



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
(INGENIERÍA CIVIL) – (GEOTECNIA)

ANÁLISIS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN EN TÚNELES

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
OSCAR RAFAEL SAN ROMÁN ITURBIDE

TUTOR PRINCIPAL  
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, DICIEMBRE DEL 2016



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY  
Secretario: M.I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA  
Vocal: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO  
1 er. Suplente: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ  
2 d o. Suplente: DR. SERGIO ANTONIO MARTÍNEZ GALVAN

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

-----  
**FIRMA**

# RESUMEN

---

El crecimiento de las ciudades demanda un incremento de infraestructura, ello implica que el espacio urbano se vuelve más limitado, por ello las estructuras subterráneas van cobrando cada vez más una mayor importancia.

En las últimas décadas se han realizado considerables avances en materia de construcción de túneles. Estos avances han sido impulsados por la necesidad de incrementar el transporte y movilidad en la sociedad.

En todo proyecto de túneles, la estabilidad y el control de los asentamientos durante la construcción son requisitos de gran importancia, pues estos influirán sobre las edificaciones existentes y obras de infraestructura. Por ello la construcción de túneles mediante máquinas *TBM* es uno de los métodos más populares, pues presenta una gran eficiencia y seguridad.

Este documento centra su atención en el análisis de asentamientos y evaluación de medidas de mitigación propuestas para la construcción del túnel de la Línea 3 del Tren Ligero del tramo que pasa a un lado de la Catedral de Guadalajara, consistentes en un muro diafragma y pilas contiguas, mediante el Método de elemento finito.

Con este fin, se realizaron análisis de secciones críticas, calculando los asentamientos incidentes en la superficie, para con ello evaluar la efectividad de cada una de las medidas de protección. Para poder realizar los análisis de estabilidad y comportamiento durante la construcción, se realizaron modelos numéricos en tres dimensiones por medio del programa de elemento finito PLAXIS 3D AE .02. Dichos modelos, incorporan los factores que podrían incidir sobre la integridad estructural de la Catedral.

Los resultados obtenidos permitieron concluir que es necesario implementar medidas de protección a las acciones de la construcción del túnel, de las cuáles, la construcción del muro diafragma podría ser la medida más efectiva desde el punto de vista de los resultados del modelado numérico, sin considerar algunos aspectos desfavorables del proceso constructivo que no es posible incluir en los modelos.

# **AGRADECIMIENTOS**

---

A mi familia, en especial a mis padres que su apoyo incondicional ha sido siempre base de todos mis logros.

A Macarena, por estar a mi lado brindándome su comprensión, paciencia y amor.

A mi asesor de tesis el Dr. Eduardo Botero, por la orientación y ayuda brindada en la realización de este trabajo, así como la confianza ofrecida.

Al Dr. Efraín Ovando, el M.I. Agustín Demeneghi, el Dr. Sergio Martínez y la Dra. Alexandra Ossa por la orientación en esta tesis.

A todos mis compañeros de la Maestría y del Instituto de Ingeniería, quienes fueron una parte importante en estos años.

Al instituto de Ingeniería por todo su apoyo y conocimientos brindados.

# Índice

---

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	Objetivos.....	1
1.2.	Estructura de la tesis .....	2
2.	ASPECTOS GENERALES .....	3
2.1.	Catedral de Guadalajara.....	3
2.2.	Construcción del túnel .....	5
2.2.1.	Excavación.....	5
2.2.2.	Colocación de dovelas .....	5
2.2.3.	Inyección de lechada .....	6
2.2.4.	Mecanismo de deformaciones del suelo por la construcción de un túnel .....	6
2.2.5.	Métodos de cálculo de deformaciones.....	10
2.3.	Medidas de mitigación de daños debidos a la construcción del túnel .....	15
2.3.1.	Pilas contiguas .....	17
2.3.2.	Modelado de pilas secantes .....	18
2.3.3.	Muros diafragma .....	20
2.3.4.	Diseño de un muro diafragma .....	21
2.3.5.	Instalación de muro diafragma .....	21
3.	MODELADO NUMÉRICO.....	28
3.1.	Catedral.....	28
3.2.	Estratigrafía.....	30
3.3.	Túnel .....	32
3.3.1.	Secciones geométricas del túnel.....	32
3.3.2.	Dovelas .....	33
3.3.3.	Fuerzas aplicadas en el túnel .....	33
3.4.	Medidas de protección .....	35
3.4.1.	Pilas contiguas .....	35
3.4.2.	Muro diafragma .....	36
3.4.3.	Instalación de estructuras de retención.....	36
4.5.	Modelos empleados en el análisis numérico.....	37

4.5.1. Limitaciones de los modelos .....	41
4. RESULTADOS .....	43
4.1. Asentamientos debidos al modelado de la Catedral .....	43
4.2. Asentamientos verticales sin medidas de protección.....	44
4.3. Asentamientos verticales debidos a la instalación del muro diafragma .....	49
4.4. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel, con muro diafragma	53
4.5. Asentamientos verticales debido a la instalación de pilas contiguas.....	58
4.6. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel, con pilas contiguas .	62
4.7. Comparativa de medidas de protección .....	66
4.8. Análisis de resultados .....	71
5. CONCLUSIONES .....	72
Bibliografía y referencias .....	74
ANEXO 1. Formas de Modelado .....	79
A.1.1. Modelado detallado ( <i>Wall-Installation-Modelled</i> ) .....	79
A.1.2. Modelado simple ( <i>wished in place</i> ) .....	82
ANEXO 2. Análisis de la instalación de elementos de retención .....	83
A.2.1. Análisis del modelado simple y del modelado detallado.....	83
A.2.2. Análisis de las etapas secuenciales de modelado.....	86
A.2.3. Influencia de las condiciones de frontera.....	87
A.2.4. Influencia del modelo constitutivo empleado en la instalación de elementos de retención.....	89
A.2.5. Conclusiones de la validación del modelado de estructuras de retención .....	94

## Lista de figuras

---

Figura 1. Representación esquemática de las características del proyecto de la Línea 3 en el tramo Catedral (Línea 3, 2014).....	8
Figura 2. Catedral de Guadalajara en la actualidad ( <a href="http://viajar.elperiodico.com">http://viajar.elperiodico.com</a> ).....	11
Figura 3. Catedral de Guadalajara antes de la reconstrucción de las torres ( <a href="http://www.guadalajaraturistica.com.mx">http://www.guadalajaraturistica.com.mx</a> ).....	11
Figura 4. Vista en planta de la Catedral de Guadalajara, en azul el edificio del Sagrario y en naranja las torres (editado de Googlemaps 2016). ....	11
Figura 5. Componentes de una TBM (Lunardi, 2008). ....	13
Figura 6. Zonas características durante la construcción del túnel. (Lunardi, 2008). ....	14
Figura 7. Desarrollo de los asentamientos debidos al tuneleo. (Attewell et al. 1986). ....	15
Figura 8. Reacción del suelo debido a la excavación. (Lunardi, 2008).....	15
Figura 9. Deformaciones en el suelo debidas al tuneleo. (Sugiyama et al, 1999). ....	16
Figura 10. Geometría de los asentamientos verticales en una sección transversal al eje del túnel, (Niklas, 2003). ....	18
Figura 11. Geometría de asentamientos verticales de la sección longitudinal. (Niklas 2003). ....	20
Figura 12. Geometría de asentamientos horizontales de la sección transversal. (Niklas 2003). ....	20
Figura 13. Sección tipo del proyecto en el tramo de la Catedral.....	24
Figura 14. Representación en PLAXIS 3D de una pila tipo: a) <i>volumen</i> y b) <i>viga</i> .....	26
Figura 15. Proceso de construcción de un muro diafragma (Polbud Pomorze, 2007). ....	27
Figura 16. Vista tridimensional de la cuña con L mayor a 2D (Washbourne, 1984). ....	31
Figura 17. Vista oblicua de cuña con L menor a 2D (Washbourne, 1984). ....	31
Figura 18. El fenómeno de arqueo es observado en trincheras, donde el suelo redirige la carga afuera de las caras de la trinchera, (MGF Trench Construction Systems Ltd, 2013). 32	
Figura 19. Asentamiento debido a la instalación de un muro diafragma (Ter Linde, 1999) 32	
Figura 20. Ubicación de las secciones modeladas por separado, delimitadas por la sombra azul. ....	36
Figura 21. Perfil estratigráfico del modelo.....	38



Figura 22. Elementos de fuerzas y geométricos del escudo (vista longitudinal). .....	40
Figura 23. Representación esquemática de la localización de cotas (Editado de Anagnostou y Kovari, 1996). .....	41
Figura 24. Pantalla compuesta por pilas contiguas de Catedral (modificado de Googlemaps 2016). .....	43
Figura 25. Arreglo Geométrico de la Pantalla de Catedral (modificado de SENER, 2014)	43
Figura 26. Etapas de la instalación de paneles del muro diafragma .....	45
Figura 27. Etapas de instalación de pilas en la sección A .....	46
Figura 28. Etapas de instalación de pilas en la sección B .....	47
Figura 29. Etapas de instalación de pilas en la sección C. ....	48
Figura 30. Isovalores de desplazamientos verticales debidos al peso de la Catedral .....	51
Figura 31. Asentamientos en la Catedral debidos a la construcción del túnel. ....	52
Figura 32. Asentamientos en la Catedral sin medidas de protección, en la sección A.....	53
Figura 33. Asentamientos en la Catedral sin medidas de protección, en la sección B.....	54
Figura 34. Asentamientos en la Catedral sin medidas de protección, en la sección C.....	55
Figura 35. Desplazamientos verticales debidos a la instalación del muro diafragma de 0.8 m de ancho. ....	56
Figura 36. Desplazamientos verticales debidos a la construcción del muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección A .....	57
Figura 37. Desplazamientos verticales debidos a la construcción del muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección B. ....	58
Figura 38. Desplazamientos verticales debidos a la construcción del muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección C. ....	59
Figura 39. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho. ....	60
Figura 40. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección A. ....	61
Figura 41. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección B.....	63
Figura 42. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección C.....	64

Figura 43. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas.....	65
Figura 44. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas en la sección A. ....	66
Figura 45. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas en la sección B. ....	67
Figura 46. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas en la sección C. ....	68
Figura 47. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas. .....	69
Figura 48. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas, en la sección A.....	70
Figura 49. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas, en la sección B.....	71
Figura 50. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas, en la sección C.....	72
Figura 51. Comparativa de asentamientos verticales debidos a la instalación de elementos de retención en el Corte A-A'.....	73
Figura 52. Comparativa de asentamientos verticales debidos a la instalación de elementos de retención en el Corte B-B'.....	74
Figura 53. Comparativa de asentamientos verticales debidos a la instalación de elementos de retención en el Corte C-C'.....	74
Figura 54. Asentamientos verticales en el Corte A-A', posteriores a la construcción del túnel.....	75
Figura 55. Asentamientos verticales en el Corte B-B', posteriores a la construcción del túnel.....	75
Figura 56. Asentamientos verticales en el Corte C-C', posteriores a la construcción del túnel.....	76
Figura 57. Desarrollo de las presiones laterales durante la colocación del concreto y la pendiente de presión bilineal del concreto (Ng, 1992).....	87
Figura 58. Modelado de la colocación del concreto (Gouvernec y Powrie ,1999).....	87
Figura 59. Análisis bilineal para un elemento de protección de la Catedral.....	88
Figura 60. Análisis de deformaciones verticales debidas a la instalación de una pila en forma circular.....	91

Figura 61. Análisis de deformaciones verticales debidas a la instalación de un elemento tipo panel de muro diafragma. ....	92
Figura 62. Análisis de deformaciones verticales para una pila en forma cuadrada. ....	93
Figura 63. Deformaciones verticales debidas a la instalación de un muro diafragma, variando las etapas de instalación (múltiples etapas y una etapa). ....	94
Figura 64. Comparativa de los asentamientos obtenidos en las secciones completa y parcial. ....	96
Figura 65. Desplazamientos verticales después de la instalación del muro diafragma a 15 metros de profundidad (Wit y Lengkeek, 2002). ....	97
Figura 66. Comparación entre datos medidos en campo y datos obtenidos mediante modelado numérico durante la excavación (Lächler et al, 2006). ....	98
Figura 67. Comparación entre datos medidos en campo y datos obtenidos mediante modelado numérico durante la colocación del concreto. (Lächler et al, 2006). ....	99
Figura 68. Análisis bidimensional de la distribución de desplazamientos horizontales en la frontera de la trinchera y de asentamientos en superficie calculados durante la instalación con: a) modelo hipoplástico y b) Modelo Mohr Coulomb (Conti et al , 2012). ....	100
Figura 69. Análisis tridimensional de la instalación de dos paneles, de desplazamientos horizontales a lo largo de la frontera de la excavación y desplazamientos verticales en superficie en: a) centro del panel 1, b) contacto entre los dos paneles y c) centro del panel 2 (Conti et al , 2012). ....	100

## Lista de tablas

---

Tabla 1. Relación entre categoría de daño y límite de deformación a tensión (Boscardin y Cording 1989) junto a la clasificación de daños (Burland et al. 1996). .....	23
Tabla 2. Propiedades de los estratos.....	37
Tabla 3. Parámetros del suelo.....	38
Tabla 4. Datos del proyecto del tramo de la Catedral. ....	39
Tabla 5. Propiedades de las dovelas (revestimiento).....	40
Tabla 6. Fuerzas involucradas en el diseño del túnel. ....	41
Tabla 7. Propiedades de las pilas.....	42
Tabla 8. Características generales y vista geométrica del Modelo 1.....	44
Tabla 9. Características generales y vista geométrica del Modelo 2.....	45
Tabla 10. Características generales y vista geométrica del Modelo 3.....	46
Tabla 11. Características generales y vista geométrica del Modelo 4.....	47
Tabla 12. Características generales y vista geométrica del Modelo 5.....	48
Tabla 13. Eficiencia de las medidas de las medidas de protección .....	77
Tabla 14. Distorsión angular en ejes de análisis.....	77

# 1. INTRODUCCIÓN

---

El proyecto de la Línea 3 del Tren Ligero de Guadalajara planea enlazar a los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque. Este proyecto implica tramos subterráneos que incluyen la construcción de diversos tipos de estructuras, cerca de puntos importantes y de interés, como la Catedral de Guadalajara (Figura 1), la cual es una construcción emblemática de gran valor histórico que requiere un cuidado especial para evitar deformaciones y asentamientos, derivados de la construcción del túnel que puedan afectarla.

La construcción del túnel supone un riesgo potencial para los edificios cercanos, en especial de la Catedral. Por lo tanto, es una preocupación de los diseñadores mitigar y prevenir los posibles daños ocasionados por los desplazamientos del suelo. Lo anterior puede lograrse empleando una variedad diferente de técnicas para el control de desplazamientos. Para reducir el impacto de dichas deformaciones, se vuelve necesaria la evaluación de estas.

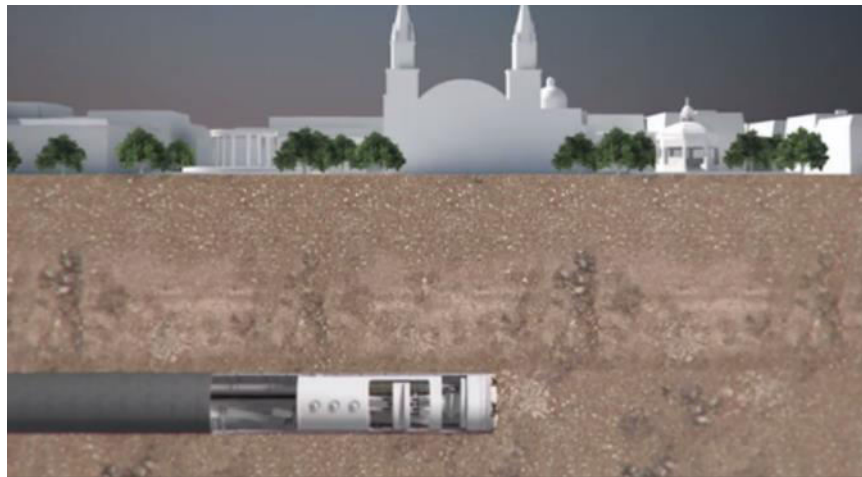


Figura 1. Representación esquemática de las características del proyecto de la Línea 3 en el tramo Catedral (Línea 3, 2014)

## 1.1. Objetivos

Esta tesis tiene los siguientes objetivos:

Analizar los efectos producidos por la construcción del túnel de la Línea 3 al frente de la Catedral de Guadalajara, centrándose en el estudio de las deformaciones verticales, y

planteando distintos escenarios, modelando el tramo sin medidas de protección, con un muro diafragma de 0.8 metros de ancho y con pilas contiguas.

Estudio de casos historia de estructuras similares como herramienta de apoyo para evaluar y modelar adecuadamente los escenarios planteados.

Analizar y proponer la medida de protección más eficiente para la Catedral de Guadalajara.

Obtención de datos que permita la reconfiguración de las medidas de protección propuestas.

## **1.2. Estructura de la tesis**

En el Capítulo 2 se exponen los aspectos generales del Proyecto de la Línea 3 del Tren Ligero del Guadalajara, pertinentes al tramo de la Catedral, tales como el proceso constructivo, los mecanismos de deformaciones originados por la construcción del túnel y los métodos de cálculo de deformaciones, así mismo se exponen las medidas propuestas para la mitigación de dichas deformaciones y sus efectos en la Catedral.

En el Capítulo 3 se plantean los múltiples escenarios y modelos requeridos para el análisis de los asentamientos debidos a la construcción del túnel de la Línea 3 y de las medidas de protección en la Catedral, mediante modelación numérica.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos, de los asentamientos debidos a la construcción del túnel del proyecto, tomando en cuenta a los escenarios planteados y se comparan los resultados obtenidos para todas las condiciones analizadas.

En el Capítulo 5 se presentan las conclusiones derivadas de los análisis ejecutados.

## **2. ASPECTOS GENERALES**

---

### **2.1. Catedral de Guadalajara**

La Catedral de Guadalajara o “Basílica de la Asunción de Nuestra Señora de la Santísima Virgen María” (en adelante, “la Catedral”) se empezó a construir el 31 de julio de 1568 y se concluyó el 19 de febrero de 1618. La traza del túnel se sitúa prácticamente paralela a la Catedral, con su fachada oeste a una distancia de aproximadamente 11 metros del eje de la traza y su fachada sur (Sagrario) a 31 m de la esquina de la pantalla frontal de la estación.

La Catedral tiene unas dimensiones aproximadas en planta de 79 m x 77 m y dos torres en la fachada principal de 12.0 m x 12.0 m en planta. Las torres de la Catedral no son las originales que eran de estilo Herreriano, pues estas se cayeron por un temblor el 31 de Mayo de 1818. La torre situada al sur mide 65.55 metros de altura, la torre situada al norte mide 65.99 metros de altura (Figuras 2 y 3 ).

Además, se encuentra adosada La Iglesia del Sagrario, una de las múltiples obras de Fray Antonio Alcalde que fue construida donde estaba el Cementerio de la Catedral (Figura 4).

Actualmente entre los daños que presentan estas edificaciones están: La leve inclinación de la torre norte, su ligero hundimiento y el daño estructural que ha sufrido la cúpula, entre otros.

Además, a causa de las vibraciones constantes que generan los vehículos circulantes por el túnel bajo avenida Hidalgo, se está dañando la edificación y la torre norte, que colinda justo con esta vialidad. Además cabe señalar que a lo largo de su historia ha sido afectada de forma importante por varios sismos.



Figura 2. Catedral de Guadalajara en la actualidad (<http://viajar.elperiodico.com>)

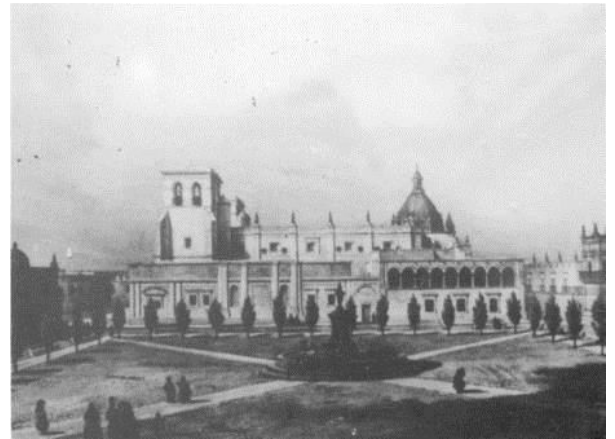


Figura 3. Catedral de Guadalajara antes de la reconstrucción de las torres (<http://www.guadalajaraturistica.com.mx>)

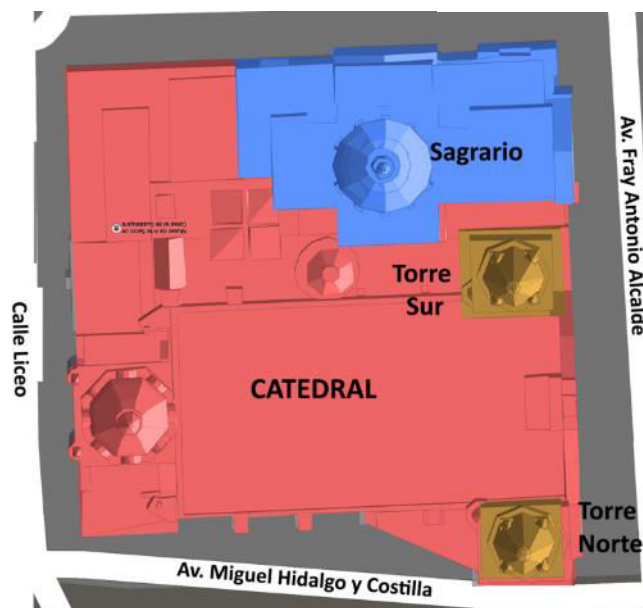


Figura 4. Vista en planta de la Catedral de Guadalajara, en azul el edificio del Sagrario y en naranja las torres (editado de Googlemaps 2016).

Para fines prácticos, en este documento se referirá como “la Catedral” al conjunto de la Catedral, las torres y La iglesia del Sagrario.



## **2.2. Construcción del túnel**

La construcción del túnel de la Línea 3 del Tren Ligero de Guadalajara se realizará mediante una tuneladora, *T.B.M* (del inglés *Tunnel Boring Machine*), la cual es una máquina capaz de excavar túneles a sección completa, a la vez que colabora en la colocación del revestimiento (Figura 5). El proceso constructivo del túnel es el siguiente:

### **2.2.1. Excavación**

La excavación se realiza mediante una cabeza giratoria equipada con elementos de corte que ejercen presión con gatos de empuje contra las dovelas previamente colocadas, de modo que la *TBM* avanza en la longitud necesaria para permitir el montaje del siguiente anillo de dovelas.

El mantenimiento de la presión de trabajo es necesario para asegurar la estabilidad del frente y minimizar la generación de subsidencias. Para establecer el control, la *TBM* dispone de una serie de sensores de presión en cámara que reflejan la eficacia del sistema de excavación y la adición de espumas o aditivos que permiten mantener un producto de consistencia adecuada en la cámara de excavación, el cual va siendo extraído por el tornillo de extracción.

### **2.2.2. Colocación de dovelas**

Una vez finalizada la excavación, comienza el montaje de la dovela correspondiente, retrayendo los cilindros a la pieza a colocar, que ha sido previamente llevada mediante la plataforma móvil hasta la zona del erector, que se encarga de posicionarla en su lugar. Colocada la dovela, se extienden de nuevo los gatos de empuje a su posición y se colocan los pernos de unión con el anillo anterior. El proceso se repite consecutivamente con todas las dovelas hasta completar el anillo.

### 2.2.3. Inyección de lechada

La máquina debe estar dotada de sistemas para la inyección por cola, ya que seguido de la colocación de dovelas, se inyecta la lechada por la cola de la tuneladora, con la finalidad de rellenar el espacio que queda entre el terreno y el anillo, además de contribuir a la estabilidad e impermeabilización del túnel. Esta zona debe tratar de rellenarse con la mayor anticipación posible, en especial en una zona urbana como es la proyectada.

A fin de garantizar el relleno homogéneo y evitar las variaciones máximas, el valor de la presión de inyección, será siempre mayor entre 0.5 y 1 bar más que la presión de tierras en el frente. Además se debe garantizar la mínima variación instantánea de la presión de poro.

Finalizados los procesos anteriores, los gatos de empuje están de nuevo apoyados en el anillo recién colocado y en disposición de transmitir de nuevo empuje a la cabeza para comenzar un nuevo ciclo de excavación en una forma secuencial.

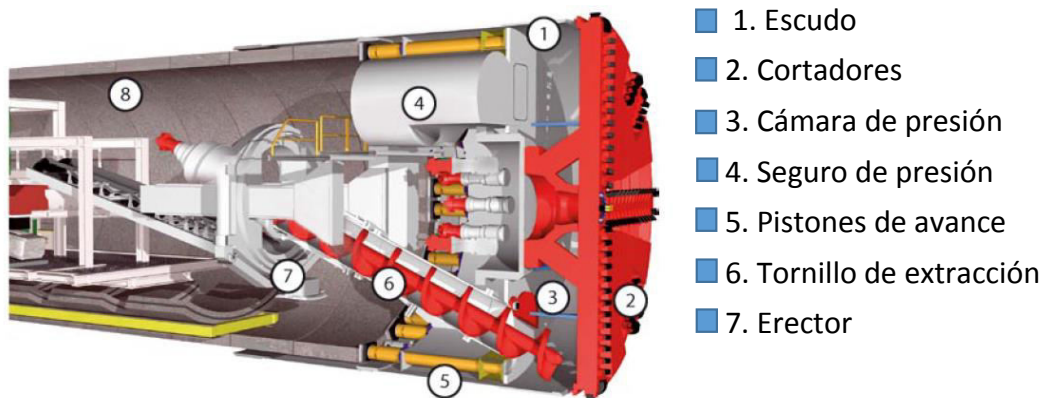


Figura 5. Componentes de una TBM (Lunardi, 2008).

### 2.2.4. Mecanismo de deformaciones del suelo por la construcción de un túnel

El diseño de túneles implica un mayor grado de dificultad en lo que se precisa predecir el comportamiento del material respecto de otros tipos de estructuras, pues además de que el material no es lineal hay que considerar otros factores geológicos particulares.

La construcción de un túnel produce asentamientos en la superficie, sin embargo debido a que muchos túneles tienen lugar en zonas urbanas, en ciertos casos es necesario predecir y limitar o evitar estos asentamientos.

Los asentamientos son uno de los parámetros más importantes a controlar de todo el proyecto, por ello la primera tarea importante del diseño es determinar la manera en que las deformaciones se pueden producir cuando se está efectuando la excavación. Para ello es necesario tomar en cuenta:

- El medio en que las excavaciones se realizarán.
- Las acciones producidas por la excavación.
- Las consecuencias previsibles del proceso de excavación.

Las acciones en el suelo derivadas de la construcción del túnel producen una alteración del estado inicial de esfuerzos, produciendo nuevos estados de esfuerzos que pueden ser descritos como una serie de líneas de flujo desviadas por la presencia de la excavación, y concentradas alrededor de ésta. Se puede determinar la amplitud de la zona alterada como resultado de la cavidad producida. Lunardi P. (2008) identifica el tamaño de la zona alterada próxima a la cara de la excavación a través del radio de influencia de la cara  $R_f$ . En esta zona ocurre el paso de un estado de esfuerzos triaxial a uno plano (Figura 6).

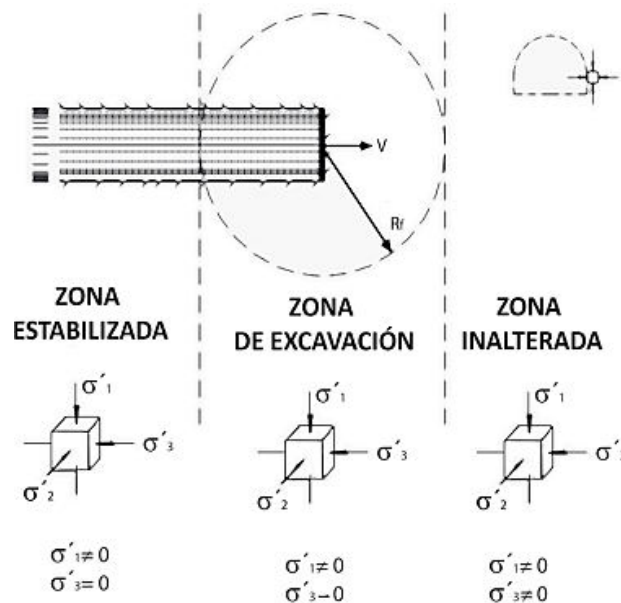


Figura 6. Zonas características durante la construcción del túnel. (Lunardi, 2008).

La respuesta a la excavación es generada en las áreas alteradas, seguida de la generación de esfuerzos alrededor de la excavación lo que puede originar problemas de estabilidad en el túnel y traducirse en deformaciones en la superficie (Figura 7). El comportamiento puede ir del rango elástico a la falla (Figura 8).

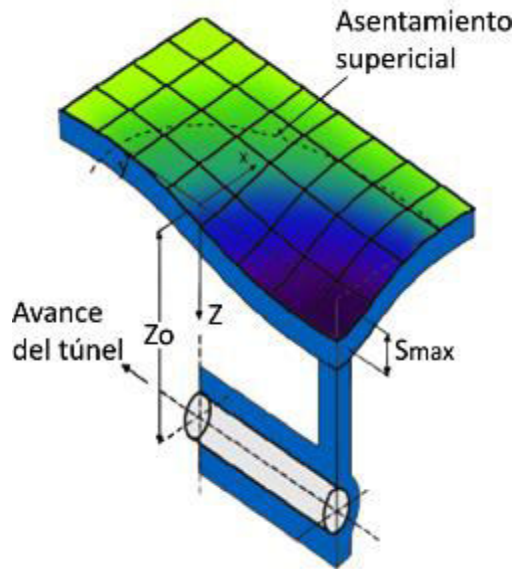


Figura 7. Desarrollo de los asentamientos debidos al tuneleo. (Attewell et al. 1986).



Figura 8. Reacción del suelo debido a la excavación. (Lunardi, 2008)

Generalmente los movimientos a lo largo del eje del túnel son iniciados a una distancia adelante del frente y continúan generándose hasta cierto tiempo después de construido el túnel. De acuerdo con Mair y Taylor (1996), dichos movimientos son los siguientes (Figura 9):

1. Desplazamiento previo cuando se acerca el escudo

2. Deformación del suelo hacia el frente, debido al alivio de esfuerzos, ocurre en forma inmediata a la llegada del escudo.
3. Deformación radial del suelo, debido a la contracción del mismo ocasionado por el paso del escudo y por la sobre excavación de material.
4. Deformación de tierra radial en la cola, debido al espacio vacío entre la sección excavada y el revestimiento
5. Asentamientos a largo plazo, posteriores a la excavación del túnel, debidos a la consolidación y creep.

La deformación en el frente puede contrarrestarse con un adecuado soporte de frente, por lo que la deformación se considera pequeña. La deformación radial será apreciable a medida que sea más cónico el escudo. El cuarto tipo de deformación de tierra radial en la cola, dependerá de la presión con la que se inyecte la lechada, usualmente es la causa de mayores asentamientos. El quinto es apreciable en suelos cohesivos-arcillosos (Möller 2006).

Es importante señalar que la mayor deformación en las dovelas ocurre principalmente cuando el anillo es colocado, pues entra en contacto con el terreno natural y recibe la inyección de mortero en su superficie externa (Rodríguez y Auvinet, 2012).

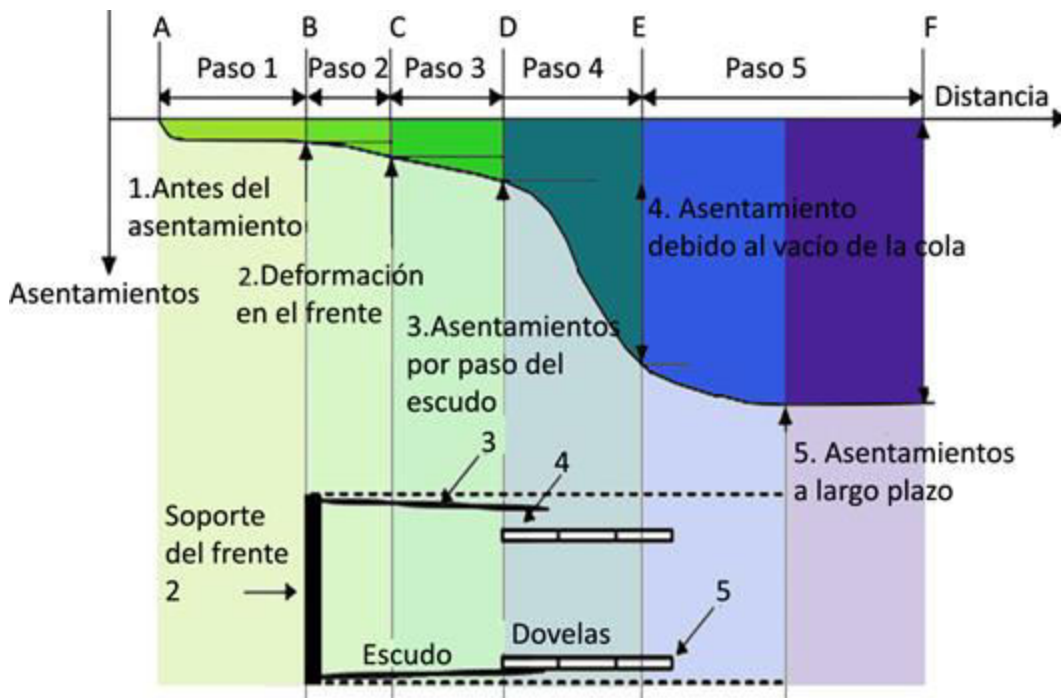


Figura 9. Deformaciones en el suelo debidas al tuneleo. (Sugiyama et al, 1999).

