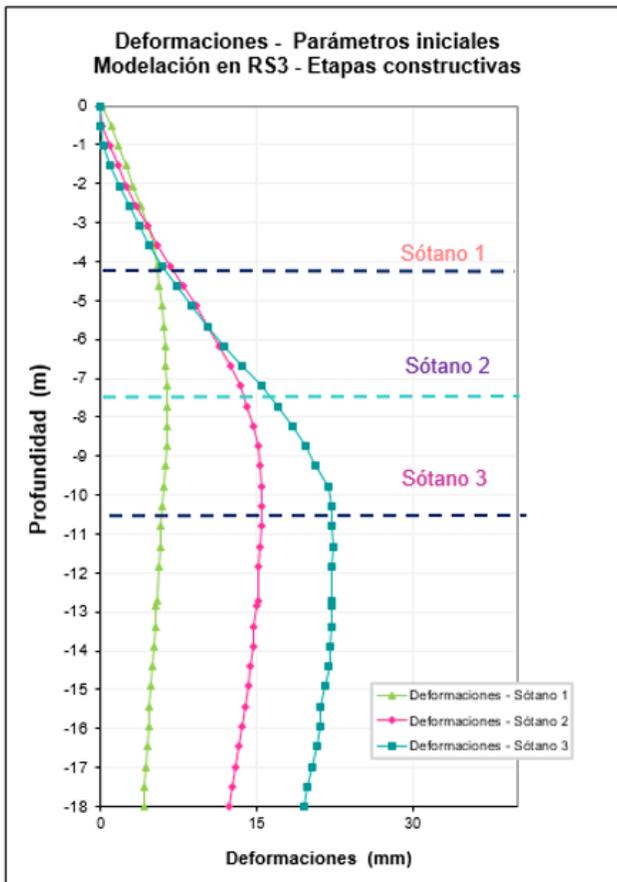


Figura 57. Resultados modelación tridimensional vs Instrumentación geotécnica – Proyecto A. Elaboración propia.

En cuanto a los esfuerzos horizontales se obtuvieron valores hasta de 3.98 t/m² en donde se evidencia el incremento de los mismo en la zona de la excavación, mientras que en el tramo del empotramiento sus valores permanecen constantes.

La figura 58 presenta los esfuerzos obtenidos en la modelación tridimensional:

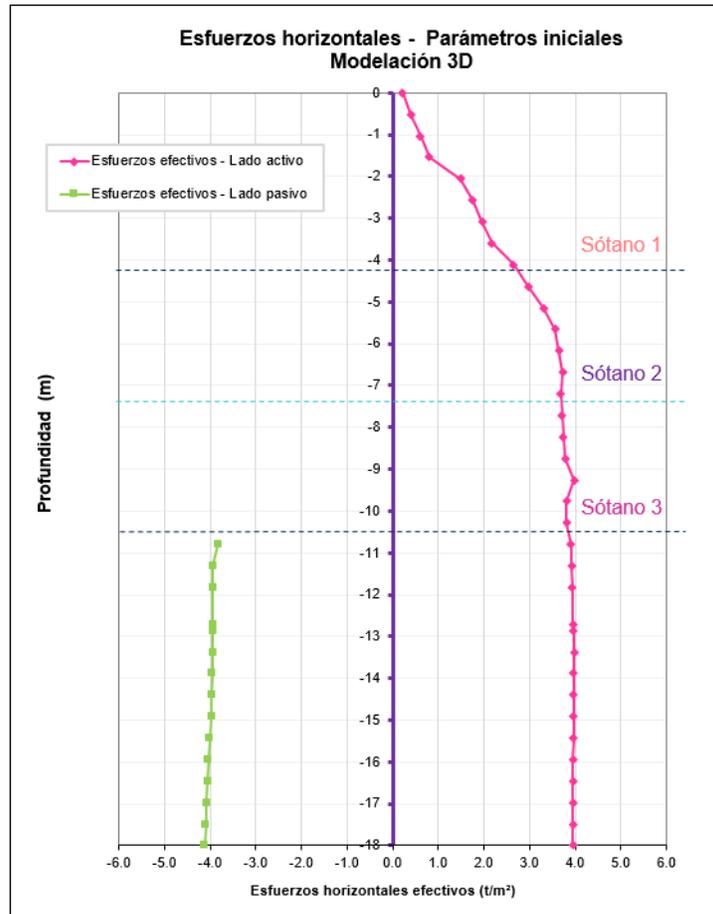


Figura 58. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros iniciales– Proyecto A. Elaboración propia.

4.2.1.3 Calibración del modelo.

Teniendo en cuenta que los desplazamientos horizontales no tuvieron comportamientos compatibles con los desplazamientos medidos con la instrumentación, se realizó la calibración del modelo geotécnico utilizando el inclinómetro No. 3 como indicador de la mayor deformación registrada en el proyecto. Para el efecto fue necesario reducir los parámetros de resistencia iniciales, es decir, cohesión, módulos de elasticidad y coeficiente de poisson de los estratos allí detectados.

En las tablas 18 a 24, se presentan la modificación de los datos más relevantes después de efectuar una serie de simulaciones que permitieron la calibración del modelo geotécnico:

- En la Tabla 18 se muestran los resultados de la modelación 3D con los datos iniciales definidos en el estudio de suelos, los cuales fueron comparados con el inclinómetro No. 3, en donde se observa que los valores presentan una diferencia de la deformación del 82%.

Tabla 18. Comparación de los resultados de los parámetros iniciales con respecto al inclinómetro No. 3 - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos					Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 3		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Profundidad (m)	cu (kg/cm ²)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo orgánico	1.55	0.50	810	0.35	2.25	10.80	12.38	15.00	82%
2	Arcilla habana	3.60	0.63	984	0.35					
3	Limo arcilloso	37.00	0.23	507	0.35					
4	Limo gris	45.00	0.35	676	0.35					

- En la Tabla 19 se presentan los resultados de las simulaciones empleando un coeficiente de poisson de 0.49, valor característico para suelos en condición no drenada, sin embargo, sus resultados si bien presentaron un incremento en la deformación, la ubicación de esta se encuentra muy superficial, lo cual no es comparable con lo evidenciando en el inclinómetro No. 3.
En cuanto a la diferencia entre las deformaciones obtenidas, esta se encuentra del orden del 73%.

Tabla 19. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Coeficiente de poisson de 0.49 para condición no drenada - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos					Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 3		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Profundidad (m)	cu (kg/cm ²)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo orgánico	1.55	0.50	810	0.49	3.40	3.00	12.38	15.00	73%
2	Arcilla habana	3.60	0.63	984	0.49					
3	Limo arcilloso	37.00	0.23	507	0.49					
4	Limo gris	45.00	0.35	676	0.49					

- En la Tabla 20 se resumen los resultados efectuando una reducción del módulo elástico y coeficiente de poisson del estrato de limo arcilloso (estrato No. 3) correspondiente al material de mayor espesor en donde se localiza el fondo de la excavación. Los valores mostraron un incremento de la deformación y la profundidad registrada. La diferencia de las deformaciones obtenidas fue del 62%.

Tabla 20. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción del módulo elástico y coeficiente de poisson estrato No. 3 - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos					Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 3		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Profundidad (m)	cu (kg/cm ²)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo orgánico	1.55	0.50	810	0.49	4.70	7.30	12.38	15.00	62%
2	Arcilla habana	3.60	0.63	984	0.49					
3	Limo arcilloso	37.00	0.23	420	0.40					
4	Limo gris	45.00	0.35	676	0.49					

- En la Tabla 21 se muestra la reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de cada uno de los materiales que allí se encuentran, reportando una deformación superior localizada a una profundidad de 9.83 m. La diferencia entre los valores comparados de la modelación vs el inclinómetro No. 3 fue del 34%.

Tabla 21. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos					Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 3		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Profundidad (m)	cu (kg/cm ²)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo orgánico	1.55	0.50	400	0.30	8.13	9.83	12.38	15.00	34%
2	Arcilla habana	3.60	0.63	448	0.30					
3	Limo arcilloso	37.00	0.23	280	0.30					
4	Limo gris	45.00	0.35	400	0.30					

- En la Tabla 22 se presenta la reducción de los módulos elásticos de cada uno de los materiales que allí se detectaron, así como la variación de la resistencia al corte no drenada del estrato No. 3, es decir el limo arcilloso, manteniendo el coeficiente de poisson de 0.30. Los valores mostraron una diferencia de las deformaciones con respecto a la reportada en el inclinómetro No. 3 del 25%.

Tabla 22. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos					Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 3		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Profundidad (m)	cu (kg/cm ²)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo orgánico	1.55	0.50	340	0.30	9.30	10.00	12.38	15.00	25%
2	Arcilla habana	3.60	0.63	411	0.30					
3	Limo arcilloso	37.00	0.20	280	0.30					
4	Limo gris	45.00	0.35	350	0.30					

- En la Tabla 23 se muestra la modificación total de los parámetros iniciales en donde se evidenció una similitud de los resultados en un 83%. Valores considerados suficientes para análisis propuesto.

Tabla 23. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 3 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos					Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 3		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Profundidad (m)	cu (kg/cm ²)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo orgánico	1.55	0.28	340	0.30	10.30	13.00	12.38	15.00	17%
2	Arcilla habana	3.60	0.30	411	0.30					
3	Limo arcilloso	37.00	0.20	280	0.30					
4	Limo gris	45.00	0.25	350	0.30					

A partir de lo anterior, en la Tabla 24 se resumen los porcentajes de reducción alcanzado para cada parámetro:

Tabla 24. Porcentajes de reducción condiciones iniciales vs calibración - Proyecto A. Elaboración propia.

Estrato	Inicial	Calibración	% reducción	Inicial	Calibración	% reducción	Inicial	Calibración	% reducción	
	cu (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)		Eu (t/m ²)	Eu (t/m ²)		v	v		
1	Limo orgánico	0.50	0.28	44%	810	340	58%	0.35	0.30	14%
2	Arcilla habana	0.63	0.30	52%	984	411	58%	0.35	0.30	14%
3	Limo arcilloso	0.23	0.20	13%	507	280	45%	0.35	0.30	14%
4	Limo gris	0.35	0.25	29%	676	350	48%	0.35	0.30	14%

Los resultados de las modelaciones empleando el programa RS3 se muestran en las figuras 59 y 60:

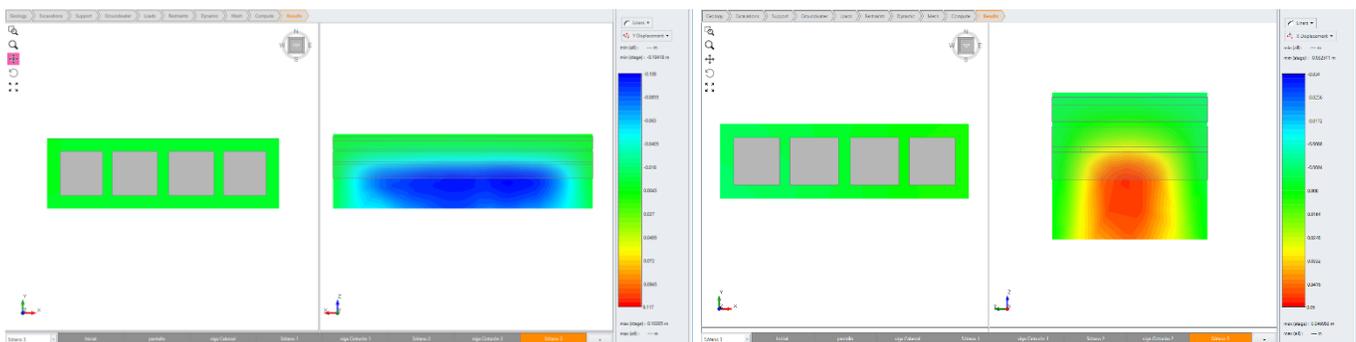


Figura 59. Resultados modelación tridimensional ancho y largo respectivamente - parámetros calibrados- Proyecto A. Elaboración propia.

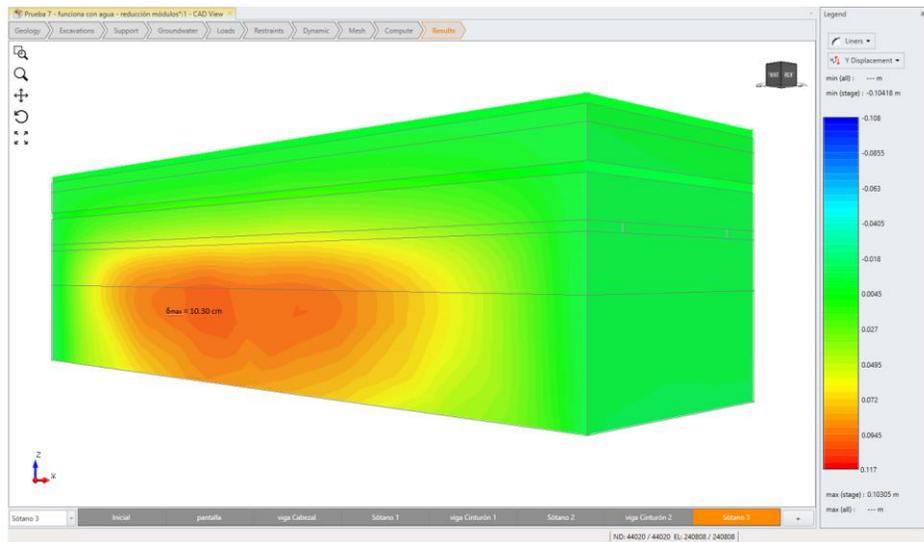


Figura 60. Resultados modelación tridimensional parámetros calibrados– Proyecto A. Elaboración propia.

Como complemento a lo anterior se compararon los resultados con respecto a la instrumentación obteniendo valores cercanos a los registrados, tal y como se muestra en la Figura 61:

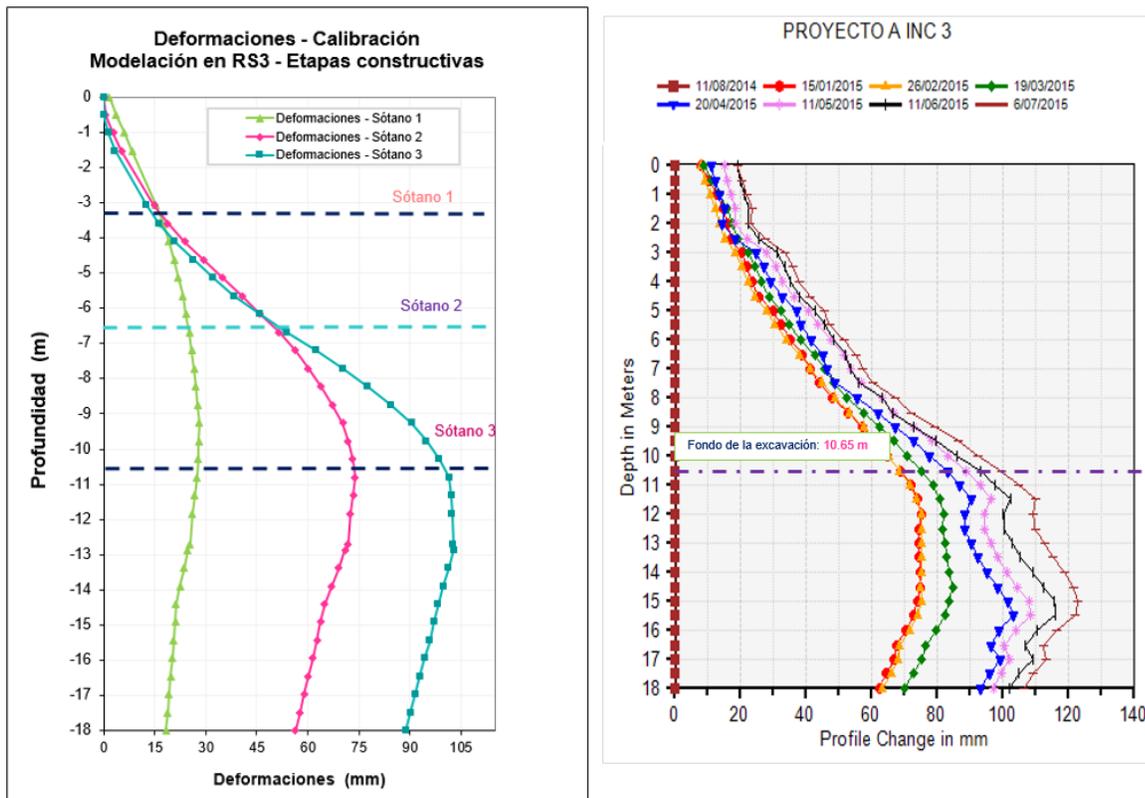


Figura 61. Comparación modelación tridimensional parámetros calibrados vs Instrumentación geotécnica – Proyecto A. Elaboración propia.

Una vez calibrado el modelo geotécnico se realizó un análisis de los esfuerzos horizontales en la última etapa constructiva, en donde se observa una disminución de estos valores con respecto a los esfuerzos obtenidos para los parámetros iniciales, cuyo valor máximo en el lado pasivo corresponde a 2.70 t/m² localizado a una profundidad de 18.0 m.

