



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS**

RECOMENDACIÓN DE BASES PARA EL DISEÑO CONSTRUCTIVO DE TÚNELES

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS

DANIEL ANTONIO PINO GONZÁLEZ

**PROFESOR GUÍA:
ENRIQUE RUBIO ESQUIVEL**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAÚL CASTRO RUIZ
CAMILO SALINAS TORRES**

**SANTIAGO DE CHILE
DICIEMBRE 2008**

En construcción de túneles urbanos las características constructivas se definen en base a la minimización de los impactos en superficie, haciendo imprescindible la correcta predicción de los asentamientos asociados a la excavación. Estos asentamientos definirán los daños potenciales a ocurrir en superficie así como también las necesidades de soporte necesarias a incorporar en la construcción de estas excavaciones. El diseño del soporte final entre otros afectará el perfil inversional del proyecto.

En proyectos de túneles las mediciones obtenidas a través del monitoreo de esfuerzos y deformaciones, son particularmente relevantes para verificar la materialización de la función portante del suelo alrededor del túnel; para verificar las bondades del método y la secuencia de excavación y sostenimiento, y también las distancias que existen entre los frentes de sectores parciales de excavación y de la excavación; y para la capacidad portante del sistema de sostenimiento del túnel en relación a los objetivos de asentamientos previstos en la proyección.

Se implementará en terreno un sistema topográfico que permitirá medir los efectos de la excavación sobre la superficie del terreno junto a strain gages e inclinómetros que medirán los esfuerzos sobre el revestimiento del túnel y los desplazamientos horizontales respectivamente. De esta forma las mediciones obtenidas a través del monitoreo servirán como elemento de juicio sobre la base de comparar el pronóstico con el comportamiento actual para decidir la implementación de eventuales medidas de refuerzo que permitan optimizar el proceso constructivo.

El trabajo de memoria presentado en este documento propone una metodología de análisis que permite recomendar bases para el diseño constructivo de túneles basado en la comparación descrita en el párrafo anterior. El método antes descrito permitió concluir que para excavaciones realizadas con el método conocido como NATM en terrenos con menos de 5m de cobertura no es recomendable realizar avances de excavación mayores a un metro por el riesgo de colapso debido a asentamientos bruscos del sistema, y que dadas las grandes diferencias entre los parámetros del suelo usados en el diseño y los efectivamente constatados en terreno, se hace necesario reformular los modelos predictivos usando los datos recopilados en esta memoria, y, por lo mismo, se recomienda continuar con las lecturas de los strain gauges e inclinómetros hasta el fin de su vida útil, sobre todo en invierno, para contrastar los esfuerzos inducidos por el aumento del nivel de la capa freática versus los valores usados en el diseño del revestimiento secundario con objeto de optimizar el diseño de futuras extensiones de líneas y nuevas estaciones.

Dedicado a mis padres, Daniel y Clara, mi esposa Ximena y a mi hija Josefa sin cuyo apoyo no lo hubiera logrado.

INDICE

I	INTRODUCCIÓN	- 6 -
I.1	Objetivo	- 6 -
I.2	Objetivo General	- 8 -
I.3	Objetivos Específicos	- 8 -
I.4	Alcances del trabajo	- 9 -
I.5	Metodología de trabajo	- 9 -
II	FUNDAMENTOS TEORICOS	- 11 -
II.1	Distribución de los Asentamientos Verticales en Terreno	- 11 -
II.1.1	Asentamiento Vertical al Eje de un Túnel	- 12 -
II.1.2	Distribución Longitudinal del Asentamiento Vertical	- 13 -
II.2	Túneles Múltiples	- 15 -
II.3	Características de la Instrumentación	- 16 -
II.3.1	Puntos de Referencia de Medición de Asentamientos en Estructuras y Edificios (Ménsulas)	- 17 -
II.3.2	Inclinómetros Verticales	- 17 -
II.3.3	Instrumentos de Medición de Deformaciones Unitarias (Strain Gauges)	- 18 -
II.3.4	Equipos de Registro y Equipos Auxiliares	- 18 -
II.4	Metodología de Medición	- 19 -
II.4.1	Asentímetros	- 19 -
II.4.2	Inclinómetros	- 19 -
II.4.3	Strain Gauges /Strain meters	- 20 -
II.5	Monitoreo de la Zona de Subsistencia Inducida por la Excavación de la Galería	- 21 -
II.5.1	Monitoreo de los Piques	- 21 -
II.5.2	Monitoreo de Edificios y Estructuras Existentes	- 22 -
II.5.3	Puntos de Referencia de Medición de Asentamientos (Asentímetros)	- 22 -
III	MODELACION DE LAS EXCAVACIONES A MONITOREAR	- 24 -
III.1	Caso de Estudio	- 24 -
III.2	Geología del caso de estudio	- 24 -
III.3	Geomorfología	- 26 -
III.4	Modelación Numérica	- 26 -
III.4.1	Sección ST1 con Separación de 2 Metros	- 27 -
III.4.2	Sección ST1 sin Separación	- 33 -
III.3.3	Sección ST2	- 36 -
III.4.3	Sección ST3	- 40 -
III.3.5	Sección ST6	- 45 -
IV	DISEÑO DEL SISTEMA DE MONITOREO	- 52 -
IV.1	Introducción	- 52 -
IV.2	Definición de Parámetros Clave	- 54 -
IV.3	Monitoreo de Galerías	- 55 -
IV.3.1	Instrumentación para galerías fortificadas con método tradicional	- 55 -
IV.3.2	Instrumentación para galerías fortificadas con cerchas	- 56 -