## 2.2.5. Métodos de cálculo de deformaciones

Los tipos de deformaciones superficiales que se determinarán, serán los asentamientos verticales y desplazamientos horizontales en las caras transversal y longitudinal al eje del túnel. Los métodos usuales para el cálculo de las deformaciones de acuerdo a la fase del estudio son: Métodos empíricos y semiempíricos, analíticos y el método de elemento finito.

### 2.2.5.1. Soluciones empíricas

Los métodos empíricos y semiempíricos consisten en calcular los asentamientos superficiales de forma simplificada, tomando en cuenta parámetros tales como:

- Dimensión de la excavación y su profundidad.
- Las condiciones del terreno.
- Pérdida de volumen o convergencia inducida por el túnel.
- Asentamientos verticales de superficie.

#### a) Asentamientos transversales en superficie

Peck (1969) estableció un método empírico para determinar asentamientos superficiales debido al tuneleo. En este método se considera que los asentamientos por arriba del túnel son simétricos con respecto al eje del túnel. Peck mostró que los asentamientos superficiales pueden ser aproximados por medio de una función Gaussiana (Figura 10), para la que planteó la siguiente expresión:

$$S_v(x) = S_{v \max} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2i_x^2}\right)} \quad (1)$$

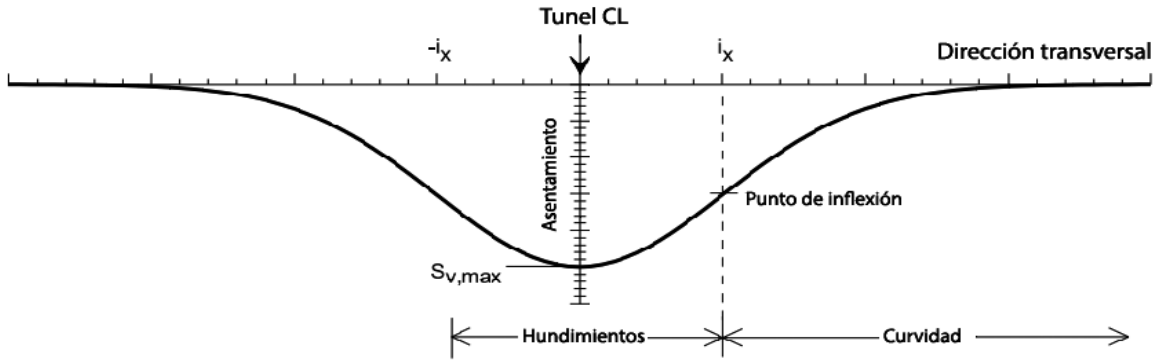


Figura 10. Geometría de los asentamientos verticales en una sección transversal al eje del túnel, (Niklas, 2003).

donde:

$S_v(x)$ : Asentamiento vertical máximo en un punto situado a una distancia  $x$  del eje del túnel.

$S_{v\ max}$  : Asentamiento vertical máximo en la superficie.

$x$  : Distancia del punto de inflexión desde el eje del túnel

$i_x$  : Define el daño del perfil de asentamientos, en este punto la pendiente debida al asentamiento superficial es máxima.

El volumen de la curva de asentamientos es igual a (Attewell et al, 1982):

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i_x \cdot S_{v\ max} \quad (2)$$

donde:

$S_{v\ max}$  , es el asentamiento vertical.

$V_s$ : Es la pérdida de volumen en la superficie producida por la excavación, normalmente se representa como un porcentaje del volumen del túnel.

El volumen transversal de la superficie de asentamientos es igual al volumen de suelo excavado en exceso del volumen teórico del túnel. Es común especificar este exceso de volumen como una proporción del volumen teórico (Niklas, 2003).

$$V_L = \frac{V_s}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (3)$$

Donde  $V_L$  es el volumen de pérdidas y  $D$  es el diámetro exterior del túnel. El concepto de pérdida de volumen implica que siempre se excavará un volumen ligeramente superior al teórico para ejecutar un túnel y que este volumen adicional se reflejará en la superficie por medio de una cubeta de asientos.

Combinando las ecuaciones 1 y 3, el asentamiento transversal puede expresarse en términos de pérdida de volumen como:

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot \frac{V_L \cdot D^2}{4 i_x} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (4)$$

#### b) Asentamientos verticales longitudinales en superficie

El análisis del perfil longitudinal de asentamientos es muy importante cuando se está modelando la construcción de un túnel en 3D. Attewell y Woodman (1982) suponen el perfil de asentamientos longitudinales como una curva de probabilidad acumulativa (Figura 11). Para el eje del túnel, se propone la siguiente ecuación:

$$S_v(y) = S_{v \max} \cdot \frac{1}{i_y \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} \quad (5)$$

donde:

$y$  es la distancia al frente de la excavación en sentido longitudinal.

$i_y$  es el ancho del asentamiento longitudinal, se asume que  $i_y = i_x$ . (O'Reilly y New, 1982) proponen  $i = K \cdot z_0$ .



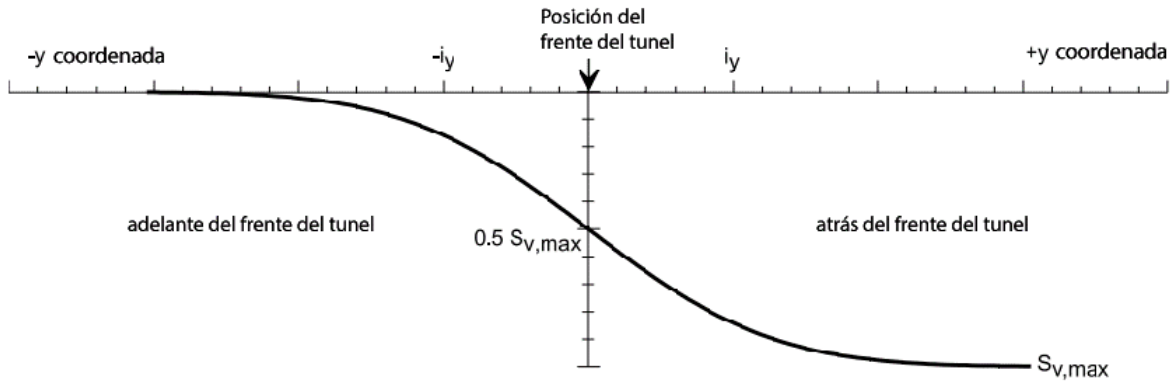


Figura 11. Geometría de asentamientos verticales de la sección longitudinal. (Niklas 2003).

### c) Desplazamientos horizontales

El daño que se puede producir a edificios suprayacentes al túnel puede deberse a los desplazamientos de suelo horizontales.

Para calcular lo anterior, O'Reily y New (1982) propusieron lo siguiente:

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} \cdot S_v(x) \quad (6)$$

De acuerdo con las observaciones de Cording y Hansmire (1975), el esfuerzo horizontal máximo  $S_{h,max}$ , ocurre cuando  $S_v = 0.6 \cdot S_{v,max}$  (Figura 12).

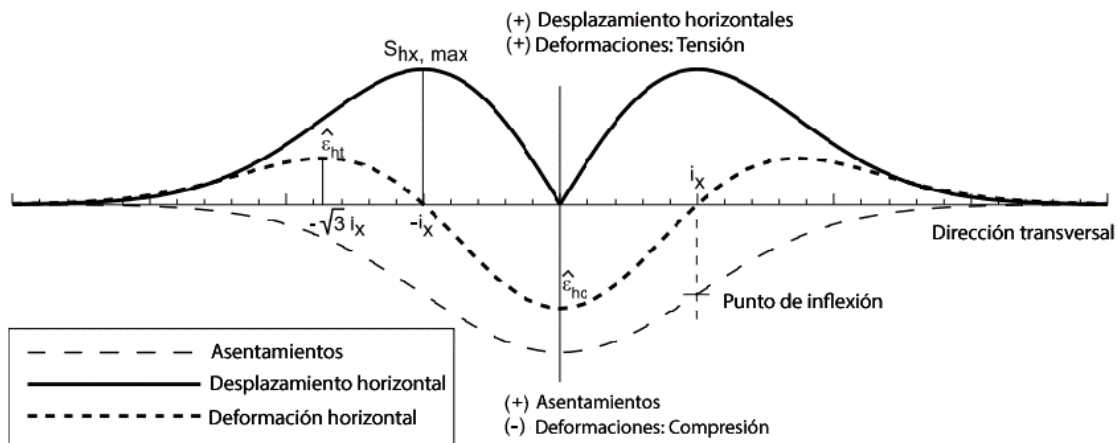


Figura 12. Geometría de asentamientos horizontales de la sección transversal. (Niklas 2003).

### 2.2.5.2. Métodos analíticos

Los métodos analíticos para el cálculo de las deformaciones debidas a la construcción de un túnel están basados en simplificar las hipótesis en términos geométricos, considerando modelos constitutivos homogéneos. Entre las soluciones analíticas están las propuestas por: Clough y Schmidt (1981), Leca y Dormieux (1999), Rowe y Lee (1992) y Sagaseta (1987), entre otros. En la mayoría de los casos, los autores se centran en definir los nuevos estados de esfuerzos generados por la excavación.

Sagaseta (1989) presentó una solución cerrada para determinar las deformaciones para un terreno homogéneo, isótropo e incompresible ( $\nu = 0.5$ ), la cual sólo considera la contracción radial del túnel (Ecuaciones 7 y 8).

$$S_v(x) = \frac{V_s}{\pi} \cdot \frac{H}{x^2 + H^2} \quad (7)$$

$$S_v(y) = \frac{V_s}{2\pi H} \cdot \left(1 + \frac{y}{y^2 + H^2}\right) \quad (8)$$

### 2.2.5.3. Método del elemento finito (MEF)

El método del elemento finito es usado con mayor frecuencia en el análisis de túneles. A finales de los años 70 empezó a extenderse esta práctica (por ejemplo Zienkiewicz 1977). De acuerdo con Negro y de Queiroz (2000), en un inicio, los análisis eran en 2D y a partir de la primera década del 2000 empezaron a proliferar los análisis en 3D, ya que de acuerdo con algunos autores, como Rowe y Lee (1992), los cálculos realizados en 3D pueden producir resultados más apegados a la física del problema que los efectuados en 2D.

El Método de elemento finito es indispensable para el análisis de problemas que involucran construcciones complejas debido a la interacción de estas con estructuras preexistentes en las que pueden ejercer algún tipo de influencia desfavorable. Los principales parámetros que toma en cuenta el MEF son: La malla generada de elemento finito, propiedades geomecánicas, condiciones de frontera, las etapas de modelación y las fuerzas actuantes. El

MEF también puede tomar en cuenta estratos heterogéneos con distintos modelos constitutivos, así como las condiciones de frontera iniciales, con sus respectivos estados de esfuerzos, incluyendo esfuerzos anisótropos y materiales de las etapas de avance del túnel, proceso constructivo, así como el preconfinamiento y confinamiento.

El MEF también considera los esfuerzos y las deformaciones para cada nodo existente y que éstos sean congruentes con los nodos de los elementos contiguos.

Los análisis mediante elemento finito pueden ser realizados utilizando el programa PLAXIS, un programa de ordenador diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de estructuras geotécnicas. El análisis mediante PLAXIS es utilizado para problemas de excavaciones subterráneas, análisis de esfuerzo y deformación de suelos sometidos a grandes cargas drenadas y no drenadas, y problemas de flujo acoplado.

### **2.3. Medidas de mitigación de daños debidos a la construcción del túnel**

La construcción subterránea dentro de los límites urbanos actuales, supone importantes riesgos producto de la gran cantidad de edificaciones existentes o la presencia del nivel freático, que en determinados casos puede llegar a estar muy próximo a la superficie del terreno.

Para mantener dentro de los límites permisibles el impacto ocasionado por la construcción subterránea, es necesaria la evaluación de las deformaciones antes de la construcción del túnel. De acuerdo con Rankin (1988), siempre que un edificio esté en buen estado previo a la ejecución de las obras, los movimientos del terreno que produzcan asientos inferiores a 10 mm y distorsiones angulares inferiores a 1/500, no producirán daños a la estructura. Es destacable que Meyerhof (1953), mientras acepta valores de distorsión angular igual a 0.002 para edificios enmarcados, recomienda un valor límite de  $\Delta/L$  de aproximadamente  $0.4 \times 10^{-3}$  para edificios con revestimiento de ladrillo y muros de carga.

Tabla 1. Relación entre categoría de daño y límite de deformación a tensión (Boscardin y Cording 1989) junto a la clasificación de daños (Burland et al. 1996).

Categoría de daño	Grado normal de gravedad	Apertura de grieta [mm]	Límite de deformación a tensión [%]
0	Despreciable	< 0,1	0 a 0.05
1	Muy ligero	1	0.05 a 0.075
2	Ligero	<5	0.075 a 0.15
3	Moderado	5 a 15	0.075 a 0.3
4	Severo	15 a 20 *	>0.3
5	Muy Severo	>25 *	>0.3

\* Se considera también el número de grietas

La mitigación de los daños inducidos por las deformaciones del terreno puede lograrse empleando una variedad diferente de técnicas para el control de movimientos (Bilotta et al. 2006). Entre éstas está el introducir elementos actuantes como barreras que modifican el campo de desplazamientos (Harris, 2001). Estas estructuras se denominan de contención, las cuales tienen la tarea de aplicar las fuerzas que permitan igualar a los empujes del terreno y reducir sus deformaciones.

En este estudio, las estructuras de contención propuestas y evaluadas son un muro diafragma y pilas secantes, donde estos se consideran efectivos cuando las deformaciones verticales inducidas por la excavación del túnel en la Catedral (Figura 13), son menores de los límites admisibles establecidos:

- Asentamiento máximo en el área de la Catedral: 6 mm.
- Distorsión angular de 0.05% o 1/2000.

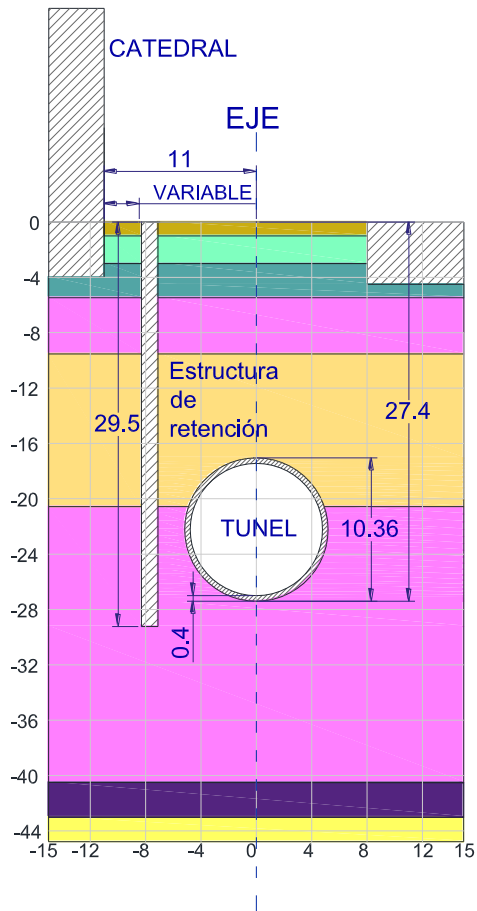


Figura 13. Sección tipo del proyecto en el tramo de la Catedral

### 2.3.1. Pilas contiguas

Las pilas con espaciamientos pequeños que pueden ser utilizadas como muro de retención, así como para la construcción de basamentos profundos, cortes y túneles. Éstas pueden ser construidas de tal forma que sean contiguas, con sus centros a una distancia menor a dos diámetros y con ello formar una sola estructura, lo cual podría conducir a una estructura más eficiente.

Para ayudar a la construcción, los primeros conjuntos de pilas, pueden ser colocados con una cantidad inferior de hormigón. Éstos pueden no ser de carga y actuar como ' sellos ' entre los principales pilotes de soporte de carga. Las brechas entre las pilas pueden ser rellenadas con lechada con la finalidad de formar una barrera a prueba de agua.

El procedimiento constructivo de una pila de cimentación es muy parecido al de un panel de muro diafragma, pues en ambos se emplean lodos bentoníticos como ademe en la excavación, con la diferencia de que poseen distinta geometría y que la distribución de esfuerzos varía.

### **2.3.2. Modelado de pilas secantes**

El modelado de pilas de cimentación puede ser realizado mediante elementos *de volumen* (*cluster*), en donde las dimensiones físicas de la pila pueden ser representadas en el modelo, además de añadirse una interfaz para representar la interacción suelo-pila. Otra forma de representar las pilas en un modelo numérico de PLAXIS, es mediante elementos tipo *viga* (*beam*), este tipo de elementos permite asignar grados de libertad a los extremos de la pila, y en sitios al intermedio de esta, y permite representar la interacción suelo estructura. Los elementos tipo *viga* a diferencia de los elementos tipo *volumen*, presentan la ventaja de que pueden ser modelados sin alterar la malla del modelo, sin embargo el modelado de la instalación de una pila resulta más adecuado en un elemento tipo *volumen* (Figura 14).

Dao (2011) validó el modelado de pilas entre elementos *volumen* y elementos *viga*, sometidos a fuerzas externas. Observó comportamientos similares, pero con ciertas variaciones principalmente debidas a la rugosidad y al mecanismo de desplazamiento horizontal. También se observaron diferencias en el proceso de consolidación.

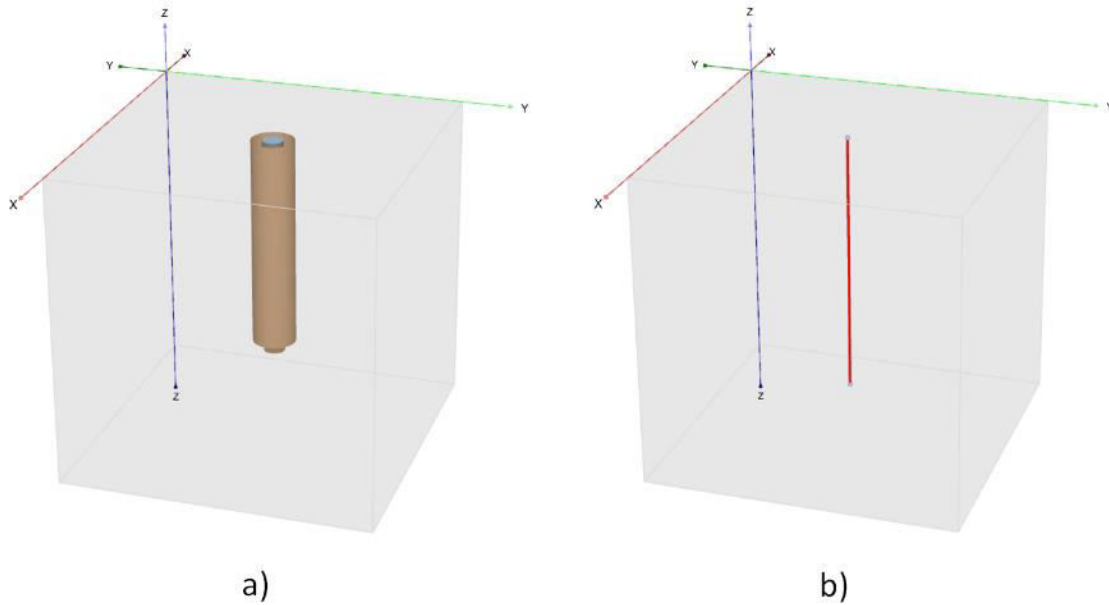


Figura 14. Representación en PLAXIS 3D de una pila tipo: a) *volumen* y b) *viga*

El problema de modelar cimentaciones en dos dimensiones, es que la geometría y el diseño de los elementos de cimentación, no permiten una representación de la condición de deformación plana, por lo que se debe modificar las dimensiones o la rigidez de la cimentación para obtener este tipo de representación (Tschuchnigg y Schweiger, 2013).

Tschuchnigg y Schweiger (2013) realizaron la comparación entre modelos en 2D y en 3D de grupos de pilas inyectadas, en los que se evaluaron las deformaciones verticales. Se realizaron dos modelos en 3D, representando las pilas mediante elementos de *volumen* y mediante elementos tipo *viga*. Concluyeron que en total, la diferencia máxima en asentamientos verticales para todas las diferentes hipótesis de modelado es menos de 5% y como consecuencia de menor importancia.

Uno de los aspectos claves en el modelado numérico de este tipo de problemas es el considerar una correcta interacción entre las pilas y el suelo circundante, pues esta interacción dependerá del tipo de cimentación (Tschuchnigg y Schweiger, 2013).

Montalti (2015), modeló la instalación de pilas contiguas, y observó que existe una influencia importante de la instalación de una pila circular a una distancia de 1.2 veces el diámetro a lo largo del eje central de la pila instalada en donde la geometría es el principal factor que conduce a una redistribución de esfuerzos diferente durante la instalación.

### 2.3.3. Muros diafragma

Una de las soluciones más empleadas actualmente para la mitigación de daños, es la utilización de muros pantalla o pantallas continuas de hormigón armado. Este tipo de construcción presenta importantes ventajas frente a las tablestacas como la posibilidad de alcanzar grandes profundidades, con presencia o no del nivel freático, atravesar estratos en los cuales no es posible hincar tablestacas, menor ruido y vibración durante su ejecución, entre otras cualidades. Además, como se trata de estructuras flexibles presentan la ventaja de resistir los empujes del terreno deformándose. Pueden ser utilizados en sótanos de edificios, estacionamientos subterráneos, vías de comunicación, obras marítimas, túneles y cimentaciones profundas.

La construcción de un muro diafragma o también conocido como “Muro Milán” se realiza mediante la ejecución individual de paneles embebidos en el suelo. Cada panel se construye utilizando una trinchera angosta excavada en el suelo y soportada por lodos bentoníticos u otro fluido similar, hasta que el lodo es reemplazado por el material permanente, generalmente concreto reforzado. Finalizado el proceso y pasado el tiempo necesario de fraguado, el siguiente panel puede ser excavado (Figura 15).

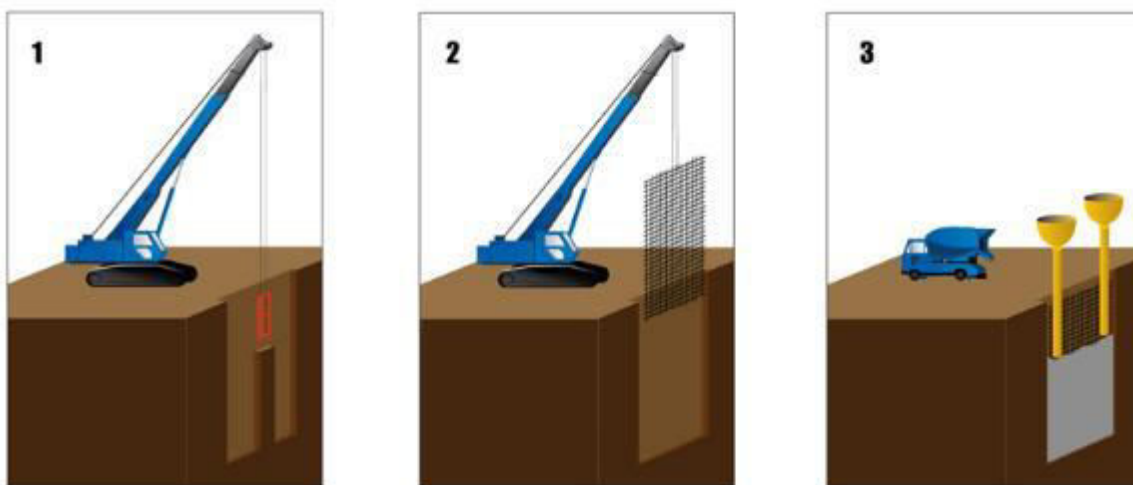


Figura 15. Proceso de construcción de un muro diafragma (Polbud Pomorze, 2007).



Los muros diafragma una vez construidos, se utilizan como elementos de retención de una excavación. Para su diseño es imprescindible conocer los esfuerzos (momentos flectores y esfuerzos cortantes) a las que va a estar sometido el muro en esta etapa.

#### **2.3.4. Diseño de un muro diafragma**

El diseño de un muro diafragma involucra analizar las etapas principales que modificarán su estado de esfuerzos. Estas son la instalación, excavación, apuntalamiento y estado final. En cada una de estas etapas influirán factores como las dimensiones a excavar, proceso constructivo y la influencia de sobrecargas y edificios aledaños.

Los procesos de diseño para un muro diafragma, consideran típicamente la estabilidad de las trincheras llenadas con bentonita, la estabilidad del apuntalamiento con el muro completado y la estimación de las deformaciones del suelo como resultado de la excavación dentro de los muros pantalla completados (Cowland y Thorley 1985; Poh y Wong 1998).

Para diseñar todo el sistema, es indispensable determinar la magnitud y la distribución de la presión de tierras, que depende de las propiedades del suelo y de las restricciones que el procedimiento de construcción impone a los desplazamientos del sistema de contención (Cuevas 2012).

#### **2.3.5. Instalación de muro diafragma**

Es aceptado que el proceso de instalación de un muro Milán puede ocasionar desplazamientos significativos del suelo y reducciones en los esfuerzos horizontales, en donde el perfil estratigráfico, la configuración del muro diafragma y la existencia de edificios aledaños con cimentaciones pobres, pueden hacer que los efectos de la instalación de muro pantalla sean considerables (Comodromos et al. 2013).

Existen dos formas de modelar la instalación de los elementos de retención (ver ANEXO 1):

- Modelado detallado (*wall installation modelled*), Ng y Yan (1998).
- Modelado simple (*wished in place*), Powrie y Li (1991).

Gunn et al. (1993), Symons et al. (1993), Powrie et al. (1996), concluyeron que los efectos de la construcción de un muro diafragma son potencialmente significativos (tanto en la construcción como en el análisis) debido a que los cambios en los estados de esfuerzos causan desplazamientos del suelo durante la instalación e influyen el comportamiento del muro durante el proceso de excavación. Dijkstra, Broere y Heeres (2011) observaron que la fase de construcción produce una modificación importante en el estado de esfuerzos, comparada con la que existe en el estado inalterado.

Los indicadores convencionales de los efectos de la instalación de un muro diafragma son los movimientos de tierra y el grado de alivio de la tensión lateral experimentado por el suelo en la proximidad de la pared (Gouvernec y Powrie, 1999).

Los mecanismos de transferencia de esfuerzos y deformaciones durante la construcción de un muro diafragma han sido estudiados en campo por Farmer y Attewell, (1973); Lings et al., (1991); Carder et al., (1991); Ng. et al., (1998). Ellos observaron una marcada reducción en los esfuerzos totales laterales de la interface suelo-muro debidas a la construcción del muro diafragma. Sin embargo, varias representaciones han sido llevadas a cabo para investigar los mecanismos de transferencia de cargas y deformación del suelo durante la secuencia de construcción.

Farmer y Attewell (1973) investigaron la variación del esfuerzo horizontal y la deformación de una sección excavada de panel de muro diafragma, soportada por lodos bentoníticos. Encontraron que la deformación máxima horizontal ocurría a un tercio del panel por debajo del nivel de la superficie del suelo. Más allá de una distancia de aproximadamente dos quintos de la profundidad del panel desde la trinchera, los movimientos horizontales en la superficie fueron despreciables.

De acuerdo con Washbourne (1984), el análisis tridimensional de excavaciones de trincheras de muros diafragma asume que la inestabilidad está confinada a una profundidad  $D$ , bajo la superficie, la cual es menor a la profundidad total de la excavación. El análisis presenta dos categorías:

- Cuñas superficiales (Figura 16), donde la profundidad  $D$  de la cuña es menor a la mitad de la excavación  $L$ . Para este caso se considera que el material inestable como

un prisma de longitud ( $L-2D$ ) con dos pirámides con bases verticales de ( $D \times D$ ) en área de altura  $D \tan(45^\circ - \phi/2)$ , medida a lo largo de la superficie perpendicular a la orilla de la trinchera. En este tipo de cuñas el esfuerzo de arqueo al final de la cuña será el esfuerzo principal directo y la presión por la bentonita será el menor (Figura 16).

- Cuñas profundas (Figura 17), donde el material inestable debe ser considerado un prisma con una pirámide sobrepuesta. La pirámide es rodeada por una superficie de deslizamiento desde la interface bentonita-suelo a  $(45^\circ - \phi/2)$  al nivel horizontal considerado. Para las cuñas profundas el esfuerzo principal directo será la presión de arqueo y la presión por bentonita será la menor.

En la base de la dovela, la sobrecarga es el esfuerzo principal mayor mientras que el esfuerzo generado por la bentonita será el menor esfuerzo principal. La estabilidad del suelo adyacente a las paredes de la trinchera excavada es menor entre más cercana a la superficie.

O'Rourke y Clough (1990) presentaron datos que resumen las observaciones de los asentamientos que se generaron durante la instalación de cinco muros diafragma. Ellos notaron asentamientos de hasta el 12% de la profundidad de la trinchera. En adición a lo anterior, observaron que los movimientos que ocurren cuando un panel es construido, pueden tener una gran influencia en los movimientos subsecuentes, especialmente si los muros están instalados con relativa cercanía uno del otro.

De acuerdo con la guía del Código alemán *DIN 4126*, la zona crítica alrededor de la trinchera de excavación se extiende a una distancia de 70% de la longitud del panel (Comodromos et al. 2013).

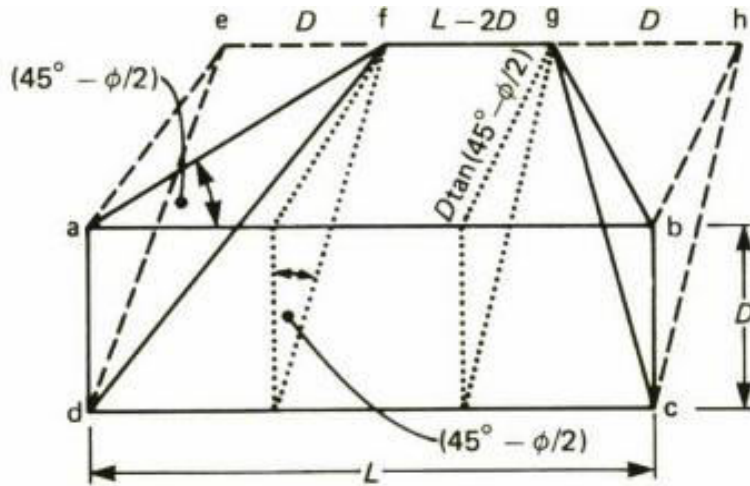


Figura 16. Vista tridimensional de la cuña con  $L$  mayor a  $2D$  (Washbourne, 1984).

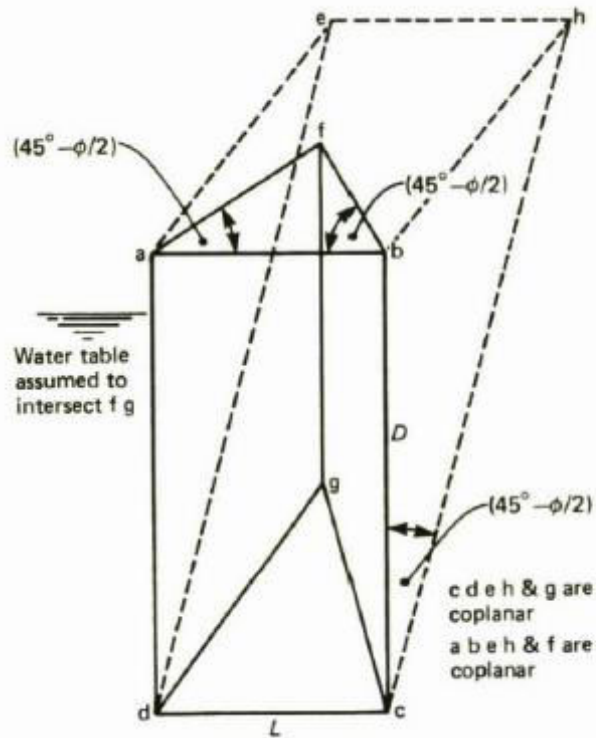


Figura 17. Vista oblicua de cuña con  $L$  menor a  $2D$  (Washbourne, 1984).