La Figura 62 presenta los esfuerzos horizontales obtenidos en la modelación 3D a partir de los parámetros calibrados:

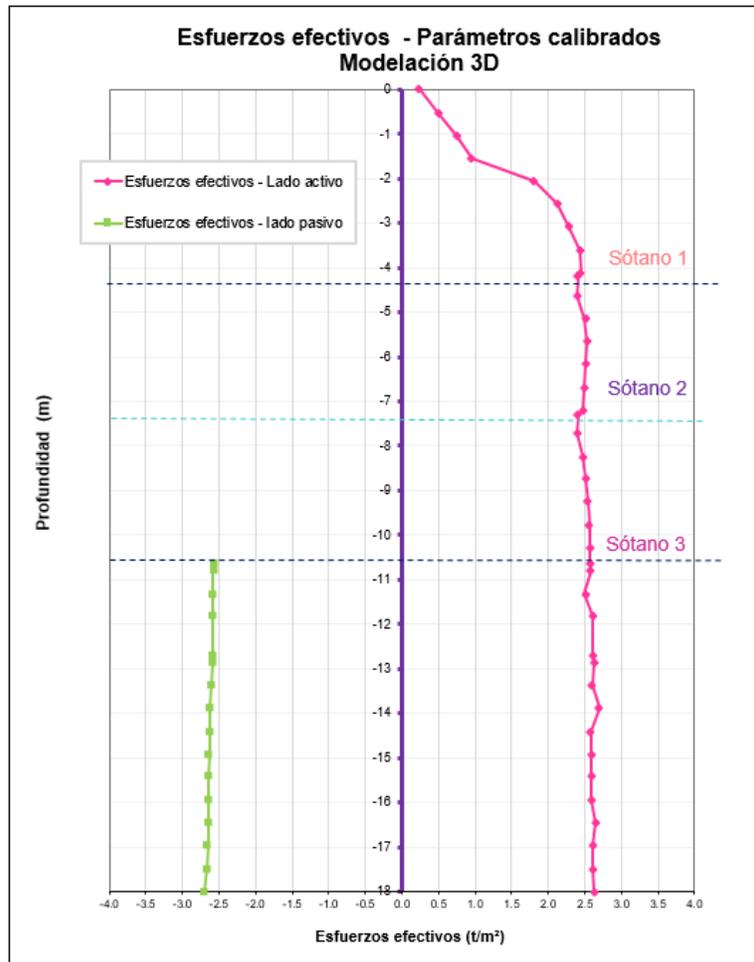


Figura 62. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros calibrados– Proyecto A. Elaboración propia.

4.2.2 Proyecto B.

4.2.2.1 Montaje del modelo geotécnico.

La simulación numérica se efectuó en condiciones no drenadas, teniendo en cuenta un espesor de suelo de 70 m y una tabla de agua de 6.00 m (de acuerdo con niveles piezométricos registrados).

se presentan en la Figura 63 las consideraciones que se tuvieron en cuenta en las modelaciones realizadas:

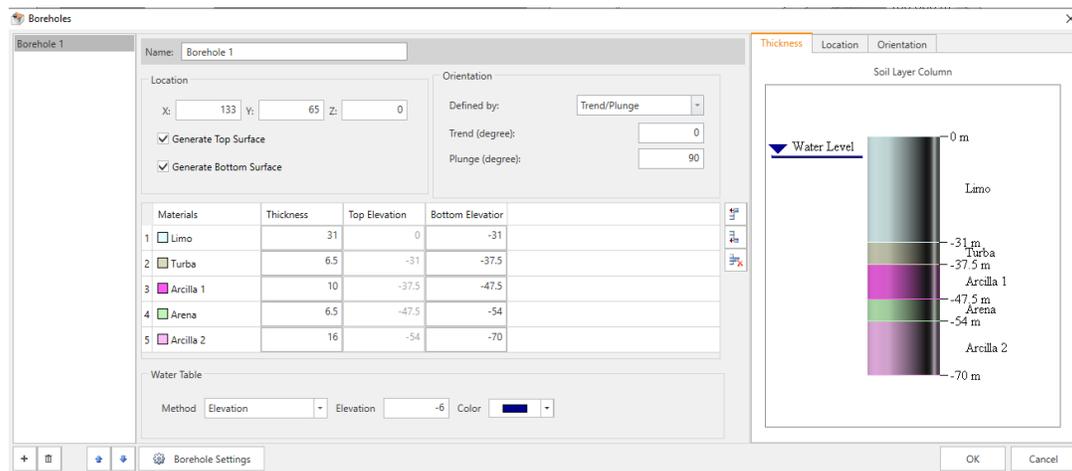


Figura 63. Espesor de suelo y nivel freático empleado en la modelación – Proyecto B. Elaboración propia.

Las 8 etapas de análisis que fueron empleadas en la modelación se presentan en las figuras 64 y 71:

- **Etap 1: Condiciones iniciales del suelo.**

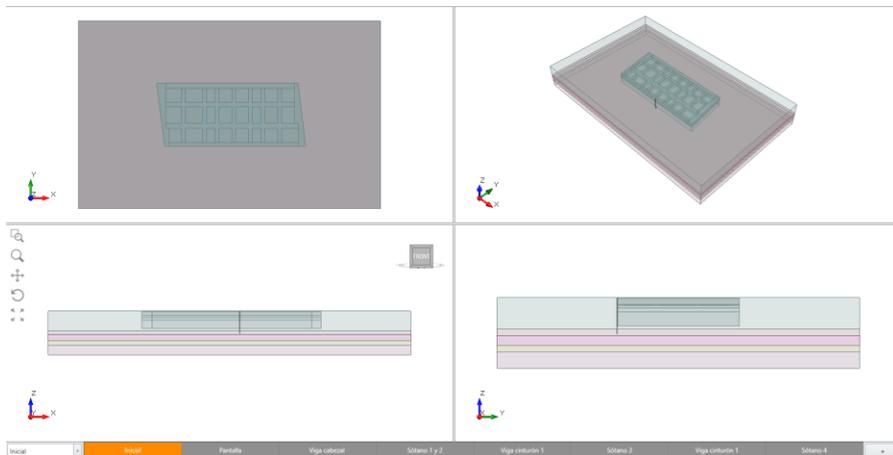


Figura 64. Etapa 1 - Inicial – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 2:** Construcción de las pantallas como sistema de contención.

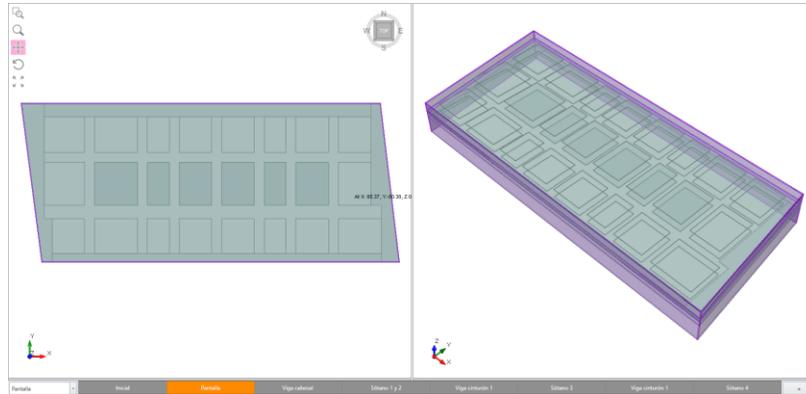


Figura 65. Etapa 2 - Pantalla – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 3.** Construcción de las vigas cabezales y centrales a cota del nivel de piso 1.

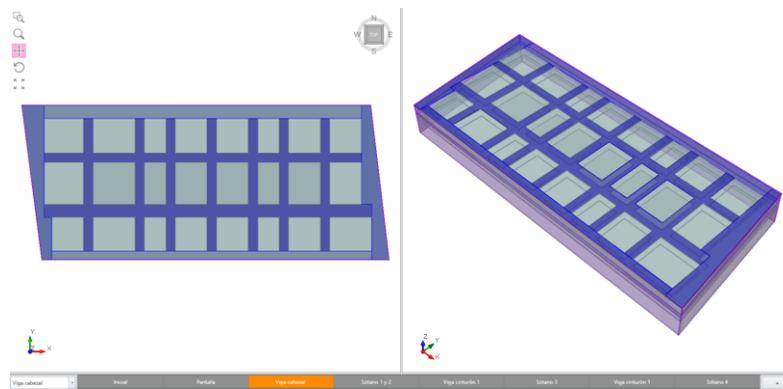


Figura 66. Etapa 3 – Viga cabezal y vigas centrales – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 4:** Excavación a doble altura del primer y segundo sótano alcanzando la cota -7.50 m de profundidad.

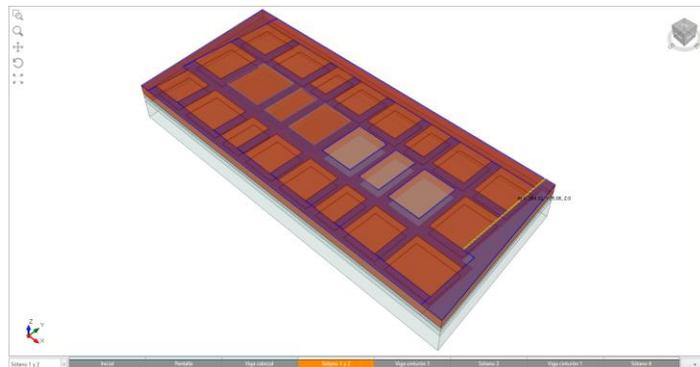


Figura 67. Etapa 4 – Sótanos 1 y 2 – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 5:** Construcción de las vigas cinturón y centrales a cota de sótano 2 (7.50 m de profundidad).

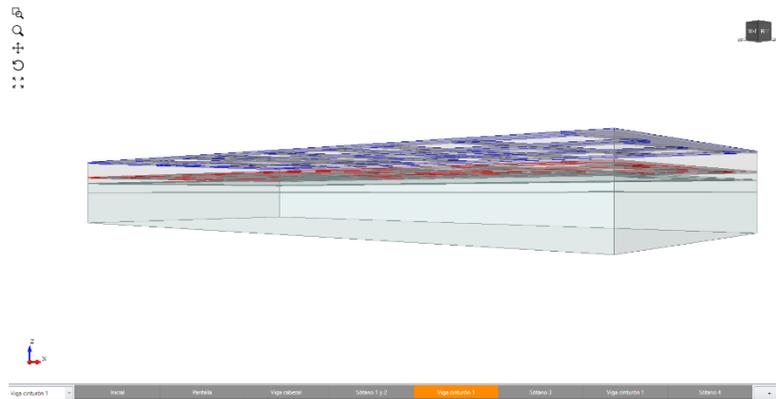


Figura 68. Etapa 5 – Viga cinturón 1 – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 6:** Excavación de sótano 3 alcanzando una profundidad de 10.0 m.



Figura 69. Etapa 6 - Sótano 3 – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 7:** Construcción de las vigas cinturón y centrales.

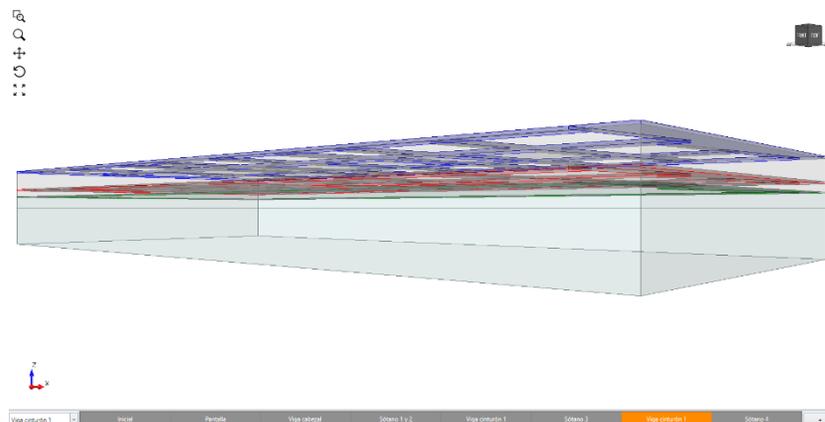


Figura 70. Etapa 7 – Viga cinturón 2 – Proyecto B. Elaboración propia.

- **Etapa 8:** Excavación del cuarto sótano alcanzando la cota -14.05 m de profundidad.

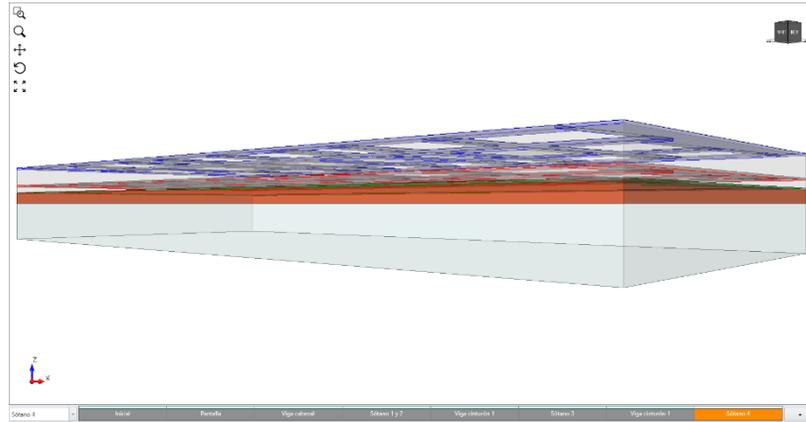


Figura 71. Etapa 8 – Sótano 4 – Proyecto B. Elaboración propia.

4.2.2.2 Modelación condiciones iniciales.

De acuerdo con los parámetros geotécnicos definidos en el estudio de suelos se realizó la modelación tridimensional obteniendo una deformación horizontal máxima de 19.4 cm en la última etapa, la cual fue comparada con la instrumentación (50 cm deformación máxima promedio a nivel del fondo de la excavación) se encuentran por debajo de lo registrado en las lecturas de campo.

Se resume en la Tabla 25 los parámetros empleados en la modelación:

Tabla 25. Parámetros geotécnicos condiciones iniciales – Proyecto B. Elaboración propia.

	Estrato	Espesor (m)	γ (t/m³)	cu (kg/cm²)	ϕ (°)	Eu (t/m²)	v
1	Limo arcilloso y/o arcilla limosa	31.0	1.20	0.16	---	557	0.35
2	Turba	6.50	1.30	0.26	---	559	0.35
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.00	1.92	0.75	---	1615	0.30
4	Arena	6.50	1.80	---	30	4277	0.20
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.00	1.92	0.75	---	1615	0.30

Las deformaciones obtenidas fueron comparadas con el inclinómetro No.1 cuyos resultados se presentan la Figura 72:

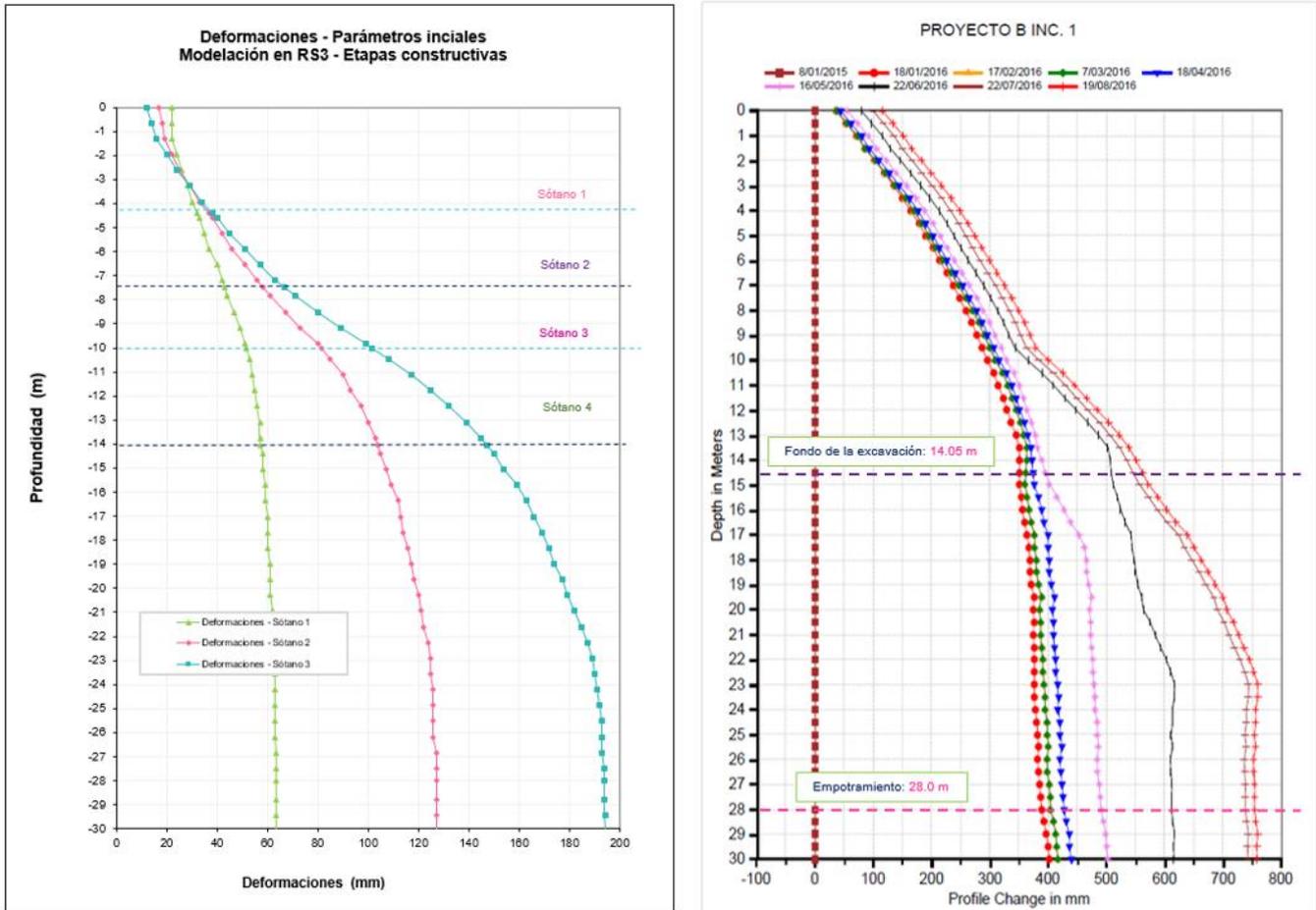


Figura 72. Resultados modelación tridimensional vs Instrumentación geotécnica – Proyecto B. Elaboración propia.