IV.4	Frecuencia de Medición	- 56 -
IV.5	Inclinómetros	- 56 -
IV.6	Resultados del Monitoreo	- 57 -
IV.6.1	Sección ST1	- 59 -
IV.6.2	Sección ST2	- 59 -
IV.6.3	Sección ST3	- 60 -
IV.6.4	Secciones ST4, ST5 y ST6	- 60 -
V	CONCLUSIONES	- 62 -
V.1	Recomendaciones constructivas	- 62 -
VI	Bibliografía	- 64 -
VII	ANEXOS	- 66 -

I INTRODUCCIÓN

I.1 Objetivo

En proyectos de túneles las mediciones obtenidas a través del monitoreo de esfuerzos y deformaciones, son particularmente relevantes para:

- la verificación de la materialización de la función portante del suelo alrededor del túnel;
- la verificación de la aptitud del método y secuencia de ejecución de las tareas de excavación y sostenimiento, las distancias que median entre los frentes de sectores parciales de excavación y de la excavación;
- la capacidad portante del sistema de sostenimiento del túnel en relación a los objetivos de asentamientos previstos en la proyección;

Las mediciones obtenidas a través del monitoreo sirven como elemento de juicio sobre la base de comparación “pronósticos/realidad”, para decidir la implementación de eventuales medidas de refuerzo que permitan optimizar el proceso constructivo.

La construcción de un túnel dentro de áreas urbanas requiere de un nivel de ingeniería no despreciable de modo de minimizar los efectos sobre construcciones e infraestructura existentes. Los principales aspectos a tomar en consideración en la construcción de un túnel urbano consisten en las deformaciones plásticas y tensiones inducidas en el entorno. Estas repercuten generalmente en daño a la infraestructura aledaña a la construcción.

En tunelería urbana las características constructivas de un túnel se definen en base a la minimización de los efectos sobre el mobiliario urbano, haciendo imprescindible la predicción correcta de los asentamientos asociados a la excavación, ya que definen los costos de construcción al establecer las condiciones de borde del diseño. Esto define, específicamente, el diseño del soporte y revestimiento del túnel, donde el tipo y cantidad de soporte influyen directamente en la decisión de inversiones relacionadas con el desarrollo del proyecto.

El trabajo de memoria presentado en este documento, pretende incorporar una metodología de análisis de la información monitoreada durante el proceso de excavación que permita recomendar bases para el diseño constructivo de túneles de modo de mejorar el proceso constructivo de excavación, en particular, de túneles urbanos. La Figura 1.1 muestra el asentamiento superficial modelado (perfil de desplazamientos verticales) para un tramo de un túnel de baja cobertura. El asentamiento máximo estimado en este diseño es de 4.5 mm, el diámetro de subsidencia estimado para este tramo es de 80m.

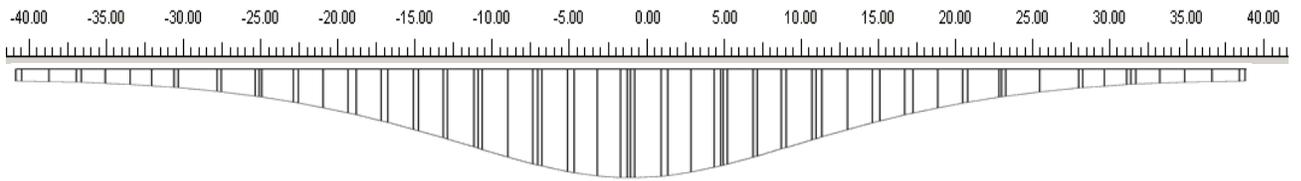


Figura 1.1- Asentamientos superficiales transversales al eje del túnel. Modelados para sección ST 2. Distancia en metros

La Figura 1.2 muestra los asentamientos superficiales observados para el mismo tramo de túnel mostrado en la Figura 1.1. Cabe destacar que los asentamientos superficiales observados llegaron a un máximo de 6.5 mm y el diámetro de subsidencia medido fue de 10.7 m. Lo anterior refleja que las bases utilizadas para el diseño subestimaron las propiedades del suelo lo cual se refleja por la diferencia en los diámetros de subsidencia y por otro lado, los modelos constitutivos de deformación fueron errados lo cual se refleja en la diferencia de los asentamientos máximos.

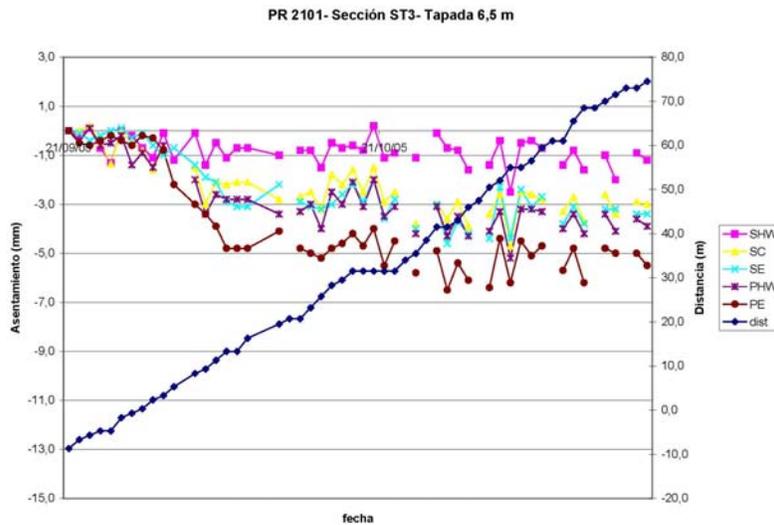


Figura 1.2- Asentamientos superficiales. Real para sección ST 2.