De acuerdo con Ng y Yan (1999), debido a la construcción de un muro diafragma existen dos mecanismos de transferencia de esfuerzos: El arqueado horizontal y la transferencia de carga hacia abajo durante la instalación del muro diafragma. Estos dos mecanismos en forma simultánea ocasionan un incremento de esfuerzos horizontales en el pie del panel. Se

asume que la presión de arqueo actúa paralelamente a los lados de la trinchera y es paralela en la zona central (Figura 18).

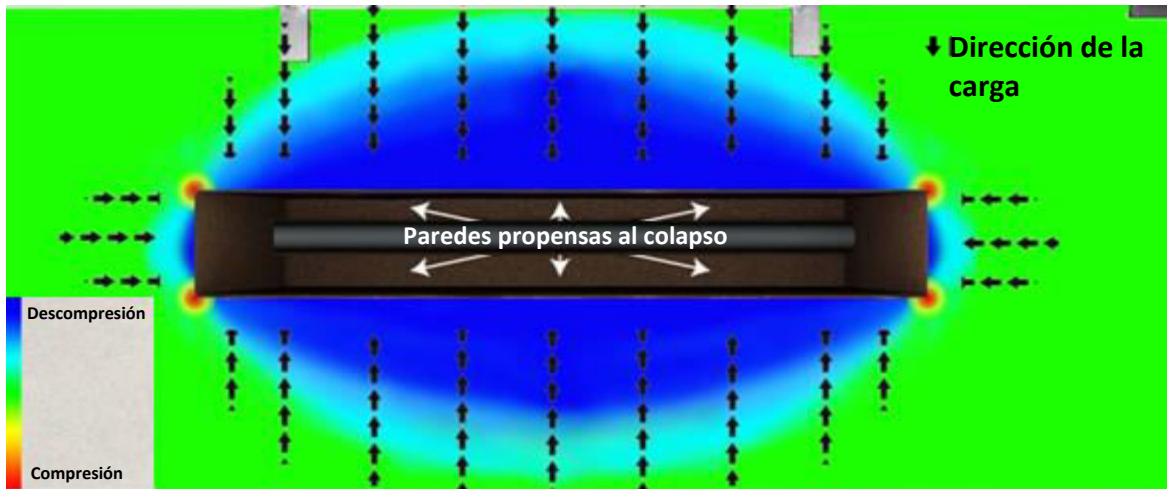


Figura 18. El fenómeno de arqueo es observado en trincheras, donde el suelo dirige la carga afuera de las caras de la trinchera, (MGF Trench Construction Systems Ltd, 2013).

Ng y Yan (1998) encontraron que la deformación horizontal del suelo al centro del panel fue 5 veces mayor respecto de las orillas del panel.

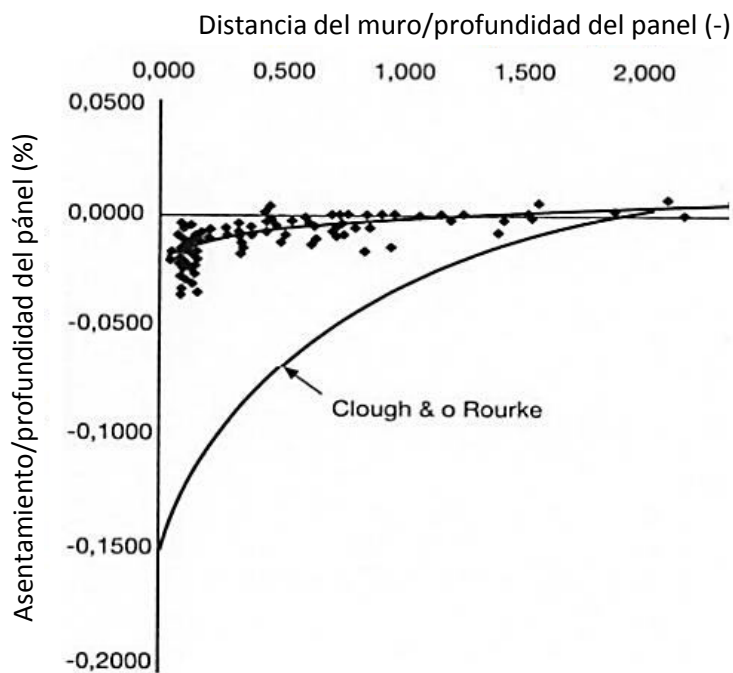


Figura 19. Asentamiento debido a la instalación de un muro diafragma (Ter Linde, 1999)

La Figura 19 muestra la comparativa de acuerdo con Clough y O'Rourke (1990) y Ter Linde (1999) de la suma de asentamientos detrás del muro diafragma después de su construcción, para la instalación de muros diafragma en el Túnel del tranvía de La Haya con 30 m de profundidad, 1.5 m de grosor y ancho de 4-5 metros.

Gourvenec y Powrie (1999) llevaron a cabo una serie de análisis de modelos mediante elemento finito para investigar el impacto de los efectos tridimensionales en los esfuerzos laterales durante la instalación secuencial de paneles de muros diafragma. Observaron lo siguiente:

- Durante la etapa de excavación, la reducción del esfuerzo lateral en las paredes de la excavación, causa un desplazamiento lateral y una reducción lateral de esfuerzos en el suelo adyacentes.
- Cuando el concreto fresco es colocado en el panel excavado, los esfuerzos actuantes en el suelo circundante se incrementan y los efectos en la excavación por la bentonita son parcialmente revertidos.
- La reducción de los esfuerzos laterales detrás del panel y el incremento de esfuerzos laterales debajo del pie, fueron parcialmente revertidos por la instalación de muros adyacentes.
- El efecto de la instalación de paneles subsecuentes en el movimiento lateral de un panel, es despreciable, comparado con todo el movimiento producido en un panel debido a la instalación.
- Las variaciones de los resultados obtenidos al utilizar un modelo u otro pueden ser bastante significativas y comparables a las obtenidas con métodos de diseño tradicionales, esto implica que se obtengan valores para momentos flectores, esfuerzos cortantes y desplazamientos, que a la hora de realizar el diseño puedan influir en la armadura requerida y el espesor del muro.

Comodromos et al (2013) modelaron los efectos de la construcción detallada de los muros diafragma con edificios aledaños, combinando el análisis tridimensional y un modelo constitutivo que implicó la variación en los módulos de Bulk y cortante, dependiendo de la trayectoria de esfuerzos (carga, descarga y recarga), en un suelo arcilloso que varía de normal a ligeramente preconsolidado. En donde se encontró que la longitud del panel es el

factor que más afecta en los movimientos del suelo y en la reducción lateral de esfuerzos durante la instalación.

Montalti (2015) observó que a largo plazo los esfuerzos totales horizontales y las presiones de poro se reducen años después de la construcción, y no se restablecen, principalmente debido a la tendencia del drenaje.

## 3. MODELADO NUMÉRICO

---

Se presenta el planteamiento de los modelos y escenarios necesarios para el análisis de los efectos incidentes en la Catedral debidos a la construcción del túnel de la Línea 3 del Tren Ligero de Guadalajara, así como análisis de la influencia que tienen las medidas de protección en dicha estructura.

Los modelos numéricos se realizaron mediante el programa PLAXIS 3D. Se utilizó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para simular el comportamiento de suelo. El revestimiento, la *TBM*, los elementos del muro diafragma y las pilas fueron modelados como elementos elástico lineales.

### 3.1. Catedral

La Catedral se considera en el modelo mediante una sobrecarga equivalente a su peso propio de  $50 \text{ t/m}^2$  en la huella de la torres y de  $20 \text{ t/m}^2$  en el resto del edificio, la cual es aplicada al nivel de la cimentación, que se asume a 4 m de profundidad según la información disponible, como un elemento *plate* sin rigidez. El peso propio estimado corresponde al de un edificio de la época construido a base de mampostería de cantera. La Catedral se supone con una cimentación flexible, pues la experiencia muestra que las antiguas estructuras de mampostería son sujetas a la misma deformación que el terreno sobre el que se desplanta. Este es el mismo caso para la mayoría de construcciones cimentadas en zapatas o lozas (Leca y New, 2006).

Debido a la antigüedad de la Catedral, el modelado de ésta, se hizo en estado drenado, suponiendo que las presiones de poro se han disipado. De acuerdo con Schmertmann (1991), el envejecimiento de los suelos (que es considerado en este caso debido a la



antigüedad de la estructura) además de producir un incremento en la fricción debido al incremento del área de contacto entre granos, puede producir una reducción en las presiones de poro.

El resto del proceso de modelado (construcción de las medidas de protección de la Catedral y construcción del túnel) se realizó en un estado no drenado del suelo. En PLAXIS es posible especificar el comportamiento en un análisis de esfuerzos efectivos utilizando parámetros efectivos en el modelo, esto es logrado utilizando el tipo de drenaje “no drenado A”, pues los parámetros efectivos no drenados pueden ser utilizados en combinación con parámetros efectivos de resistencia  $\phi'$  y  $c'$  para modelar el esfuerzo cortante no drenado.

Para poder modelar detalladamente las medidas de protección de la Catedral, se discretizaron las zonas que implican un alto grado de detalle (Figura 20). En total se realizaron seis modelos, en cada modelo se modeló la mitad del túnel. Se utilizó la misma estratigrafía para los modelos, así como el proceso constructivo y las características de la tuneleadora.

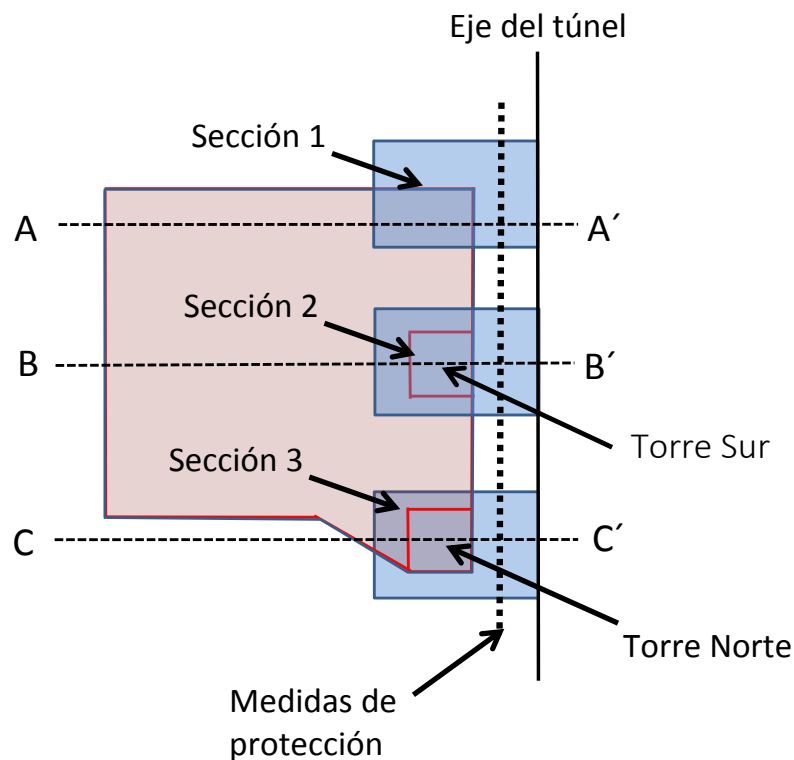


Figura 20. Ubicación de las secciones modeladas por separado, delimitadas por la sombra azul.

Para obtener una base de datos adecuada de los asentamientos causados por la construcción del túnel, las deformaciones causadas por el peso del edificio son reiniciadas a cero. Sin embargo, es importante recalcar que los esfuerzos debidos al peso del edificio seguirán latentes durante todo el proceso. Este procedimiento asegura que todas las deformaciones producidas en lo subsiguiente, serán exclusivamente debidas a la construcción del túnel.

### 3.2. Estratigrafía

Las propiedades corresponden con las reportadas en el informe geotécnico del proyecto ejecutivo (SENER 2014).

En la zona de estudio se detectaron a nivel superficial rellenos antropogénicos de compacidad baja y de naturaleza heterogénea, con predominancia areno-limosa de compacidad muy suelta a suelta. Bajo el nivel superficial se disponen los depósitos ígneos sedimentarios de naturaleza pumítica, correspondiente a la formación Toba Tala, en general presentan una textura muy homogénea, con predominancia areno-limosa. Bajo la formación Toba Tala se localiza un suelo residual muy heterogéneo con predominancia de materiales limo-arenosos (*SM*). El estrato más profundo se compone de rocas de resistencia muy blanda, de baja litificación y un grado de meteorización variable, con calidad del macizo rocoso que varía de mala a media. En la Tabla 2 se muestra detalladamente la estratigrafía.

Tabla 2. Propiedades de los estratos

Tipo de suelo/ Identificación			Profundidad	
			Superior [m]	Inferior [m]
	Relleno	R	0	-0.7
	Toba Tala	UG-1a	-0.7	-3.07
	Toba Tala	UG-1b	-3.07	-5.48
	Toba Tala	UG-1d	-5.48	-9.41
	Toba Tala	UG-1c	-9.41	-20.75
	Toba Tala	UG-1d	-20.75	-42.92
	Suelo residual	UG-2	-42.92	-44.58
	Toba piroclástica	UG-3b1	-44.58	-47

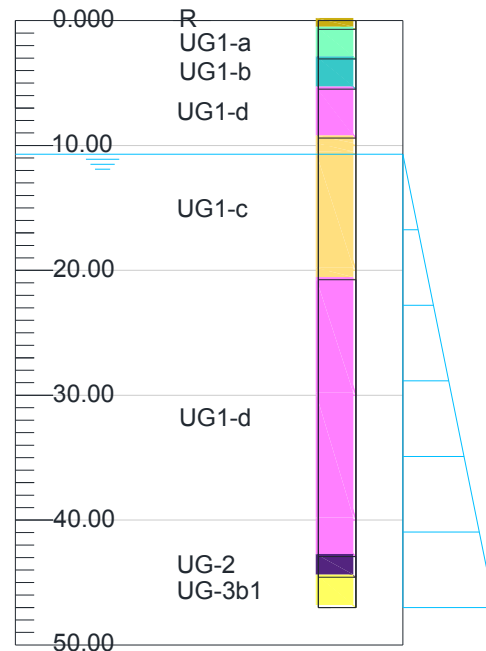


Figura 21. Perfil estratigráfico del modelo

Al inicio de cada análisis, se modeló solamente la estratigrafía, sin el peso del edificio, considerando el estado de esfuerzos original. Los esfuerzos presentes en esta etapa están dados por el peso unitario de los materiales de la estratigrafía y un valor  $K_0$ .

Tabla 3. Parámetros del suelo

Identificación de suelo	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Parámetros de resistencia drenados		Deformabilidad			$\nu$	k m/día
		$c'$ (KPa)	$\phi'$ (°)	Presión límite (MPa)	Módulos estáticos			
					E (MPa)	G (MPa)		
R	17.2	5	29	0.6	10	3.5714	0.4	
UG-1a	17.2	5	29	0.6	10	3.5714	0.4	
UG-1b	17.2	15	31	1.5	30	11.2782	0.33	3.46E-01
UG-1c	17.2	20	33	2.2	40	15.037	0.33	1.12E-01
UG-1d	17.2	25	36	3.4	55	20.67	0.33	6.05E-02
UG-2	17.2	30	35	4.6	80	30.08	0.33	2.16E-03
UG-3b1	20.5	86	34	4.1	250	104	0.2	6.05E-03

### 3.3. Túnel

El escudo se modeló de la siguiente forma: La diferencia de diámetros entre el del escudo y el del revestimiento, se traduce en una holgura en la cola del *TBM*, la cual es rellena con lechada.

La diferencia de diámetros se modeló mediante la contracción del *plate* de escudo  $C= 0.5$ ,  $C_{ref}=-0.0585$ . El relleno de lechada en la cola se modeló desactivando los *plate* y aplicando un esfuerzo perimetral en dirección radial. El comportamiento del contacto entre la superficie del *TBM* (elementos *plate* en este caso) con el suelo y del revestimiento con el suelo, es mediante interfaces radiales suelo-estructura alrededor del túnel.

Debido a que se asumen las condiciones de trabajo de la tuneladora como un frente impermeable, el flujo hidráulico del terreno hacia el túnel creado es despreciable, y por lo tanto no se considera drenaje durante el funcionamiento de la tuneladora.

La construcción del túnel es simulada por etapas mediante la remoción de elementos dentro de una zona predefinida. Este proceso debe realizarse de tal forma que el suelo esté en equilibrio alrededor del túnel.

Cabe señalar que el modelado de los elementos estructurales del túnel, se realiza utilizando características elástico lineales.

#### 3.3.1. Secciones geométricas del túnel

Tabla 4. Datos del proyecto del tramo de la Catedral.

Datos de sección para cálculo		
Sección topográfica del proyecto		PK 11+180
Profundidad del eje del túnel	m	27.4
Profundidad del nivel freático	m	10.75
Diámetro exterior del túnel	m	10.3
Diámetro excavado por el escudo	m	10.6

### 3.3.2. Dovelas

Tabla 5. Propiedades de las dovelas (revestimiento).

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Ancho de dovelas	b	m	0.4
Relación de Poisson	$\nu$	-	0.2
Peso volumétrico	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	25
Resistencia a compresión simple	$f_c$	kN/m <sup>2</sup>	35,000
E para sección continua	E <sub>AC</sub>	kN/m <sup>2</sup>	28,600,000
E para sección con juntas	E <sub>AJ</sub>	kN/m <sup>2</sup>	16,216,200
Relación de espesores	$\beta$	-	0.825
Factor de reducción*	$\eta$	-	0.56

\* La rigidez a flexión fue reducida para tomar en cuenta las juntas entre las dovelas, mediante un factor  $\eta$ , para una posición crítica, (Peña y Basurto, 2012).

### 3.3.3. Fuerzas aplicadas en el túnel

Las fuerzas que implican una correcta operación de la TBM están esquematizadas en la Figura 22 y su magnitud varía ligeramente de acuerdo a las circunstancias de campo, sin embargo, por motivos de cálculo, estas fuerzas se consideraron fijas durante las etapas de modelado, mismas que obedecen al comportamiento de la maquinaria empleada y las cuáles se indican en la Tabla 6.

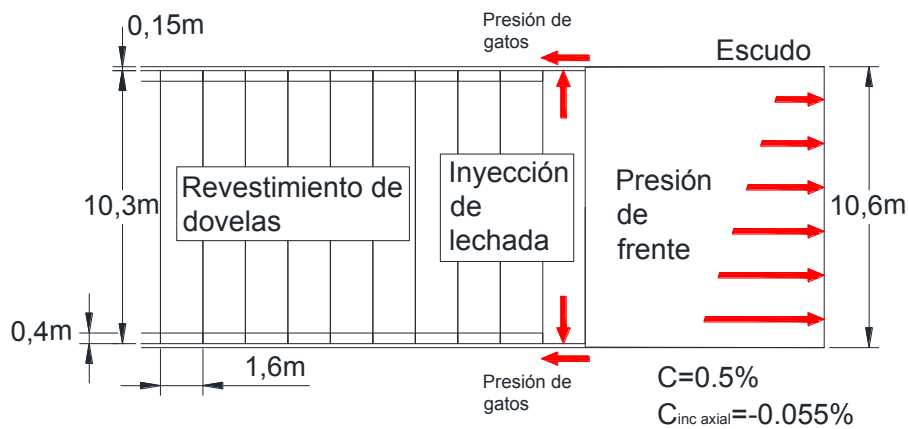


Figura 22. Elementos de fuerzas y geométricos del escudo (vista longitudinal).

Tabla 6. Fuerzas involucradas en el diseño del túnel.

Datos de las fuerzas de diseño		
Presión aplicada en la clave	kN/m <sup>2</sup>	-160
Presión aplicada en la cubeta	kN/m <sup>2</sup>	-260
Presión superior en el frente	kN/m <sup>2</sup>	-110
Presión inferior en el frente	kN/m <sup>2</sup>	-210
Presión aplicada por los gatos hidráulicos	kN/m <sup>2</sup>	82

La presión de frente se determinó mediante la fórmula de Anagnostou y Kovari (1996), la cual es la siguiente expresión:

$$s'_3 = F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c \cdot \frac{\Delta h}{D} \quad (9)$$

Donde  $F_0$  a  $F_3$  son coeficientes adimensionales que dependen del ángulo de fricción  $\phi$ , de los parámetros  $H/D$  y  $(h_0 - D)/D$ , y del cociente del peso volumétrico seco entre el peso sumergido del suelo  $\gamma_d/\gamma'$  (Figura 23).

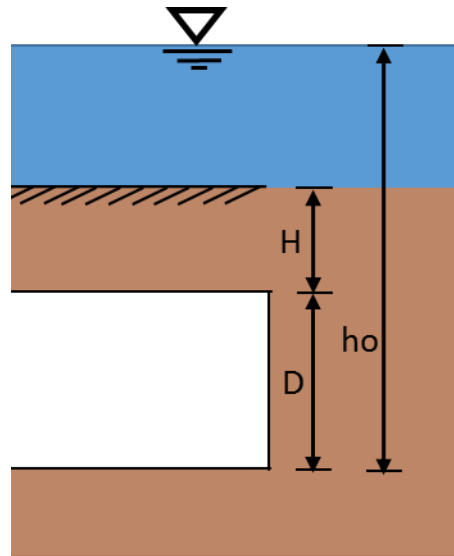


Figura 23. Representación esquemática de la localización de cotas (Editado de Anagnostou y Kovari, 1996).

### 3.4. Medidas de protección

Se proponen dos medidas como protección de la Catedral: Un muro diafragma de 0.8 m de ancho y una pantalla compuesta por pilas contiguas. A continuación se muestran sus características:

#### 3.4.1. Pilas contiguas

Buscando adaptar el sistema de protección formado por pilas contiguas a la geometría de la fachada de la Catedral (Figura 24), se proponen dos tipos de arreglo de pilas, donde cada arreglo involucra un diámetro distinto, los cuáles son los siguientes:

Pantalla 1 (Figura 25, Detalle-2): Consiste en una doble barrera de pilas de diámetro  $\varnothing = 1.0$  m colocados al tresbolillo y separados longitudinalmente 2 m entre ejes; la separación transversal de ambas alineaciones de pilas es de 0.75 m entre ejes. La pantalla alcanza una profundidad hasta 1.5 m por debajo de la contra bóveda del túnel.

Pantalla 2 (Figura 25, Detalle-1): Está formada por pilas de protección de diámetro  $\varnothing = 1.2$  m tangentes entre sí, siendo la longitud hasta 1.5 m por debajo de la contra bóveda del túnel.

Las pilas de concreto que forman las pantallas de protección de la Catedral se modelaron utilizando elementos de volumen, con un comportamiento elástico lineal, con las siguientes propiedades de diseño:

Tabla 7. Propiedades de las pilas

$\gamma_{\text{elemento}}$	E	G	$\nu$
[kN/m <sup>3</sup> ]	[Gpa]	[Gpa]	
27	31	14	0.2

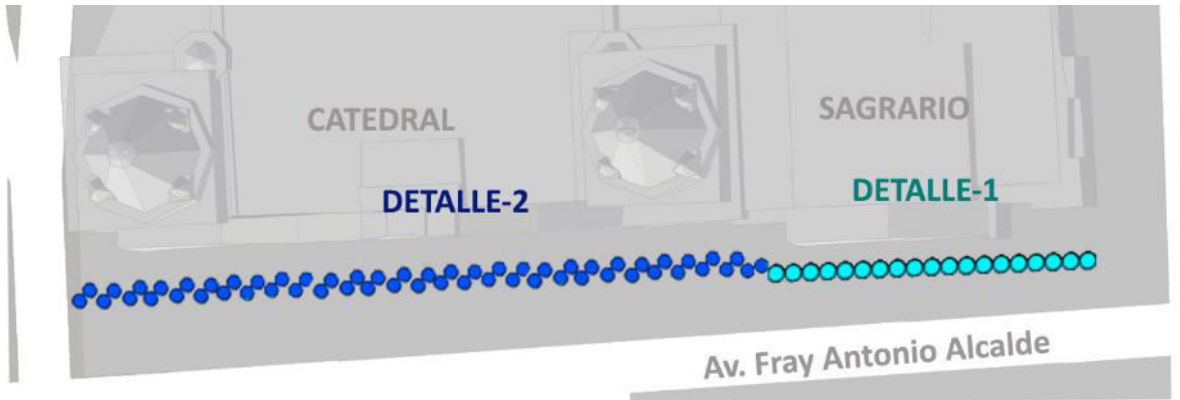


Figura 24. Pantalla compuesta por pilas contiguas de Catedral (modificado de Googlemaps 2016).

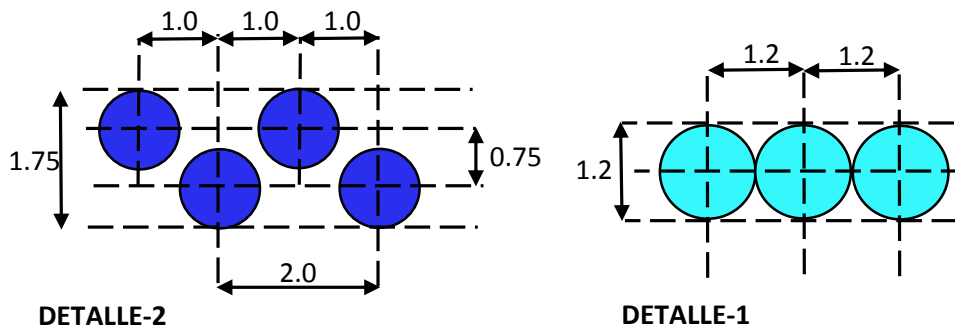


Figura 25. Arreglo Geométrico de la Pantalla de Catedral (modificado de SENER, 2014)

### 3.4.2. Muro diafragma

El muro diafragma propuesto se compone por paneles de 6 metros de ancho, con una profundidad de 29.5 m, con un grosor de 0.8 m. El muro diafragma fue modelado con elementos de *volumen* y en las paredes se coloca un elemento de interfaz, las propiedades del muro pantalla son las mismas que las utilizadas para el concreto de las pilas, a base de un modelo elástico lineal (Tabla 7).

### 3.4.3. Instalación de estructuras de retención

El *modelado detallado* de elementos de protección es un método realista, sin embargo arroja resultados irreales con el modelo de Mohr Coulomb (Comodromos 2013), (ver ANEXO 2. Análisis de la instalación de elementos de retención). Por ello se optó por modelar a los elementos de retención de forma simple, pero simulando la secuencia constructiva de los elementos de contención, pues la secuencia de instalación



involucra una serie de deformaciones acumuladas debido al efecto de instalación de los elementos en forma individual.

## 4.5. Modelos empleados en el análisis numérico

Se realizaron un total de seis modelos:

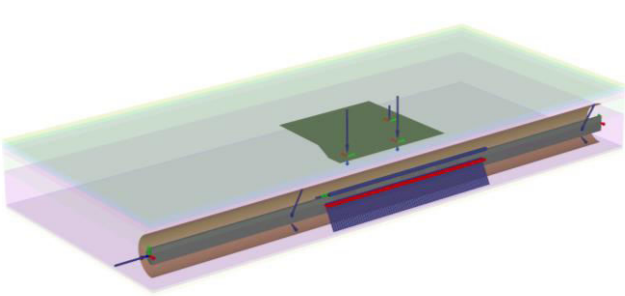
- (i) Modelo 1: sin medidas de protección.
  - (ii) Modelo 2: con muro diafragma de 0.8 m de espesor como medida de protección.
  - (iii) Modelos 3, 4 y 5 (Figura 20): con pilas contiguas como medida de protección.
- Debido a la complejidad que implica el modelado de pilas, se discretizó el área de estudio en tres secciones.

Los modelos tienen en común que su ejecución inicia con el modelado del estado inicial de esfuerzos del suelo, seguida por la colocación de la Catedral, construcción de elementos de retención (a excepción del Modelo 1) y finaliza con la construcción del túnel.

A continuación se detallan las características de los modelos realizados:

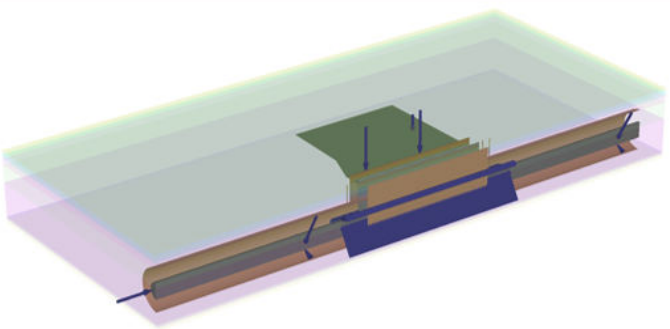
**Modelo 1** (Tabla 8). Este modelo simula la construcción del túnel sin medidas de protección, además de ser un indicador de la necesidad de implementar medidas de protección para la Catedral, proporciona datos de referencia para evaluar la efectividad de las medidas de protección propuestas.

Tabla 8. Características generales y vista geométrica del Modelo 1.

Modelado	Modelado de sección completa sin medidas de protección	
Dimensiones del modelo [m]	X= -160	
	Y= 360	
	Z= -47	
Etapas	72	
Elementos	263838	
Nodos	384161	
Tamaño promedio de elemento [m]	3.203	

**Modelo 2** (Tabla 9). Simula la construcción del túnel, implementando un muro diafragma de 0.8 m de ancho como medida de protección, para el que se utilizó la secuencia de instalación de elementos de retención mostrada en la Figura 26 .

Tabla 9. Características generales y vista geométrica del Modelo 2.

Modelado	Modelado de sección completa con muro diafragma de 0.8 m de ancho	
Dimensiones del modelo [m]	X= -160	
	Y= 360	
	Z= -47	
Etapas	74	
Elementos	250264	
Nodos	368113	
Tamaño promedio de elemento [m]	3.289	

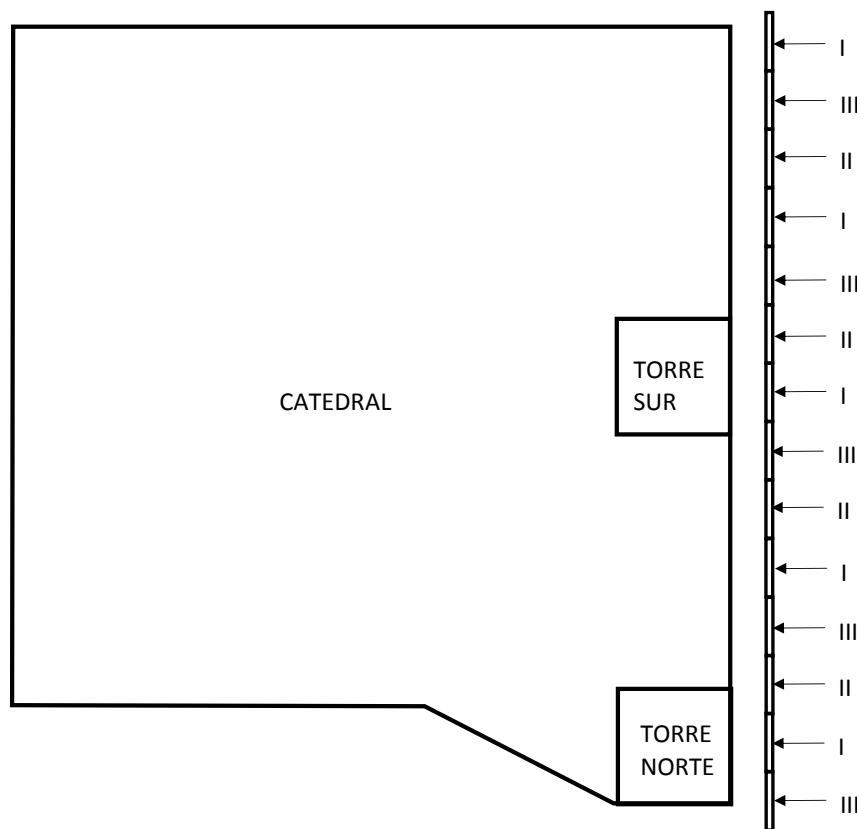
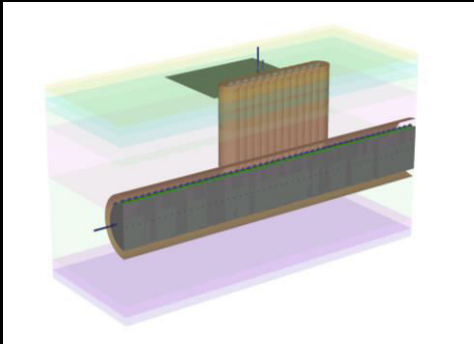


Figura 26. Etapas de la instalación de paneles del muro diafragma

**Modelo 3** (Tabla 10). Simula la construcción del túnel, implementando pilas contiguas en la sección A. Las pilas utilizadas para la protección de la Catedral en esta zona, son colocadas en forma tangencial en el mismo eje, con la secuencia de instalación mostrada en la Figura 27. Debido a que en esta zona existe un menor peso aplicado a la superficie de la Catedral, se espera una magnitud inferior de asentamientos.