Con respecto a los esfuerzos horizontales (Figura 73) se obtuvieron valores hasta de 3.37 t/m² en lado pasivo registrado a una distancia de 28 m con respecto a la superficie, en donde se evidencia además que los mayores esfuerzos se generan hacia la parte de la excavación y en el tramo del empotramiento sus valores permanecen constantes.

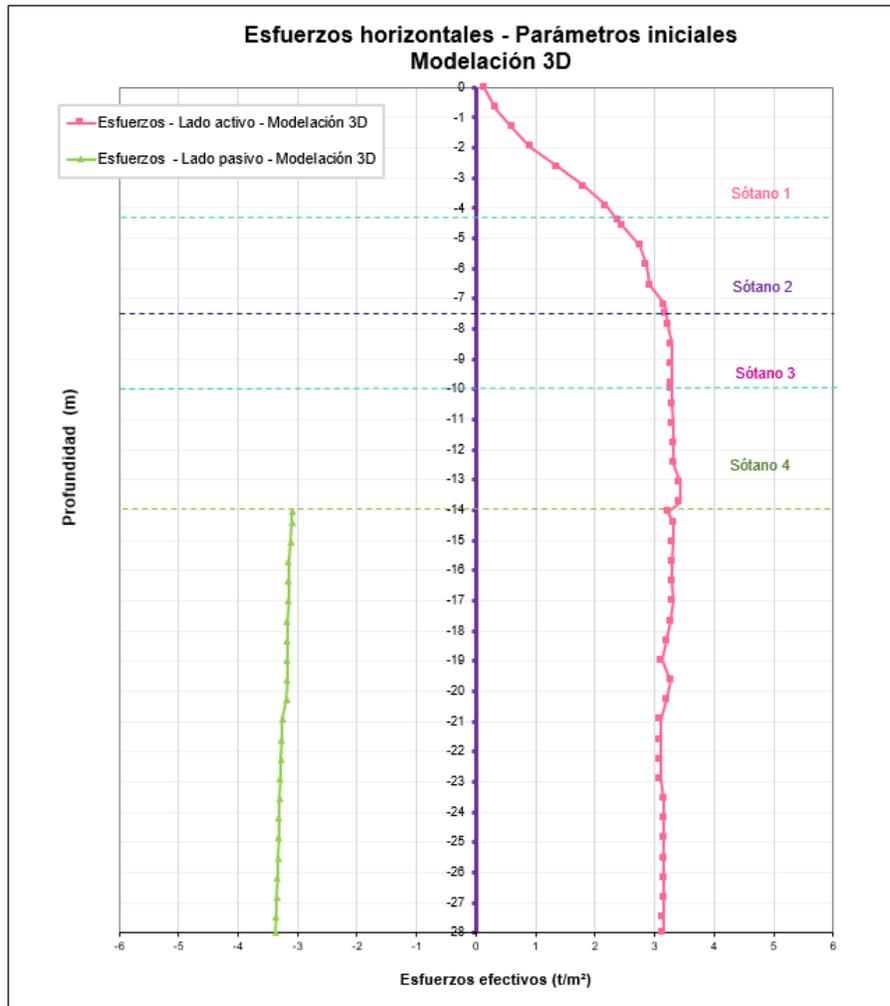


Figura 73. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros iniciales– Proyecto B. Elaboración propia.

4.2.2.3 Calibración de la modelación.

Con el objeto de alcanzar deformaciones horizontales a las registradas por la instrumentación, se efectuó la calibración del modelo geotécnico empleando el inclinómetro No 1 como indicador de la mayor deformación reportada en el proyecto. Por lo tanto, se redujeron los parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos, es decir, cohesión, módulos de elasticidad y coeficiente de poisson de los estratos allí encontrados.

Se muestra en las tablas 26 a 31 la variación de los parámetros más relevantes después de realizar una serie de simulaciones que permitieron obtener la deformación máxima registrada en campo.

- En la Tabla 26 se presentan los resultados de la modelación tridimensional utilizando los datos iniciales definidos en el estudio de suelos, los cuales fueron comparados con el inclinómetro No. 1, en donde se observa que los valores presentan una diferencia de la deformación del 74%.

Tabla 26. Comparación de los resultados de los parámetros iniciales con respecto al inclinómetro No. 1 - Proyecto B. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos						Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 1		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación
Estrato	Espesor (m)	cu (kg/cm ²)	φ (°)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)	
1	Limo arcilloso	31.0	0.16		557	19.42	30.00	76.00	28.00	74%
2	Turba	6.5	0.26		559					
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.0	0.75		1615					
4	Arena	6.5	---	30	4277					
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.0	0.75		1615					

- En la Tabla 27 se muestran los resultados de las simulaciones empleando un coeficiente de poisson de 0.49 para los estratos cohesivos, valor característico para suelos en condición no drenada, sin embargo, sus resultados si bien presentaron un incremento en la deformación, su ubicación se encuentra 6.0 m de profundidad, lo cual no es comparable con la localización de la profundidad máxima registrada en el inclinómetro No. 1.
Con respecto a la diferencia entre las deformaciones obtenidas, esta se encuentra del orden del 71%.

Tabla 27. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Coeficiente de poisson de 0.49 para condición no drenada - Proyecto B. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos						Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 1		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación
Estrato	Espesor (m)	cu (kg/cm ²)	φ (°)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)	
1	Limo arcilloso	31.0	0.16		557	22.00	6.00	76.00	28.00	71%
2	Turba	6.5	0.26		559					
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.0	0.75		1615					
4	Arena	6.5	---	30	4277					
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.0	0.75		1615					

- En la Tabla 28 se resumen los resultados efectuando una reducción del módulo elástico y coeficiente de poisson del estrato de limo arcilloso y/o arcilla limosa

(estrato No. 1) correspondiente al material de mayor espesor en donde se localiza el fondo de la excavación. Las deformaciones obtenidas reportaron un incremento de la deformación, así como localización de la profundidad registrada.

La diferencia de las deformaciones obtenidas fue del 63%.

Tabla 28. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción del módulo elástico y coeficiente de poisson estrato No. 1 - Proyecto B. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos						Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 1		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Espesor (m)	cu (kg/cm ²)	φ (°)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo arcilloso	31.0	0.16		320	0.30	28.00	9.00	76.00	28.00	63%
2	Turba	6.5	0.26		559	0.49					
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.0	0.75		1615	0.49					
4	Arena	6.5	---	30	4277	0.20					
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.0	0.75		1615	0.49					

- En la Tabla 29 se muestra la reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de cada uno de los materiales que allí se encuentran, así como el angulo de fricción interna del estrato No 4, reportando una deformación superior localizada a una profundidad de 28 m. La diferencia entre los valores comparados de la modelación vs el inclinómetro No. 1 fue del 64%.

Tabla 29. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto A. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos						Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 1		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Espesor (m)	cu (kg/cm ²)	φ (°)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo arcilloso	31.0	0.16		280	0.35	37.00	28.00	76.00	28.00	64%
2	Turba	6.5	0.26		120	0.49					
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.0	0.75		800	0.30					
4	Arena	6.5	---	28	2800	0.20					
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.0	0.75		300	0.30					

- En la Tabla 30 se presenta la reducción de los módulos elásticos, coeficientes de poisson y resistencia al corte no drenada de cada uno de los materiales que allí se detectaron. Los valores mostraron una diferencia de las deformaciones con respecto a la reportada en el inclinómetro No. 1 del 8%.

Tabla 30. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción de los módulos elásticos, coeficientes de poisson y resistencia al corte de todos los estratos - Proyecto B. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos						Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 1		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Espesor (m)	cu (kg/cm ²)	φ (°)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo arcilloso	31.0	0.15		130	0.35	70.00	28.00	76.00	28.00	8%
2	Turba	6.5	0.10		100	0.35					
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.0	0.25		400	0.30					
4	Arena	6.5	---	25	1500	0.20					
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.0	0.25		400	0.33					

- En la Tabla 31 se muestra la modificación total de los parámetros iniciales en donde se evidenció una buena coincidencia con los resultados registrados en el inclinómetro No. 1, cuyos valores fueron considerados suficientes para análisis propuesto

Tabla 31. Comparación de los resultados vs inclinómetro No. 1 – Reducción de los módulos elásticos y coeficientes de poisson de todos los estratos - Proyecto B. Elaboración propia.

Parámetros geomecánicos definidos en el estudio de suelos						Resultados Modelación 3D		Registro Inclinómetro No. 1		Comparación de la deformación obtenida en la modelación vs Instrumentación	
Estrato	Espesor (m)	cu (kg/cm ²)	φ (°)	Eu (t/m ²)	v	Deformación máxima (cm)	Profundidad registrada (m)	Deformación máxima (m)	Profundidad registrada (m)		
1	Limo arcilloso	31.0	0.15		130	0.35	76.00	30.00	76.00	28.00	0%
2	Turba	6.5	0.10		100	0.35					
3	Arcilla y/o limo arenoso	10.0	0.20		400	0.30					
4	Arena	6.5	---	22	1300	0.20					
5	Arcilla y/o limo arenoso	16.0	0.20		400	0.30					

Con base en las calibraciones realizadas, en la Tabla 32 se resumen los porcentajes de reducción alcanzado para cada parámetro:

Tabla 32. Porcentajes de reducción condiciones iniciales vs calibración - Proyecto B. Elaboración propia.

Estrato	Inicial	Calibración	% reducción	Inicial	Calibración	% reducción	Inicial	Calibración	% reducción	Inicial	Calibración	% reducción	
	cu (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)		φ (°)	φ (°)		Eu (t/m ²)	Eu (t/m ²)		v	v		
1	Limo arcilloso	0.16	0.150	6%	---	---	---	557	130	77%	0.35	0.35	0%
2	Turba	0.26	0.100	62%	---	---	---	559	100	82%	0.35	0.35	0%
3	Arcilla y/o limo arenoso	0.75	0.200	73%	---	---	---	1615	400	75%	0.30	0.30	0%
4	Arena	---	---	---	30	20	33%	4277	1300	70%	0.20	0.20	0%
5	Arcilla y/o limo arenoso	0.75	0.200	73%	---	---	---	1615	400	75%	0.30	0.30	0%

Los resultados de las modelaciones efectuadas se presentan en las figuras 74 y 75:

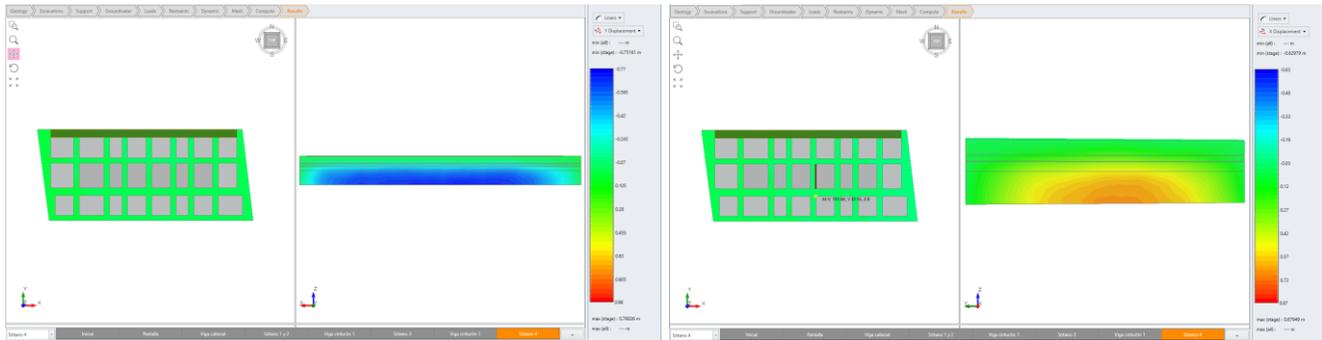


Figura 74. Resultados modelación tridimensional largo y ancho respectivamente - parámetros calibrados– Proyecto B. Elaboración propia.

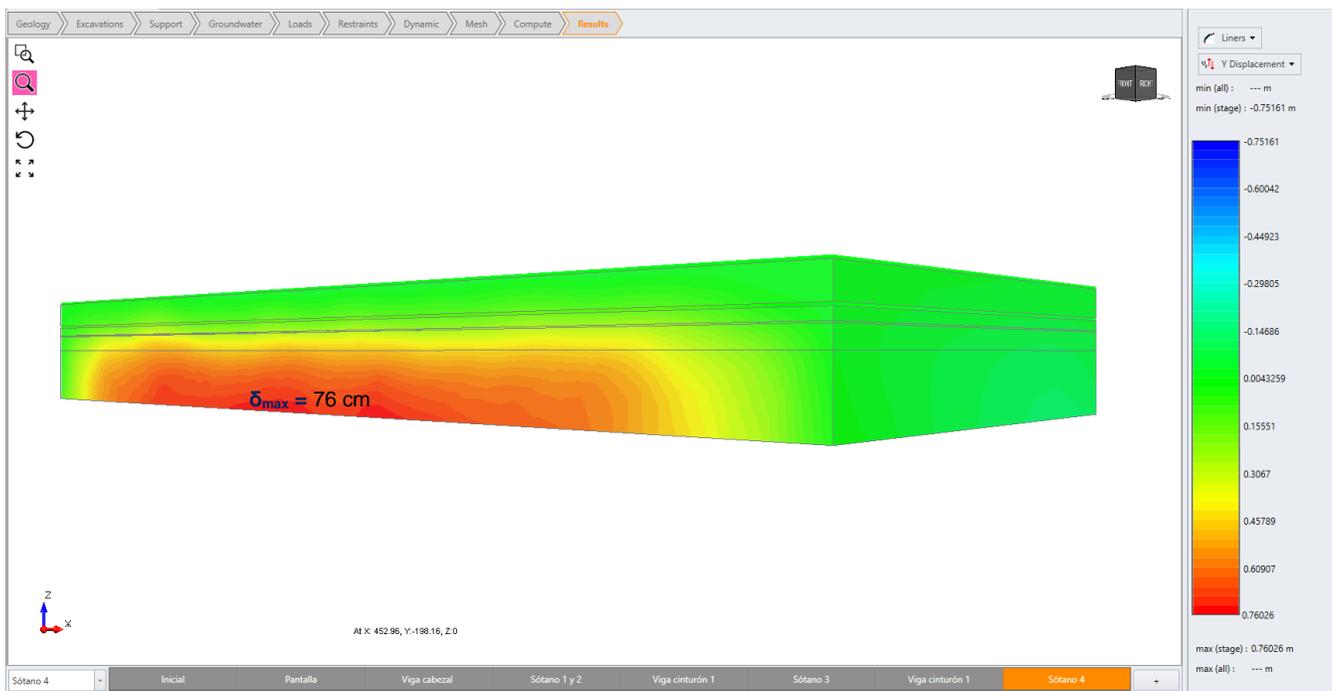


Figura 75. Resultados modelación tridimensional parámetros calibrados– Proyecto B. Elaboración propia.

Se compararon los resultados obtenidos en las simulaciones con las lecturas de instrumentación, específicamente con el inclinómetro No. 1, dada su ubicación, así como la tendencia de las deformaciones registradas.

Los desplazamientos horizontales alcanzaron valores similares a las deformaciones máximas reportadas en las lecturas de campo, tal y como se muestra en la Figura 76.

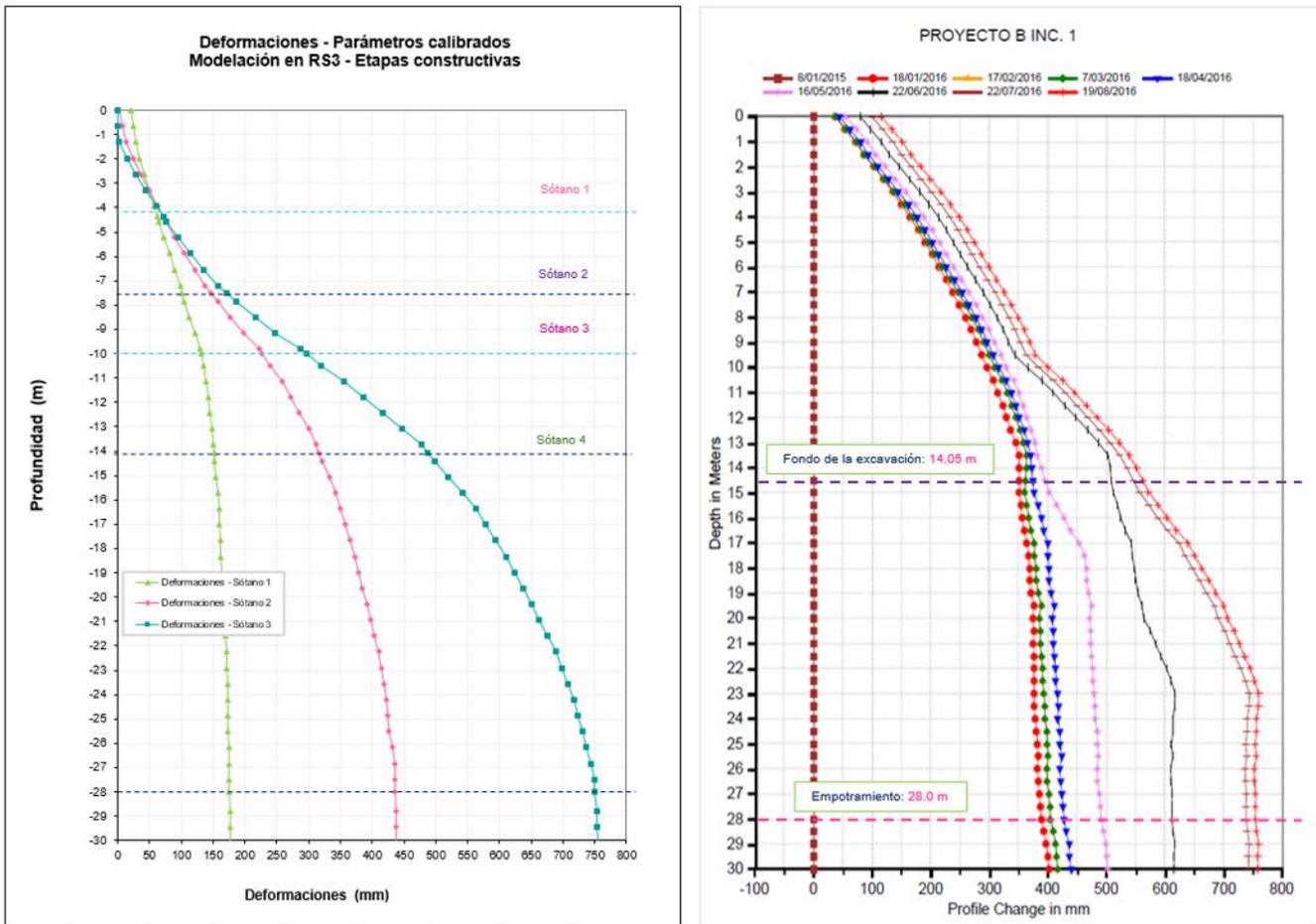


Figura 76. Comparación modelación tridimensional parámetros calibrados vs Instrumentación geotécnica – Proyecto B. Elaboración propia.