La desviación mostrada anteriormente refleja que por un lado el revestimiento diseñado para los valores de asentamiento máximo de 4.5 mm y subsidencia de 80m estaría sobre dimensionado. Por otro lado la velocidad de avance recomendada para este diseño sería mayor a la que se recomendaría con un asentamiento máximo de 10.5 mm. Lo anterior repercute por un lado en el costo de la excavación como resultado de un sobre dimensionamiento del revestimiento y por otro lado una pérdida de seguridad asociada con la alta velocidad de excavación.

I.2 Objetivo General

El objetivo general de este trabajo de título consiste en el diseño de un sistema de monitoreo que permita medir las deformaciones y esfuerzos asociados a la construcción de un túnel urbano. Estas mediciones permitirán verificar los modelos predictivos realizados en la etapa de ingeniería del proyecto, y a su vez, recomendar optimizaciones al soporte diseñado.

I.3 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos que se pretenden alcanzar en este documento son presentados a continuación:

- Modelación 2D de las excavaciones a construir con el objetivo de cuantificar las deformaciones máximas.
- Diseño de un sistema ad-hoc para la captura y almacenamiento de observaciones de terreno y mediciones que permitan evaluar el estado de una excavación.
- Desarrollo de una metodología de análisis que permita evaluar las hipótesis o modelos que sostienen el diseño propuesto, en particular, deformaciones y esfuerzos.
- Generar recomendaciones para la optimización del proceso de excavación, a partir del análisis del diseño inicial

I.4 Alcances del trabajo

El alcance de este estudio es recopilar valores de deformación reales relacionados con la excavación de un túnel urbano de 1.8 Km. de longitud. Los aspectos a revisar, dada la información recopilada, y los modelos numéricos preliminares son: asentamiento máximo, relación distancia frente de excavación versus inicio/estabilización de asentamientos, Momento y Esfuerzo Normal máximos en terreno.

Los gráficos de asentamientos y esfuerzos que se proponen construir para el desarrollo de este trabajo permitirán visualizar:

- Asentamientos superficiales en función del tiempo y cercanía de la excavación;
- Presentación de la deformación de las secciones de monitoreo según la cobertura de suelo sobre ellas;
- Presentación de esfuerzos en el revestimiento del túnel en las secciones especiales y específicas determinadas para este objetivo;
- Presentación de deformaciones horizontales en las cercanías del túnel en secciones especiales y específicas para este objetivo.

Los sistemas de monitoreo a estudiar consisten en: asentímetros superficiales y profundos, strain gages de cuerda vibrante e inclinómetros biaxiales.

I.5 Metodología de trabajo

La metodología de trabajo utilizada en este trabajo de ingeniería se resume a continuación:

- Recopilación de antecedentes de la instrumentación disponible en el mercado, caracterizándola por sus límites de lectura admisible.
- Recopilación de antecedentes relacionados con el trazado, la geología y la geomorfología del túnel a modelar.
- Construcción de un modelo numérico en dos dimensiones utilizando la plataforma Plaxis de modo de cuantificar las deformaciones máximas inducidas por la excavación
- Análisis de las componentes del sistema de monitoreo a recomendar
- Implementación del sistema de monitoreo y lectura de las deformaciones y esfuerzos presentados durante la construcción del túnel. Se estudiará el trazado del túnel dentro una zona urbana definiendo la instalación de secciones de monitoreo perpendiculares al eje del túnel y asignando la instrumentación específica a utilizar en cada una agregando las características del túnel que será construido bajo cada una de ellas.
- Realizar la comparación entre las deformaciones y esfuerzos pronosticados con las realmente medidas, a objeto de optimizar el futuro diseño y construcción de este tipo de excavaciones.
- Obtención de conclusiones y recomendaciones basadas en la comparación entre las deformaciones predichas versus las reales obtenidas en el programa de monitoreo.

II FUNDAMENTOS TEORICOS

La excavación de galerías en terrenos con baja cobertura se ha hecho cada vez más frecuente y por ello a tomado gran importancia la posibilidad de valorar el asentamiento superficial, pues en el área urbana la excavación de un túnel puede generar problemas para los edificios y estructuras ya existentes. La estimación del movimiento del terreno y con ello la verificación del riesgo que podemos enfrentar con los edificios y la infraestructura, se ha convertido en parte fundamental de cualquier proyecto que involucre la excavación de túneles urbanos.

En este capítulo se analizarán métodos para la determinación de los asentamientos verticales transversales, longitudinales y horizontales que ocurran en superficie debido a la excavación de un túnel.

II.1 Distribución de los Asentamientos Verticales en Terreno

El interés por los movimientos superficiales del terreno fue estimulado principalmente luego de la intervención de Peck en la conferencia de Ciudad de México en 1969. Allí basándose en la poca información disponible a la época, Peck propuso algunas soluciones empíricas, que fueron luego desarrolladas por Cording y Hansmire (1975), Clough y Schmidt (1981), Attewell (1977), Hanya (1977), Ward y Pender (1981) y Dulacska (1982). Mair et al (1996) muestra la deformación inducida por la excavación presentada en la Figura 2.1, la cual muestra que producto de la excavación de un túnel se presentan deformaciones verticales y horizontales en superficie.