Tabla 10. Características generales y vista geométrica del Modelo 3.

Modelado	Modelado de sección A, con pilas de protección	
Dimensiones del modelo	X= -30	
	Y= 80	
	Z= -45	
Etapas	60	
Elementos	210604	
Nodos	332589	
Tamaño promedio de	0.7161	

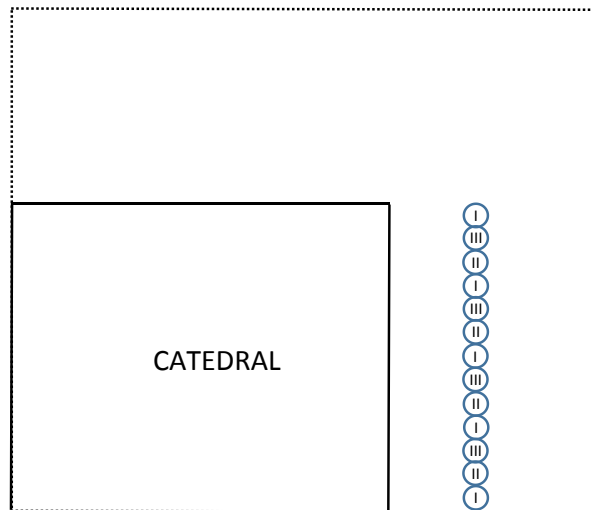


Figura 27. Etapas de instalación de pilas en la sección A

**Modelo 4** (Tabla 11). Simula la construcción del túnel, implementando pilas contiguas en la sección B. Se debe prestar mayor atención a esta zona, en especial al centro de la sección del tramo de la Catedral, pues es la zona más crítica debido a la localización de elementos de mayor paso de la Catedral. La secuencia de instalación de las pilas se muestra en la Figura 28.

Tabla 11. Características generales y vista geométrica del Modelo 4.

Modelado de la sección B, con pilas de protección, sin pilas transversales	
Dimensiones del modelo	X= -30
	Y= 80
	Z= -45
Etapas	56
Elementos	210604
Nodos	332587
promedio de elemento [m]	0.7161

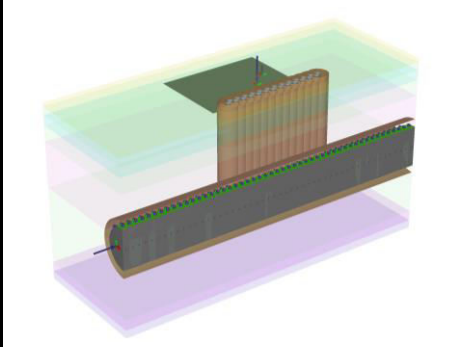
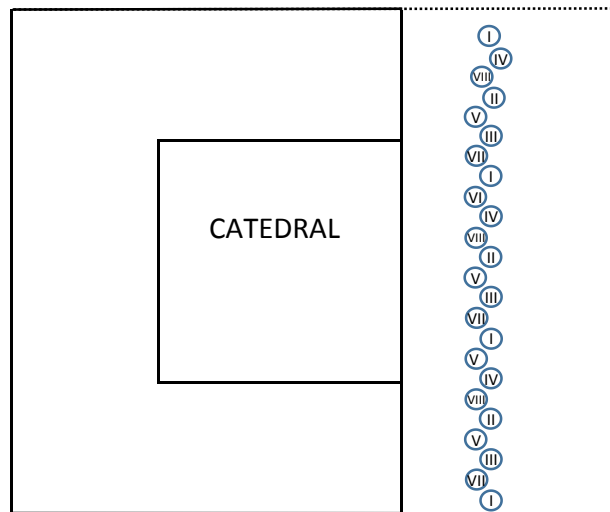
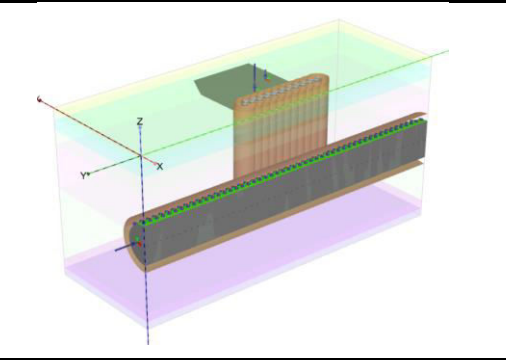



Figura 28. Etapas de instalación de pilas en la sección B

**Modelo 5** (Tabla 12). Simula la construcción del túnel, implementando pilas contiguas en la sección C. Este modelo abarca la esquina norte de la Catedral, fue modificado del proyecto original (SENER 2015), considerando como elementos de protección solamente a las pilas paralelas al túnel, con una secuencia de instalación presentada en la Figura 29.

Tabla 12. Características generales y vista geométrica del Modelo 5.

Modelado	Modelado de sección C, con pilas de protección	
Dimensiones del modelo	X= -30	
	Y= 80	
	Z= -45	
Etapas	56	
Elementos	195035	
Nodos	306499	
Tamaño promedio de elemento [m]	0.7441	

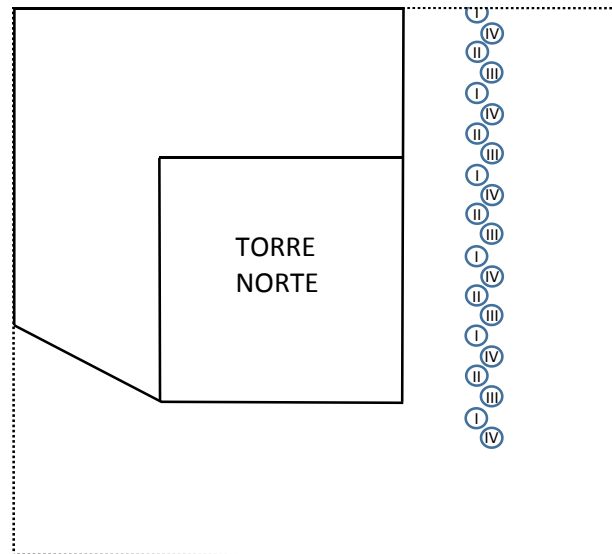


Figura 29. Etapas de instalación de pilas en la sección C.

#### 4.5.1. Limitaciones de los modelos

Estos modelos sólo consideran el peso aplicado de la Catedral y no el de las distintas estructuras aledañas que pudieran influir en menor medida en las deformaciones presentadas. En los modelos que involucran a elementos de retención, no se consideró la presencia de posible carga viva presente durante la construcción, como pudieran ser los distintos tipos de maquinaria y las vibraciones inducidas a los edificios durante el proceso constructivo, ya que el proceso de instalación de elementos de contención no está considerado en forma detallada, por lo que esta etapa de modelado pudiera tener valores de deformación vertical ligeramente diferentes.

Se debe tener en cuenta que los modelos utilizados al considerar solamente la mitad del túnel, tienen sus condiciones de frontera cercanas a elementos importantes, incluidos los elementos de retención, es por ello que la instalación de estos al estar cerca de las condiciones de frontera, tendrá una configuración de deformaciones distinta a la que se tendría con condiciones de frontera alejadas (ver Anexo 2, sección A.2.3.).

## **4. RESULTADOS**

---

### **4.1. Asentamientos debidos al modelado de la Catedral**

El incluir la fase de la colocación de la Catedral en los modelos numéricos tiene la finalidad de establecer los estados de esfuerzos y deformaciones iniciales con los actualmente existentes. En la (Figura 30) se observa la zona de influencia de la Catedral, misma que se traduce en la zona con la generación de asentamientos. Los asentamientos máximos se sitúan en la zona de las torres, siendo la torre sur la que presenta mayores asentamientos (10.43 cm).

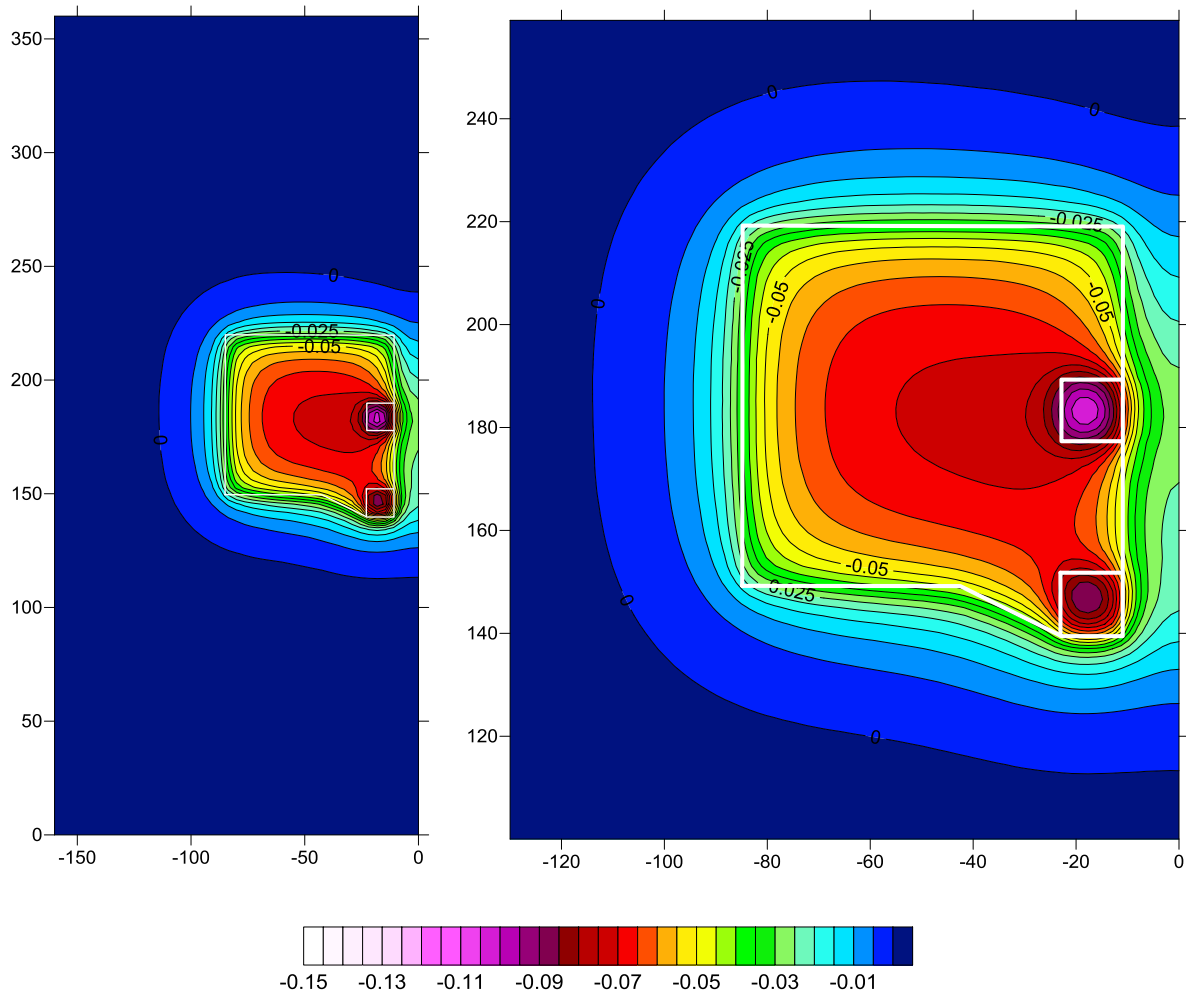


Figura 30. Isovalores de desplazamientos verticales debidos al peso de la Catedral

## 4.2. Asentamientos verticales sin medidas de protección

La Figura 31 muestra el área de estudio que engloba a la Catedral, en donde se muestran los asentamientos superficiales del terreno al final de la construcción del túnel, sin implementar medidas de protección, localizados en el margen derecho del modelo. Se observa que la presencia de la Catedral influye en los asentamientos que se presentan por la construcción del túnel, pues la traza de asentamientos a lo largo del edificio no es constante; en la zona del sagrario se presentan los menores asentamientos (alrededor de 5.5 mm), mismos que se van incrementando a medida que la ubicación de la Catedral se aproxima al norte, en donde se ubican los asentamientos máximos (cercanos a los 7 mm), pues coinciden con las zonas de mayor peso de la Catedral.



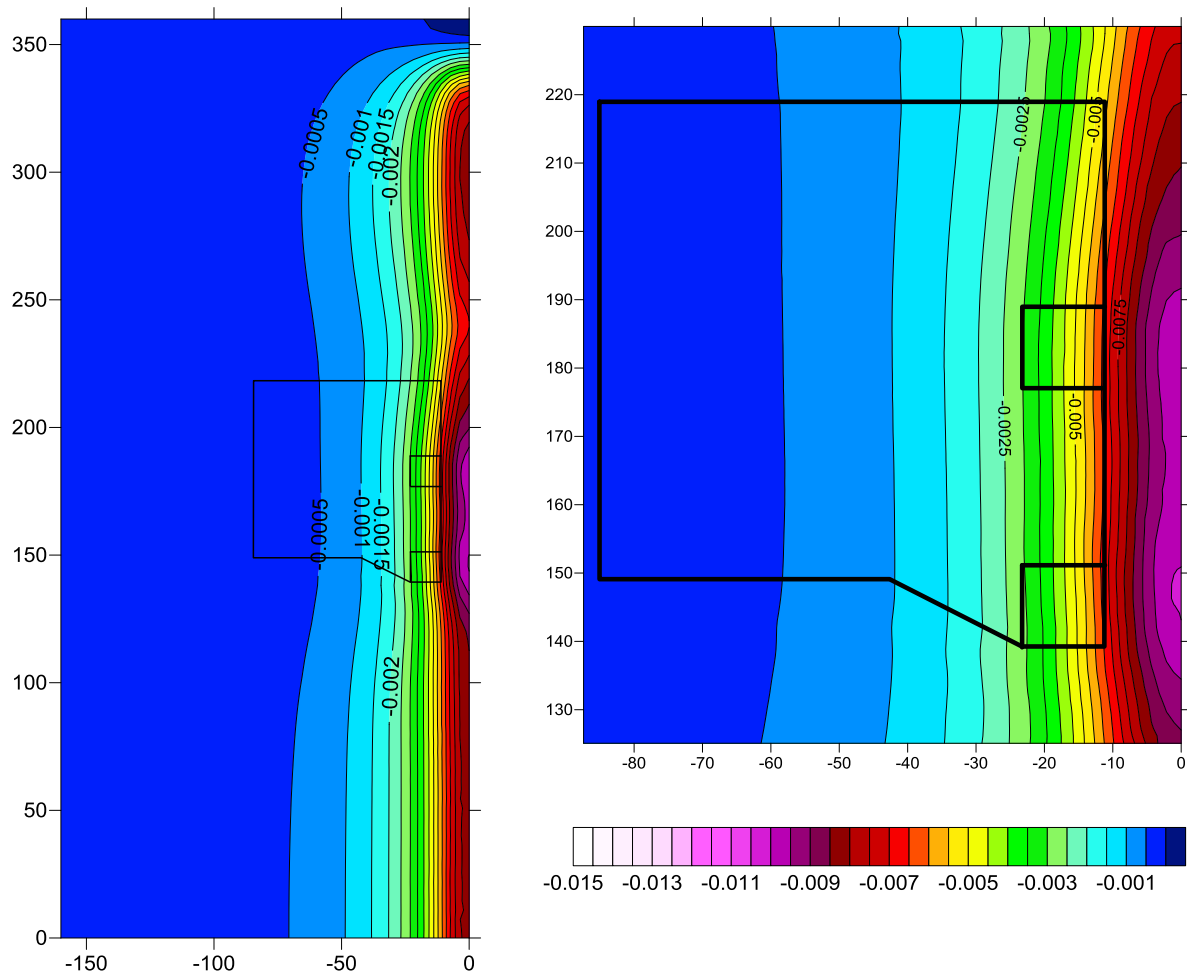


Figura 31. Asentamientos en la Catedral debidos a la construcción del túnel.

Las Figuras 32, 33 y 34 presentan en forma detallada los asentamientos inducidos a la Catedral por la acción de la construcción del túnel.

La sección A (Figura 32) corresponde a la sección del Sagrario y es una referencia del mínimo riesgo que el edificio pudiera sufrir, misma que está fuera de peligro, pues presenta asentamientos menores a 6mm.

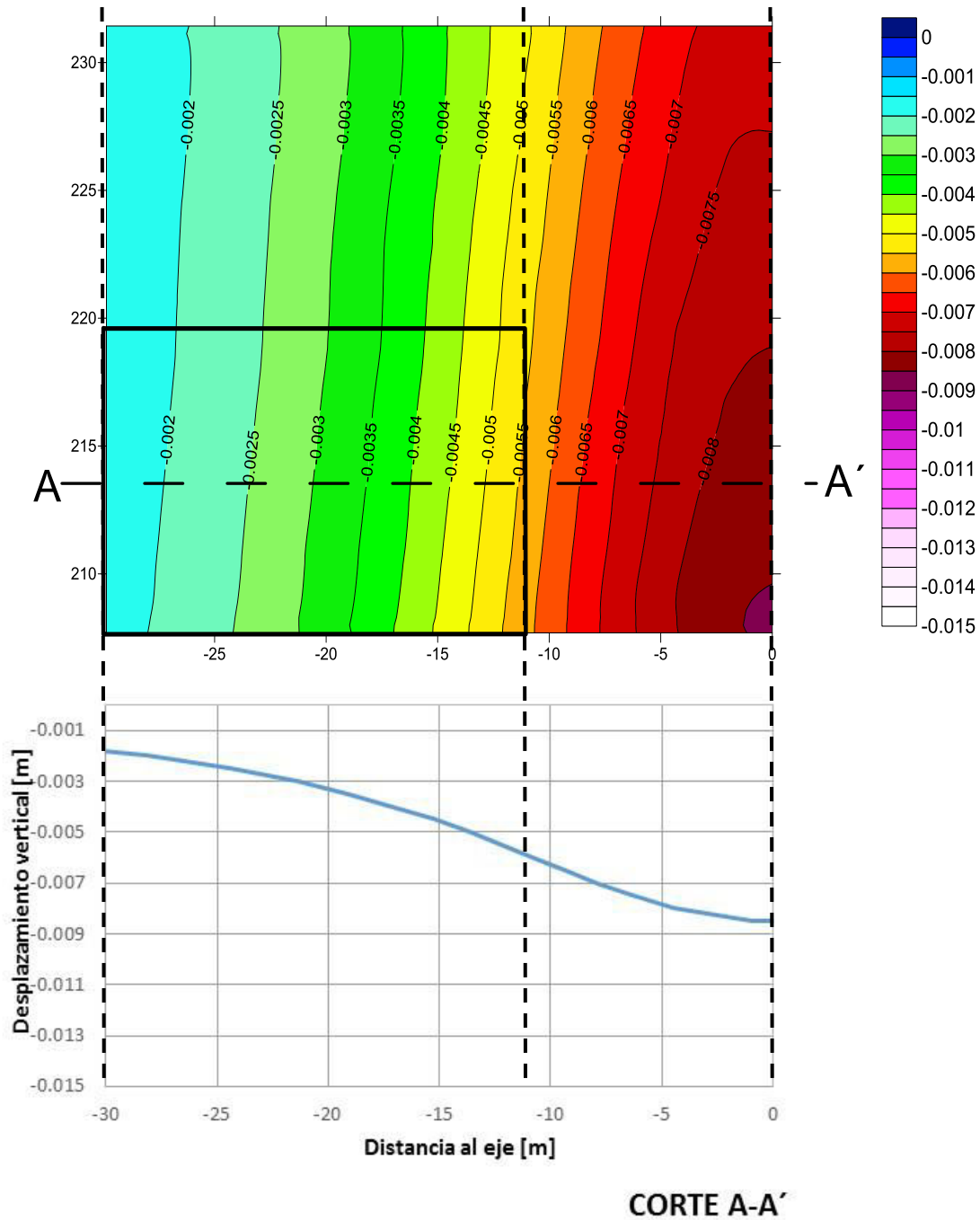


Figura 32. Asentamientos en la Catedral sin medidas de protección, en la sección A.

En la Figura 33 se muestran en forma detallada los asentamientos ubicados en la Sección B, mismos que en la zona de la fachada presentan valores alrededor de 7 mm, mientras que los valores de los asentamientos en la zona del eje del túnel se encuentran entre 9 y 10 mm.

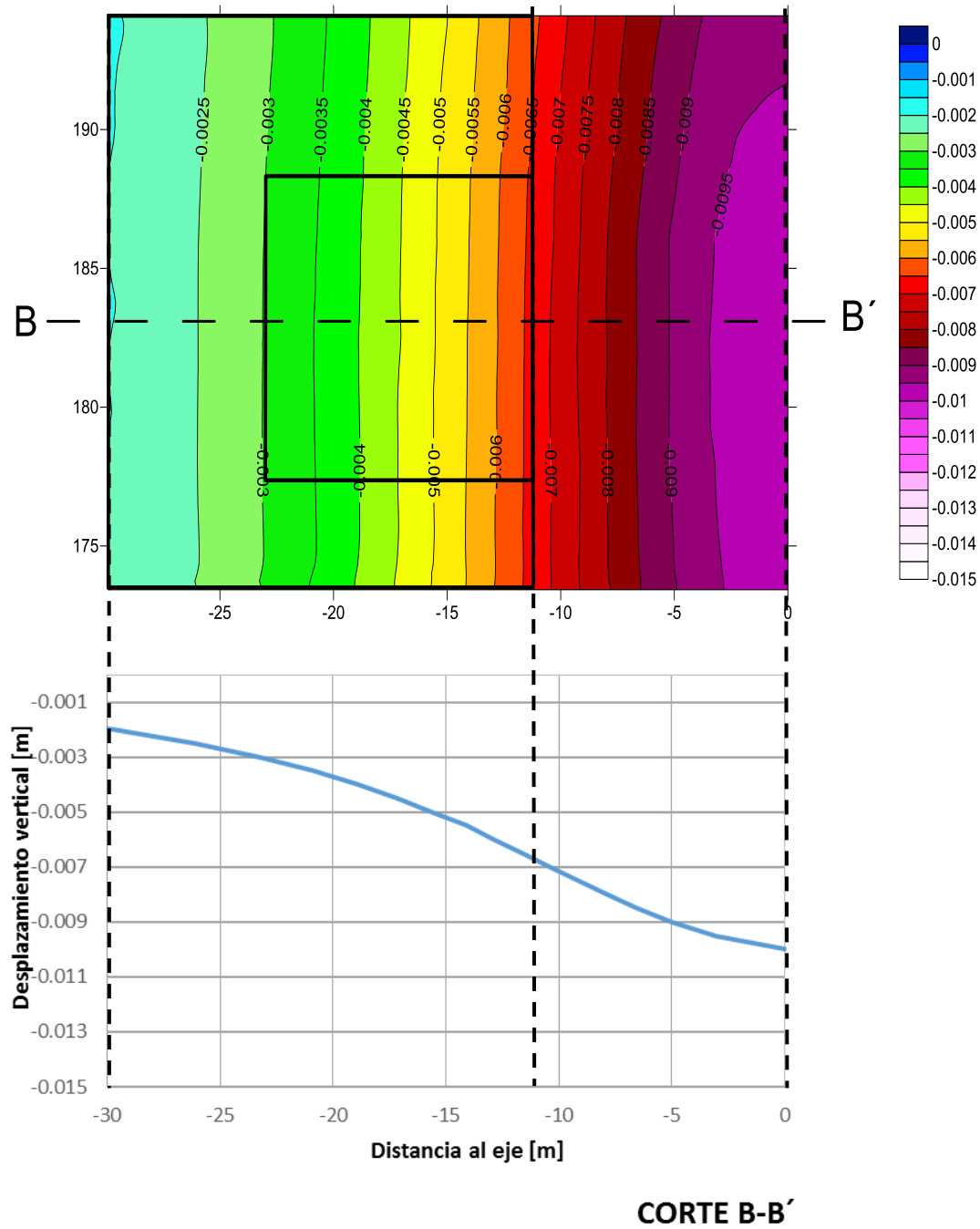


Figura 33. Asentamientos en la Catedral sin medidas de protección, en la sección B

La Figura 34 muestra en forma detallada los asentamientos ubicados en la Sección C, en esta sección existen valores similares a los de la Sección B, con valores alrededor de 7mm en el eje de la fachada, mientras que los valores de los asentamientos en la zona del eje alcanzan 1 cm.

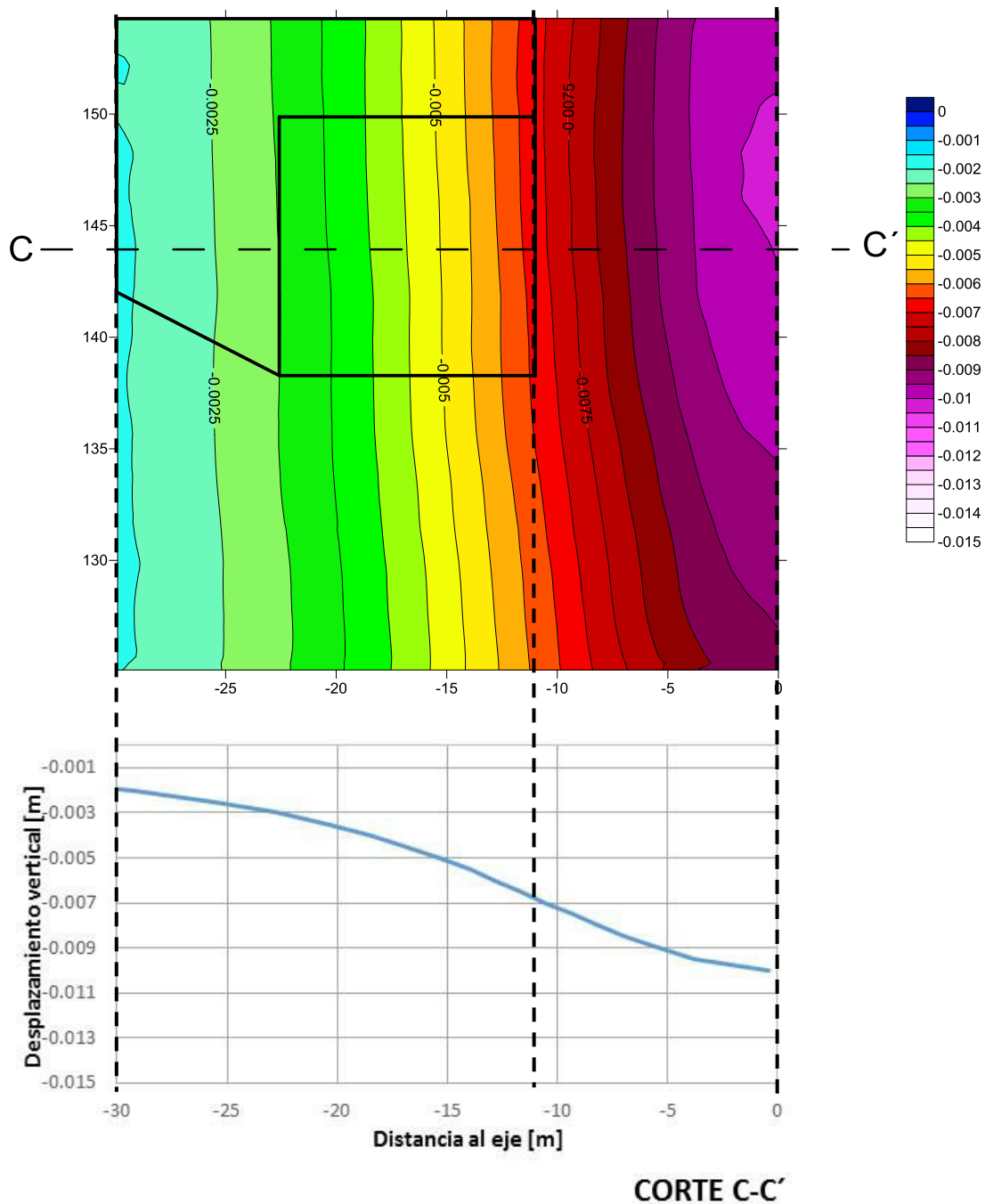


Figura 34. Asentamientos en la Catedral sin medidas de protección, en la sección C.

Con base en lo anterior, se concluye que la zona con mayor vulnerabilidad de la Catedral es la fachada paralela al túnel. A partir de aproximadamente 15 metros de distancia del eje del túnel en que la Catedral está prácticamente fuera de cualquier riesgo potencial.

### 4.3. Asentamientos verticales debidos a la instalación del muro diafragma

La Figura 35 muestra los asentamientos producidos por la construcción del muro diafragma, incluyendo las correcciones por condiciones de frontera. Los asentamientos se concentran en el eje del muro, a la altura de la zona central del modelo y disminuyen a medida que existe una mayor distancia al eje del muro. Debido a que el proceso de instalación de paneles involucra la contraposición de deformaciones, se presentan ligeras variaciones irregulares de los asentamientos en el eje del muro.

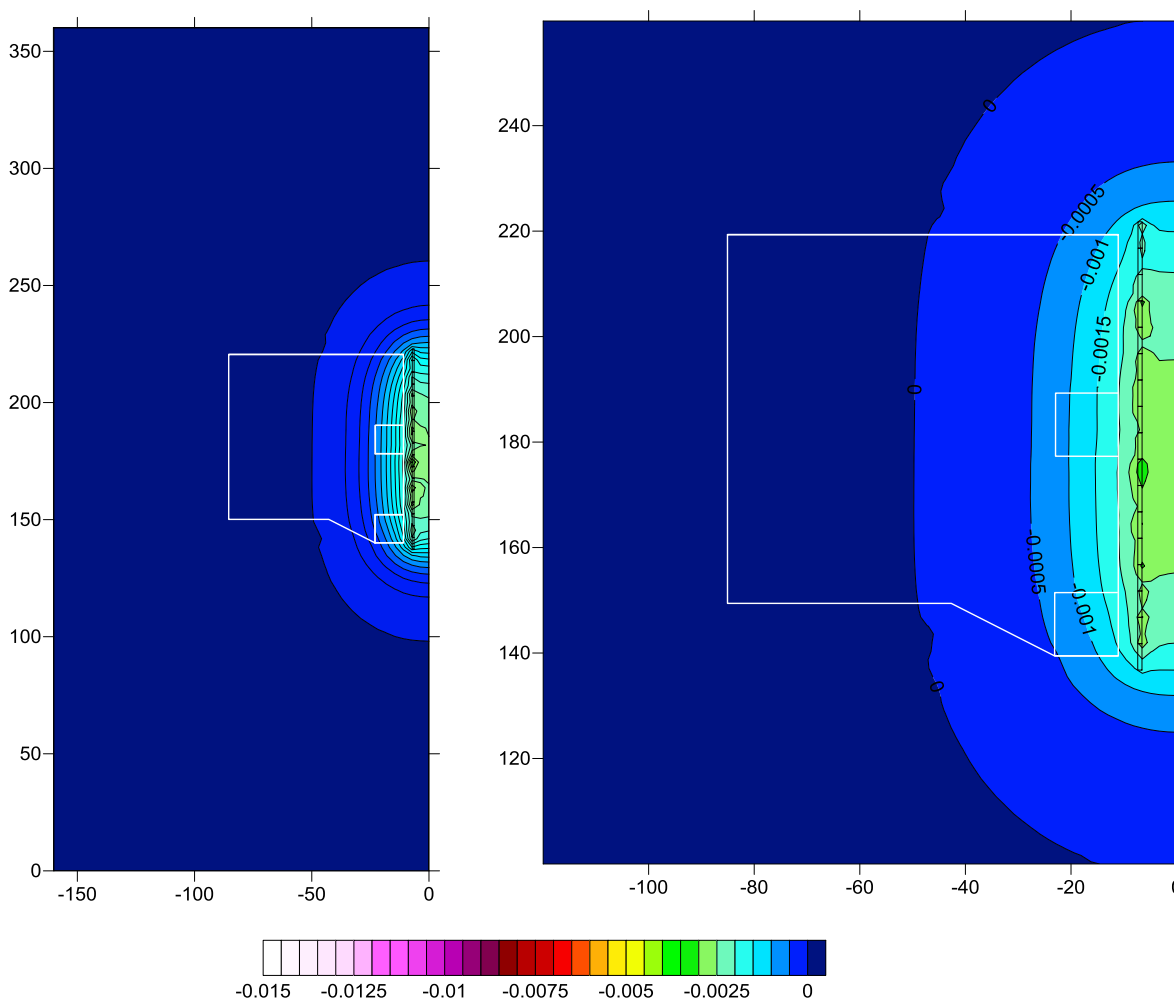


Figura 35. Desplazamientos verticales debidos a la instalación del muro diafragma de 0.8 m de ancho.

La Figura 36 presenta en forma detallada los asentamientos en la Sección A, con valores de 2 mm en el eje del muro, y en el eje de la fachada los asentamientos oscilan alrededor de 1.5 mm.