Como complemento a lo anterior se realizó un análisis de los esfuerzos horizontales en la última etapa constructiva, observando a su vez una disminución de estos valores con respecto a los esfuerzos obtenidos para los parámetros iniciales.

La Figura 77 presenta los esfuerzos horizontales obtenidos en la modelación tridimensional teniendo en cuenta los parámetros calibrados:

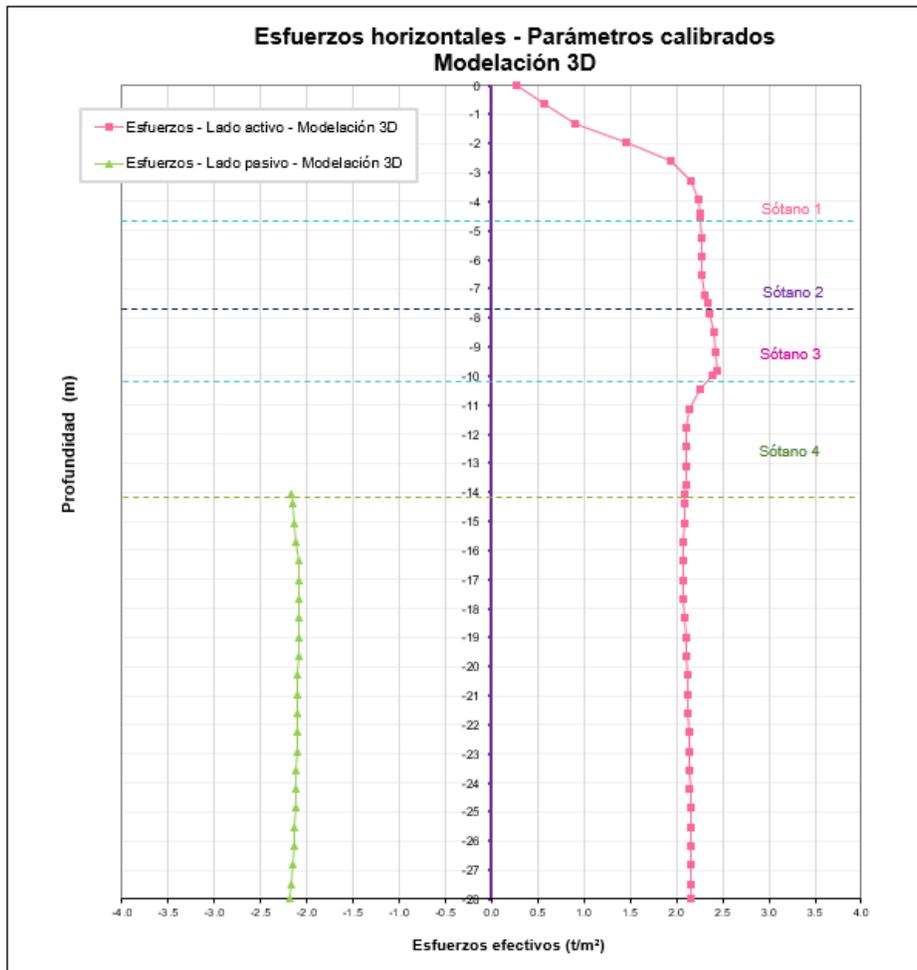


Figura 77. Esfuerzos efectivos horizontales parámetros calibrados– Proyecto B. Elaboración propia.

4.3 Análisis de esfuerzos.

Teniendo en cuenta la estratigrafía detectada en cada proyecto, así como las características de las excavaciones analizadas, se calcularon los esfuerzos horizontales que actúan en el suelo empleando las teorías clásicas, usando los coeficientes de presiones de tierra activa y pasiva propuestos por Rankine.

Coefficiente de presiones de tierra activo

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

Coeficiente de presiones de tierra pasivo

$$K_p = \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

Dado lo anterior fue necesario determinar los ángulos de fricción interna de los diferentes materiales mediante las correlaciones propuestas por Osaki (1959), el cual emplea el valor del N del ensayo de penetración estándar (SPT) cuya expresión se resume a continuación:

$$\varphi = \sqrt{20N} + 15 \quad (\text{Osaki, 1959})$$

De acuerdo con las modelaciones tridimensionales en elementos finitos, efectuadas para cada uno de los proyectos objeto de análisis, así como los cálculos realizados teniendo en cuenta la teoría convencional, se realizó una comparación de la distribución de los esfuerzos horizontales que actúan en el suelo.

Los análisis realizados se describen a continuación:

4.3.1 Proyecto A.

4.3.1.1 Teoría clásica.

Los cálculos efectuados se resumen en la Tabla 33:

Tabla 33. Coeficientes de presiones de tierras – Proyecto A. Elaboración propia.

Cálculo de coeficiente de presión de tierras						
Estrato	Estrato	Espesor (m)	N60 promedio (golpes/pie)	$\varphi_{\text{osaki}} (^{\circ})$	Ka	Kp
1	Limo orgánico	1.55	5	25.00	0.41	2.46
2	Arcilla habana	3.60	2	21.32	0.47	2.14
3a	Limo arcilloso	5.50	2	21.32	0.47	2.14
3b	Limo empotramiento	7.35	3	22.75	0.44	2.26

Teniendo en cuenta la posición de la tabla de agua que para el caso corresponde a 3.50 m, así como los coeficientes de presiones de tierras, se calcularon los esfuerzos efectivos horizontales activos y pasivos los cuales se resumen en la Tabla 34:

Tabla 34. Esfuerzos horizontales – Proyecto A. Elaboración propia.

Teoría clásica - Rankine						Teoría clásica - Rankine					
Lado Activo						Lado Pasivo					
Profundidad (m)	γ (t/m ³)	σ total (t/m ²)	μ (t/m ²)	σ' (t/m ²)	$\sigma h'$ (t/m ²)	Profundidad (m)	γ (t/m ³)	σ total (t/m ²)	μ (t/m ²)	σ' (t/m ²)	$\sigma h'$ (t/m ²)
0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					
0.51	1.40	0.72	0.00	0.72	0.29	0.51					
1.03	1.40	1.44	0.00	1.44	0.58	1.03					
1.54	1.40	2.16	0.00	2.16	0.88	1.54					
2.06	1.50	3.09	0.00	3.09	1.44	2.06					
2.57	1.50	3.86	0.00	3.86	1.80	2.57					
3.09	1.50	4.63	0.00	4.63	2.16	3.09					
3.60	1.50	5.40	0.10	5.30	2.47	3.60					
4.11	1.40	5.76	0.61	5.15	2.40	4.11					
4.20	1.40	5.88	0.70	5.18	2.42	4.20					
4.63	1.40	6.48	1.13	5.35	2.50	4.63					
5.14	1.40	7.20	1.64	5.56	2.59	5.14					
5.66	1.40	7.92	2.16	5.76	2.69	5.66					
6.17	1.40	8.64	2.67	5.97	2.79	6.17					
6.69	1.40	9.36	3.19	6.17	2.88	6.69					
7.20	1.40	10.08	3.70	6.38	2.98	7.20					
7.30	1.40	10.22	3.80	6.42	3.00	7.30					
7.71	1.40	10.80	4.21	6.59	3.07	7.71					
8.23	1.40	11.52	4.73	6.79	3.17	8.23					
8.74	1.40	12.24	5.24	7.00	3.27	8.74					
9.26	1.40	12.96	5.76	7.20	3.36	9.26					
9.77	1.40	13.68	6.27	7.41	3.46	9.77					
10.29	1.40	14.40	6.79	7.61	3.55	10.29					
10.65	1.40	14.91	7.15	7.76	3.62	10.65	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
10.80	1.40	15.12	7.30	7.82	3.46	10.80	1.40	0.21	0.15	0.06	0.14
11.31	1.40	15.84	7.81	8.03	3.55	11.31	1.40	0.93	0.66	0.27	0.60
11.83	1.40	16.56	8.33	8.23	3.64	11.83	1.40	1.65	1.18	0.47	1.07
12.71	1.40	17.79	9.21	8.58	3.80	12.71	1.40	2.88	2.06	0.82	1.86
12.86	1.40	18.00	9.36	8.64	3.82	12.86	1.40	3.09	2.21	0.88	2.00
13.37	1.40	18.72	9.87	8.85	3.91	13.37	1.40	3.81	2.72	1.09	2.46
13.89	1.40	19.44	10.39	9.05	4.01	13.89	1.40	4.53	3.24	1.29	2.93
14.40	1.40	20.16	10.90	9.26	4.10	14.40	1.40	5.25	3.75	1.50	3.39
14.91	1.40	20.88	11.41	9.47	4.19	14.91	1.40	5.97	4.26	1.71	3.86
15.43	1.40	21.60	11.93	9.67	4.28	15.43	1.40	6.69	4.78	1.91	4.32
15.94	1.40	22.32	12.44	9.88	4.37	15.94	1.40	7.41	5.29	2.12	4.79
16.46	1.40	23.04	12.96	10.08	4.46	16.46	1.40	8.13	5.81	2.32	5.25
16.97	1.40	23.76	13.47	10.29	4.55	16.97	1.40	8.85	6.32	2.53	5.72
17.49	1.40	24.48	13.99	10.49	4.64	17.49	1.40	9.57	6.84	2.73	6.18
18.00	1.40	25.20	14.50	10.70	4.73	18.00	1.40	10.29	7.35	2.94	6.65

Excavación - Cota -10.65 m

Se presenta en la Figura 78, los esfuerzos efectivos horizontales activos (línea derecha) y pasivos (línea izquierda) calculados a partir de la teoría clásica:

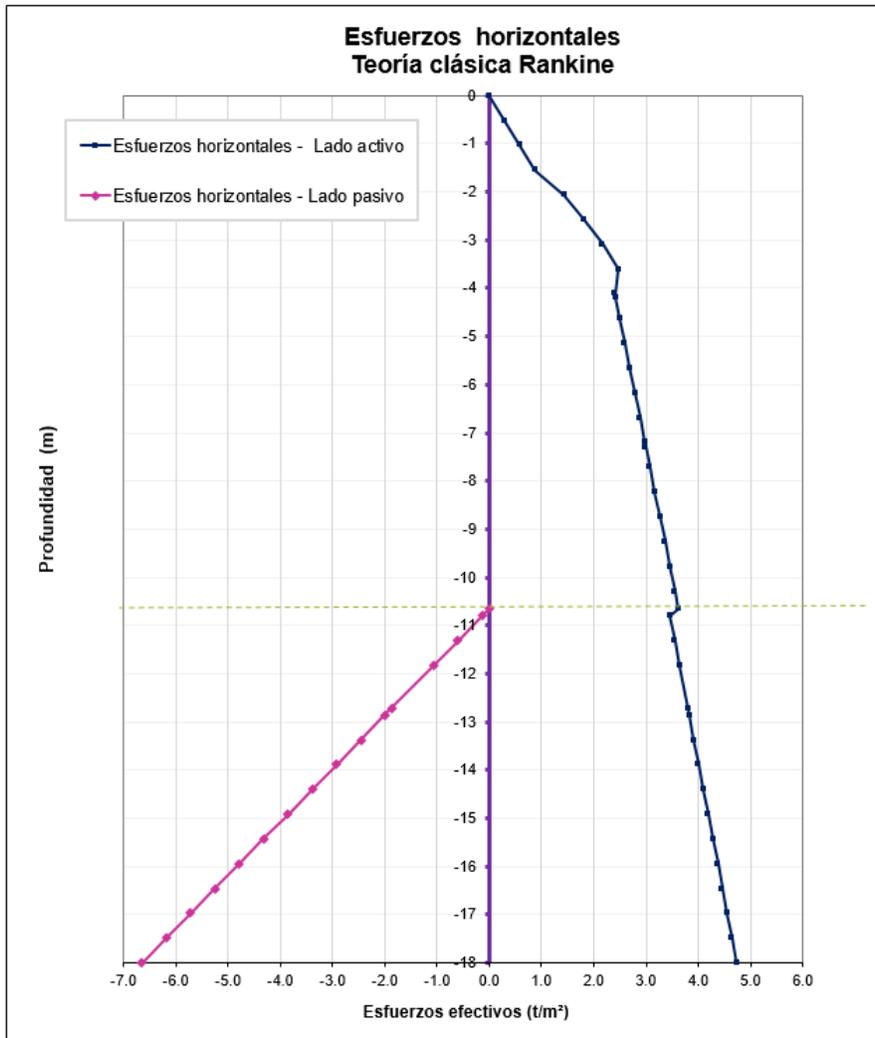


Figura 78. Esfuerzos efectivos horizontales (activos y pasivos) teoría de Rankine – Proyecto A. Elaboración propia.

4.3.1.2 Comparación de esfuerzos.

En general se observa que los esfuerzos obtenidos mediante las simulaciones numéricas no tienen la misma distribución triangular propuesta por Rankine, se evidencia además una reducción de los valores de aproximadamente 44% en el lado activo y del 59.4% en el lado pasivo a nivel del empotramiento (cota -18.0 m).

La Figura 79 presenta la comparación efectuada:

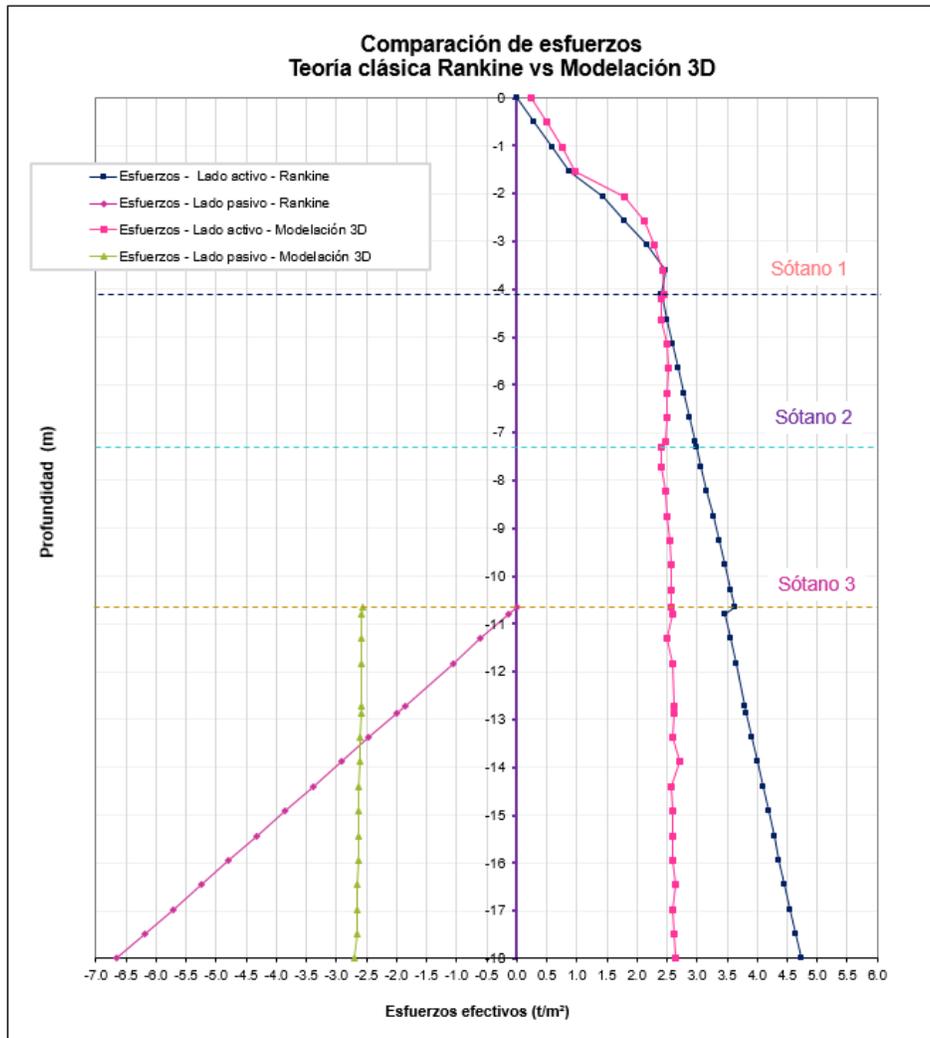


Figura 79. Comparación de esfuerzos efectivos horizontales teoría clásica vs modelación 3D – Proyecto A. Elaboración propia.