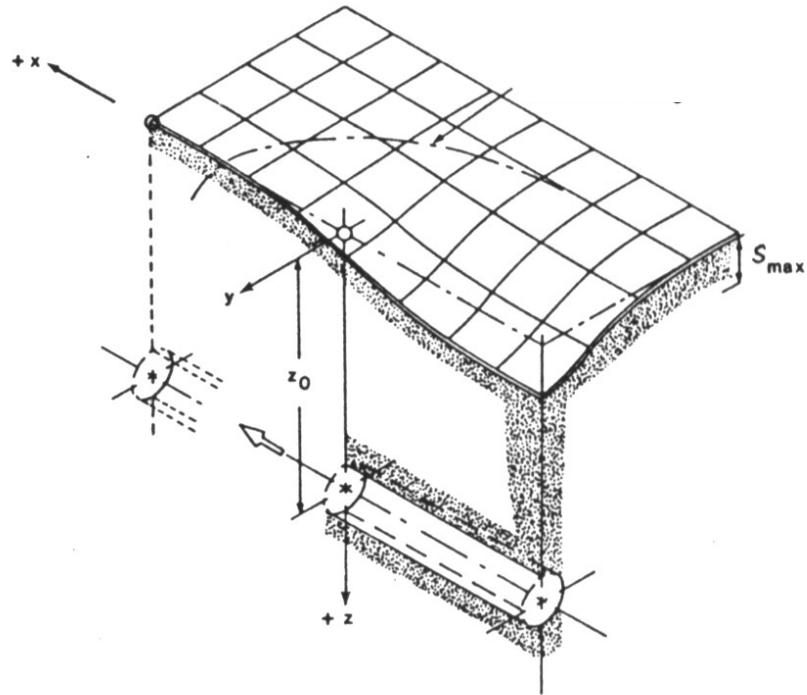


Figura 2.1- Distribución del asentamiento vertical sobre un túnel (Mair et al.,1996)

II.1.1 Asentamiento Vertical al Eje de un Túnel

Peck estudió 25 casos de galerías excavadas en terreno cohesivo y granular, observando que el perfil de asentamiento era similar a la distribución normal gaussiana, como lo muestra la Figura 2.2. Analíticamente, con referencia a las figuras 2.1 y 2.2, el movimiento $S(y)$ puede ser expresado como:

$$(2.1) \quad s(y) = s_{\max} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right]$$

Donde:

- s_{\max} = movimiento máximo sobre el eje del túnel;
- i = factor de forma que corresponde a la distancia del punto de inflexión de la curva al eje de la galería
- y = distancia al eje de la galería.

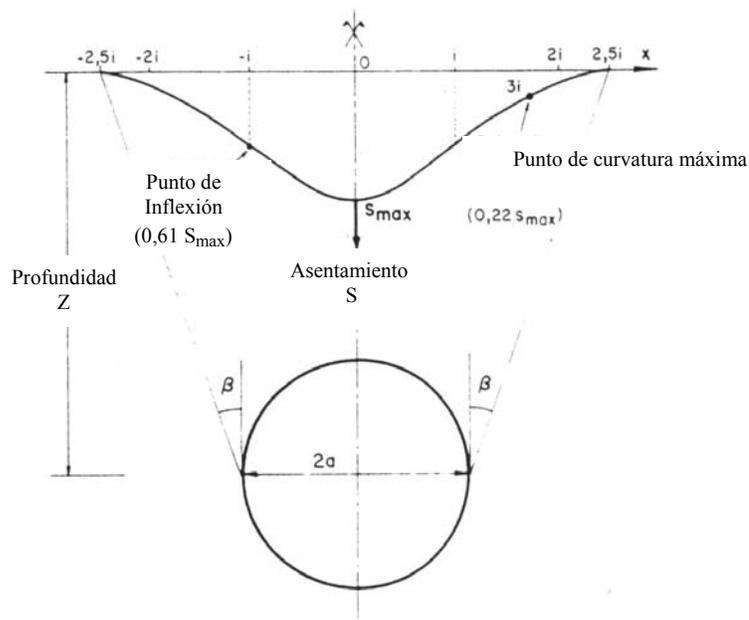


Figura 2.2- Perfil de Asentamiento Vertical (Schlosser et al, 1985)

Se ha observado, empíricamente, que i depende principalmente de la profundidad z del eje y del radio a de una galería.

II.1.2 Distribución Longitudinal del Asentamiento Vertical

El asentamiento superficial es un fenómeno tridimensional, como se muestra en la Figura 2.1, por lo que hay que tomar en cuenta la existencia del perfil longitudinal mostrado en la Figura 2.3

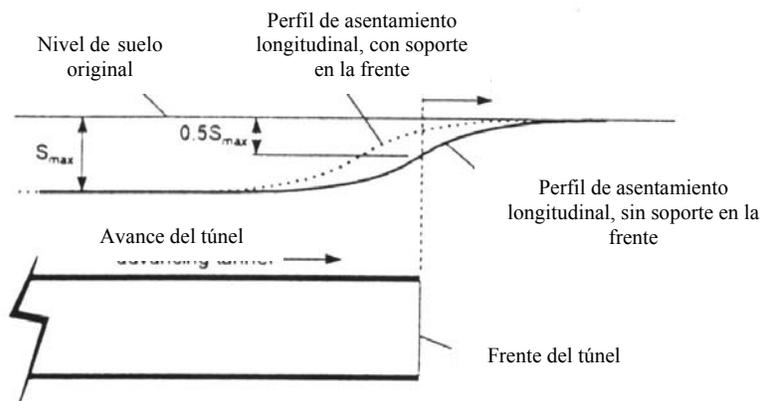


Figura 2.3- Curso del asentamiento longitudinal en la superficie

(Mair e Taylor, 1997)