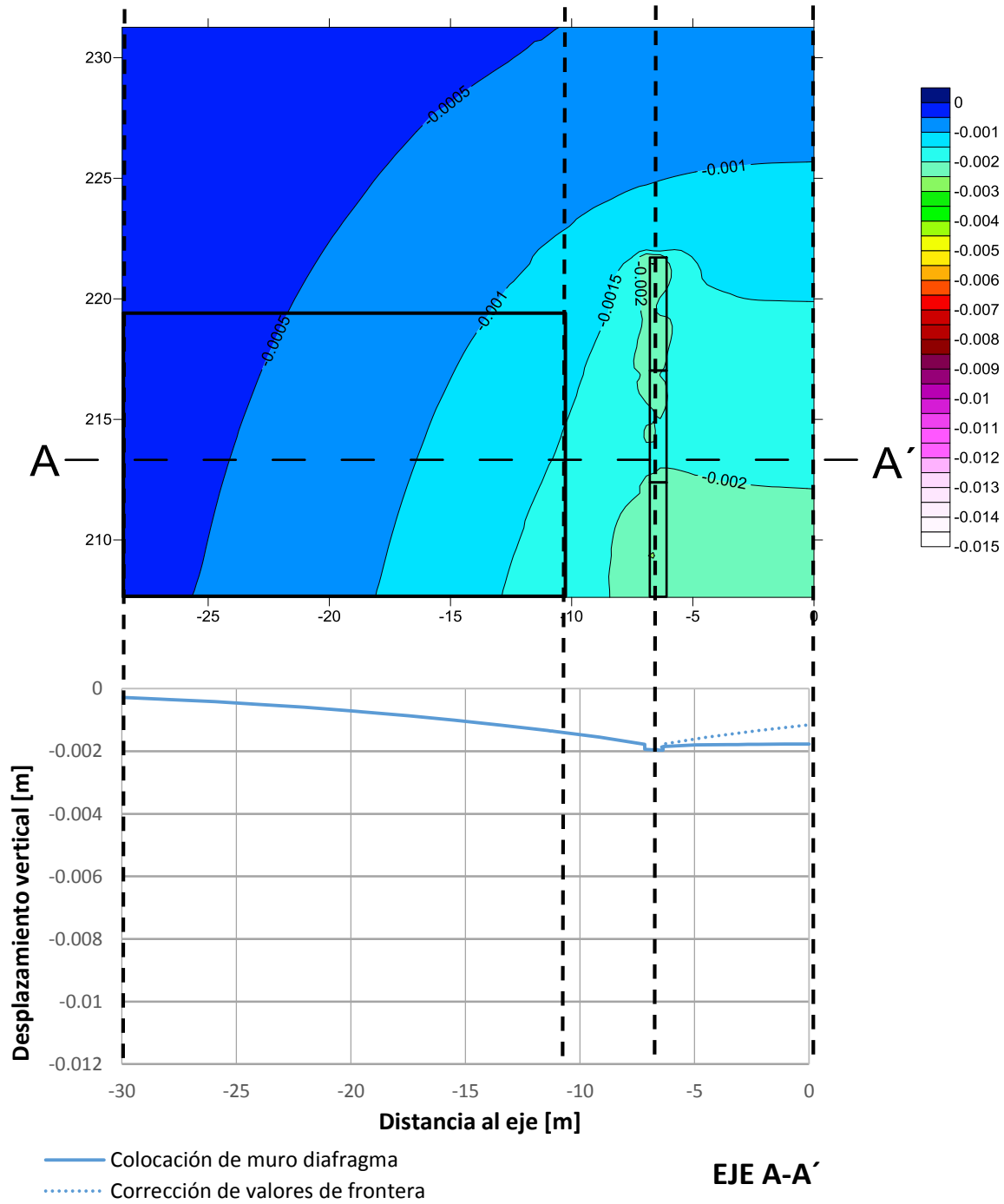


Figura 36. Desplazamientos verticales debidos a la construcción del muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección A

La Figura 37 presenta los asentamientos en la sección B, a lo largo del eje del oscilan alrededor de 3 mm. En ciertos puntos del eje del muro se presentan ligeras variaciones en los asentamientos de forma irregular, que alcanzan los 3.3 mm.

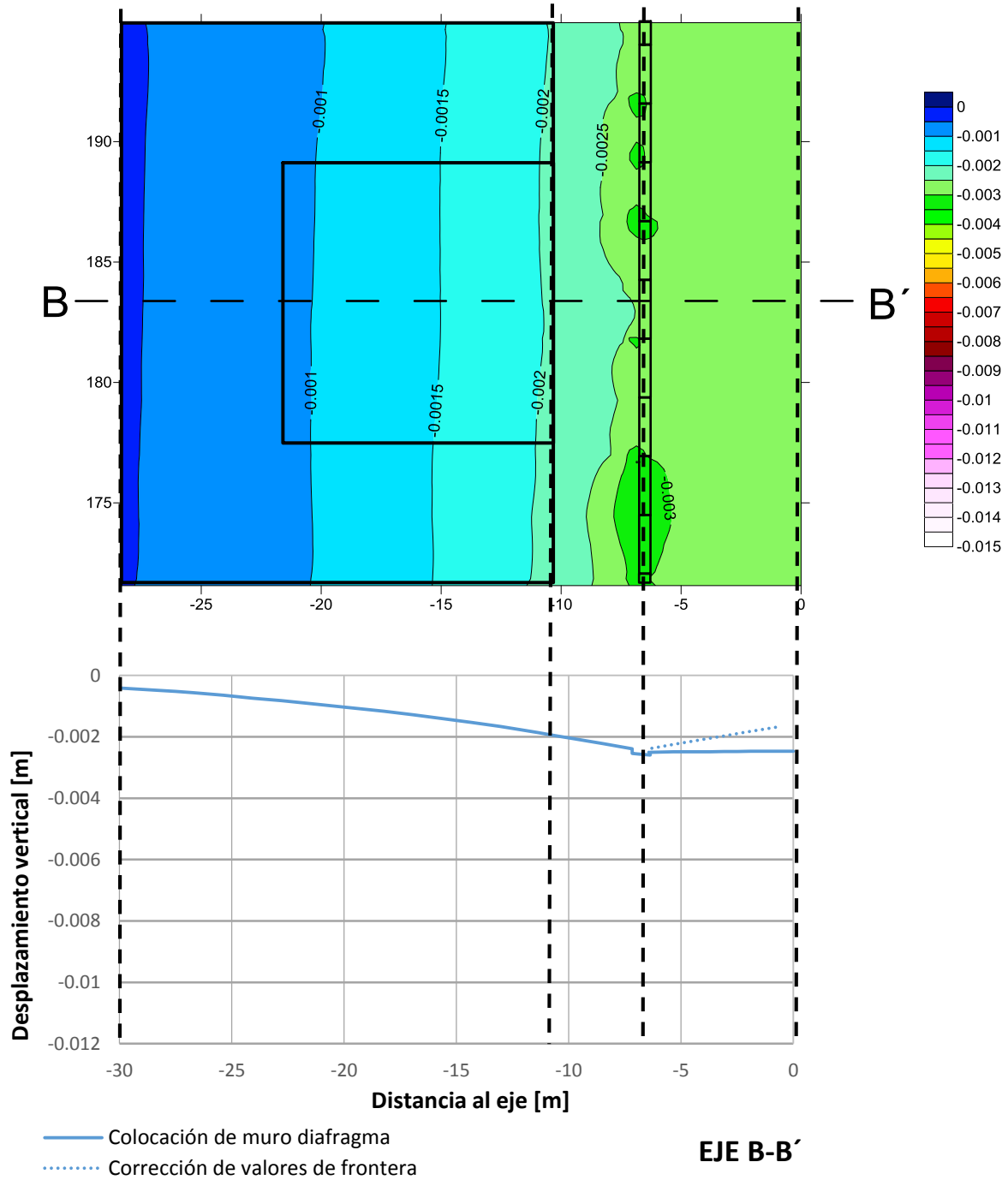


Figura 37. Desplazamientos verticales debidos a la construcción del muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección B.

La Figura 38 presenta los asentamientos en la Sección B, a lo largo del eje del muro oscilan alrededor de 2.5 mm y a la altura de la fachada los asentamientos son de 1.8 mm al centro de la torre norte.

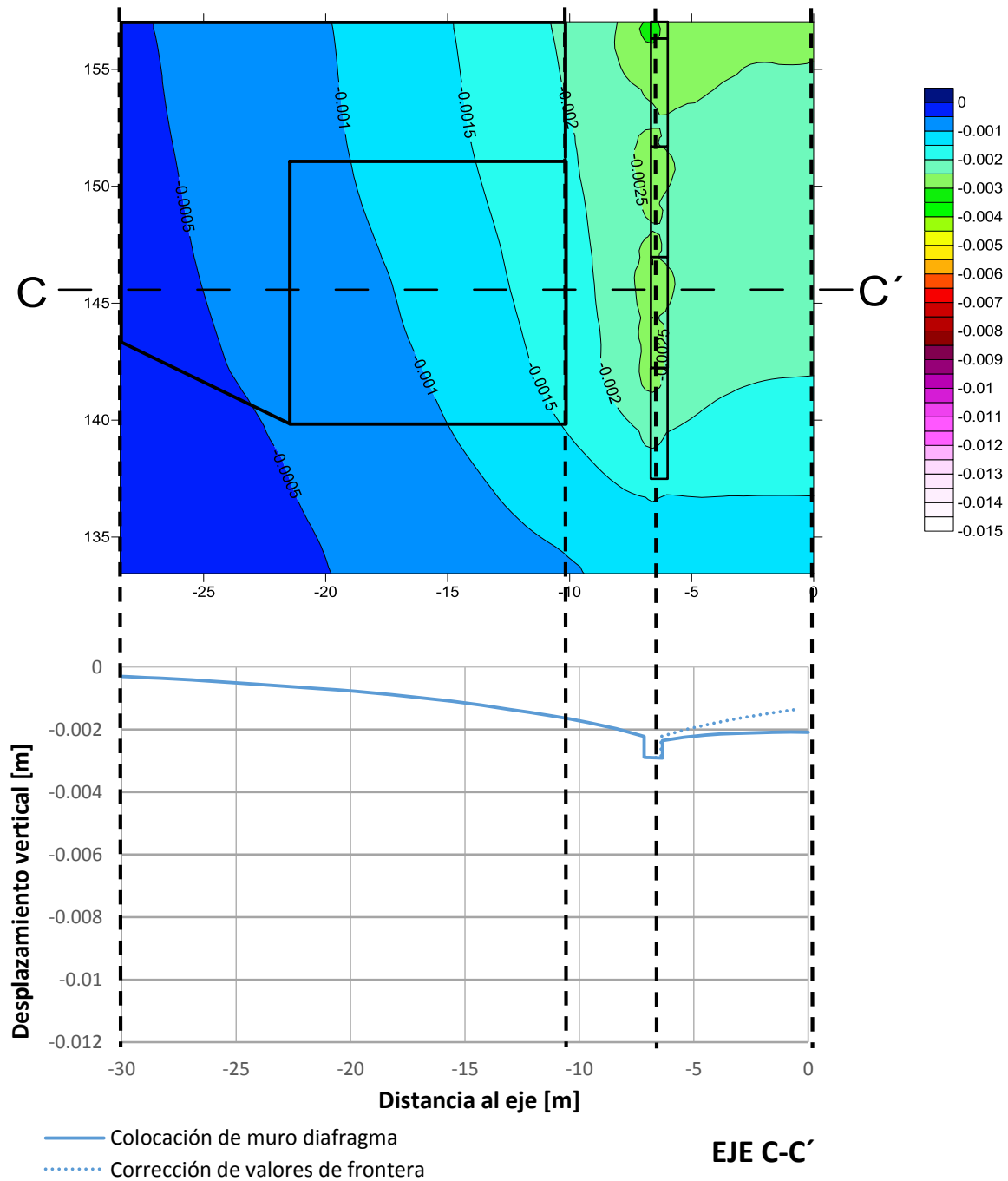


Figura 38. Desplazamientos verticales debidos a la construcción del muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección C.



#### 4.4. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel, con muro diafragma

La Figura 39 muestra claramente la localización del muro diafragma pues existe un cambio notorio en la tendencia de los asentamientos. A lo largo del eje del muro existen fluctuaciones en los asentamientos (figuras 40, 41 y 42), debidas posiblemente a las deformaciones irregulares originadas en la instalación del muro.

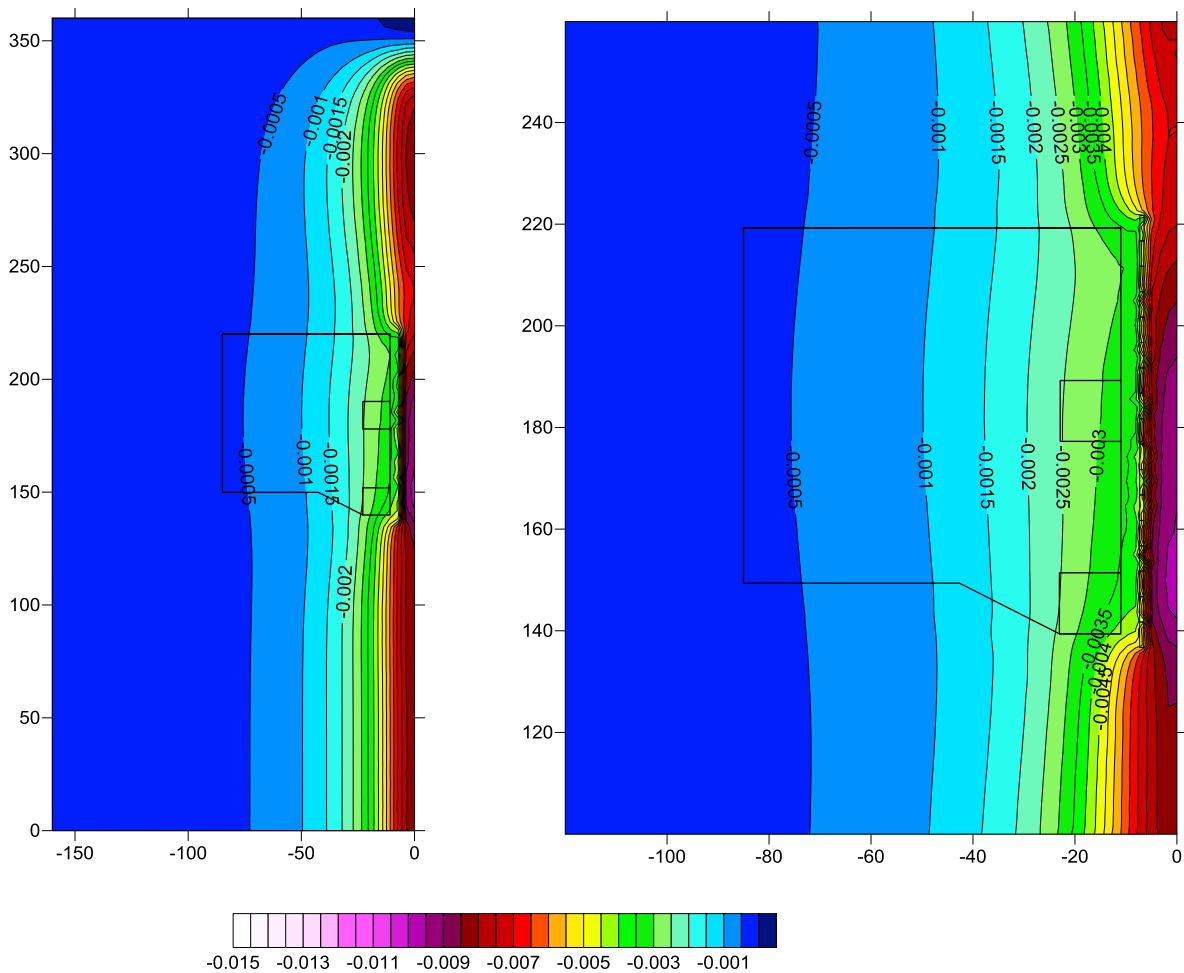


Figura 39. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho.

La Figura 40 presenta los asentamientos en la Sección A, en el eje del muro estos varían entre 6 y 4 mm, en la fachada de la Catedral los asentamientos alcanzan los 3 mm.

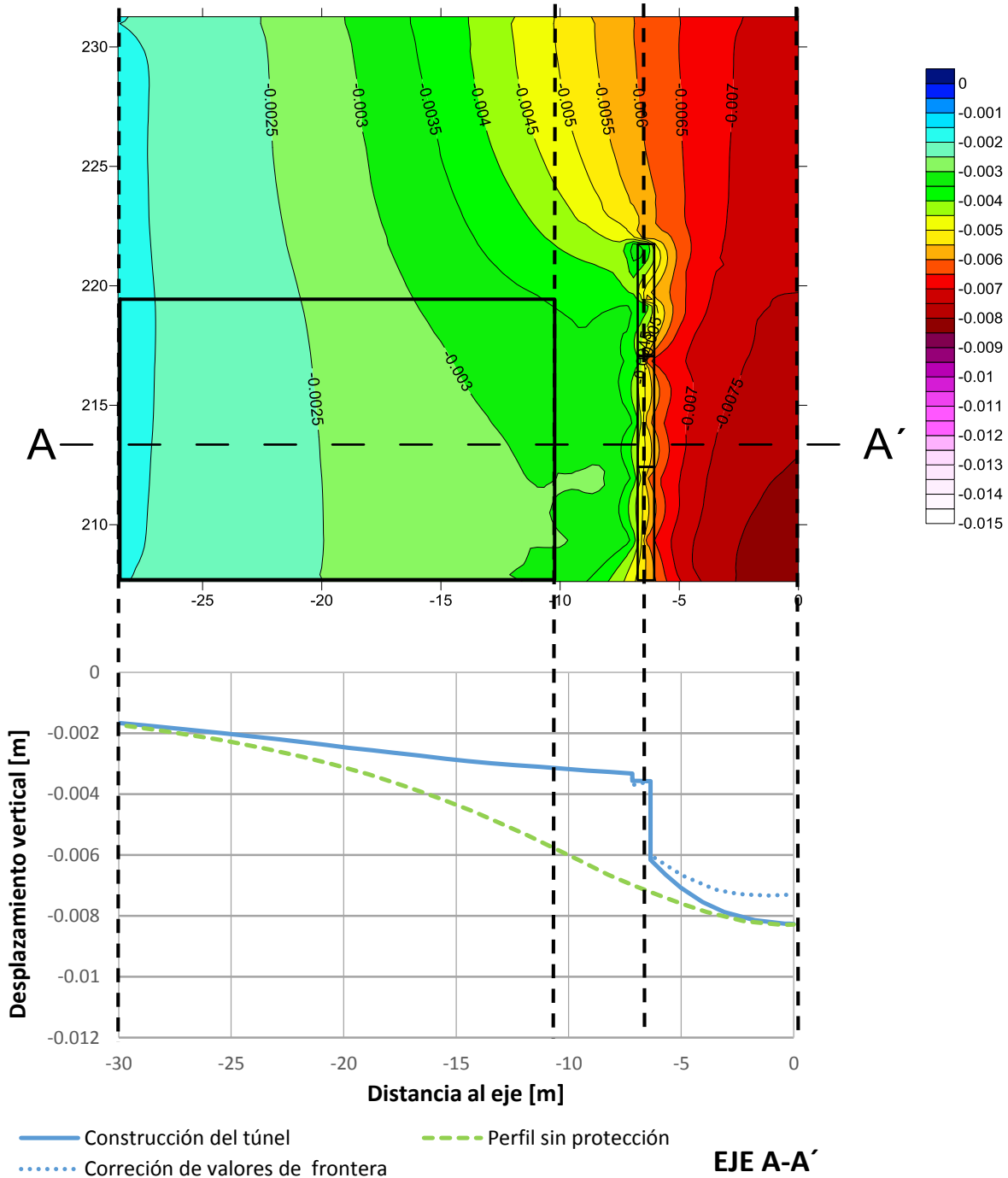


Figura 40. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección A.

La sección B (Figura 41), a lo largo del eje del túnel existen asentamientos máximos de 7 mm y mínimos de 5 mm, dentro de la envolvente geométrica del muro. En la fachada de la Catedral los asentamientos oscilan entre 3 y 3.3 mm.

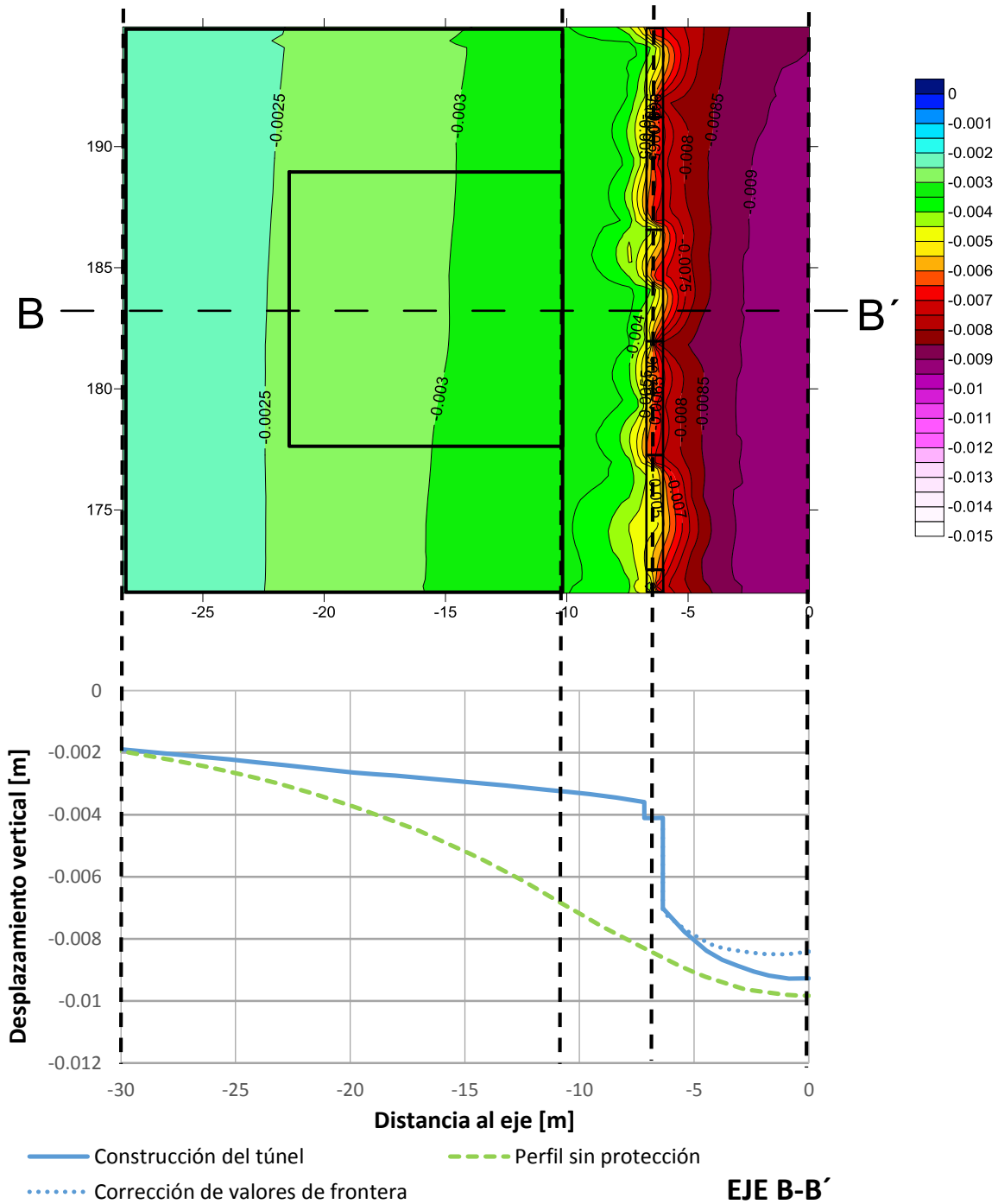


Figura 41. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección B.

En la sección C (Figura 42), existen asentamientos mínimos de 4.7 mm y máximos de 8 mm en la envolvente geométrica del muro. En la fachada los asentamientos rondan en

promedio alrededor de 3.7 mm, siendo que los asentamientos máximos se localizan en la esquina de la Torre Norte con un valor aproximado de 4.2 mm.

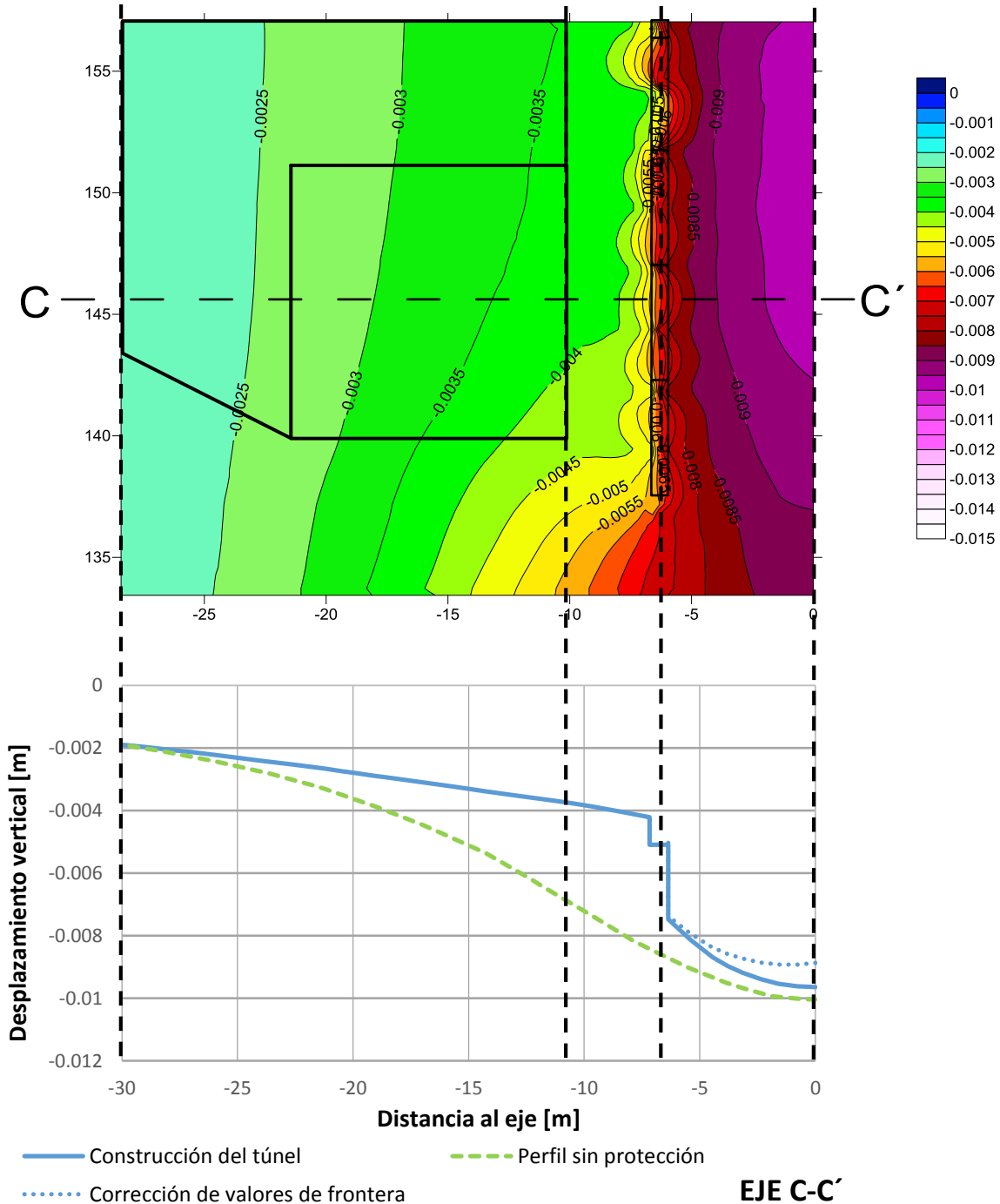


Figura 42. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con muro diafragma de 0.8 m de ancho en la sección C.

## 4.5. Asentamientos verticales debido a la instalación de pilas contiguas

La Figura 43 muestra la localización correspondiente al área de la Catedral de las secciones A, B y C, en donde se muestran los asentamientos debidos a la construcción de pilas, incluyendo las correcciones por condiciones de frontera. Los asentamientos oscilan alrededor de 2 mm en el eje de las pilas y a nivel de la fachada oscilan entre 1.5 y 2 mm.

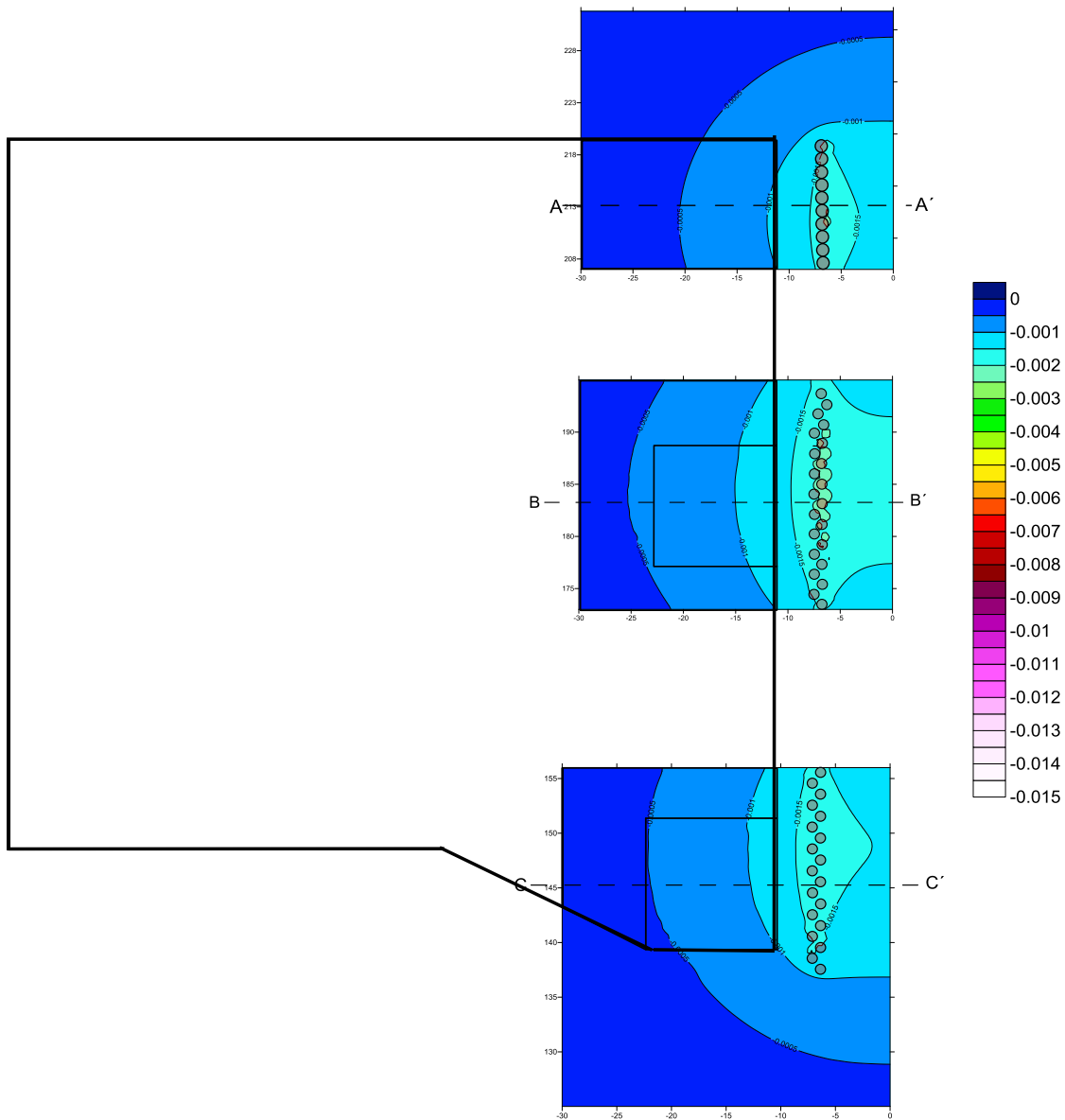


Figura 43. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas.

En las figuras 44, 45 y 46 se presentan en forma detallada a los asentamientos debidos a la construcción de las pilas.