Como complemento a lo anterior y con el propósito de comparar los esfuerzos, se calcularon las fuerzas que actúan sobre la pantalla en donde se evidencia una buena coincidencia hasta la cota de sótano 1 (Cota -4.20 m) correspondiente a la ubicación de la viga cabezal, a partir de dicha cota se observa una reducción de las fuerzas con una variación entre 5% y 44%. Esta reducción podría encontrarse asociada a la presencia de la ubicación del sistema de apuntalamiento.

La Tabla 35 resume la comparación realizada:

Tabla 35. Comparación de fuerzas lado activo – Proyecto A. Elaboración propia.

Teoría Clásica			Modelación 3D		
Lado Activo			Lado Activo		
Profundidad (m)	$\sigma_h'(t/m^2)$	Fuerza (t)	Profundidad (m)	$\sigma_h'(t/m^2)$	Fuerza (t)
0.00	0.000	0.00	0.00	0.234	0.00
0.51	0.292	0.08	0.51	0.493	0.19
1.03	0.585	0.23	1.03	0.750	0.32
1.54	0.877	0.38	1.54	0.960	0.44
2.06	1.440	0.60	2.06	1.803	0.71
2.57	1.800	0.83	2.57	2.124	1.01
3.09	2.160	1.02	3.09	2.285	1.14
3.60	2.473	1.19	3.60	2.439	1.21
4.11	2.401	1.25	4.11	2.448	1.26
4.20	2.417	0.21	4.20	2.408	0.21
4.63	2.497	1.05	4.63	2.400	1.03
5.14	2.593	1.31	5.14	2.500	1.26
5.66	2.689	1.36	5.66	2.520	1.29
6.17	2.785	1.41	6.17	2.510	1.29
6.69	2.881	1.46	6.69	2.490	1.29
7.20	2.977	1.51	7.20	2.467	1.27
7.30	2.996	0.30	7.30	2.413	0.24
7.71	3.073	1.26	7.71	2.400	1.00
8.23	3.169	1.61	8.23	2.470	1.25
8.74	3.265	1.65	8.74	2.507	1.28
9.26	3.361	1.70	9.26	2.543	1.30
9.77	3.457	1.75	9.77	2.561	1.31
10.29	3.553	1.81	10.29	2.570	1.32
10.65	3.621	1.31	10.65	2.574	0.94
10.80	3.459	0.53	10.80	2.585	0.39
11.31	3.550	1.80	11.31	2.500	1.31
11.83	3.641	1.85	11.83	2.603	1.31
12.71	3.797	3.27	12.71	2.613	2.29
12.86	3.823	0.56	12.86	2.620	0.39
13.37	3.914	1.99	13.37	2.600	1.34
13.89	4.005	2.04	13.89	2.700	1.36
14.40	4.096	2.08	14.40	2.580	1.36
14.91	4.187	2.13	14.91	2.590	1.33
15.43	4.278	2.18	15.43	2.592	1.33
15.94	4.369	2.22	15.94	2.596	1.33
16.46	4.460	2.27	16.46	2.650	1.35
16.97	4.551	2.32	16.97	2.604	1.35
17.49	4.642	2.37	17.49	2.615	1.34
18.00	4.733	2.41	18.00	2.630	1.35

En cuanto a las fuerzas calculadas en el lado pasivo la reducción corresponde al 18.8%, tal y como se resume en la Tabla 36:

Tabla 36. Comparación de fuerzas lado pasivo – Proyecto A. Elaboración propia.

Teoría Clásica			Modelación		
Lado Pasivo			Lado Pasivo		
Profundidad (m)	σ' (t/m ²)	Fuerza (t)	Profundidad (m)	σ' (t/m ²)	Fuerza (t)
0.00	Excavación - Cota -10.65 m		0.00	Excavación - Cota -10.65 m	
0.51					
1.03					
1.54					
2.06					
2.57					
3.09					
3.60					
4.11					
4.20					
4.63					
5.14					
5.66					
6.17					
6.69					
7.20					
7.30					
7.71					
8.23					
8.74					
9.26					
9.77					
10.29					
10.65	0.00	24.43	10.65	2.554	19.84
10.80	0.14				
11.31	0.60				
11.83	1.07				
12.71	1.86				
12.86	2.00				
13.37	2.46				
13.89	2.93				
14.40	3.39				
14.91	3.86				
15.43	4.32				
15.94	4.79				
16.46	5.25				
16.97	5.72				
17.49	6.18				
18.00	6.65				

4.3.2 Proyecto B.

Como primera medida se calcularon los coeficientes de presiones de tierras los cuales se resumen en la Tabla 37:

Tabla 37. Coeficientes de presiones de tierras – Proyecto B. Elaboración propia.

Cálculo de coeficiente de presión de tierras						
Estrato	Estrato	Espesor (m)	N60 promedio (golpes/pie)	ϕ_{osaki} (°)	Ka	Kp
1	Limo arcilloso	31	4	24.00	0.42	2.37

A partir de lo anterior y teniendo en cuenta la posición del nivel freático de 6.00 m de profundidad, se calcularon los esfuerzos efectivos horizontales activos y pasivos, resumidos en la Tabla 38:

Tabla 38. Esfuerzos horizontales – Proyecto B. Elaboración propia.

Teoría clásica - Rankine						Teoría clásica - Rankine					
Lado Activo						Lado Pasivo					
Profundidad (m)	γ (t/m³)	σ total (t/m²)	μ (t/m²)	σ'(t/m²)	σ_h'(t/m²)	Profundidad (m)	γ (t/m³)	σ total (t/m²)	μ (t/m²)	σ'(t/m²)	σ_h'(t/m²)
0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					
0.66	1.20	0.79	0.00	0.79	0.33	0.66					
1.31	1.20	1.57	0.00	1.57	0.66	1.31					
1.96	1.20	2.36	0.00	2.36	1.00	1.96					
2.62	1.20	3.14	0.00	3.14	1.33	2.62					
3.27	1.20	3.93	0.00	3.93	1.66	3.27					
3.93	1.20	4.71	0.00	4.71	1.99	3.93					
4.40	1.20	5.28	0.00	5.28	2.23	4.40					
4.58	1.20	5.50	0.00	5.50	2.32	4.58					
5.24	1.20	6.28	0.00	6.28	2.66	5.24					
5.89	1.20	7.07	0.00	7.07	2.99	5.89					
6.55	1.20	7.85	0.55	7.31	3.09	6.55					
7.20	1.20	8.64	1.20	7.44	3.14	7.20					
7.50	1.20	9.00	1.50	7.50	3.17	7.50					
7.86	1.20	9.43	1.86	7.57	3.20	7.86					
8.51	1.20	10.21	2.51	7.70	3.26	8.51					
9.16	1.20	11.00	3.16	7.83	3.31	9.16					
9.82	1.20	11.78	3.82	7.96	3.37	9.82					
10.00	1.20	12.00	4.00	8.00	3.38	10.00					
10.47	1.20	12.57	4.47	8.09	3.42	10.47					
11.13	1.20	13.35	5.13	8.23	3.48	11.13					
11.78	1.20	14.14	5.78	8.36	3.53	11.78					
12.44	1.20	14.92	6.44	8.49	3.59	12.44					
13.09	1.20	15.71	7.09	8.62	3.64	13.09					
13.75	1.20	16.49	7.75	8.75	3.70	13.75					
14.05	1.20	16.86	8.05	8.81	3.72	14.05	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
14.40	1.20	17.28	8.40	8.88	3.75	14.40	1.20	0.42	0.35	0.07	0.17
15.06	1.20	18.07	9.06	9.01	3.81	15.06	1.20	1.21	1.01	0.20	0.48
15.71	1.20	18.85	9.71	9.14	3.86	15.71	1.20	1.99	1.66	0.33	0.79
16.36	1.20	19.64	10.36	9.27	3.92	16.36	1.20	2.78	2.31	0.46	1.10
17.02	1.20	20.42	11.02	9.40	3.97	17.02	1.20	3.56	2.97	0.59	1.40
17.67	1.20	21.21	11.67	9.53	4.03	17.67	1.20	4.35	3.62	0.72	1.71
18.33	1.20	21.99	12.33	9.67	4.08	18.33	1.20	5.13	4.28	0.86	2.02
18.98	1.20	22.78	12.98	9.80	4.14	18.98	1.20	5.92	4.93	0.99	2.33

Excavación - Cota -14.05 m

Teoría clásica - Rankine						Teoría clásica - Rankine					
Lado Activo						Lado Pasivo					
Profundidad (m)	γ (t/m ³)	σ total (t/m ²)	μ (t/m ²)	σ' (t/m ²)	$\sigma h'$ (t/m ²)	Profundidad (m)	γ (t/m ³)	σ total (t/m ²)	μ (t/m ²)	σ' (t/m ²)	$\sigma h'$ (t/m ²)
19.64	1.20	23.56	13.64	9.93	4.20	19.64	1.20	6.70	5.59	1.12	2.64
20.29	1.20	24.35	14.29	10.06	4.25	20.29	1.20	7.49	6.24	1.25	2.95
20.95	1.20	25.13	14.95	10.19	4.31	20.95	1.20	8.27	6.90	1.38	3.26
21.60	1.20	25.92	15.60	10.32	4.36	21.60	1.20	9.06	7.55	1.51	3.57
22.25	1.20	26.70	16.25	10.45	4.42	22.25	1.20	9.84	8.20	1.64	3.88
22.91	1.20	27.49	16.91	10.58	4.47	22.91	1.20	10.63	8.86	1.77	4.19
23.56	1.20	28.28	17.56	10.71	4.53	23.56	1.20	11.42	9.51	1.90	4.50
24.22	1.20	29.06	18.22	10.84	4.58	24.22	1.20	12.20	10.17	2.03	4.81
24.87	1.20	29.85	18.87	10.97	4.64	24.87	1.20	12.99	10.82	2.16	5.12
25.53	1.20	30.63	19.53	11.11	4.69	25.53	1.20	13.77	11.48	2.30	5.43
26.18	1.20	31.42	20.18	11.24	4.75	26.18	1.20	14.56	12.13	2.43	5.74
26.84	1.20	32.20	20.84	11.37	4.80	26.84	1.20	15.34	12.79	2.56	6.05
27.49	1.20	32.99	21.49	11.50	4.86	27.49	1.20	16.13	13.44	2.69	6.36
28.00	1.20	33.60	22.00	11.60	4.90	28.00	1.20	16.74	13.95	2.79	6.60

Se presenta en la Figura 80 los esfuerzos efectivos horizontales activos (línea derecha) y pasivos (línea izquierda) calculados a partir de la teoría clásica:

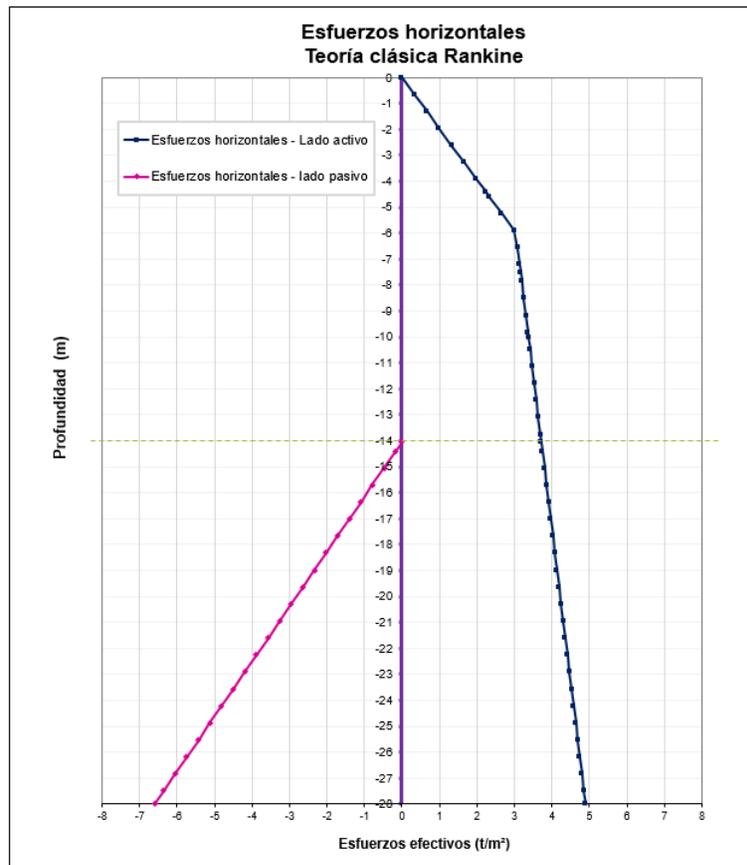


Figura 80. Esfuerzos efectivos horizontales teoría clásica – Proyecto B. Elaboración propia.

4.3.2.1 Comparación de esfuerzos.

Las modelaciones realizadas se compararon los esfuerzos horizontales con los obtenidos a partir de la teoría convencional, en donde se observa una distribución uniforme con respecto a la propuesta por Rankine, tal y como se presenta en la Figura 81

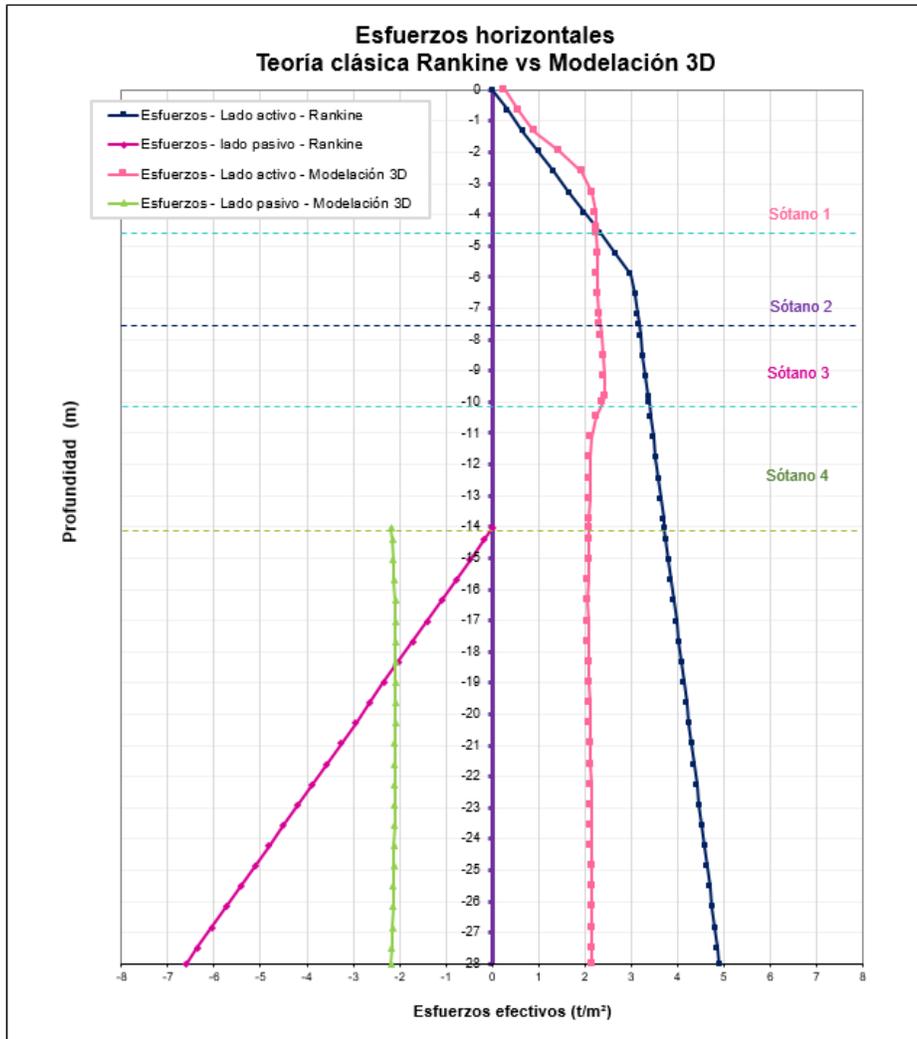


Figura 81. Comparación de esfuerzos efectivos horizontales teoría clásica vs modelación 3D – Proyecto B. Elaboración propia.

Adicionalmente, se calcularon las fuerzas que actúan sobre la pantalla con el objeto de comparar los esfuerzos obtenidos, en donde se evidencia a partir de los 4.40 m de profundidad en el lado activo, una reducción del 30% en la parte superior, alcanzando un

43% correspondiente a la cota del fondo de excavación y del 56% en la zona del empotramiento.

En la Tabla 39 se presenta la comparación de fuerzas en el lado activo:

Tabla 39. Comparación de fuerzas lado activo – Proyecto B. Elaboración propia.