Como el perfil transversal se desarrolla en forma Gaussiana, entonces el perfil longitudinal representa la curva acumulada (Figura 2.5)

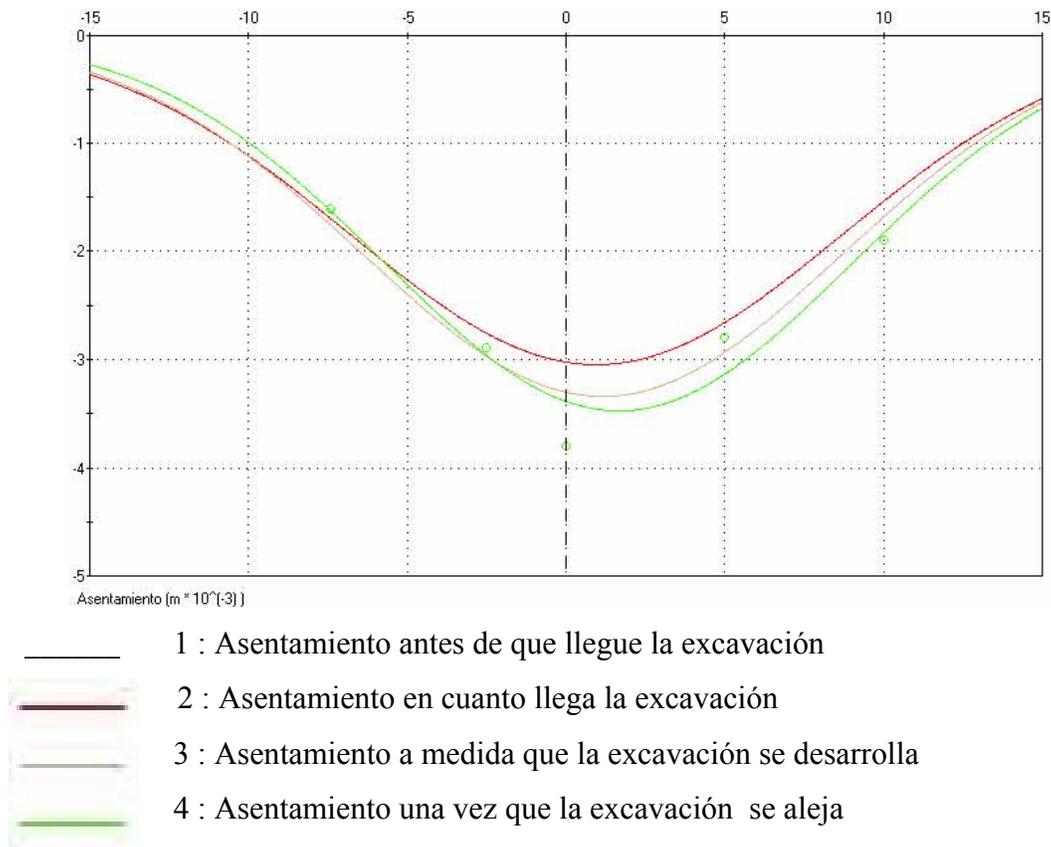


Figura 2.4- Curva de Gauss en relación con la distancia a la excavación

La Figura 2.5 se puede ver como el asentamiento comienza a manifestarse antes de la llegada del frente de excavación.

Es interesante ver el comportamiento del asentamiento superficial a lo largo del tiempo para puntos ubicados sobre el eje del túnel, para el caso de galerías excavadas con máquinas escudadas, Figura 2.5.

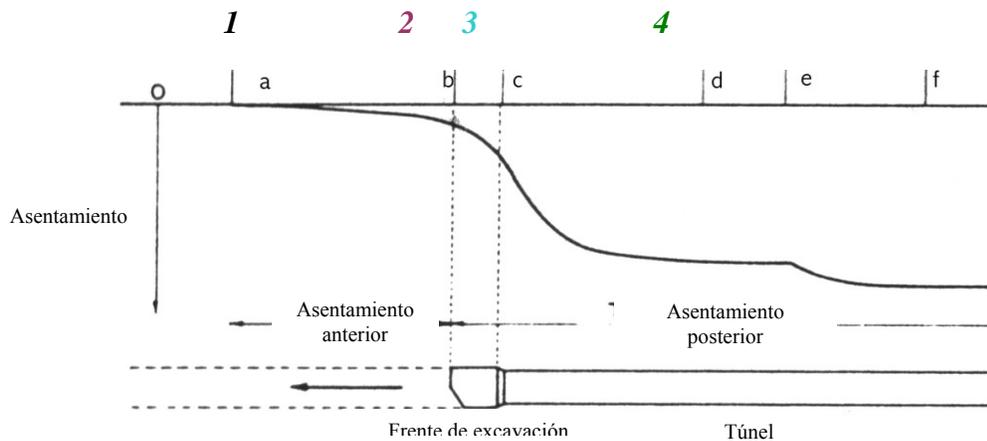


Figura 2.5- Evolución del asentamiento en la superficie durante la excavación de una galería con escudo: inicio del asentamiento (A), llegada del escudo (B), paso de la cola del escudo (C), fin del asentamiento diferido (D), eliminación del área comprimida (E), fin del asentamiento (F). (Hanya, 1977 – fuente: Schlosser et al., 1985). (1) Asentamiento antes de la llegada de la excavación, (2) Asentamiento en cuanto llega la excavación, (3) Asentamiento a medida que la excavación se desarrolla y (4) Asentamiento producido una vez que la excavación se aleja

Todos los tipos de asentamiento pueden ser divididos en 2 clases: casi instantáneo y diferido en el tiempo.