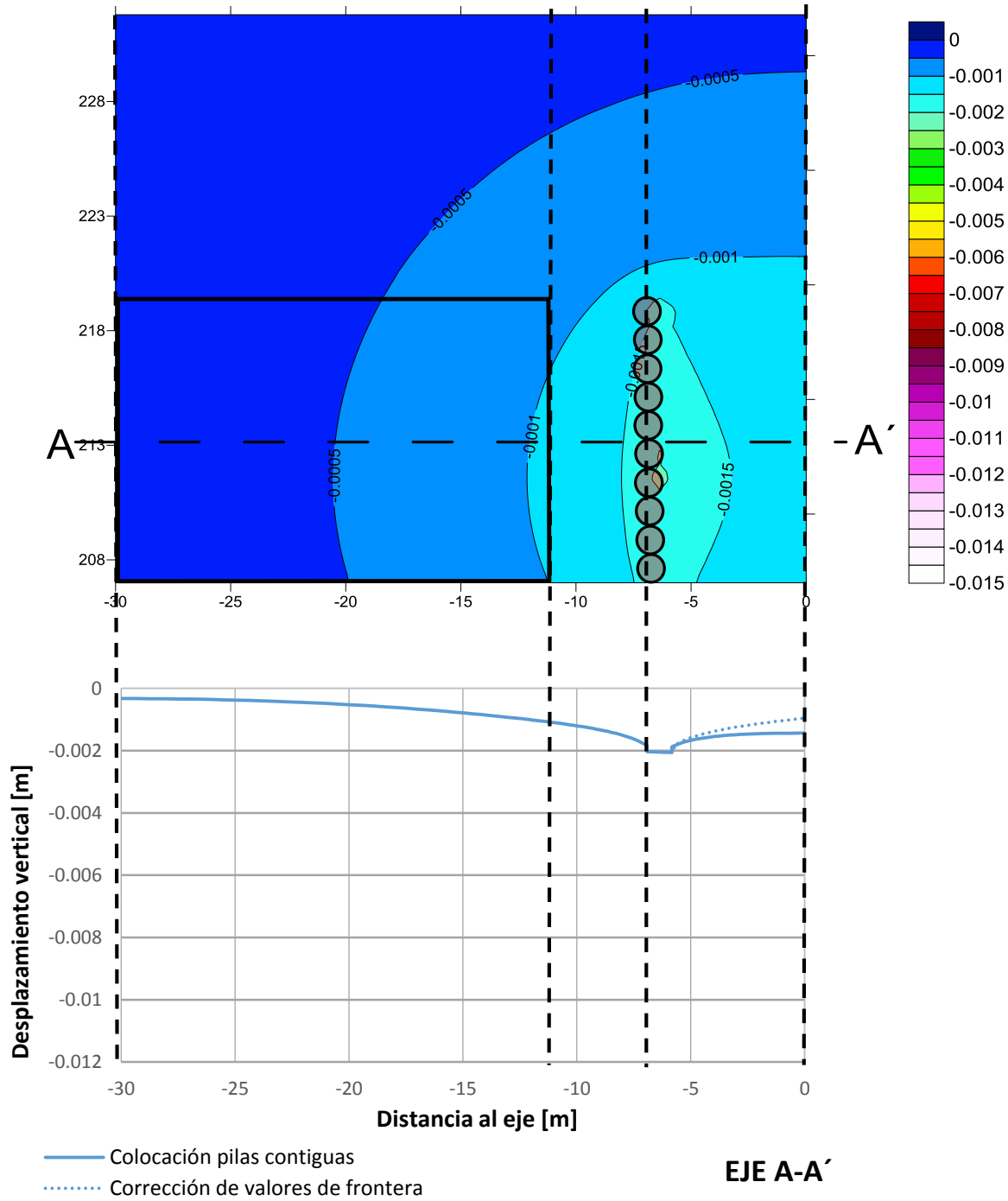


Figura 44. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas en la sección A.

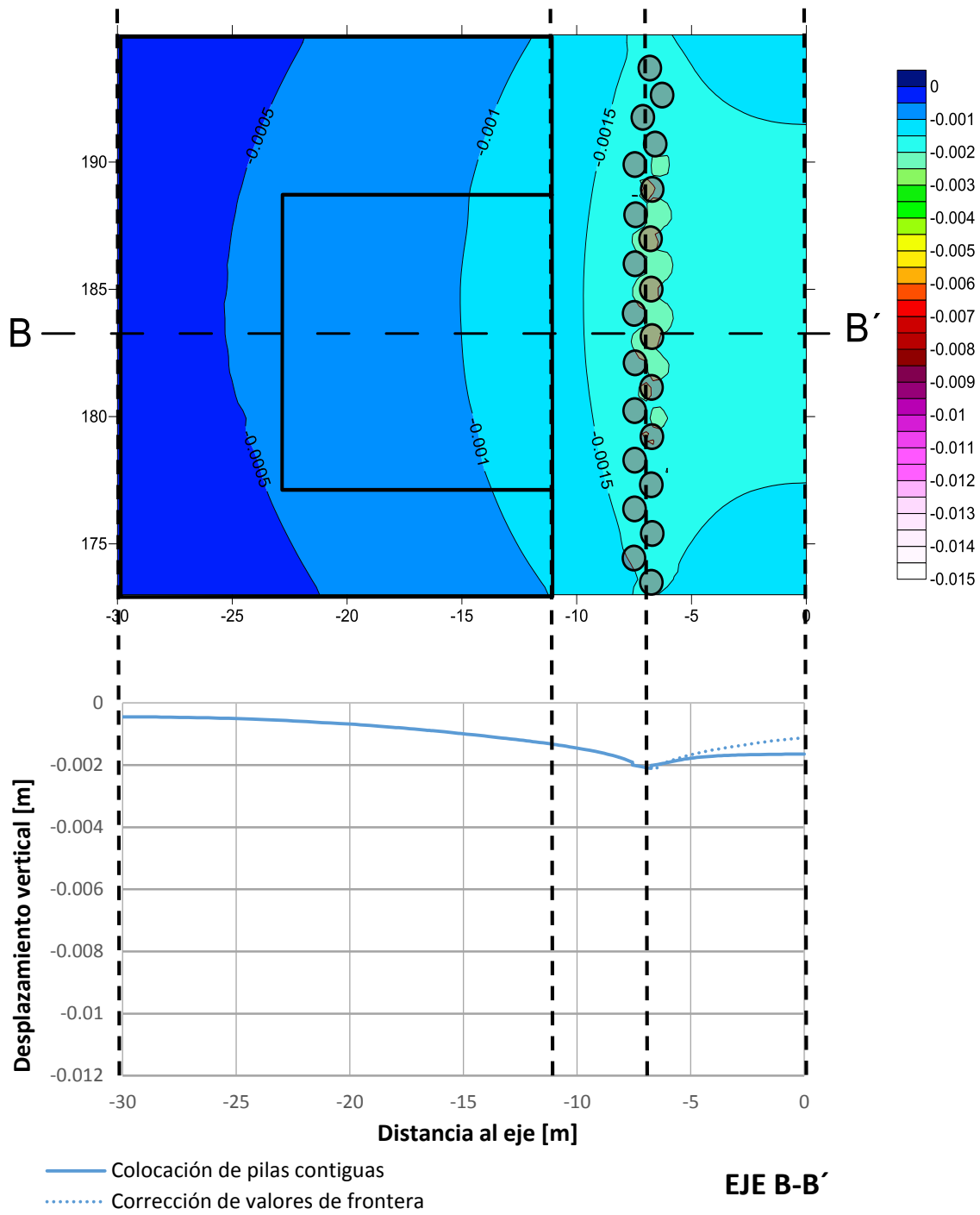


Figura 45. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas en la sección B.



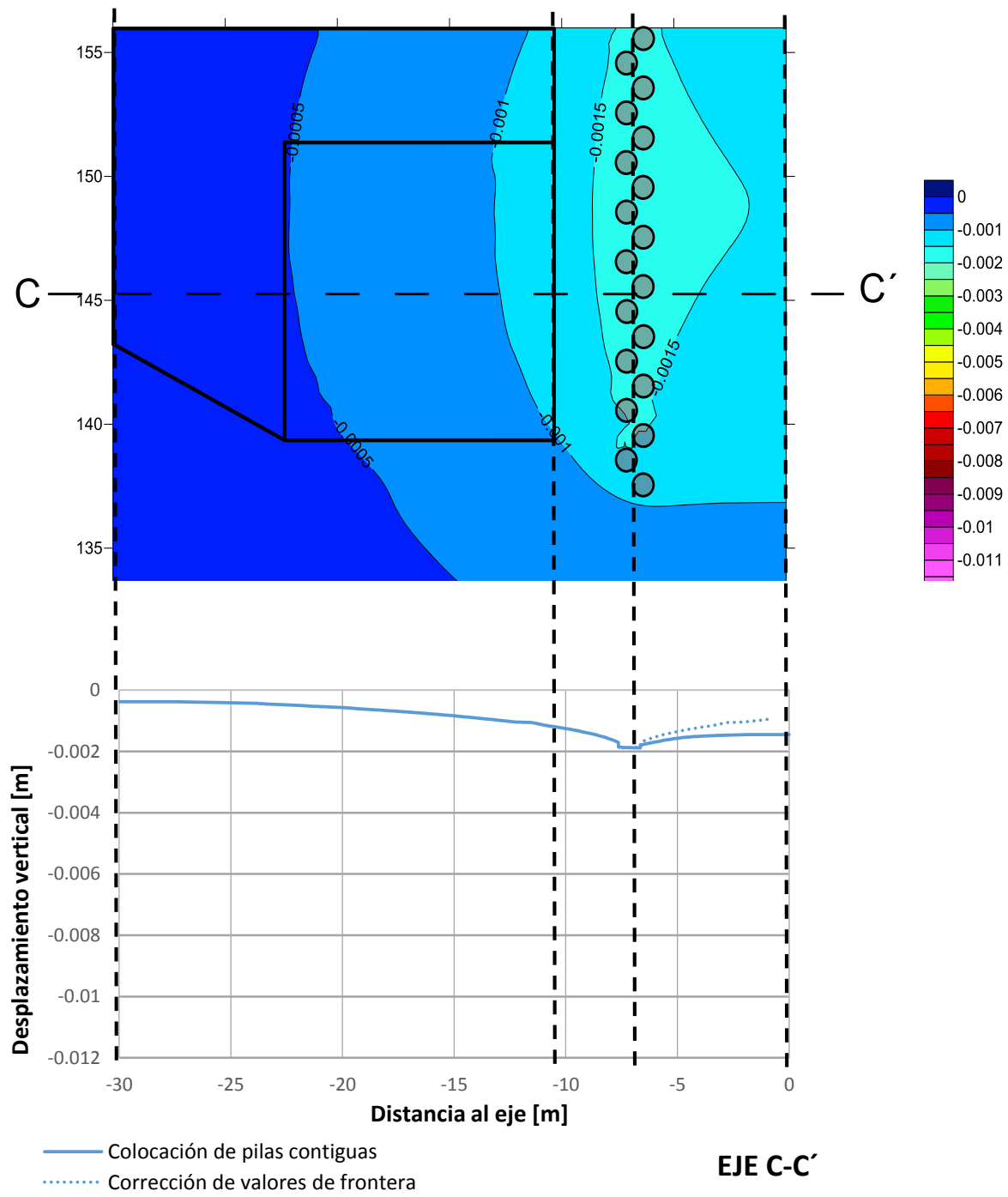


Figura 46. Asentamientos verticales debidos a la instalación de pilas en la sección C.

## 4.6. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel, con pilas contiguas

La Figura 47 muestra la localización correspondiente al área de la Catedral de las secciones A, B y C, en ellas se muestran los asentamientos después de la construcción del túnel.

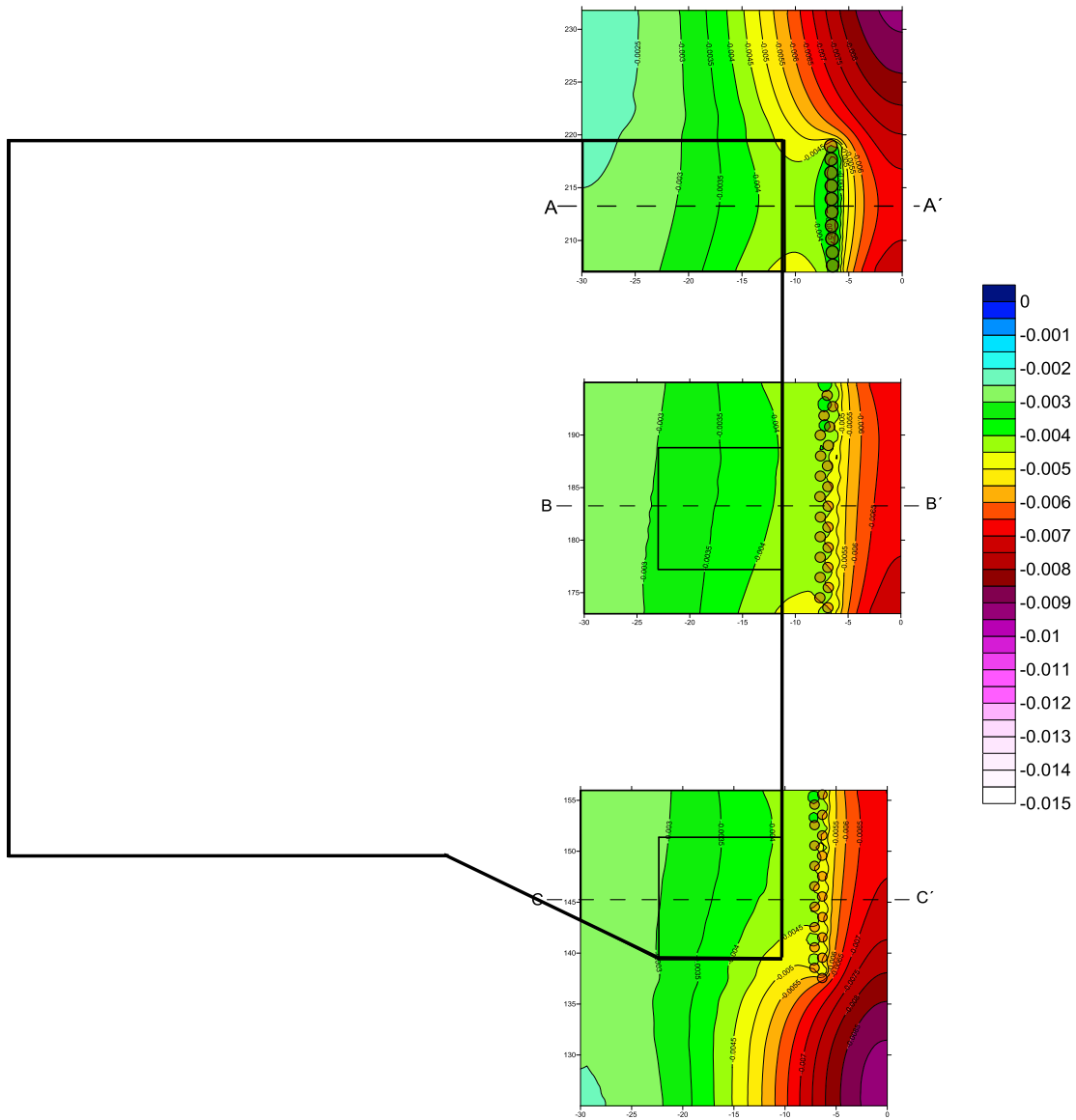


Figura 47. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas.

En la Figura 48 se presentan los asentamientos en la Sección A, en el eje a lo largo de la fachada de la Catedral, estos tienen una magnitud alrededor de 4 mm.

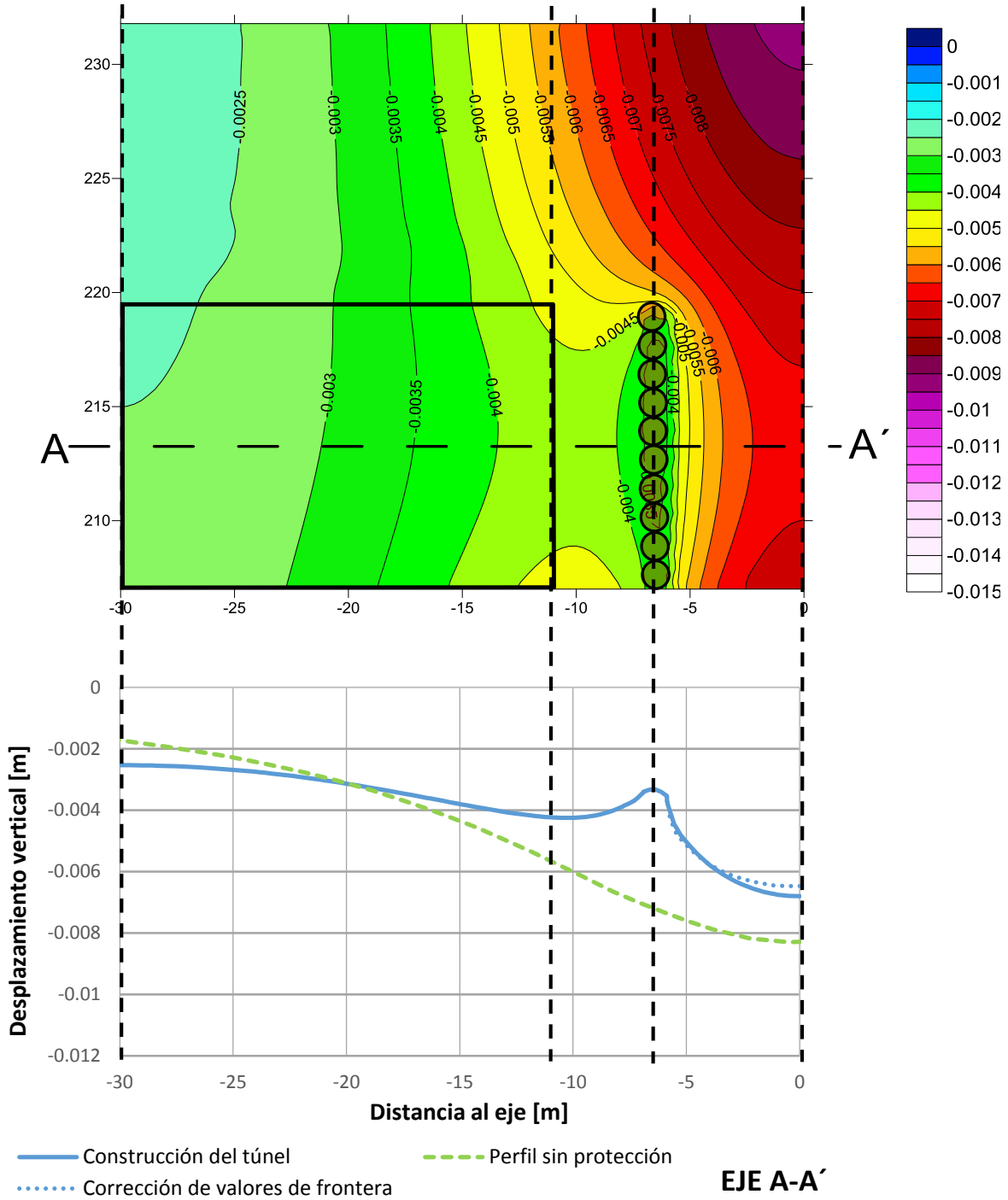


Figura 48. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas, en la sección A.

La Figura 49 muestra los asentamientos después de la construcción del túnel. En el eje a lo largo de la fachada se tienen asentamientos de alrededor de 4 mm.

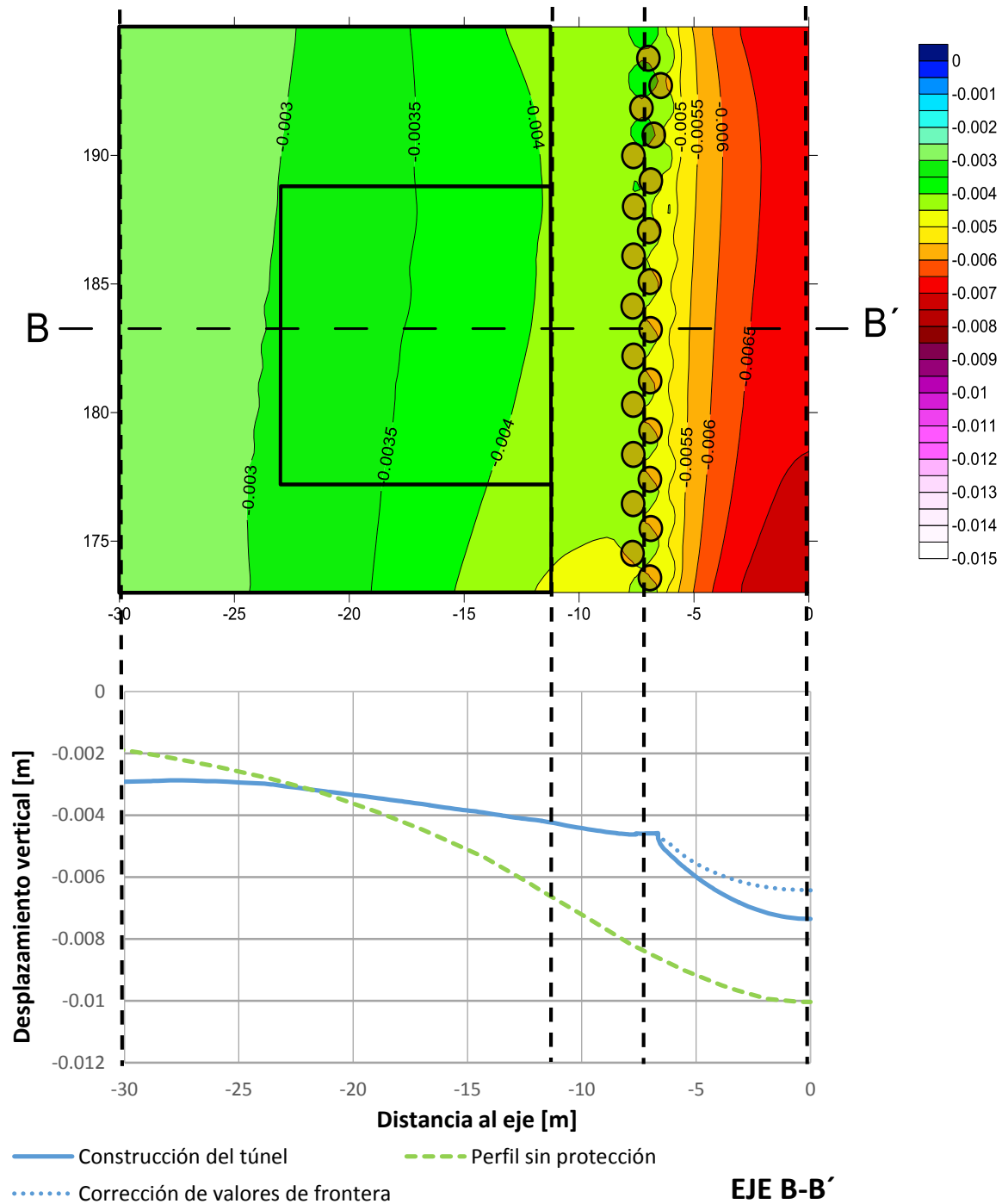


Figura 49. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas, en la sección B.

La Figura 50 presenta los asentamientos después de la construcción del túnel en la Sección C. A lo largo del eje de la fachada, los asentamientos oscilan entre 4 y 4.7 mm, para los valores máximos y mínimos respectivamente.

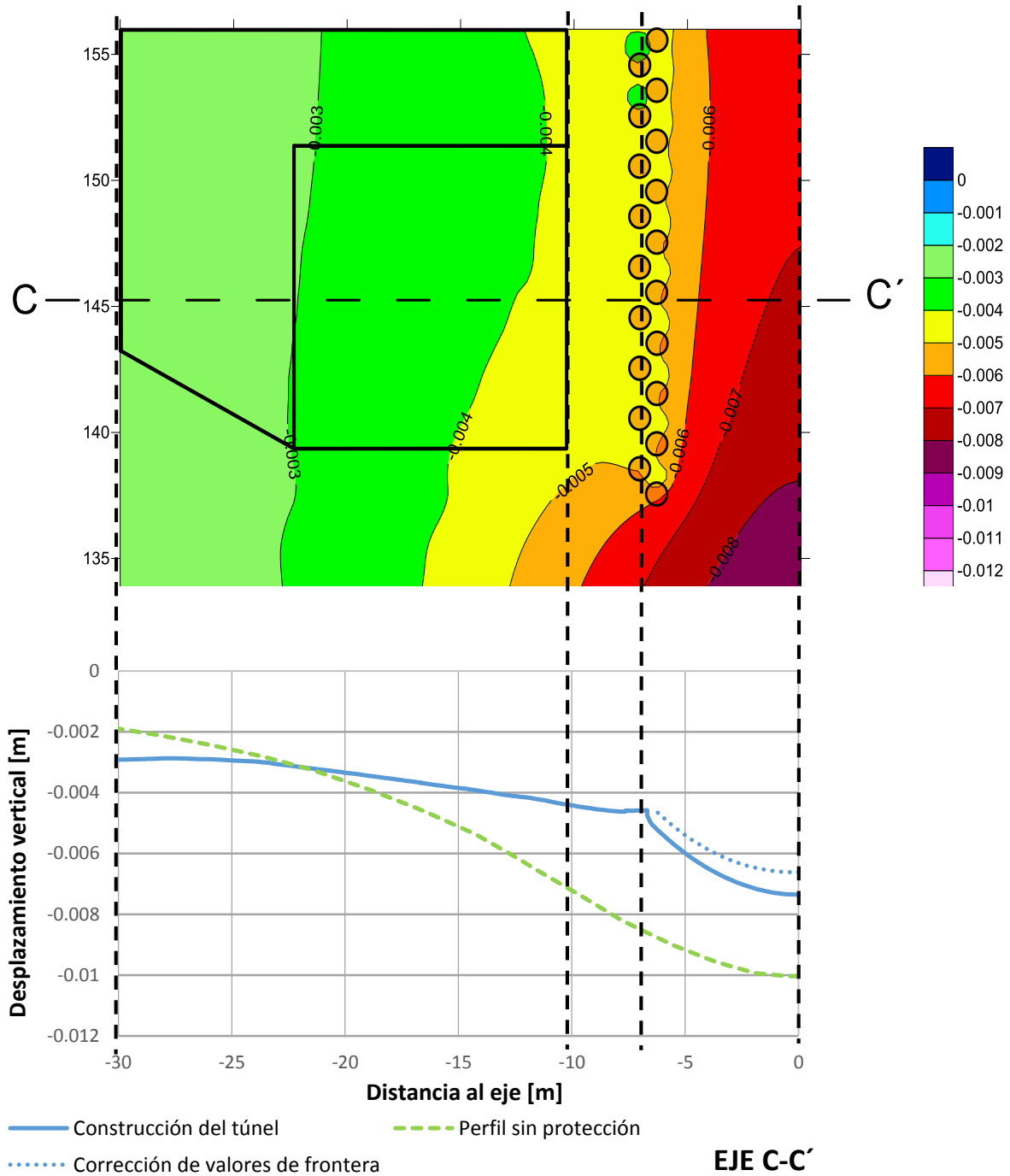


Figura 50. Asentamientos verticales debidos a la instalación del túnel con pilas contiguas, en la sección C.

## 4.7. Comparativa de medidas de protección

A continuación se muestra la comparativa de los resultados obtenidos en las etapas de instalación de elementos de retención (Figuras 51, 52 y 53) y en la etapa de construcción del túnel, corregidos por las condiciones de frontera y añadiendo la comparativa de los asentamientos sin medidas de protección (Figuras 54, 55 y 56).

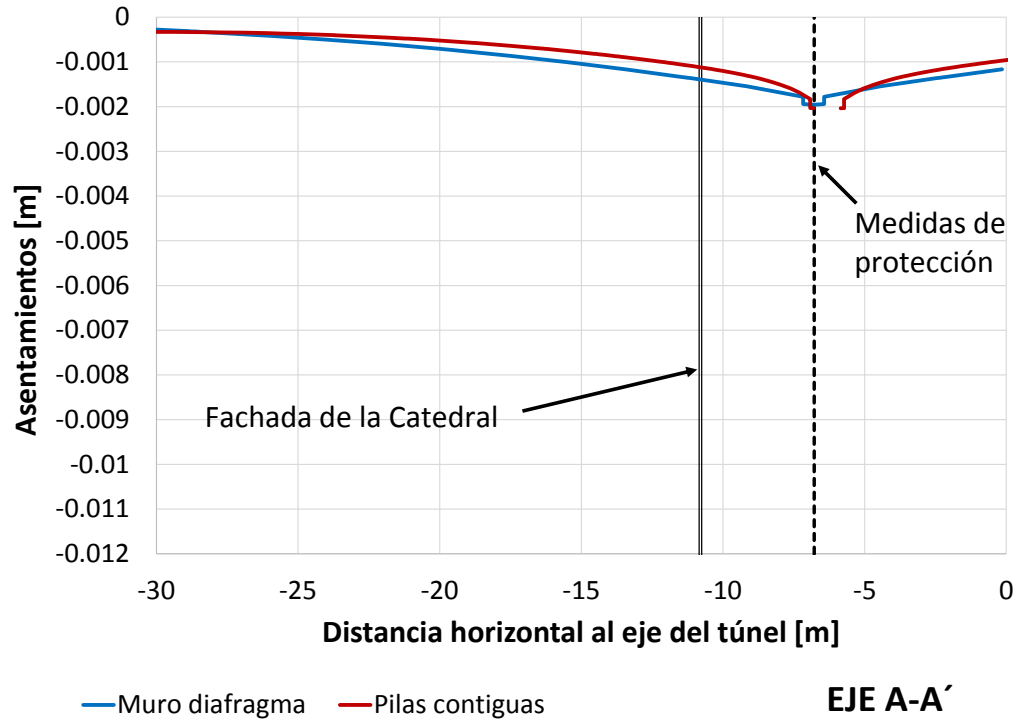


Figura 51. Comparativa de asentamientos verticales debidos a la instalación de elementos de retención en el Corte A-A'.

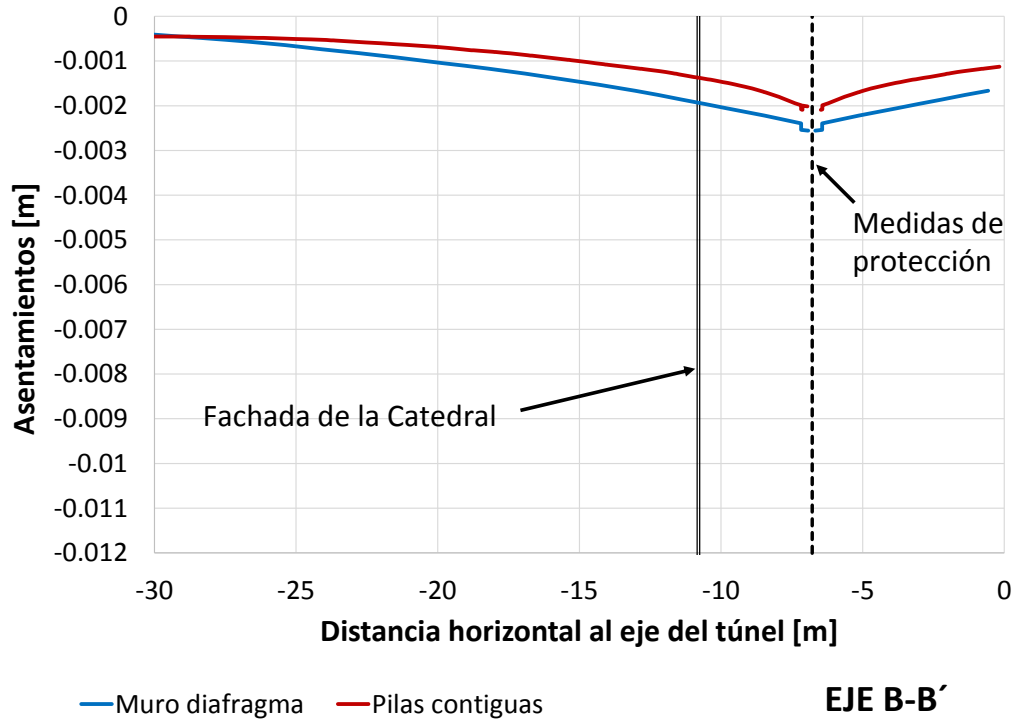


Figura 52. Comparativa de asentamientos verticales debidos a la instalación de elementos de retención en el Corte B-B'.