Teoría Clásica			Modelación 3D		
Lado Activo			Lado Activo		
Profundidad (m)	$\sigma_h'(t/m^2)$	Fuerza (t)	Profundidad (m)	$\sigma_h'(t/m^2)$	Fuerza (t)
0.00	0.000	0.00	0.00	0.269	0.00
0.66	0.332	0.11	0.66	0.571	0.28
1.31	0.664	0.33	1.31	0.909	0.48
1.96	0.996	0.54	1.96	1.455	0.77
2.62	1.328	0.76	2.62	1.942	1.11
3.27	1.660	0.98	3.27	2.163	1.34
3.93	1.992	1.19	3.93	2.237	1.44
4.40	2.231	1.00	4.40	2.249	1.06
4.58	2.324	0.41	4.58	2.254	0.41
5.24	2.655	1.63	5.24	2.280	1.48
5.89	2.988	1.85	5.89	2.268	1.49
6.55	3.089	1.99	6.55	2.274	1.49
7.20	3.144	2.04	7.20	2.312	1.50
7.50	3.170	0.95	7.50	2.335	0.70
7.86	3.200	1.13	7.86	2.363	0.83
8.51	3.255	2.11	8.51	2.401	1.56
9.16	3.310	2.15	9.16	2.421	1.58
9.82	3.366	2.18	9.82	2.442	1.59
10.00	3.381	0.61	10.00	2.388	0.44
10.47	3.421	1.61	10.47	2.249	1.10
11.13	3.476	2.26	11.13	2.146	1.44
11.78	3.532	2.30	11.78	2.111	1.39
12.44	3.587	2.33	12.44	2.111	1.38
13.09	3.642	2.36	13.09	2.113	1.38
13.75	3.698	2.40	13.75	2.098	1.38
14.05	3.723	1.13	14.05	2.096	0.64
14.40	3.753	1.31	14.40	2.094	0.73
15.06	3.808	2.48	15.06	2.089	1.37
15.71	3.864	2.51	15.71	2.077	1.36
16.36	3.919	2.55	16.36	2.064	1.36
17.02	3.974	2.58	17.02	2.070	1.35
17.67	4.030	2.62	17.67	2.077	1.36
18.33	4.085	2.65	18.33	2.090	1.36
18.98	4.140	2.69	18.98	2.100	1.37
19.64	4.196	2.73	19.64	2.107	1.38
20.29	4.251	2.77	20.29	2.114	1.38
20.95	4.306	2.80	20.95	2.121	1.38
21.60	4.362	2.84	21.60	2.128	1.39

Teoría Clásica			Modelación 3D		
Lado Activo			Lado Activo		
Profundidad (m)	$\sigma_h'(t/m^2)$	Fuerza (t)	Profundidad (m)	$\sigma_h'(t/m^2)$	Fuerza (t)
22.25	4.416	2.85	22.25	2.134	1.39
22.91	4.472	2.93	22.91	2.141	1.41
23.56	4.528	2.95	23.56	2.142	1.40
24.22	4.583	2.98	24.22	2.147	1.40
24.87	4.638	3.02	24.87	2.151	1.41
25.53	4.693	3.05	25.53	2.153	1.41
26.18	4.749	3.08	26.18	2.156	1.41
26.84	4.804	3.13	26.84	2.159	1.42
27.49	4.859	3.16	27.49	2.162	1.42
28.00	4.902	2.48	28.00	2.163	1.10

Con respecto a las fuerzas calculadas en el lado pasivo la reducción corresponde al 33.9%.

La Tabla 40 se resume los resultados obtenidos:

Tabla 40. Comparación de fuerzas lado pasivo – Proyecto B. Elaboración propia.

Teoría Clásica			Modelación		
Lado Pasivo			Lado Pasivo		
Profundidad (m)	$\sigma'(t/m^2)$	Fuerza (t)	Profundidad (m)	$\sigma'(t/m^2)$	Fuerza (t)
0.00			0.00		
0.66			0.66		
1.31			1.31		
1.96			1.96		
2.62			2.62		
3.27			3.27		
3.93			3.93		
4.40			4.40		
4.58			4.58		
5.24			5.24		
5.89			5.89		
6.55			6.55		
7.20			7.20		
7.50			7.50		
7.86			7.86		
8.51			8.51		
9.16			9.16		
9.82			9.82		
10.00			10.00		
10.47			10.47		
11.13			11.13		
11.78			11.78		
12.44			12.44		
13.09			13.09		
13.75			13.75		
14.05	0.00		14.05	2.176	
14.40	0.17		14.40	2.16	
15.06	0.48	46.05	15.06	2.14	30.42
15.71	0.79		15.71	2.11	
16.36	1.10		16.36	2.09	

Teoría Clásica		
Lado Pasivo		
Profundidad (m)	σ' (t/m ²)	Fuerza (t)
17.02	1.40	
17.67	1.71	
18.33	2.02	
18.98	2.33	
19.64	2.64	
20.29	2.95	
20.95	3.26	
21.60	3.57	
22.25	3.88	
22.91	4.19	
23.56	4.50	
24.22	4.81	
24.87	5.12	
25.53	5.43	
26.18	5.74	
26.84	6.05	
27.49	6.36	
28.00	6.60	

Modelación		
Lado Pasivo		
Profundidad (m)	σ' (t/m ²)	Fuerza (t)
17.02	2.08	
17.67	2.08	
18.33	2.08	
18.98	2.09	
19.64	2.09	
20.29	2.09	
20.95	2.10	
21.60	2.10	
22.25	2.10	
22.91	2.11	
23.56	2.11	
24.22	2.12	
24.87	2.13	
25.53	2.13	
26.18	2.14	
26.84	2.15	
27.49	2.17	
28.00	2.18	

4.4 Comparación del análisis bidimensional y tridimensional.

Con el objeto de comparar el comportamiento de las excavaciones estudiadas, se efectuó un análisis bidimensional en elementos finitos empleando la herramienta computacional Phase 2 (RS2) teniendo en cuenta las mismas consideraciones adoptadas en las simulaciones tridimensionales.

4.4.1 Proyecto A.

Para el efecto se ilustra los resultados tanto para los parámetros iniciales (Tabla 17) es decir los definidos en el estudio de suelos, como los parámetros calibrados, aquellos que fueron obtenidos para alcanzar un comportamiento similar al inclinómetro No. 3 (figura 82).

Cabe anotar que el programa simula el sistema de apuntalamiento como resortes ($K_x = E_{\text{concreto}} * \text{altura de la viga}$).

En las figuras 82 a 84 se presentan la malla de elementos finitos teniendo en cuenta cada una de las etapas constructivas, así como los resultados obtenidos:

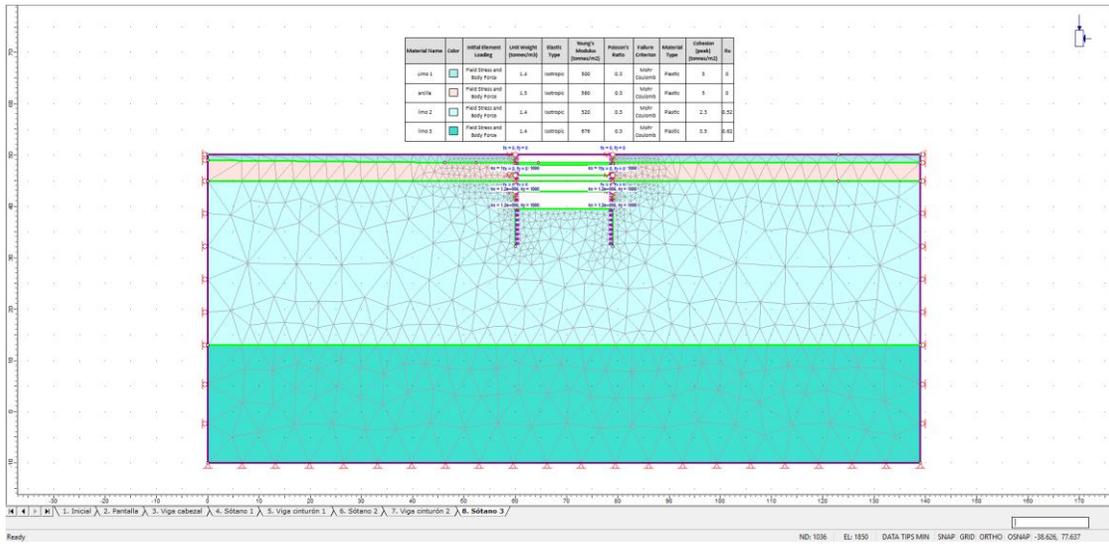


Figura 82. Malla en elementos finitos – modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.

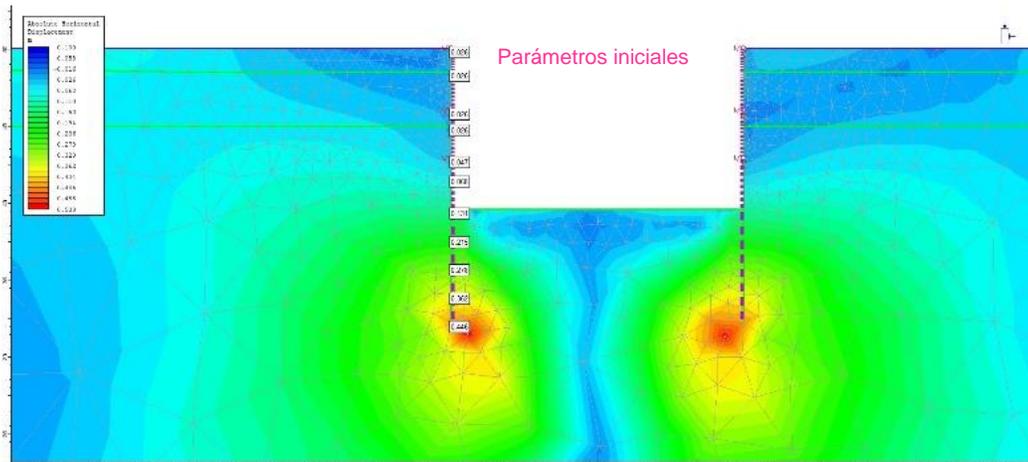


Figura 83. Resultados parámetros iniciales modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.

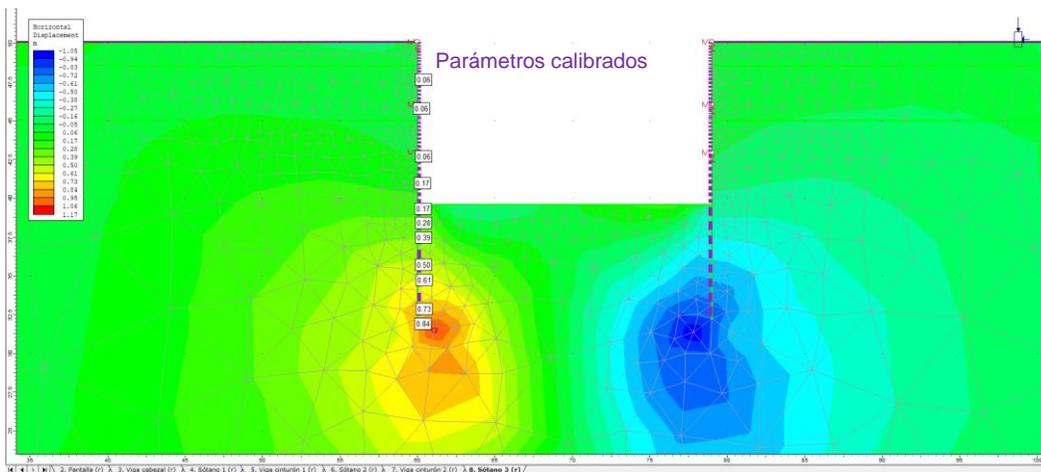


Figura 84. Resultados parámetros calibrados modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.

De acuerdo con las modelaciones realizadas se obtuvieron deformaciones del orden de 44 cm para las condiciones iniciales y de 84 cm para los parámetros calibrados, por lo tanto, se tiene un incremento hasta 8.4 veces la deformación con respecto a las lecturas de campo (deformación máxima promedio de 10 cm).

En la Figura 85 se resultados obtenidos tanto para los parámetros iniciales como los calibrados:

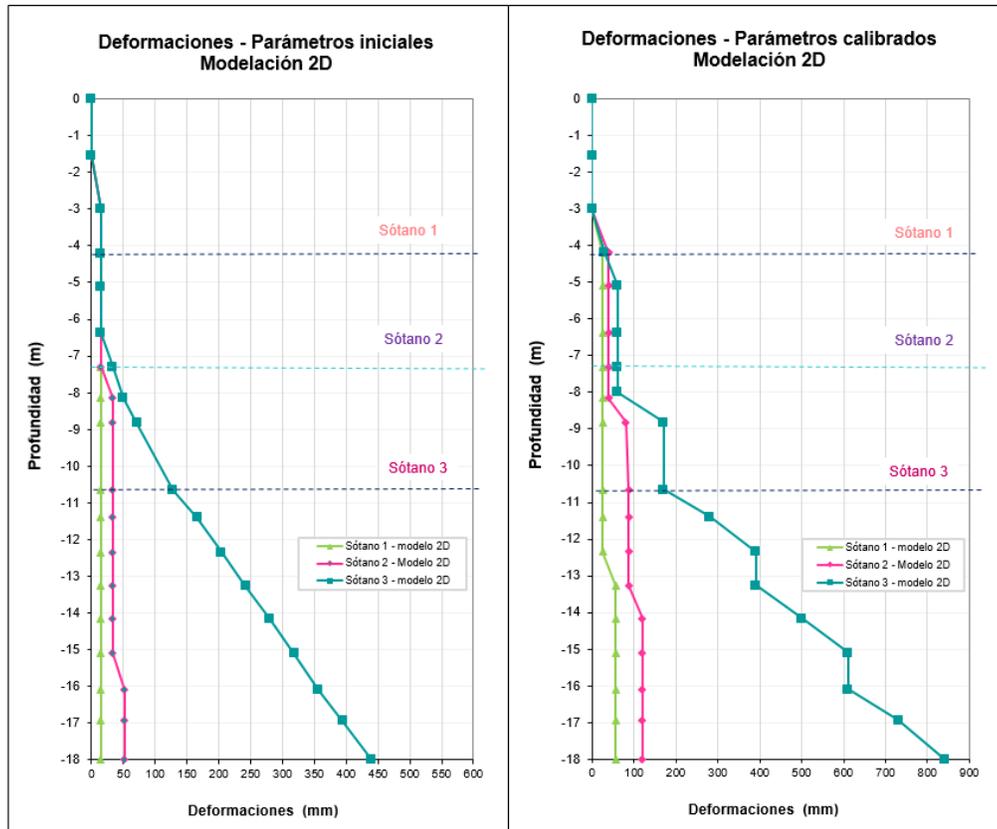


Figura 85. Deformaciones parámetros iniciales vs calibrados - modelación 2D – Proyecto A. Elaboración propia.

4.4.1 Proyecto B.

Las modelaciones bidimensionales en elementos finitos se han efectuado teniendo en cuenta las etapas constructivas, los parámetros iniciales (Tabla 25) y calibrados (figura 76) empleados en las simulaciones 3D.

Es de resaltar que el programa simula el sistema de apuntalamiento como resortes ($K_x = E_{\text{concreto}} * \text{altura de la viga}$).

Los resultados se presentan en las figuras 86 a 89:

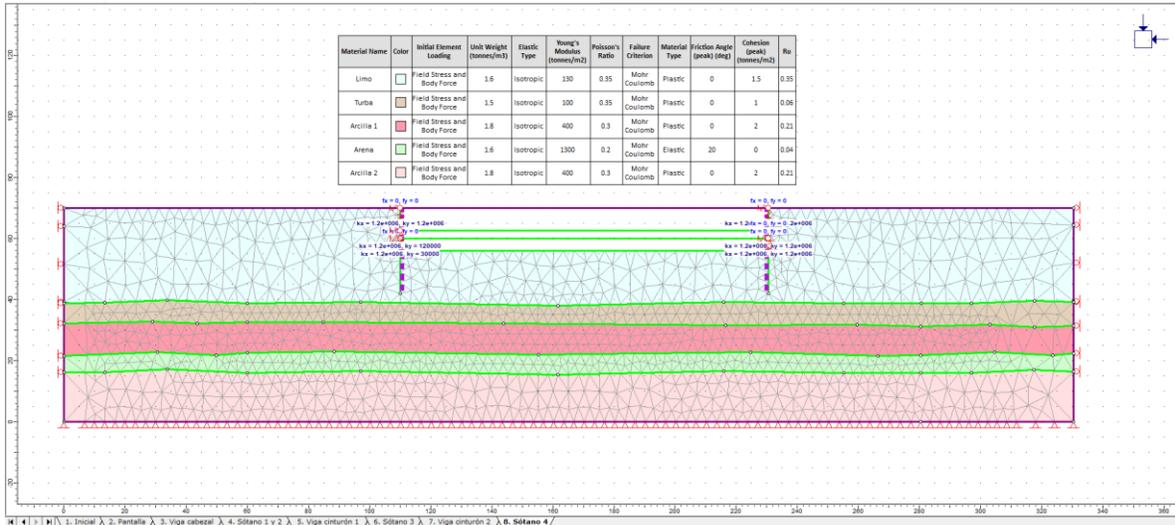


Figura 86. Malla en elementos finitos – modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.

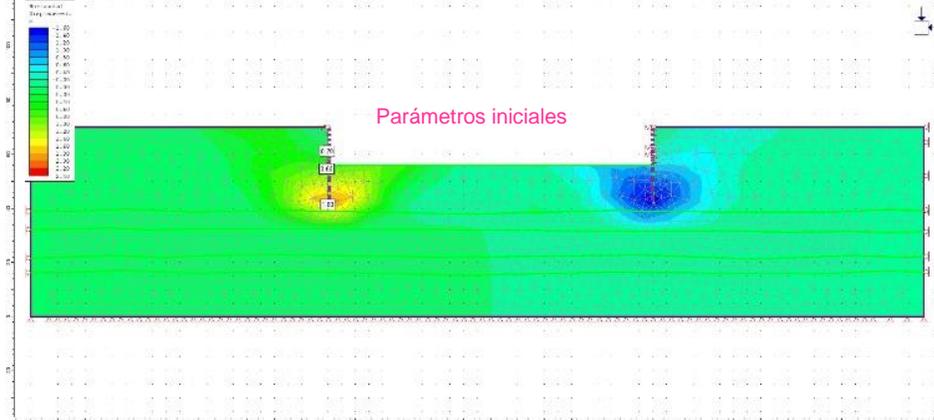


Figura 87. Resultados parámetros iniciales modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.