El movimiento casi instantáneo se debe a:

- La acomodación del suelo delante de la galería;
- La acomodación del suelo tras el túnel;
- La acomodación del terreno en la fase de excavación y en la fase de revestimiento;
- La deformación del revestimiento.

El movimiento diferido se debe a:

- La redistribución de las tensiones alrededor de la galería;
- La variación de la presión intersticial;
- Cambios al uso del terreno alrededor de la excavación.

II.2 Túneles Múltiples

Las observaciones realizadas en lugares donde se excavan 2 o más galerías cercanas han llevado a algunos autores a afirmar que, (Attewell, 1977; Hanya, 1977):

- En una arena densa, la excavación de una segunda galería crea un perfil de asentamiento

asimétrico y más profundo del lado de la segunda excavación. Figura 2.7 (a).

- En una arcilla competente la asimetría será menos marcada. Figura 2.7 (c).
- Si se excava un segundo túnel adyacente a uno pre-existente, se crea una fuerte asimetría, dado que el asentamiento del será más pronunciado que el del primero. Figura 2.7 (b).

Para calcular la amplitud de la depresión, se puede calcular la amplitud de las dos galerías por separado y luego sumar la distancia entre los ejes de ambas galerías.

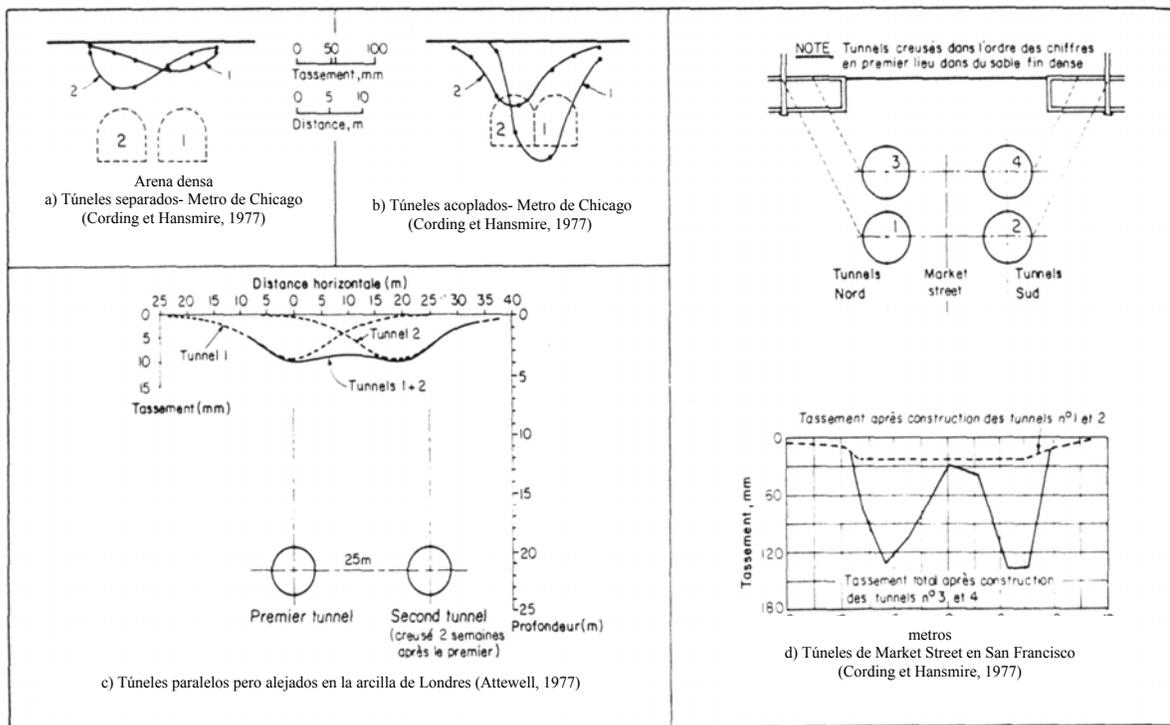


Figura 2.6- Asentamiento superficial debido a la realización de varias galerías (Schlosser, 1985)

II.3 Características de la Instrumentación

En túneles urbanos normalmente son utilizados asentímetros ya sea para superficie o estructuras (ménsulas), inclinómetros verticales y strain meters o strain gauges.

Los asentímetros son instrumentos de uso topográfico usados para medir el movimiento en el plano (asentímetros y ménsulas) o en el espacio (convergencias ópticas) y por tanto, están sujetos

sólo a las limitaciones del nivel o estación de lectura. En cambio, los strain meters y strain gauges son provistos por los fabricantes de acuerdo a las necesidades del usuario lo cual difiere de los inclinómetros verticales que son instrumentos estándar con una precisión de 0,1 segundos de arco.

II.3.1 Puntos de Referencia de Medición de Asentamientos en Estructuras y Edificios (Ménsulas)

Los puntos de referencia para la medición de asentamientos de estructuras o edificios son usados para auscultar los movimientos verticales que podrían sufrir las estructuras o edificios cercanos al túnel o pozo de ataque. Este tipo de asentímetro se recomienda para el seguimiento de estructuras o edificios, que dada su importancia o antigüedad son susceptibles de sufrir daños, ya sea por el asentamiento diferencial de sus cimientos o bien debido a la pérdida de verticalidad.