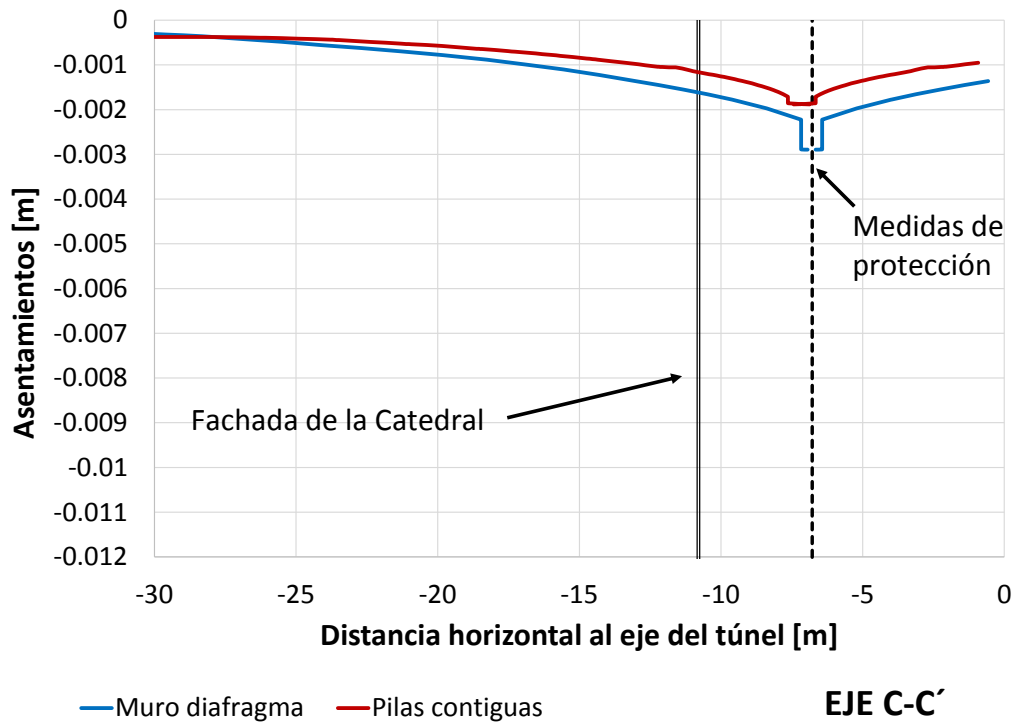


Figura 53. Comparativa de asentamientos verticales debidos a la instalación de elementos de retención en el Corte C-C'.

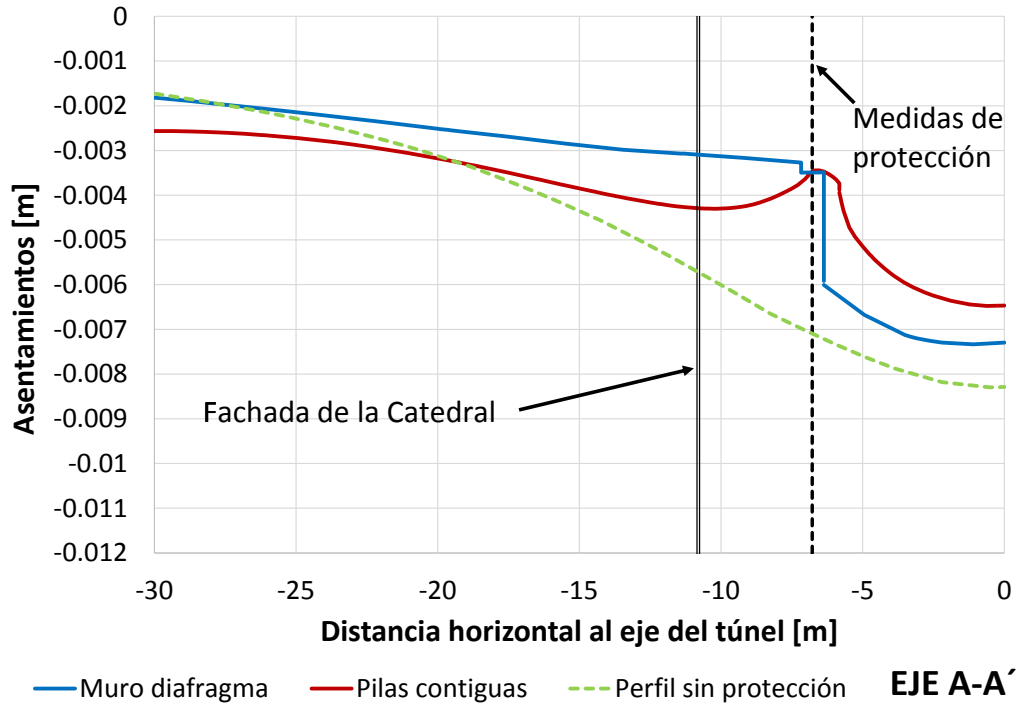


Figura 54. Asentamientos verticales en el Corte A-A', posteriores a la construcción del túnel.

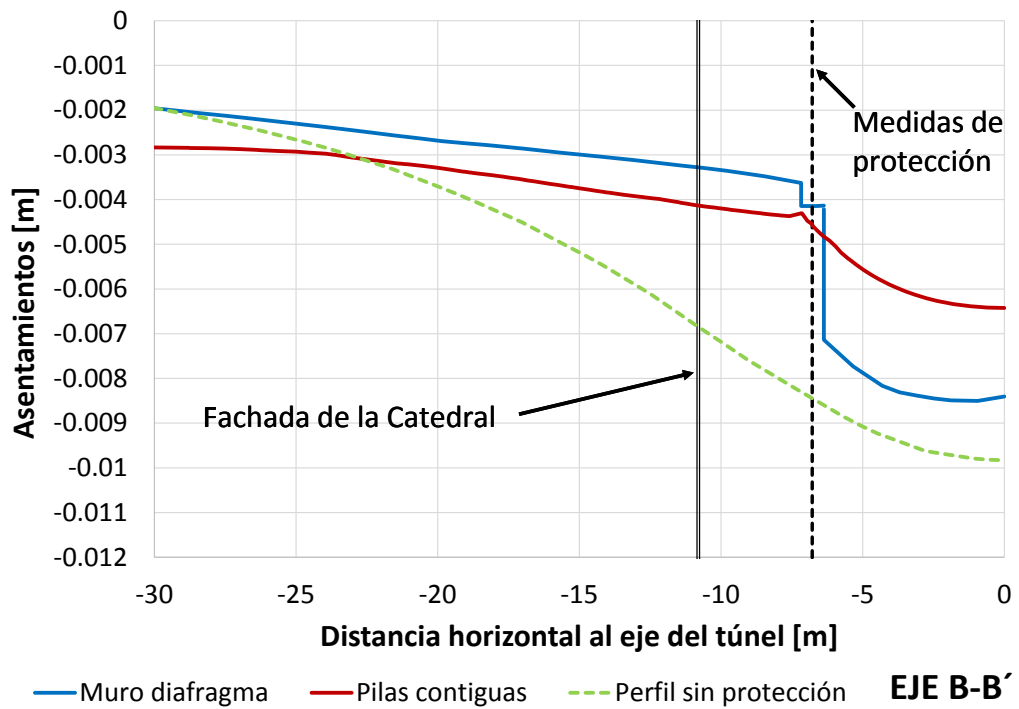


Figura 55. Asentamientos verticales en el Corte B-B', posteriores a la construcción del túnel.



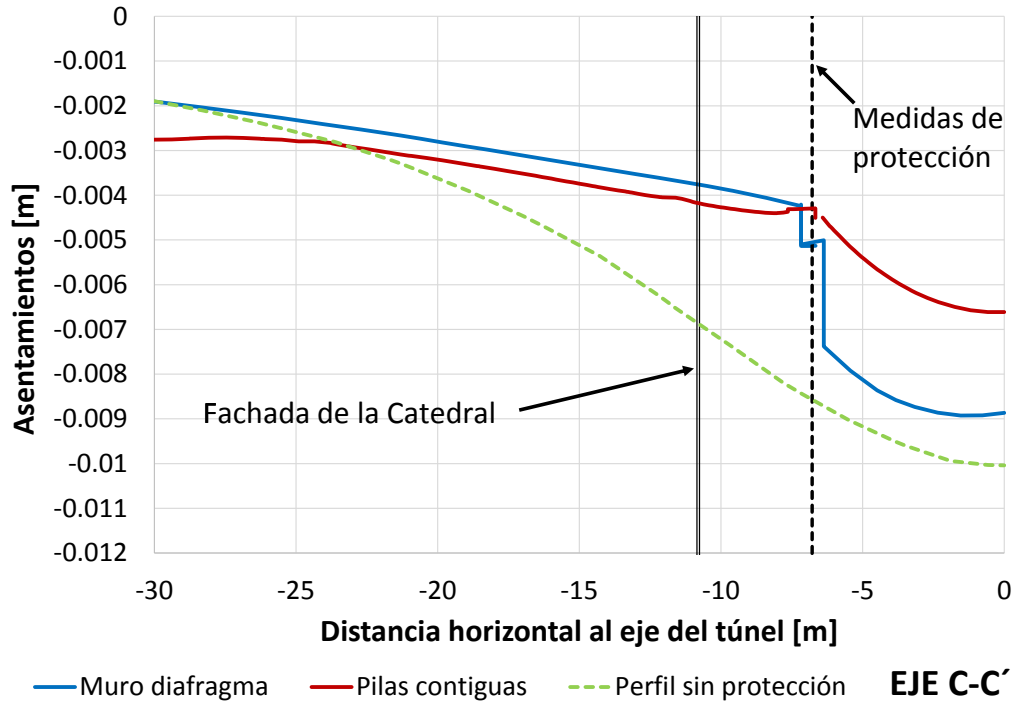


Figura 56. Asentamientos verticales en el Corte C-C', posteriores a la construcción del túnel.

Para dar una idea concisa de la efectividad de las medidas de protección frente a las deformaciones del terreno, se recurrió al parámetro de eficiencia  $\eta^V$ , propuesto por E. Bilotta (2004), definido como:

$$\eta^V = \frac{S_{ref} - S_{bw}}{S_{ref}} \quad (9)$$

Donde:

$S_{ref}$  Es el asentamiento superficial en el modelo sin medidas de protección, a una distancia  $d$  del eje del túnel.

$S_{bw}$  Es el asentamiento superficial del suelo inmediatamente más allá de la barrera de protección

En la Tabla 13 se muestra que la medida de retención con mayor eficiencia la tiene el muro diafragma. Debido a la gran variación de la eficiencia en la protección de la generación de subsidencias del Tramo A con el resto de los tramos, Tramo B y Tramo C. Se observa que el arreglo de pilas correspondiente al tramo A (Detalle-1), presenta una menor eficiencia que el correspondiente a los tramos B y C (Detalle-2), dicha tendencia puede observarse en la Figura 54.

Tabla 13. Eficiencia de las medidas de las medidas de protección

Tramo	Pilas	Muro diafragma
	[%]	[%]
Tramo A	24.46	46.43
Tramo B	37.50	52.94
Tramo C	40.60	48.64

Con base en los ejes de análisis (Corte A-A', Corte B-B' y Corte C-C') se obtuvieron los asentamientos diferenciales en la zona de la Catedral, a partir de la fachada (Tabla 14).

Tabla 14. Distorsión angular en ejes de análisis

Perfil	Condición	$\Delta$	$\Delta/L$	Distorsión angular [%]
Corte A-A'	Sin medida de protección	0.00394	0.000205	0.020531
	Pilas contiguas	0.00170	8.8854E-05	0.008885
	Muro Diafragma	0.00138	7.2083E-05	0.007208
Corte B-B'	Sin medida de protección	0.00484	0.000252	0.025229
	Pilas contiguas	0.00126	6.6094E-05	0.006609
	Muro Diafragma	0.00126	6.5938E-05	0.006593
Corte C-C'	Sin medida de protección	0.00547	0.000284	0.028489
	Pilas contiguas	0.00133	6.9479E-05	0.006947
	Muro Diafragma	0.00181	9.4271E-05	0.009427

Los asentamientos diferenciales obtenidos, traducidos en distorsión angular, están dentro de los límites permisibles, menores a 1/2000.

## 4.8. Análisis de resultados

En los resultados se deduce que el peso de un elemento en la superficie (Figura 32), aledaño a un túnel subterráneo, influye en la magnitud de las deformaciones producidas por la construcción del túnel. Se observa que los mayores asentamientos son en las zonas de las torres, representadas en los cortes B-B' y C-C' (Figuras 33 y 34), mismas que tienen un peso mayor que el resto de la Catedral. Dichos asentamientos son mayores a los límites permisibles fijados en 6 milímetros, por lo que es necesario implementar medidas de protección.

La implementación de las medidas de protección reduce los asentamientos producidos por la construcción del túnel e implica una discontinuidad en la tendencia de las deformaciones, reduciendo drásticamente los asentamientos en el lado de la Catedral.

La instalación de elementos de retención tiene un efecto de subsidencias, en donde la instalación del muro diafragma implica una mayor deformación vertical respecto de las pilas contiguas, sin embargo este tiene una eficiencia protectora mayor.

Lo anterior demuestra que aunque la instalación de elementos de retención ocasionará subsidencias en la superficie del terreno, los asentamientos producidos por la construcción del túnel tendrán una mayor trascendencia, por lo que la discontinuación de dichos efectos será el parámetro principal de la eficiencia del sistema de protección en cuestión.

## 5. CONCLUSIONES

---

El principal objetivo de este trabajo fue evaluar la efectividad de las medidas de protección de la Catedral ante la construcción del túnel correspondiente a la línea 3 del tren ligero de Guadalajara. Lo anterior se llevó a cabo mediante la implementación de una serie de modelos numéricos tridimensionales de elemento finito, en los que se estudiaron dos diferentes sistemas de protección: Pilas contiguas y muros diafragma.

Previo al análisis de los elementos de retención se realizó el análisis de la construcción del túnel, sin medidas de protección. En este análisis se simuló el proceso constructivo de un túnel por medio de una *TBM*, adaptando cada una de las características geométricas, como acciones mecánicas que implica cada etapa de avance de la tuneladora; de dicho análisis se pudo concluir lo siguiente:

- Los asentamientos ocasionados por la construcción del túnel (en el modelo sin medidas de protección) rebasan el límite permisible de 6 mm en la fachada de la Catedral. Esto implica la necesidad de implementar medidas de protección.
- Las deformaciones se acrecientan en la zona de las torres de la Catedral ya que estas inducen una carga mayor que el resto de la Catedral, esto hace que estas zonas sean críticas.

Se analizaron las alternativas de las medidas de protección consistentes en un muro diafragma de 0.8 m de ancho y pilas contiguas. El modelado de la instalación de los elementos de retención fue adaptado a los parámetros disponibles del modelo constitutivo Mohr-Coulomb y fue realizado en forma simple (*wished in place*), simulando una secuencia de instalación.

En los análisis se concluyó que:

Primero, las pilas contiguas como el muro diafragma cumplen el objetivo de evitar que los asentamientos sean mayores a 6 mm en la fachada de la Catedral; segundo, a pesar de que los efectos de la construcción de los elementos de retención son mayores en el muro diafragma de 0.8 m, **este tipo de muro es la medida de protección más eficiente**; tercero, aunque de forma parecida las pilas logran el efecto protector, éste es con menor eficiencia que el muro diafragma.

Por lo anterior se concluye que entre distintos sistemas destinados a mitigar los efectos constructivos de un túnel, desplantados a una misma profundidad, la continuidad estructural será el principal factor que decidirá la eficiencia de éstos.

## Bibliografía y referencias

- Alberto Y., Antolín E. (2011) Design of urban tunnels in soft ground using TBM, Pan-Am CGS Geotechnical Conference
- Anagnostou.G & Kovari.K, (1993). "Face stability conditions with Earth- Pressure- bature- balanced Shields". Tunneling and Underground Space technology. Vol. 11.No.2.pp.165-173
- Baxter D.Y. (2000) Mechanical behavior of soil-bentonite cutoff walls, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia
- Bilotta E., Russo G. & Viggiani C. (2006) Numerical study of a measure for mitigating ground displacements induced by tunnelling Department of Geotechnical Engineering – University of Napoli Federico II (Italy)
- Boscardin, M.D. & Cording, E.G. (1989). Building Response to excavation-induced settlement. *Jnl Geo Engrg. ASCE*, 115; 1; 1-21.
- Broere W., Brinkreke R.B.J. (2002), Phased Simulation of a Tunnel Boring Process in Soft Soil, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Mestat
- Burd H.J. , Houlsby G.T., Aguarde C.E. & Liu G. (1998) Prediction of Tunnel-Induced Settlements to Masonry Structures, University of Oxford Department of Engineering Science
- Comodromos E. M., Papadopoulou M.C., Konstantinidis G.K., (2013) “Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings”, *Computers and Geotechnics*, vol. 53, pp. 106-121.
- Conti R., de Sanctis L., Viggiani G. M. B., (2012), Numerical modelling of installation effects for diaphragm walls in sand, Springer-Verlag 2012, *Acta Geotech.* (2012) 7: 219. doi: 10.1007/s11440-011-0157-0
- Cuevas Rivas A. (2012), Diseño de sistemas de contención para excavaciones, Universidad Nacional Autónoma de México
- Dao T.P.T. (2011) Validation of PLAXIS Embedded Piles for Lateral Loading, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Section of Geo-Engineering
- De Moor K. & Stevenson M.C. (1996) Evaluation of the performance of a multi-propped diaphragm wall during construction, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, /l/lair & Taylor (eds)

- Demagh R., Emeriault F. & Hammoud F. (2013) , 3D Modelling of tunnel excavation using pressurized tunnel boring machine in overconsolidated soils, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXXV, No. 2
- Polbud Pomorze (2007). Diaphragm walls. Poland. <http://www.polbudpomorze.pl/?diaphragm-walls,91>
- Dijkstra J., Broere W., OM Heeres (2011), Numerical simulation of pile installation, *Computers and Geotechnics*, 38 (5), 612-622
- Gang L. (1997) Numerical modelling of damage to masonry buildings due to tunneling, *Brasenose College*
- Gourvenec S. M., Powrie W., & De Moor E. K. (2002) “Three-Dimensional Effects in the Construction of a Long Retaining Wall.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, Vol. 155(3), pp. 163-173.
- Gourvenec S. M. & Powrie W. (1999) “Three-Dimensional Finite-Element Analysis of Diaphragm Wall Installation.” *Geotechnique*, Vol. 49(6)
- Guadalajara, Jal. (13 Oct. 2016). Google Maps. Google. Obtenido de: <https://www.google.com/maps/place/Catedral+de+Guadalajara/@20.6769487,-103.3472951,19z/data=!4m5!3m4!1s0x8428b1faa928f63f:0x25dcb2cdab10691a!8m2!3d20.677034!4d-103.346984>
- Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A. & Xu S. (2008) *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*, Taylor & Francis Group, London, UK
- Gunn M.J. & Clayton C.R.I. (1992) Installation effects and their importance in the design of earth-retaining structures. *Tech. Note, Géotechnique* 42, No. 1, 137–141.
- Harris, D.I. 2001. Protective measures. Building response to tunnelling, Burland, Standing and Jardine (eds.) 1: 135– 176. London: Thomas Telford.
- Hou Y. M., Wang J. H., Zhang L. L. (2007), Three-Dimensional Numerical Modeling of a Deep Excavation Adjacent to Shanghai Metro Tunnels. *International Conference on Computational Science* (3): 1164-1171
- Huang, X., Schweiger, H., & Huang, H. (2013). "Influence of Deep Excavations on Nearby Existing Tunnels." *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000188, 170-180.
- International Tunnelling Association (2000), *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining, Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 15, Number 3

- J.C.W.M. de Wit, HJ \_ Lengkeek (2002), Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam - the final results, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kastne/; Emeriault, Dias, Guilloux (eds)
- Konda T., Ota H., Yanagawa T., Hashimoto A. (2009), Measurements of ground deformations behind braced excavations, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Ng, Huang & Liu (eds)
- Korff M. (2009). Deformations and damage to buildings adjacent to deep excavations in soft soils, Deltares.
- Lächler A., Neher H.P. & Gebeyehu G. (2006), A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam, Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment – Triantafyllidis (ed) © 2006 Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 39748 0
- Ledesma A. (2004) Análisis comparativo de excavaciones con muros pantalla diseñados mediante el método de elementos finitos utilizando diferentes modelos constitutivos, Universitat Politècnica de Catalunya
- Leca E., New B. (2006) Settlements induced by tunneling in Soft Ground, Tunnelling and Underground Space Technology
- Línea 3 Tren Ligero - Línea 3 <http://www.l3gdl.gob.mx/>
- Lunardi P. (2006). Design and Construction of tunnels, Milan, Italy
- Mair, R. J., Taylor, R. N. & Burland, J. B. 1996. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. Proc. of the Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. 713–718. Balkema, Rotterdam.
- Mestat Ph. & Riou Y. (2001) Modélisation numérique en géotechnique et mesures sur ouvrages en vraie grandeur-Base de données MOMIS 1ère Conf. Int. Albert Caquot, Presses de Lécnp
- Meyerhof, G. G. (1953). Some recent foundation research and its application to design. The structural Engineer 31(June): 151-167.
- MGF Trench Construction Systems Ltd (2013), Soil Arching Animation, <https://www.youtube.com/watch?v=ynLJam-2FmI>
- Möller S. (2006) Tunnel induced settlements and structural forces in linings, instituts für Geotechnik Herausgeber P.A. Vermer



- Montalti L. (2015), 3D modelling of bored pile installation effects and long term monitoring of a propped retaining wall, Faculty of Engineering, Science and Mathematics School of Civil Engineering and the Environment, University of Southampton
- Mohammadi J., K. Shahriar, P. Moarefvand, S.Hosseini (2011) , Tunnel Face Stability Analysis in Soft Ground in Urban Tunneling by EPB Shield (Case Study : 7th Line in Tehran Metro)
- Niklas J. (2003) Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence, Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College of Science, Technology and Medicine London, SW7 2BU
- Ng, C. W. W., Lings, M. L., Simpson, B. and Nash, D. F. T. (1995b). An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Geotechnique*, 45 (3), 497-507. Ng, C. W. W., Lings, M. L. and Nash, D.F.T. (1992).
- Ng, C. W. W. & Yan, R. W. M. (1999). Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence, *Geotechnique* 49, No. 6, 825±834
- Ng C. W. W. and Yan R. (1998). Stress Transfer and Deformation Mechanisms around a diaphragm Wall Panel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 124, No. 7., 638–648.
- Online Help GEO5, <http://www.finesoftware.eu/>, Influence of Friction between Soil and back of the Structure
- Peña F., Basurto B. (2013) Factor de reducción de rigidez para túneles dovelados, 3º Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca
- Powrie W. and Li E. S. F. (1991) Finite element analyses of an in situ wall propped at formation level, *Geotechnique*, 1991, 41, No.4, pp. 499-514
- Powrie W. and Li E. S. F. (1991 b) Finite element analyses of an in situ wall propped at formation level, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Pt 2 (91), pp. 853-873.
- Rankin W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunneling; predictions and effects. Engineering geology of Underground Movement, Geological Society, *Engineering Geology Special Publication* No 5, pp. 79 -92.
- Rodriguez J. F. & Auvinet G. (2012) Criterios para el diseño de revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos, geotecnia Num.225
- Schmertmann J. H. (1991) "The Mechanical Aging of Soils", 25th Terzaghi Lecture

- SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2014). Informe de Campaña Geotécnica Complementaria del Proyecto TEU Guadalajara.
- SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2015). Documento descriptivo del proceso constructivo y cálculo estructural de la obra subterránea del Proyecto TEU Guadalajara.
- Schäfer R. Triantafyllidis T. (2006) The influence of the construction process of the deformation behavior of diaphragm walls in soft clayey ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*; 30:563-576
- Shi J., Chen Y., Ng. C. W. W. (2015) Influence of aspect ratio of basement on three-dimensional tunnel responses due to overlying excavation, *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, Vol. 2, No. 45 p. 1583-1588
- Specification for tunneling (2010), tercera edición, The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers
- Sugiyama T., Hagiwara T., Nomoto T., Nomoto M., Ano Y., Mair R.J., Bolton M.D. & Soga K. (1999) : "Observations of Ground Movements during Tunnel Construction by Slurry Shield Method at the Docklands Light Railway Lewisham Extension - East London," *Soils and Foundation*, Vol. 39, No.3, pp. 99-112. Japanese Geotechnical Society
- Surarak C., Likitlersuang S., Wanatowski D., Balasubramaniam A., Oh E., Guan H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4), 682–697.
- Ter Linde, M. J. W. (1999) Building settlements due to diaphragm wall installation, MSc Thesis Delft University of Technology.
- Tschuchnigg F., Schweiger H.F. (2013) Comparison of deep foundation systems using 3D Finite Element analysis, Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Graz University of Technology, Graz, Austria, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* Vol. 44 No.3
- Viggiani G. (2012) *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Università di Roma Tor Vergata, Roma, Italy
- Washbourne J. (1984) The three-dimensional stability analysis of diaphragm wall excavations, *Ground Engineering* 17, No. 4, pp. 24-29

## ANEXO 1. Formas de Modelado

---

### A.1.1. Modelado detallado (*Wall-Installation-Modelled*)

Para modelar el comportamiento del vertido del concreto en la trinchera de un muro diafragma, algunos autores como Ng y Yan (1998) proponen simular la presión lateral ejercida por el concreto colocado bajo bentonita en una pila, mediante una pendiente de presión bilineal, en donde la presión de concreto en forma fluida aplica solamente a lo largo de la profundidad crítica. Esto puede ser expresado algebraicamente como sigue:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_h = \gamma_c z & \text{para } z \leq h_{crit} \\ \sigma_h = \gamma_b z + (\gamma_c - \gamma_b) h_{crit} & \text{para } z > h_{crit} \end{array} \right\}$$

Donde  $\sigma_h$  y  $z$  son las presiones laterales y la profundidad debajo del nivel terminado de concreto respectivamente.

Dentro de la profundidad crítica, el concreto fresco aplica una presión de fluido completa. En profundidades mayores a la crítica, las presiones del concreto húmedo se incrementan con la profundidad a una tasa dada por el peso volumétrico de la bentonita (Figura 57).

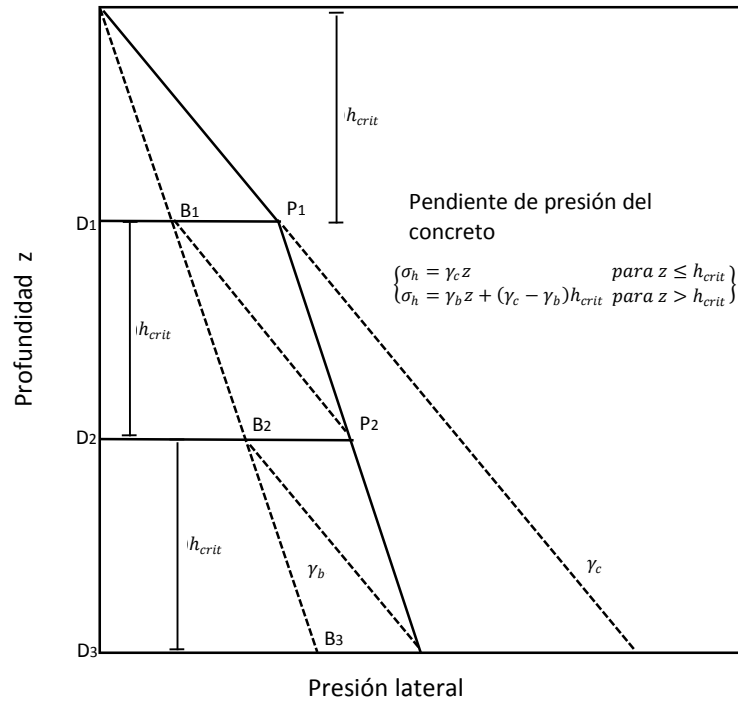


Figura 57. Desarrollo de las presiones laterales durante la colocación del concreto y la pendiente de presión bilineal del concreto (Ng, 1992)

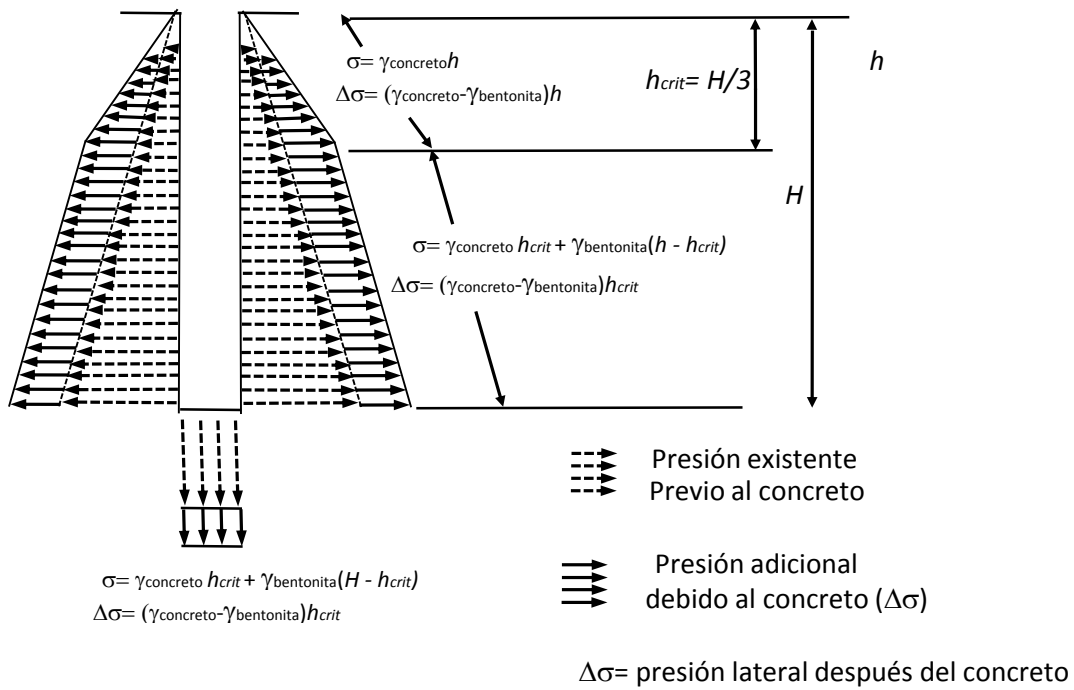


Figura 58. Modelado de la colocación del concreto (Gouvernec y Powrie, 1999)

Gouvernec y Powrie (1999) encontraron que la profundidad crítica es igual a:  $h_{critic} = H/3$ . Debajo de esta profundidad, se tendrán incrementos de presión equivalentes a la presión hidrostática de la bentonita (Figura 58).

Para el *modelado detallado* de la instalación de las medidas de protección, se siguieron de manera consecutiva las siguientes etapas:

- Excavación.- Se realizó retirando los elementos de volumen de suelo correspondientes a las pilas y se retiró el nivel freático. La simulación de la bentonita se realizó mediante la aplicación de esfuerzos en las paredes de la trinchera o barreno.
- Colocación del concreto.- Se realizó mediante el incremento basado en un análisis bilineal de las presiones aplicadas durante la excavación.
- Endurecimiento del concreto.- El endurecimiento del concreto se simula retirando las presiones anteriormente aplicadas en las paredes de las trincheras y activando nuevamente un elemento de *volumen* en el hueco que simula la trinchera excavada. El volumen activado, tendrá propiedades del concreto reforzado, con un modelo constitutivo elástico lineal. Al elemento de *volumen* se le añadirá una interface suelo-estructura en las paredes exteriores del panel.

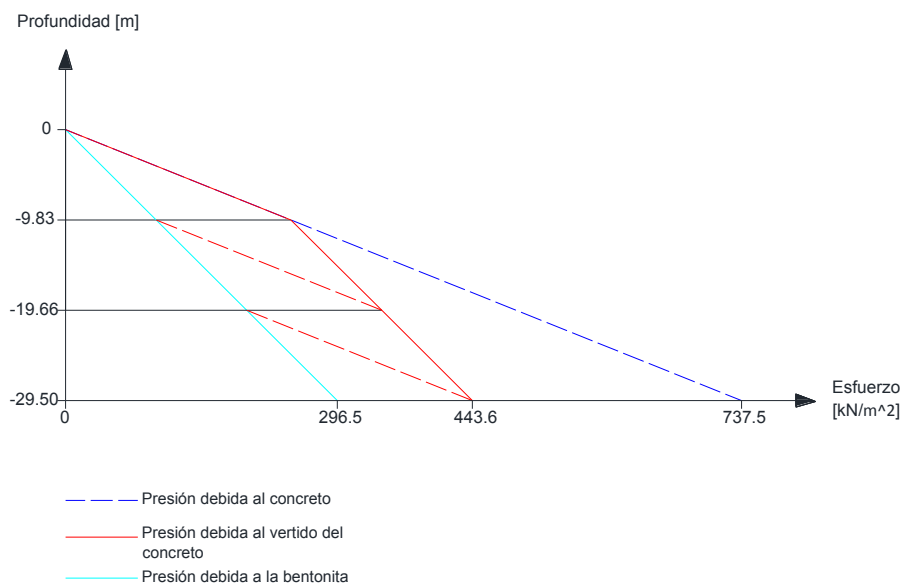


Figura 59. Análisis bilineal para un elemento de protección de la Catedral

### **A.1.2. Modelado simple (*wished in place*)**

Esta modalidad implica solamente una etapa, la cual consiste en sustituir el material inicial por el material de las pilas en el elemento de *volumen* previamente definido. Powrie and Li (1991) modelaron los efectos de instalación de un muro diafragma reduciendo el coeficiente de empuje lateral de tierras  $K$  a 1, en el suelo arriba del pie del muro. Este método presenta la desventaja de no permitir un alivio de esfuerzos durante la instalación.

La diferencia en la forma de modelar la instalación de un elemento de retención, ha sido estudiada por diversos autores (Ng. y Lings, 1995; Schaefer y Triantafyllidis, 2006), sin embargo, estos se han centrado casi exclusivamente en las consecuencias que se tendrán al momento de efectuar la excavación contenida perimetralmente por los elementos de contención.