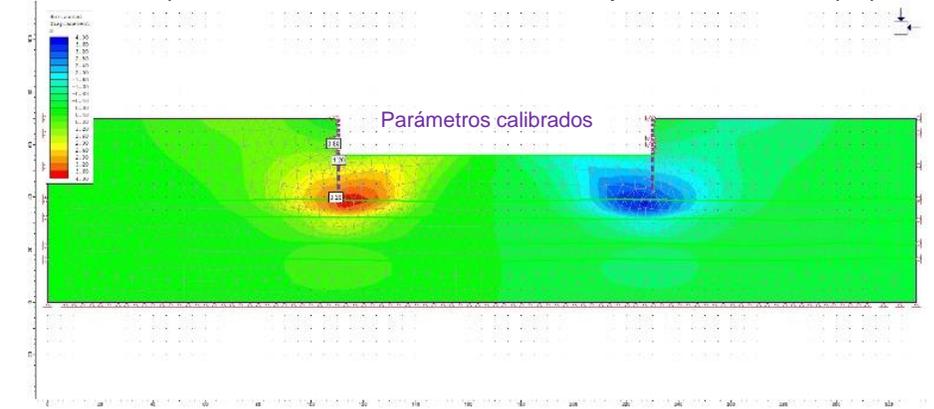


Figura 88. Resultados parámetros calibrados - modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.

De las modelaciones efectuadas se obtuvieron deformaciones hasta de 5 veces superiores a las registradas en la instrumentación, con valores del orden de 180 cm para las condiciones iniciales y de 365 cm para los parámetros calibrados.

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 89:

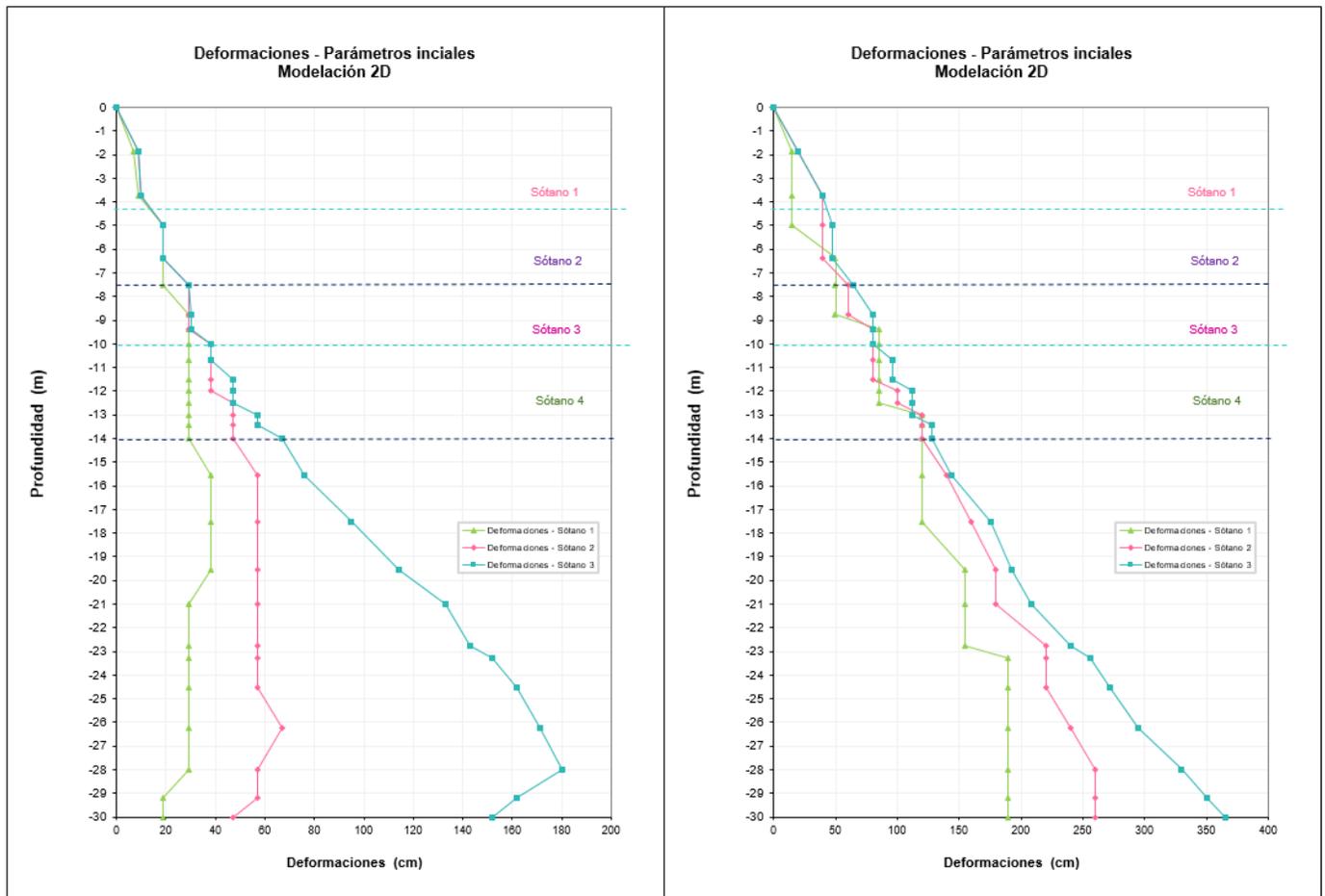


Figura 89. Deformaciones parámetros iniciales vs calibrados - modelación 2D – Proyecto B. Elaboración propia.

4.5 Comparación métodos empíricos y semi-empíricos con la modelación en elementos finitos 3D.-

Teniendo en cuenta los métodos de análisis empíricos y semi-empíricos para la obtención de los desplazamientos por efectos de las excavaciones, se realizó una comparación entre los parámetros iniciales y los calibrados utilizando la metodología propuesta por Zapata (2007), la cual emplea los datos básicos del suelo, excavación y sistema de apuntalamiento,

para obtener el factor de seguridad contra la falla de fondo, la relación de rigidez relativa y finalmente la deformación máxima horizontal, las expresiones empleadas se encuentran resumidas en la Tabla 2 - referencia 10.

Los cálculos para cada proyecto se resumen a continuación:

4.5.1 Proyecto A.-

En la Tabla 41 se resumen los resultados obtenidos aplicando la metodología propuesta por Zapata (2007):

Tabla 41. Deformaciones horizontales – Metodología Zapata (2007) - Proyecto A. Elaboración propia.

Deformaciones horizontales (Zapata,2007)				
Características del suelo	Parámetros iniciales		Parámetros calibrados	
Peso unitario promedio del suelo (t/m ³)	γ	1.40	γ	1.70
Resistencia al corte no drenada promedio del suelo (t/m ²)	cu	3.33	cu	2.30
Factor de seguridad				
Falla de fondo	FS	1.50	FS	0.84
Características de la excavación				
Ancho (m)	B	19	B	19
Longitud (m)	L	63	L	63
Profundidad (m)	He	10.65	He	10.65
Sistema de contención				
Longitud de la pantalla (m)	H	18	H	18
Empotramiento de la pantalla (m)	D	7.35	D	7.35
Espesor de la pantalla	e	0.40	e	0.40
Sistema de apuntalamiento				
Espaciamiento promedio vertical del soporte (m)	Sv	3.3	Sv	3.3
Espaciamiento promedio vertical del soporte (m)	He	12	He	12.0
Módulo elástico del concreto	Econ	2000000	Econ	2000000
Inercia	I	0.096	I	0.096
Relación rigidez relativa	R	10.44	R	9.22
Deformaciones				
Deformación máxima horizontal en %	δ_{max}/H (%)	5.50	δ_{max}/H (%)	9.68
Deformación horizontal (m)	δ_{max} (m)	0.055	δ_{max} (m)	0.097

A partir de lo anterior se puede observar que los parámetros iniciales del proyecto A, arrojaron valores de 5.5 cm, que al compararlos con los 2.25 cm obtenidos con la modelación tridimensional en condiciones iniciales (numeral 4.2.1.2) corresponden a un incremento del 59%, mientras que los desplazamientos horizontales obtenidos a partir de los parámetros calibrados se encuentran muy cercanos a los registrados en las lecturas de campo.

4.5.2 Proyecto B.-

Con respecto al proyecto B los cálculos efectuados se resumen en la Tabla 42:

Tabla 42. Deformaciones horizontales – Metodología Zapata (2007) - Proyecto B. Elaboración propia.

Deformaciones horizontales (Zapata,2007)				
Características del suelo	Parámetros iniciales		Parámetros calibrados	
Peso unitario promedio del suelo (t/m ³)	γ	1.20	γ	1.80
Resistencia al corte no drenada promedio del suelo (t/m ²)	cu	1.63	cu	1.00
Factor de seguridad				
Falla de fondo	FS	0.54	FS	0.28
Características de la excavación				
Ancho (m)	B	120.45	B	120.45
Longitud (m)	L	271.50	L	271.50
Profundidad (m)	He	14.05	He	14.05
Sistema de contención				
Longitud de la pantalla (m)	H	28.0	H	28.0
Empotramiento de la pantalla (m)	D	14.0	D	14.0
Espesor de la pantalla	e	0.60	e	0.60
Sistema de apuntalamiento				
Espaciamiento promedio vertical del soporte (m)	Sv	6.0	Sv	6.0
Espaciamiento promedio vertical del soporte (m)	He	24.0	He	24.0
Módulo elástico del concreto	Econ	2000000	Econ	2000000
Inercia	I	0.506	I	0.506
Relación rigidez relativa	R	23.05	R	10.12
Deformaciones				
Deformación máxima horizontal en %	δ_{max}/H (%)	29.35	δ_{max}/H (%)	44.30
Deformación horizontal (m)	δ_{max} (m)	0.293	δ_{max} (m)	0.443

De los cálculos efectuados se puede observar que los parámetros iniciales del proyecto B, arrojaron valores de 29.3 cm, que al compararlos con los 18.4 cm obtenidos con la simulación tridimensional en condiciones iniciales (numeral 4.2.2.2) corresponden a un incremento del 37.2%. En cuanto a los desplazamientos horizontales obtenidos de acuerdo con los parámetros calibrados se encuentran cercanos a los desplazamientos promedio registrados en las lecturas de campo.

Capítulo 5

Conclusiones y recomendaciones

5.1 Deformaciones.

De acuerdo con los resultados obtenidos a partir de las modelaciones realizadas y teniendo en cuenta los parámetros del suelo, se resumen a continuación las principales conclusiones:

- Las simulaciones numéricas tridimensionales fueron realizadas con base en los parámetros originales, sin embargo, las magnitudes de las deformaciones no fueron comparables con los resultados obtenidos en las lecturas registradas por la instrumentación. En los proyectos A y B se obtuvieron reducciones de las deformaciones horizontales del orden del 82% y 74%, respectivamente.
- Las modelaciones fueron calibradas para alcanzar un comportamiento similar al obtenido en los inclinómetros No. 3 y No. 1 de los proyectos A y B respectivamente, para lo cual fue necesario modificar los parámetros geotécnicos definidos en los estudios de suelos.

En el proyecto A, la resistencia al corte no drenada se redujo entre 13% y 52%, los módulos elásticos se redujeron en promedio en un 52%, mientras que la reducción de los coeficientes de poisson fue del 14%.

En cuanto al proyecto B, la reducción de la resistencia al corte y módulos de elasticidad en promedio fueron del orden del 73% y 52%, respectivamente, así mismo no fue necesario modificar los coeficientes de poisson.

- La estimación de los módulos elásticos mediante las correlaciones puede no ser la adecuada para este tipo de análisis, puesto que se pueden subestimar las deformaciones.
- Realizar una calibración de un modelo geotécnico toma su tiempo, no es fácil llegar a una solución adecuada, puesto que depende de diferentes variables que interactúan en el análisis, tales como la resistencia al corte, módulos elásticos de estratos analizados, rigidez del sistema de apuntalamiento, así como los coeficientes de presiones de tierra.

- Los análisis de elementos finitos deberían emplearse durante la ejecución de una excavación, de esta manera se podría realizar con una frecuencia determinada una calibración del modelo geotécnico inicial, utilizando las lecturas de la instrumentación. Estos análisis permitirán hacer aproximación más acertada del comportamiento del suelo y a su vez tomar las medidas pertinentes que sean costo-efectivas para el proyecto.

5.2 Esfuerzos.

A partir de las simulaciones numéricas tridimensionales se obtuvieron esfuerzos horizontales, los cuales fueron comparados con los calculados por medio de la teoría de Rankine, se resumen a continuación las conclusiones más relevantes:

- Los coeficientes de presiones de tierra fueron calculados tanto para el lado activo como pasivo. Para el efecto fue necesario determinar los ángulos de fricción interna de los diferentes estratos mediante las correlaciones establecidas por la literatura utilizando el N del ensayo de penetración estándar (SPT).
- Se calcularon los esfuerzos horizontales que actúan en el suelo empleando la teoría de Rankine y se compararon con los obtenidos en las modelaciones tridimensionales. Se observó que estos valores son menores a los calculados por esta teoría como era de esperarse.
- Se calcularon las fuerzas que actúan sobre la pantalla en donde se evidencia una reducción de estas con respecto a las obtenidas por la teoría de Rankine. Además, las presiones activas a partir de los 4.0 m de profundidad aproximadamente, y las presiones pasivas obtenidas en las modelaciones, mostraron una distribución uniforme y no la distribución triangular planteada por Rankine.

La uniformidad de los esfuerzos evidenciada en las simulaciones posiblemente estuvo influenciada por la falla no drenada del material. Esto podría deberse a que los esfuerzos por delante de la pantalla no están limitados por fuerzas activas y pasivas, sino que están limitados por la resistencia al corte del material.

- Los métodos en elementos finitos permiten realizar el análisis incluyendo la geometría del sistema de contención, en donde, eventualmente y de acuerdo con las deformaciones y esfuerzos obtenidos, podrían reducir o aumentar el espesor del elemento de soporte. Los esfuerzos activos en el proyecto A, fueron reducidos hasta en un 44%, mientras que en el proyecto B la reducción obtenida fue del orden del 52%.
- Para los casos analizados de excavaciones profundas en suelos blandos en la ciudad de Bogotá, se concluye que, para obtener el mismo resultado, los valores de los coeficientes de presiones de tierras activos y pasivos, comparados con los esfuerzos obtenidos en las modelaciones, podría aplicársele un factor de reducción de 0.40 para activas y 0.20 para pasivas.

5.3 Comparación de los métodos de análisis.

Se realizó una comparación de los métodos de análisis 2D vs 3D teniendo en cuenta las consideraciones adoptadas para cada proyecto, las conclusiones se resumen a continuación:

- El método de los elementos finitos puede ser empleado como una guía en el diseño de etapas de excavación y la detección de posibles problemas durante el proceso constructivo. Se recomienda que las simulaciones tengan una estrecha relación con las lecturas registradas por la instrumentación. De esta manera, se puede realizar un seguimiento adecuado de la excavación puesto que a medida que se avanza se puede obtener información, la cual alimentará los modelos geotécnicos 3D. Esto permitirá realizar una nueva calibración y se podrá predecir la deformación final de la estructura de contención.
- Los análisis en dos dimensiones han sido empleados en la práctica profesional, dada su aplicabilidad y facilidad en el montaje del modelo geotécnico. Sin embargo, estos análisis no toman en cuenta toda la geometría del proyecto a analizar. El problema radica principalmente en las condiciones de borde de manera que al analizar una pantalla en dos dimensiones puede considerarse correcto hacia el centro de esta (Salazar, 1997).

Por lo tanto, en este tipo de análisis, desconoce la influencia de las esquinas en el comportamiento general de la pantalla. Se considera que la deformación es la misma para cualquier sección, dado que el análisis asume condiciones de deformación en el plano, es decir considera que la excavación tiene una longitud infinitamente larga.

- En los análisis tridimensionales es interesante observar que la deformada de la pantalla es diferente en cualquier sección de la excavación. Como es de esperarse, se obtienen mayores deformaciones hacia el centro de la excavación que hacia las esquinas del sistema de contención. Esto genera un efecto de bombeo en la zona central de la pantalla. De lo anterior se concluye que los movimientos cerca del centro del sistema de retención calculados por enfoques de elementos finitos 2 o 3 dimensiones pueden ser similares a los observados en la instrumentación, siempre y cuando se tenga una excavación más larga que ancha. Pero si la excavación es de sección cuadrada difícilmente se podría asumir un comportamiento bidimensional, dada la influencia de la rigidez de las esquinas del elemento de contención.
- De acuerdo con Ou et al (1996), las excavaciones son problemas de naturaleza tridimensional, por lo tanto, se ha demostrado en los últimos años por diferentes autores que las simulaciones 3D mediante elementos finitos pueden modelar con mayor precisión el comportamiento de una excavación y las deformaciones que tiene el sistema de contención si se emplean los parámetros adecuados. Esto se logró confirmar a través de las simulaciones realizadas en el presente trabajo.
- Según Finno (2007), los movimientos calculados por el análisis 3D son menores que los calculados por simulaciones de deformación en el plano para las excavaciones más pequeñas, lo cual se pudo corroborar en los análisis del presente trabajo, puesto que las deformaciones obtenidas superaron los registrados en la instrumentación geotécnica.
- Aún cuando el método de elementos finitos bidimensionales se ha utilizado en el análisis de excavaciones profundas durante muchos años, queda por resolver el

grado de precisión de estos análisis, puesto que los resultados pueden subestimar o sobreestimar el comportamiento real de la excavación.