En caso que alguna cavidad atraviese un sector en el cual se haya emplazado servicios que no deban sufrir deformaciones por encima de ciertos límites prefijados, cómo pueden ser ductos de agua, gas u otro fluido, será necesario instalar puntos de medición de asentamientos sobre éstos con el objetivo de auscultar la evolución de las deformaciones inducidas.

II.3.2 Inclinómetros Verticales

Los inclinómetros son instrumentos de alta precisión usados para efectuar mediciones de desplazamiento horizontal desde la superficie hasta 2 o 3 metros bajo el nivel inferior del punto más bajo del suelo que rodea la excavación.

Existen dos tipos de inclinómetros o sondas inclinométricas: el tradicional o estándar y los “In Deep” estos últimos usados en forma cautiva y por ello sólo pueden ser usados en un lugar a diferencia del inclinómetro estándar, que puede ser usado en múltiples lugares.

Este instrumento forma parte de un sistema consistente en un caño de material sintético provisto internamente con cuatro ranuras longitudinales, dispuestas en forma de cruz en la sección transversal circular del caño. Estas ranuras se disponen con un eje de la cruz paralelo al eje del túnel (eje B) y el otro dispuesto perpendicular al mismo eje (eje A), en orden a facilitar el procesamiento de las lecturas.

En orden a facilitar su interpretación los resultados son presentados como un gráfico (X, Y) donde el eje Y corresponde al inclinómetro mismo donde el nivel 0 corresponde a superficie, y el nivel (-y) indica la profundidad “y”, así mismo el eje X indica la deformación expresada en mm. Además se provee de ayudas gráficas que indican la posición de las zonas del túnel en relación a la profundidad del inclinómetro, es decir, se incluyen líneas horizontales que zonifican la parte superior del túnel, la zona media y la parte inferior del túnel.

Se presentan dos tipos de gráficos:

- el incremental que muestra la deformación ocurrida en las últimas lecturas;
- el acumulado que muestra la deformación acumulada desde la primera lectura patrón.

II.3.3 Instrumentos de Medición de Deformaciones Unitarias (Strain Gauges)

Los instrumentos de medición de deformaciones unitarias (strainmeters) son instrumentos mediante los que se medirán las elongaciones o contracciones en los revestimientos primarios y secundarios de shotcrete.

El strain meter es orientado de tal forma de quedar dispuesto paralelo a la dirección en la que se quieren medir las deformaciones unitarias del revestimiento. Las mediciones se efectúan con equipos de lectura especiales, que se conectan a los instrumentos a través de conexiones preparadas en cajas de distribución instaladas en el propio revestimiento. Tienen mayor exactitud de medición comparados con las celdas de presión.

Estos instrumentos se empotran en el shotcrete y son instalados de a pares, para poder medir las tensiones en ambas caras del revestimiento.

II.3.4 Equipos de Registro y Equipos Auxiliares

- **Cableado para la instrumentación:** Los strain gauges son provistos con sus respectivos cables. Sin embargo, es necesario determinar la longitud necesaria para cada instrumento individualmente para que el proveedor nos los envíe listos para ser instalados.

Aunque de menor costo que el instrumento en cuestión, el precio unitario por metro de cable también debe ser considerado al realizar la cotización.

- ***Cajas de Distribución o de Lectura:*** Se instalarán cajas de madera hacia donde convergerán los cables de todos los instrumentos, pertenecientes a una misma sección.

Los terminales o bornes de conexión de los instrumentos de auscultación dentro de las cajas de lectura serán identificadas clara e inequívocamente, con expresa referencia al tipo de instrumento y su ubicación. Todo cable entrante a la caja lo deberá hacer a través de un manguito que garantice la hermeticidad frente al agua.

II.4 Metodología de Medición

II.4.1 Asentímetros

Si la topografía convencional es usada para monitorear el movimiento de puntos ubicados en la superficie del terreno, asentímetros, o en una estructura, ménsulas, con relación a un punto estable conocido o hito, ubicado lejos de la zona de influencia del túnel, no deberá aceptarse un error de cierre mayor a 1: 2.500 – 1: 5.000 dentro de un circuito de nivelación cerrada.

El uso de nivelación abierta, si bien aporta datos, no será totalmente confiable pues el error de medición será incierto. La información de la precisión instrumental informada por el fabricante sólo es válida como error inicial y no como error total de lectura.

II.4.2 Inclínómetros

Además de poder ser tipo estándar o tipo “In Deep”, los inclinómetros pueden ser mono o biaxiales, esto es, pueden medir uno o ambos ejes de la cruz al mismo tiempo. La relevancia de este punto radica en que, dado que deben ser medidos ambos ejes, al elegir un inclinómetro monoaxial se deberá realizar toda una secuencia de lecturas en cada auscultación inclinométrica para cada eje, a diferencia del biaxial donde basta con sólo una secuencia.

Las mediciones de los movimientos o desvíos horizontales del caño en ambas direcciones se efectúa mediante la sonda inclinométrica. Esta sonda es introducida en el caño mediante un cable sostén, el cual es al mismo tiempo, quien alimenta con energía a la sonda y transmite la

información de medición al equipo de lectura portátil.

La sonda se hará descender lentamente hasta el fondo del caño donde será mantenida en reposo unos 15 minutos en orden a equalizar la temperatura del instrumento con la temperatura interna del caño, esto para evitar errores atribuibles al cambio de temperatura de la sonda.