## **ANEXO 2. Análisis de la instalación de elementos de retención**

---

### **A.2.1. Análisis del modelado simple y del modelado detallado**

Para obtener un modelado óptimo de elementos que componen los sistemas de protección, se realizaron distintas corridas simulando la instalación de los elementos de retención en forma simple y en forma detallada, estos pueden ser pilas o paneles de un muro diafragma.

#### ***a) Análisis de pila circular***

Se analizó una pila de sección circular, debido a que es una sección axisimétrica, las deformaciones serán las mismas en toda la sección, tomando como eje de referencia al centro de la pila. El *modelado detallado* de esta sección da como resultado deformaciones más drásticas que el *modelado simple*, ubicándose en ambos casos las deformaciones máximas en el centro de la sección (Figura 60).

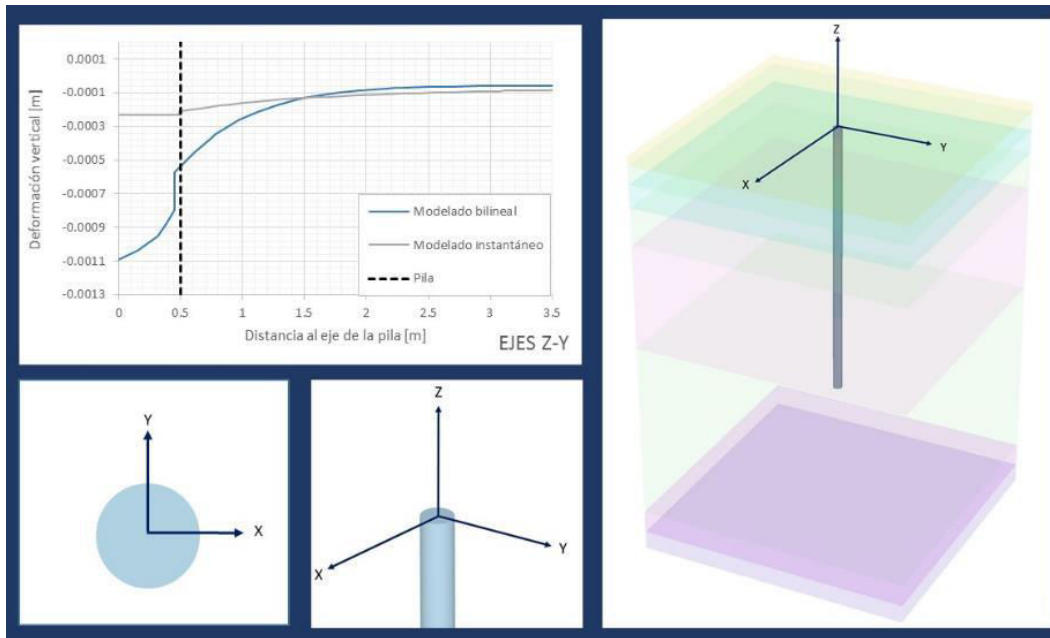


Figura 60. Análisis de deformaciones verticales debidas a la instalación de una pila en forma circular.

**b) Análisis de sección de panel de muro diafragma**

Se analizó un elemento de forma rectangular, similar a la sección de un panel de muro diafragma. El *modelado detallado* del elemento da como resultado subsidencias respecto al lado mayor (EJE Z-X de la Figura 61) y expansiones respecto al lado menor del elemento (EJE Z-Y de la Figura 61). En el mismo elemento con el *modelado simple*, se observan subsidencias en ambos ejes, con magnitudes similares (Figura 61).



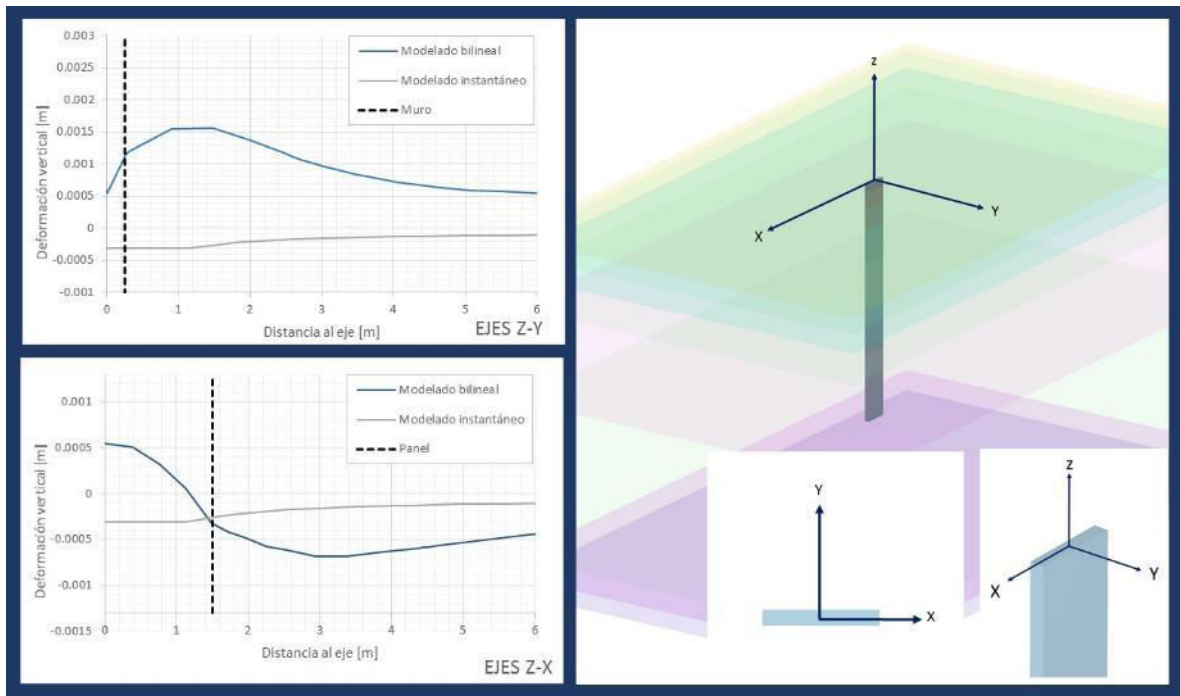


Figura 61. Análisis de deformaciones verticales debidas a la instalación de un elemento tipo panel de muro diafragma.

**c) Análisis de pila de sección cuadrada**

Se analizó a una pila con sección cuadrada, que involucra ambos ejes simétricos. Las deformaciones fueron descendentes en ambos tipos de modelado, con deformaciones menos drásticas en el *modelado simple* (Figura 62).

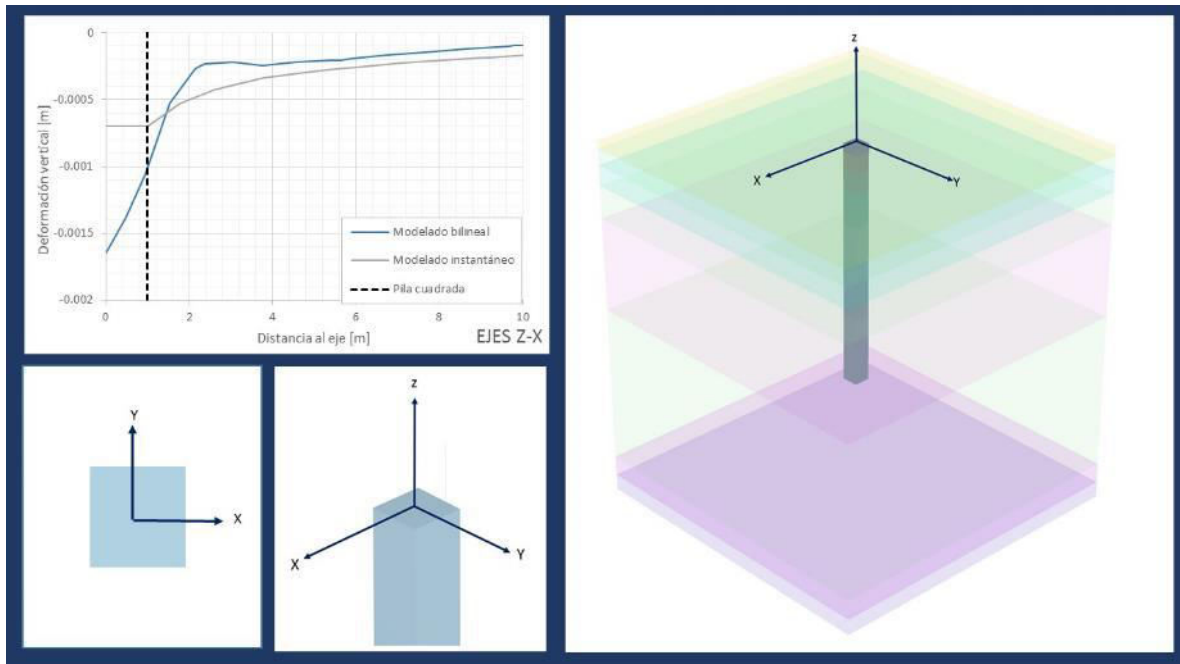


Figura 62. Análisis de deformaciones verticales para una pila en forma cuadrada.

### ***Análisis de resultados***

En los resultados de los análisis realizados se observa que la geometría es un factor que ocasiona efectos importantes en la instalación de elementos de retención.

En el *modelado simple*, se observa un patrón de deformaciones similar para todas las secciones analizadas, consistente en una curva de subsidencias, con la máxima deformación al centro, esto se debe a que la sustitución del suelo por otro con mayor peso volumétrico como el concreto, originará esfuerzos en dirección descendente. Diferente situación existió en el *modelado detallado*, pues en este se no se observó una tendencia definida para las deformaciones, ya que en algunos casos, en la superficie existieron subsidencias y en otros expansiones debido a la instalación de elementos de retención.

### **A.2.2. Análisis de las etapas secuenciales de modelado**

Se realizaron dos modelos en los que se evaluó el efecto que implica la secuencia de instalación de elementos de protección que componen a un muro diafragma. En el primer modelo se instalaron todos los elementos que componen al muro diafragma, en una sola

etapa, en el segundo modelo se instalaron los elementos de retención tomando en cuenta una secuencia de instalación que consta de múltiples etapas.

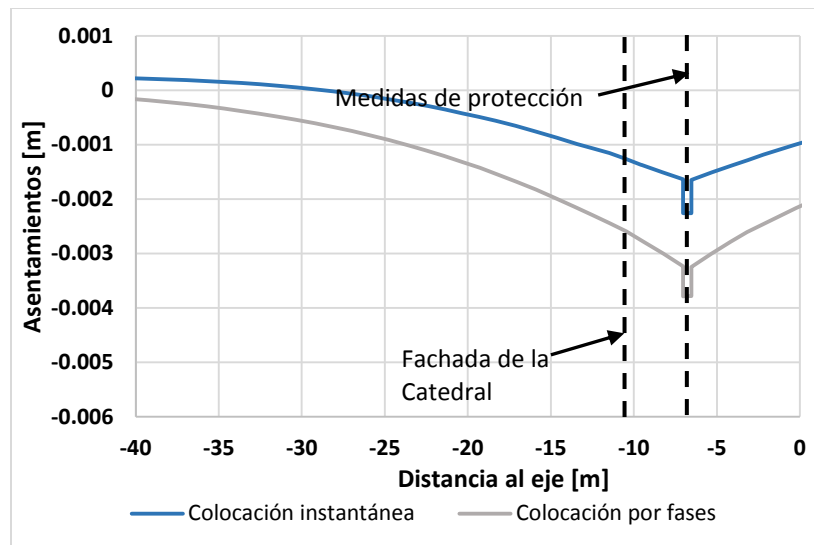


Figura 63. Deformaciones verticales debidas a la instalación de un muro diafragma, variando las etapas de instalación (múltiples etapas y una etapa).

En el análisis (Figura 63) se observan mayores deformaciones en el segundo modelo, que implica múltiples etapas de colocación, ya que la instalación de un elemento origina una zona definida de deformaciones en función de la sección del elemento. La sucesiva colocación de elementos originará nuevas zonas de deformaciones y alterará a las existentes, ocasionando un patrón irregular de deformaciones.

### A.2.3. Influencia de las condiciones de frontera

El modelado parcial de una sección simétrica presenta la ventaja de facilitar la construcción de la geometría del modelo y permite centrar los recursos de cálculo en zona representativa. Debido a la magnitud y complejidad que los modelos propuestos en esta tesis requieren, es necesario el aprovechamiento óptimo de los recursos de cálculo, por lo que resulta necesario simplificar el análisis, tomando en cuenta a la sección representativa del túnel que implica la presencia de la Catedral.

Para obtener el grado de influencia que tienen las condiciones de frontera en los modelos, se realizó un análisis de las condiciones de frontera, mediante el modelado de la colocación de elementos de retención en una sección lo suficientemente amplia para permitir el desarrollo de las deformaciones debidas a la colocación (sección completa) y se modeló la colocación de elementos de retención para la sección utilizada en los modelos (ver sección 4.5), la cual es amplia del lado de la Catedral, pero cercana a las condiciones de frontera en el lado opuesto. Se realizó la colocación de los paneles del muro diafragma, descartando el peso de la Catedral, tomando en cuenta un modelo con sección parcial y otro con sección simétrica (Figura 64). Los asentamientos obtenidos debido a la instalación de los elementos de retención se muestran en la Figura 64, en donde se observa que las condiciones de frontera influyen en los resultados de la modelación numérica, ya que en la sección completa se observa un asentamiento simétrico debido a la colocación de los elementos de retención, en contraste con la sección parcial, pues en esta no se observa un comportamiento asimétrico de asentamientos respecto al eje del elemento de retención. Las subsidencias localizadas del lado de la Catedral presentan un comportamiento más apegado a la realidad, es por ello que a pesar de que las subsidencias debidas a la colocación de los elementos de retención presentarán un comportamiento asimétrico respecto al eje de las medidas de protección, en la sección parcial, la zona en la que se localiza la Catedral no es afectada por las condiciones de frontera.

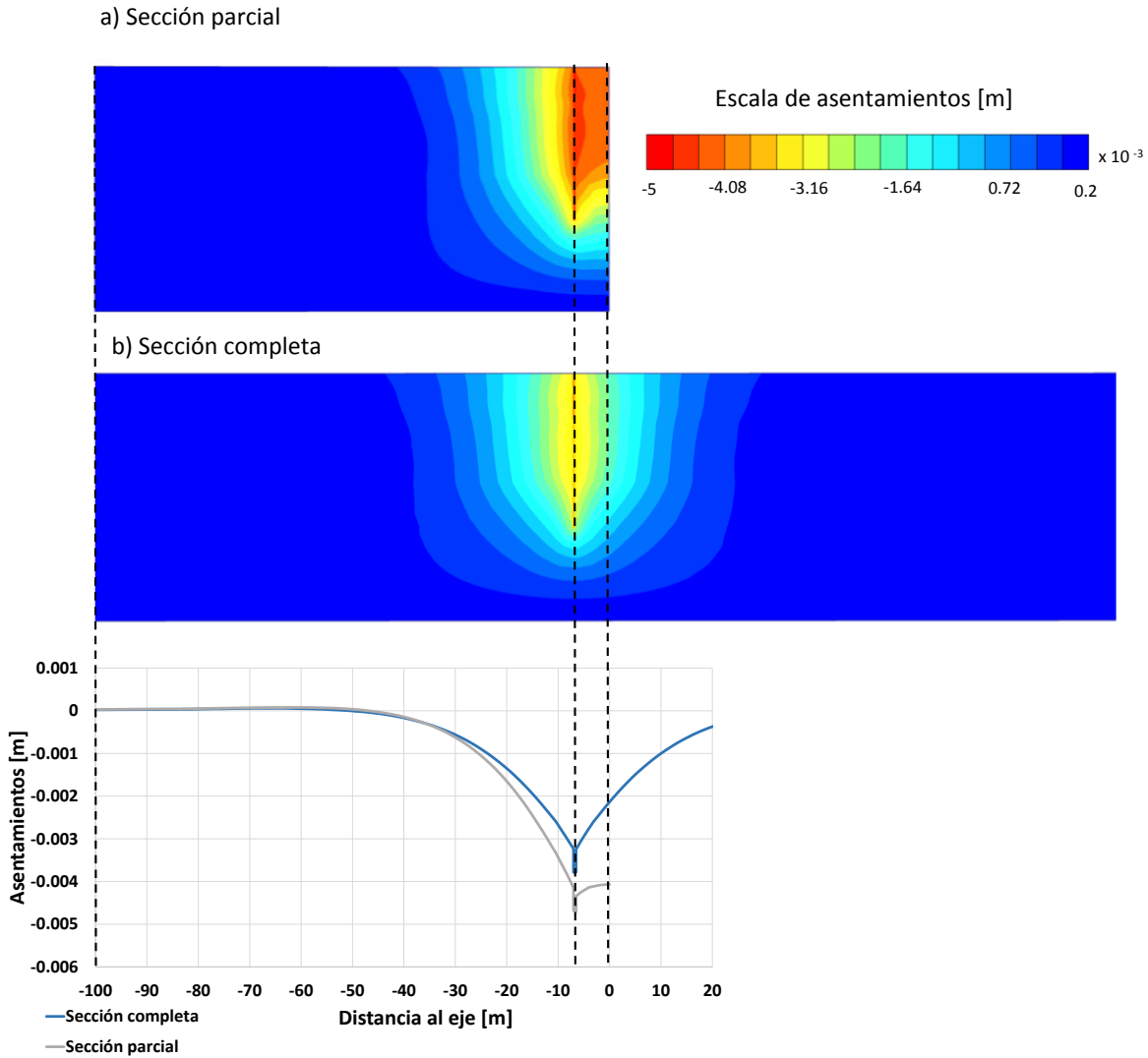


Figura 64. Comparativa de los asentamientos obtenidos en las secciones completa y parcial.

#### A.2.4. Influencia del modelo constitutivo empleado en la instalación de elementos de retención

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb contempla un comportamiento elastoplástico perfecto isótropo, desarrollado a partir de la Ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Su formulación involucra la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones irreversibles. El modelo elasto-plástico perfecto parece ser suficiente para algunos casos geotécnicos, sin embargo se debe tomar especial cuidado debido a que la trayectoria de esfuerzos en este modelo puede ser

engañoso y resultar en una sobreestimación de la resistencia del suelo para el caso de las arcillas (Surarak C. et al. 2012), además conlleva a una sobre predicción de las expansiones del suelo (Manual Plaxis), de acuerdo con Comodromos et al (2013), es por ello que los resultados del modelado numérico de la instalación de un elemento de retención (*modelado detallado*), no son coherentes al ser corroborados con mediciones de campo, pues la tendencia de las deformaciones medidas en campo es de subsidencias, y las deformaciones obtenidas de la modelación numérica tienden a ser expansiones. Para el caso de las deformaciones laterales, los resultados obtenidos con el modelo Mohr-Coulomb muestran una tendencia similar a los datos obtenidos en campo.

Muchos investigadores en análisis previos de problemas similares modelados con un material elastoplástico perfecto isótropo, con un criterio de fluencia Mohr-Coulomb, manifiestan que los desplazamientos horizontales derivados de la excavación de paneles pueden ser estimados razonablemente con este enfoque. Por el contrario, consideran que los movimientos verticales son mayormente influenciados por efectos de rigidez no lineal. Lo anterior se basa en los siguientes estudios:

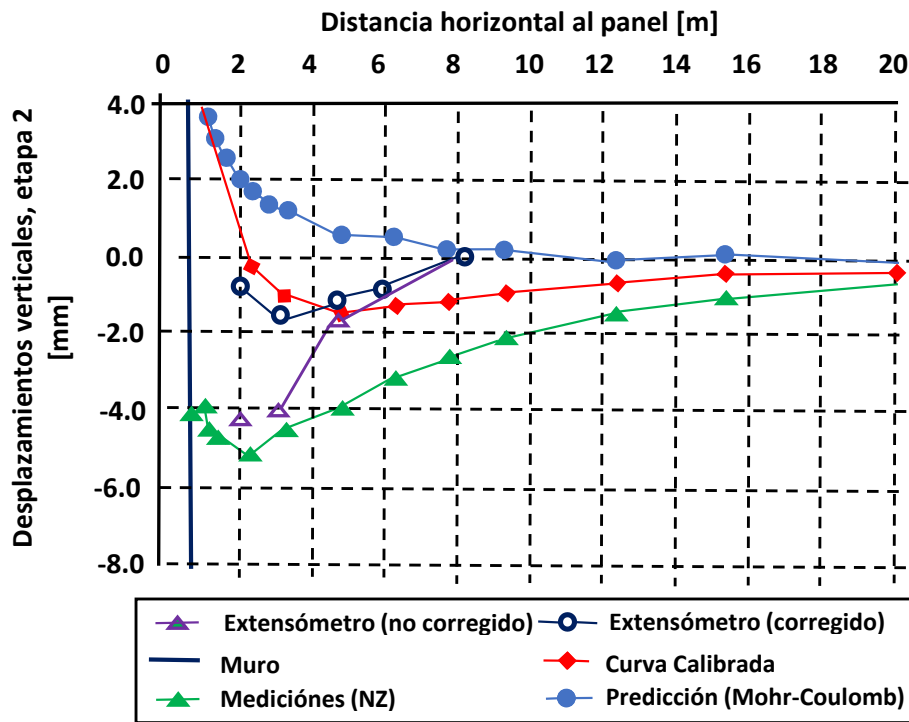


Figura 65. Desplazamientos verticales después de la instalación del muro diafragma a 15 metros de profundidad (Wit y Lengkeek, 2002).

- De Wit y Lengkeek (2002) investigaron la instalación de trincheras de muros diafragma, apoyándose del Método de elemento finito tridimensional y utilizando el modelo Mohr-Coulomb. Para monitorear los cambios en los esfuerzos se instaló instrumentación y se realizó el modelado, el cuál fue validado con los datos del monitoreo. En la validación los datos en las deformaciones verticales presentaron una tendencia dispar, ya que el modelado numérico presentó expansiones verticales, a diferencia de los datos obtenidos en campo, los cuales presentan subsidencias (Figura 65).
- Lächler et al (2006) realizaron una comparación entre datos monitoreados en campo y el cálculo numérico de la construcción de un muro diafragma en Rotterdam, enfocándose en la etapa de instalación del muro, modelando mediante el Método de elemento finito con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Los resultados obtenidos de la modelación numérica concuerdan aceptablemente en los desplazamientos horizontales, sin embargo no logran simular los asentamientos registrados, al menos cualitativamente, por lo que en modelos más detallados, se deben utilizar modelos constitutivos más adecuados (Figuras 66 y 67).

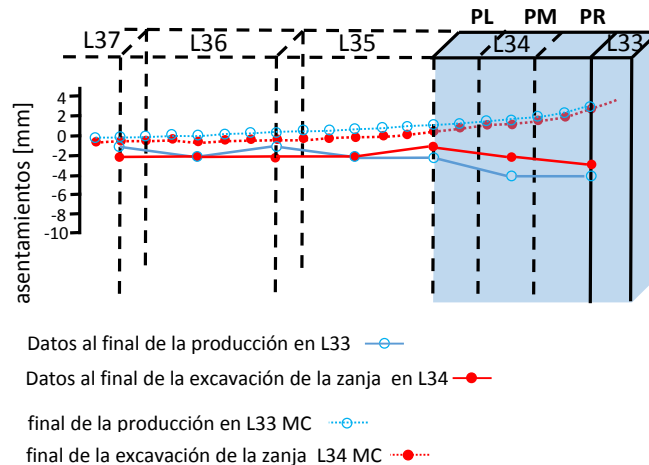


Figura 66. Comparación entre datos medidos en campo y datos obtenidos mediante modelado numérico durante la excavación (Lächler et al, 2006).

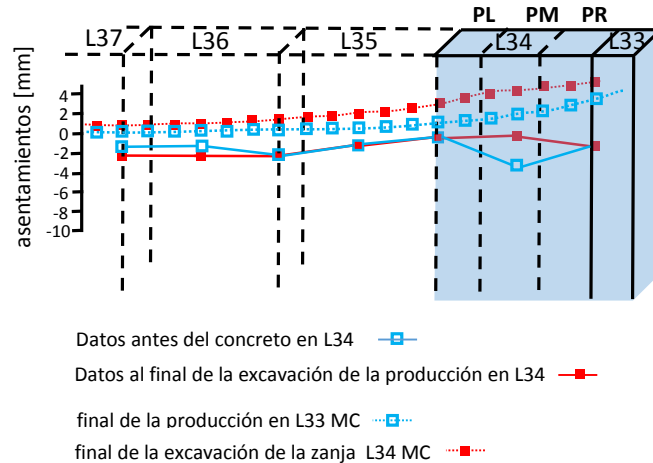


Figura 67. Comparación entre datos medidos en campo y datos obtenidos mediante modelado numérico durante la colocación del concreto. (Lächler et al, 2006)

- Conti R. et al (2012) mediante modelos numéricos bi y tridimensionales estudiaron los mecanismos de transferencia de cargas y deformaciones del suelo durante la instalación de un muro diafragma. Para ello se utilizó el modelo Mohr-Coulomb, así como un modelo con forma incremental no lineal (hipoplástico), con un rango de deformación elástica. Los resultados del estudio muestran que sólo los análisis tridimensionales realizados con modelos constitutivos avanzados predicen asentamientos superficiales durante la instalación, debidos a:
  - Los modelos en dos dimensiones a pesar de ser realizados con modelos constitutivos avanzados, predicen expansiones detrás del muro (Figura 68).
  - Los modelos en dos y en tres dimensiones utilizando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb siempre predicen movimientos sustanciales e irrealistas detrás del muro, incluso adoptando valores de rigidez relativamente altos (Figura 69).



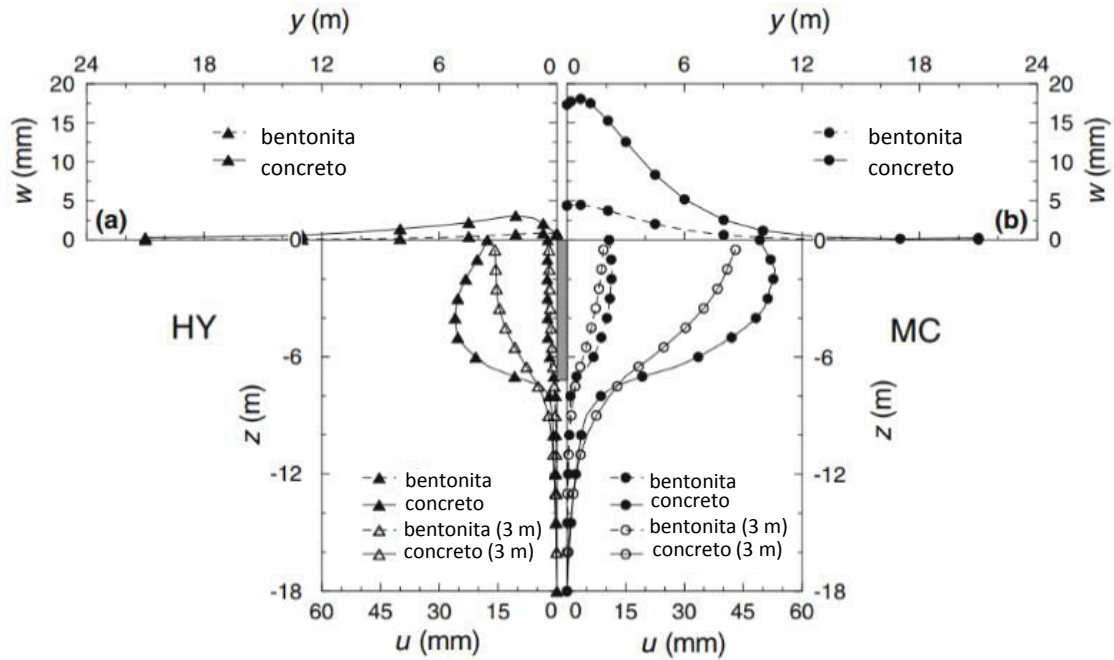


Figura 68. Análisis bidimensional de la distribución de desplazamientos horizontales en la frontera de la trinchera y de asentamientos en superficie calculados durante la instalación con: a) modelo hipoplástico y b) Modelo Mohr Coulomb (Conti et al , 2012).

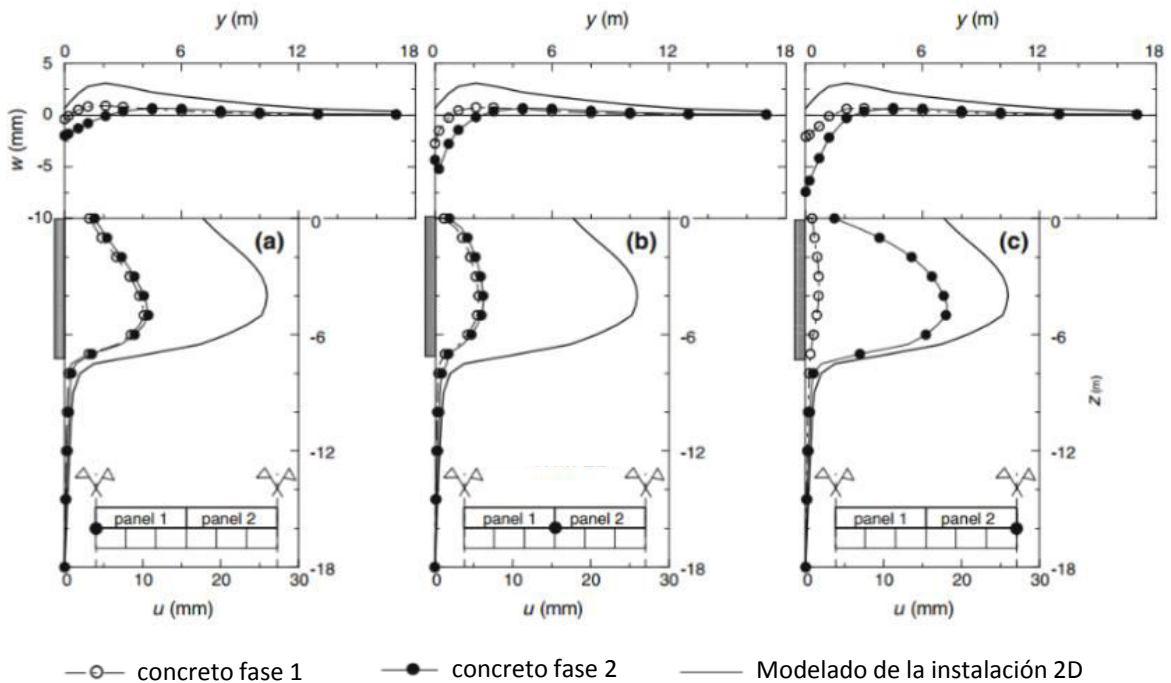


Figura 69. Análisis tridimensional de la instalación de dos paneles, de desplazamientos horizontales a lo largo de la frontera de la excavación y desplazamientos verticales en superficie en: a) centro del panel 1, b) contacto entre los dos paneles y c) centro del panel 2 (Conti et al , 2012).

### **A.2.5. Conclusiones de la validación del modelado de estructuras de retención**

Las deformaciones superficiales debidas a la construcción de elementos de retención profundos, además de la profundidad, dependerán de varios factores, como la geometría de la sección del elemento, presencia cercana de estructuras superficiales y profundas, tipo de modelado (detallado o simple) y modelo constitutivo utilizado.

En casos con la existencia de múltiples pilas o paneles, la secuencia de instalación de estos será también un factor importante en la aparición de deformaciones en el suelo, pues la suma de deformaciones derivadas de la instalación, ocasionará deformaciones acumuladas.

El *modelado detallado* de la instalación de un panel de muro diafragma, utilizando el modelo Mohr-Coulomb, presenta la desventaja de presentar expansiones superficiales, situación que no concuerda con las mediciones de campo. Por el contrario, el *modelado simple* implica una tendencia de deformaciones similar a las registradas en campo, pero implica una menor alteración en el suelo debido a la instalación de las pilas.

Para obtener resultados realistas en el *modelado detallado* de la instalación de elementos de retención, se deben emplear modelos constitutivos como aquellos que tienen una doble fluencia, tales como el modelo *Hardening Soil*, que predice el comportamiento bajo diferentes niveles de esfuerzos, mejor que el modelo Mohr-Coulomb (Dong y Anagnostou, 2013). A pesar de que algunos parámetros del modelo *Hardening Soil* pueden obtenerse con pruebas utilizadas para la obtención de parámetros del modelo Mohr-Coulomb, el modelo *Hardening Soil* tiene cuatro parámetros más, los cuáles involucran pruebas cíclicas:

- $E_{50ref}$  Módulo de rigidez para carga primaria en pruebas triaxiales drenadas
- $E_{urref}$  Módulo de rigidez en para descarga-recarga
- $E_{oedref}$  Módulo de rigidez tangente para en cargas en odómetro
- $m$  Módulo exponente dependiente del esfuerzo

Debido a que el modelo *Hardening Soil* implica una complejidad mayor en las pruebas para la obtención de parámetros, se optó por modelar la colocación de elementos de retención

mediante el *modelado simple*, con múltiples etapas de colocación de elementos de retención.