5.4 Recomendaciones para futuros trabajos.

Se establece a continuación algunas recomendaciones para futuros trabajos:

- Las modelaciones tridimensionales permiten una representación más realista del problema de análisis y pueden predecir de manera adecuada el comportamiento del suelo en condiciones complejas.
- Una de las condiciones que se consideran indispensables en diseño geotécnico y estructural de las obras para el estudio correcto del comportamiento esfuerzo-deformación de excavaciones en suelos blandos soportadas, es la necesidad de realizar un análisis de interacción suelo-estructura, que deberá garantizar la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones en la interfaz (Olaya, 2015).
- Se recomienda conocer las limitaciones propias del programa con el cual se efectúen las modelaciones, así como la técnica numérica empleada, lo cual se puede considerar como un requisito indispensable para su uso, puesto que su desconocimiento puede generar evaluaciones erróneas del comportamiento esperado para el proyecto en estudio. Así mismo, conocer las variables del modelo constitutivo con el cual se realicen los análisis ya que una información de entrada defectuosa puede arrojar resultados poco confiables.
- Cabe resaltar que aun cuando el programa RS3 empleado para las modelaciones efectuadas permite realizar un análisis tridimensional incluyendo la geometría de la excavación y sistema de apuntalamiento, no admite incluir los barretes perimetrales o pilotes temporales que soportan las cargas de las vigas cabezal y cinturón, puesto que el software asume que la pantalla pre-excavada se construirá como un cajón que trabajará como un elemento monolítico. Esta consideración no se presenta en la realidad dado que los elementos de contención se construyen a través de módulos que no superan los 2.50/3.00 m de largo.

- Es importante tener un especial cuidado con la utilización del método de elementos finitos. No se trata de modelar por modelar, es una actividad que requiere tiempo, que permite al diseñador adentrarse en el problema, empaparse de la situación, de manera que adquiere una experiencia muy valiosa que le ayudará a comprender el porqué de ciertos comportamientos y le permitirá tomar decisiones acertadas.
- Se recomienda efectuar más análisis en excavaciones profundas para conocer con una mejor precisión el comportamiento del depósito lacustre de la Ciudad de Bogotá. De esta manera se podría establecer una línea de investigación en suelos blandos normalmente consolidados, que permitan generar criterios de diseño aplicables en análisis simplificados del comportamiento de las excavaciones.

5.5 Recomendaciones y limitaciones sobre la utilización del software RS3.

Se establecen algunas recomendaciones para el empleo de este software:

- Durante el montaje del modelo geotécnico en el programa RS3 (versión 2.0), uno de los aspectos que demandó más tiempo fue la construcción de la geometría de los casos de estudio, especialmente el sistema de apuntalamiento, puesto que a pesar que el software en esta nueva versión permite importar la geometría desde AutoCAD, este genera líneas que se deben ser creadas como polilíneas, las cuales en el programa se multiplican por 3 (línea constructiva, polilínea, polilínea extruida); esto hace que se incremente número de elementos finitos. Lo recomendable es dibujar directamente en el programa, a pesar de que esta actividad toma su tiempo.
- Es importante tener en cuenta que, si se tiene un error en la geometría del modelo, no se generará la malla de elementos finitos, por lo tanto, se recomienda un paso a paso de cada una de las líneas que se están montando en el programa, para evitar reprocesos.
- Para los análisis se recomienda emplear máximo 7 estratos de suelo, puesto que, al superar este número también se puede presentar error en la geometría y por consiguiente no se generará la malla.

- En el caso que los análisis consideren la posición del nivel freático, se debe habilitar la opción de propiedades hidráulicas en cada material. De lo contrario así en la configuración establezca una superficie freática, esto no garantiza que los cálculos tengan en cuenta la influencia de la presión de poros.
- Por otro lado, es recomendable el uso de un equipo con una buena capacidad de memoria RAM, dado que el consumo de tiempo se puede considerar como un factor crítico en la obtención de los resultados de las simulaciones numéricas.

Referencias

- Abdel-Rahman, A.H. (1993). *Numerical modeling of concrete diaphragm walls* (M. Sc. Thesis). Ain Shams University, Cairo, Egypt.
- Addenbrooke, T.I. (1994). *A flexibility number for the displacement controlled design of multi propped retaining walls*. Ground Engrg., London.
- Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., y Dabee, B. (2000). *Displacement flexibility number for multipropped retaining wall design*. J. Geotech, Geoenviron. Eng
- Alpan (1967). The Empirical Evaluation of the Coefficients K_0 and K_{on} . *Soils and Foundations*, 7(1), 31.
- Barbosa, E., (1994). Consideraciones geotécnicas sobre análisis de excavaciones soportadas: *Universidad de la Salle: Primer seminario de geotecnia*.
- Bentler, D.J. (1998). *Finite Element Analysis of Deep Excavations* (PhD thesis). Virginia Polytechnic Institute and State University, United States.
- Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences* (Ph.D Thesis). Universitat of Stuttgart, Germany.
- Bhatkar, T., Barman, A., Mandal & Usmani, A. (2016). Prediction of behaviour of a deep excavation in soft soil: a case study. *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Bjerrum, L. y Eide, O. (1956). Stability of Struttred excavation in clay. *Geotechnique*, 6, 32-47.
- Boone, S.J. (2003). *Design of Deep Excavations in Urban Environments* (Ph.D. Thesis). Toronto: University of Toronto, Canada.
- Boone, S.J. & Westland, J. (2005). Estimating Displacements Associated with Deep Excavations. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. *Proceedings of the 5th International Symposium TC28*. Amsterdam, the Netherlands, 15-17 June 2005, Bakker, K.J.; Bezuijen, A.; Broere, W.; Kwast, E.A. (eds.).
- Brooker, E.W., y Ireland, H.O. (1965). Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), 1-15.

- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. 3 edition. John Wiley & Sons, Inc.
- Burland, J.B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum memorial lecture: Small is beautiful - the stiffness of soils at small strain. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 499–516.
- Caspe, M.S. 1966. Surface settlement adjacent to braced open cuts. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 92(SM4), 51-59.
- Chang, C.V. (1969). *Finite element analysis of soil movements caused by deep excavation and dewatering* (Ph.D. thesis). University of California, Berkeley, United States.
- Clough, G.W. y Duncan, J. M. (1969). Finite element analyses of Port Allen and Old River Locks. *Contract Report S-69-6*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Clough, G.W. y Duncan, J.M. (1971). Finite element analysis of retaining wall behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM12), 1657-73.
- Clough, G.W.; Weber, P.R. y Lamont, J. (1972). Design and observation of a tied-back wall. *Proc., ASCE Spec. Conf on Perf. of Earth and Earth-Supported Struct., ASCE, New York, N.Y.*, 1, 1367-90.
- Clough, G.W. (1975). Deep Excavations and retaining structures. Proceedings of the Short Course- *Seminar on Analysis and Design of Building Foundations*, Bethlehem, Pennsylvania.
- Clough, G.W.; Smith, E.M. y Sweeney, B.P. (1989). Movement control of excavation support systems by iterative design. *Proc., ASCE, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, 2, 869-84.
- Clough, G.W. y O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. Design and performance of earth retaining structures, Geotech. *Special Publication No. 25*, ASCE, Lambe and L.A.
- Christian, J.T. & Wong, I.H. (1973). Errors in simulating excavation in elastic media by finite elements. *Soils and Foundations* 12(1), 1-10.

- Das Braja, M. (1987). *Advanced soil Mechanics*. McGraw-Hill. International Editions. Civil Engineering Series.
- Das Braja, M. (2007). *Principles of Foundation Engineering*. Toronto, Ontario, Thomson.
- Das Braja, M. (2012). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México, D.F: Cengage Learning Editores, S.A.
- Daly, M.P., & Powrie, W. (2001) Undrained analysis of earth berms as temporary supports for embedded retaining walls. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 149 (4), 237-248.
- Day, R. A., & Potts, D. M. (1998). The effect of interface properties on retaining wall behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Biomechanics*, 22(12), 1021-1033.
- Desai, C. S. & Abel, J.F. 1972. *Introduction to the finite element method*. Van Nostrand Reinhold Co., NY, USA.
- Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* 96(SM5), 1629-53.
- Duncan, J.M. & Clough, G.W. (1971). Finite element analyses of Port Allen Lock. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* 97(SM8), 1053- 68.
- El-Nahas, F.M. % Morsy, M.M. (2002). Comparison of the measured and computed performance of propped diaphragm retaining wall in Egypt. *Proc. of the Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Rome, Italy.
- El-Sayed, S.M. & Abdel-Rahman, A.H. (2002). Spatial stress-deformation analysis for installation of a diaphragm wall. *Faculty of Engineering Scientific Bulletin, Ain Shams University*, 37(3).
- El-Nahas, F.M. & El-Mossallamy. (2009). The role of small strain constitutive model for predicting differential settlement above tunnels. *13th International Conference on Structural and Geotechnical Engineering*. Ain Shams University, Faculty of Engineering, Department of Structural Engineering.

- Finno, R.J. & Harahap, I.S. (1991). Finite element analysis of HDR-4 excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 117(10), 1590–1609.
- Finno R J, Blackburn J T, Roboski J F., (2007). Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), 30–36.
- FHWA (1999). States Department of Transportation - Federal Highway Administration. <https://www.fhwa.dot.gov/reports/1999annual/index.htm>
- García, D. (2015). La excavación urbana y los edificios vecinos. (Tesis Doctoral). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelonatech, España.
- Gill, S. & Lukas, R. (1990). Ground movement adjacent to braced cuts. *Design and performance of earth retaining structures*. ASCE Geotechnical Special Publications 25.
- Goodman, L. E.; Taylor, R. L. y Brekke, T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94(SM3), 637-68.
- Goldberg, D.T.; Jaworski, W.E. y Gordon, M.D., (1976). Lateral support systems and underpinning. *Report FHWA-RD-75-128*, 1, 312.
- González, A.J. (1991). Comportamiento de excavaciones y métodos de análisis. *Primer Encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos y Estructurales*, Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, D.C, Colombia.
- Jacky, J. (1994). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 7(22), 355-58.
- Hashash, Y.M.A. y Whittle, A.J. (1996). Ground movement prediction for deep excavations in soft clay. *Journal of the Geotechnical Engineering*, 122(6), 474–86.
- Hashash, Y.M.A. y Whittle, A.J. (2002). Mechanism of load transfer and arching for braced excavations in clay. *J. Geotech. And Geoenviron. Engrg*, 128(3), 187-97.

- Hashash, Y., Song, H., & Osouli, A., (2010). Three-dimensional inverse analyses of a deep excavation in Chicago clays. *International journal for numeral and analytical methods in geomechanics*. 35(9), (2010), 1059–1075.
- Hsieh, P-G. & Ou, C-Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1004-17.
- Holtz, R., y Kovacs, W. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Published by Prentice-Hal 1, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Jardine, R.J.; Potts, D.M.; Fourie, A.B. y Burland, J.B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress– strain characteristics in soil–structure interaction. *Geotechnique*, 36(3), 377-96.
- Jia, J., (2018). *Soil Dynamics and Foundation Modeling Offshore and Earthquake Engineering*. Cham: Springer International Publishing.
- Knappett, J., & Craig, R. F. (2012). *Craig's soil mechanics* (8th ed. ed.). Abingdon, Oxon: Spon Press.
- Kung, G.T.C. (2003). *Surface settlement induced by excavation with consideration of small strain behavior of Taipei silty clay* (PhD Dissertation). Department of Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan.
- Kung, G.T.C.; Hsiao, E.C.L. y Juang, C.H. (2007b). Evaluation of a simplified small strain soil model for estimation of excavation-induced movements. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 726–36.
- Kung, G.T.C.; Ou, C.Y. y Juang, C.H. (2009). Modeling small-strain behaviour of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations. *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), 304-19.
- Kung, G.T-C. (2010). Finite element analysis of wall deflection and ground movements caused by braced excavations. *In Finite Element Analysis*. Moratal, D. (ed.). Publisher: Sciyo.

- Li, X., & He, S. (2008). A numerical study of interaction between rock bolt and rock mass. CRC PRSS-TAYLOS & FRANCIS GROUP.
- Long, M. (2001). Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 127(3), 203-24.
- Marten, S. (2005). *Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement*. B.m. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Mana, A.I. y Clough, G.W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. *Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, 107, 759-777.
- Massarsch, K.R (1979). Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay. *7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Proceedings*, 2, 245-49
- Mohamed, S. (2014). State of the art report: formations associated with deep excavation and their effects on nearby structures. Ain Shams University, Faculty of Engineering, Structural Engineering Dept. DOI: 10.13140/RG.2.1.3966.9284.
- Moormann, C. y Moormann, H.R. (2002). Study of wall and ground movements due to deep excavation in soft soil based on worldwide experiences. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Toulouse, Spécifique, Lyon.
- Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movement due to deep excavation in soft soil based on a new worldwide database. *Soils and Foundations*, 44(1), 87- 98.
- Moya, J. (1997). Problemas de estabilidad y deformación en excavaciones en suelos blandos. En: Moya, J., Salazar, R., Gómez, G., & Salazar T. *Excavaciones en condiciones complejas* (pp.79-101). Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería
- Naylor, D.J.; Pande, G.N. & Tabb, R. 1981. Finite elements in geotechnical engineering. Pineridge Press. 245 pp.
- Nieto, A., Camacho, J., Ruiz, E., (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening soil en suelos arcillosos. *Revista ingenierías Universidad de Medellín*, 76-90.

- Ng, C.W.W. (1992). *An evaluation of soil-structure interaction associated with a multi-propped excavation*. (Ph.D.). Thesis, University of Bristol, UK.
- Ng, C.W.W. & Yan, W.M. (1999). A true three-dimensional numerical analysis of diaphragm walling. *Geotechnique*, 49(6), 825–34.
- Obrzud, R.F. (2010). On the use of the hardening soil small strain model in geotechnical practice. *Numerics in Geotechnics and Structures. Zimmermann Th., Truty, A. & Podkes, K. (eds)*.
- Olaya, D., (2015). *Crterios Geotécnicos para el diseño de excavaciones en suelos blandos mediante el método de elementos finitos*. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., Colombia.
- O'Rourke, T.D.; Cording, E.J. y Boscardin, M. (1976). *The ground movements related to braced excavation and their influence on adjacent buildings*. U.S. Department of Transportation, Report no. DOT-TST 76, T-23.
- O'Rourke, T.D. (1981). Ground movements caused by braced excavations. *Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, 107, 1159-78.
- O'Rourke, T.D., y Jones C. J. F. P. (1990). Overview of Earth Retaining Systems: 1970 – 1990, Design and performance of earth retaining structures. *Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers* in cooperation with the Ithaca Section, ASCE, Cornell University, Ithaca, New York.
- O'Rourke, T.D. (1993). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. *Retaining Structures*. Thomas Telford, London.
- Osaimi, A.E. y Clough, G.W. (1979). Pore-pressure dissipation during excavation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(4), 481-98.
- Osaki, Y. (1959). Tokio ground map in Japanese, 18-19. Gihodo Shuppan Co., Ltd.
- Ou, C.Y., Hsieh, P.G., y Chiou, D.C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 758-67.

- Ou, C.Y. & Lai, C.H. (1994). Finite-element analysis of deep excavation in layered sandy and clayey soil deposits. *Canadian geotechnical journal*, 31(2), 204-214.
- Ou, C. Y., Chiou, D., (1996). Three-Dimensional finite element analysis of deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 122, 337–345.
- Ou, C. Y. (2006). Deep excavation. Theory and Practice. Taylor&Francis Group, London.
- Ou, C. Y., (2016). Finite element analysis of deep excavation problems. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 11, 1–12
- Peck, R. B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. *Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art* 225-290.
- Peck, R.B. (1969a). State-of-the-art: Deep excavation and tunneling in soft ground. *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 225-90
- Poh, T.Y.; Goh, A.T.C. y Wong, I.H. (2001). Ground movements associated with wall construction: Case Histories. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE*, 127(12), 1061-69.
- Potts, D.M., y Zdravković, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*. Thomas Telford.
- Potts, D.M. y Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*. Thomas Telford. 448.
- Puller, M. (2003). *Deep excavations: A practical manual*. 2 edition. Thomas Telford Books.
- Rankine, W. (1857) On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the royal society of London*, vol. 147.
- Rocscience, (2019a). Phase2, Bidimensional Elasto-plastic Finite Element Analysis Program, Version 8.0. Rocscience, Inc, Toronto.

- Rocscience, (2019b). RS3, Three-dimensional Finite Element Software Programs for Rock and Soil, version 2 Rocscience, Inc, Toronto.
- Rowe, P. (1952). *Anchored sheet pile walls*. Proc., Instn. Of civ Engrs., London.
- Salazar, R. (1997). Simulación y predicción de comportamiento de excavaciones por el método de los elementos finitos. En: Moya, J., Salazar, R., Gómez, G., & Salazar T. *Excavaciones en condiciones complejas* (pp.79-101). Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Szepesházi, A., Mahler, A., & Móczár, B., (2015). Three Dimensional finite element analysis of deep excavations' concave corners. *R Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60 (3), 371–378.
- Terzaghi, K. (1943a). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons Inc.
- Whittle, A.J.; Hashash, Y.M.A. y Whitman, R.V. (1993). Analysis of deep excavation in Boston. *Journal of the Geotechnical Engineering*, 119(1), 69–90
- Woods, R.I. (2003). The application of finite element analysis to the design of embedded retaining walls. (Ph.D. Thesis). University of Surrey, England.
- Xie, Q., Da Gama, C., Yu, X., & Chen, Y. (2013). A Parametric Study of Interface Characteristics in a Buttress Retaining Wall. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18, 1477-1492.
- Yong, K.Y.; Lee, F.H.; Parnpoy, U. y Lee, S.L. (1989). Elasto-plastic consolidation analysis for strutted excavation in clay. *Computers and Geotechnics*, 8(4), 311-28.
- Zapata-Medina, D.G. 2007. Semi-empirical method for designing excavation support systems based on deformation control. M.Sc. Thesis. University of Kentucky, United States.
- Zienkiewicz, O.C. y Morice, P. B. (1971). *The finite element method in engineering science*. McGraw-hill.