Una vez pasado este tiempo, la sonda será izada lentamente con detenciones para la toma de datos, cada 50 cm. Esta será denominada lectura A0 o lectura (A+), luego se repetirá el procedimiento deslizando la sonda por el mismo eje sólo que rotando el instrumento en 180° esta será denominada lectura A180 o lectura (A-).

Luego este procedimiento deberá ser nuevamente realizado en el eje B en caso de usar una sonda monoaxial, en caso de ser biaxial los datos del eje B, es decir, B0 y B180 serán leídos junto a los del eje A.

La sonda es capaz de realizar las mediciones mediante un acelerómetro, que responde frente a cualquier cambio en la alineación del caño, por lo cual al efectuar cada lectura la sonda debe estar completamente detenida.

La sonda posee una dirección positiva y otra negativa por lo que la lectura A+ y B+ deben corresponder siempre a la dirección positiva de la sonda y A-, B- también deben corresponder a la dirección negativa.

El cable de la sonda posee marcas cada 50 cm., las que deben ser permanentemente chequeadas para garantizar que se está midiendo siempre el movimiento horizontal de los mismos puntos dentro del caño y no la posición de diferentes puntos, lo cual conducirá a la total pérdida de la información histórica recabada, inutilizando así todo el trabajo y recursos invertidos.

II.4.3 Strain Gauges /Strain meters

Las Barras Extensométricas son instrumentos convencionales usados en la construcción de túneles shotcreteados y/o con revestimiento de hormigón. Sin embargo, son posibles de realizar ciertas consideraciones:

- Los strain meters o barras extensométricas son instrumentos simples; comúnmente se usan junto a las celdas de presión puesto que las celdas no pueden medir esfuerzos de tracción, consistiendo en una pieza de aluminio fijada entre 2 piezas cortas de barras de refuerzo. Por ello, los instrumentos a adquirir no deben tener aluminio en su estructura, para poder ser considerados como Barras Extensométricas, pues el módulo de elasticidad del aluminio es más del doble que el del hormigón.
- Para ser considerado, correctamente, como Barra Extensométrica, el modulo de elasticidad del instrumento debe ser mucho menor (al menos un tercio) que el del material anfitrión. Es por esto que se prefirió utilizar Strain Gauges de cuerda vibrante (sgvw).
- Los Strain Gauges consisten en una cuerda de acero tensada contra dos soportes embebidos en el shotcrete y que tienen la posibilidad de moverse uno respecto al otro, debido al estado de esfuerzos del hormigón, cambiando la tensión de la cuerda.
- El estado de tensión del shotcrete es obtenido indirectamente, gracias al cambio en la resistencia eléctrica del alambre de acero provocado por el cambio en la tensión de la cuerda, que cambia la frecuencia del mismo al ser excitado con ayuda de un electromagneto, permitiendo compararla con la frecuencia inicial.

II.5 Monitoreo de la Zona de Subsistencia Inducida por la Excavación de la Galería

Para el control del asentamiento superficial inducido por la excavación de las galerías, se han previsto secciones de monitoreo de asentamiento superficial constituidas por 5 puntos de nivelación superficial dispuestos transversalmente al eje de la galería, de modo de poder evaluar, en particular, el tipo del perfil de subsidencia inducida.

II.5.1 Monitoreo de los Piques

El control del asentamiento inducido sobre la superficie del terreno causado por la excavación de los piques, más la contribución del asentamiento inducido por la excavación de las galerías, (excavación que va a sumarse a la de los piques) será realizado con la puesta en operación de 6 puntos de nivelación superficial puestos a lo largo y transversalmente al eje del trazado.

II.5.2 Monitoreo de Edificios y Estructuras Existentes

El objetivo del monitoreo de edificios e infraestructura es, principalmente, el control y cuidado de los mismos durante la ejecución de las labores de construcción de la galerías.

El plan de monitoreo prevé controlar la situación deformativa de las construcciones existentes y sobre la superficie del terreno con:

- Puntos de nivelación dispuestos oportunamente a lo largo del trazado;
- Líneas de nivelación para las zonas donde se han previsto asentamientos en correspondencia con la excavación bajo los edificios.

En relación con las secciones de nivelación superficial previstas para la excavación de la galería y de las estaciones, la instrumentación deberá permitir la definición del cuadro deformativo general entorno a la excavación, y en particular la zona de influencia de la excavación.

II.5.3 Puntos de Referencia de Medición de Asentamientos (Asentímetros)

Los puntos de referencia para medición de asentamientos serán utilizados para evaluar las curvas de asentamientos transversales y longitudinales de la superficie del terreno asociadas a la excavación de los túneles. Mediante una auscultación anticipada a la excavación se determinará el nivel cero o inicial de los asentímetros que permitirá efectuar el seguimiento de la evolución de las curvas de asentamiento desde su inicio hasta su estabilización final.

Se distinguen dos tipos de asentímetros, los superficiales y los profundos. Los primeros se materializarán mediante barras de acero estándar de construcción de diámetro 25 mm, que solo serán anclados a 0.45 m por debajo del pavimento y sobre una base de mortero de cemento de 0.30 m. Los segundos se diferenciarán de los primeros en que su longitud les permitirá llegar hasta una profundidad tal que la base de mortero de cemento, a la que será anclada la barra, se sitúe 0.50 m por sobre la clave del túnel.

En el mismo mortero será anclado un caño de diámetro superior al de la barra de tal manera de permitir el desplazamiento libre de esta por su interior. El espacio anular caño/perforación será

rellenado con arena.

El extremo superior de la barra será redondeado de manera que el punto sobre el cual se apoyará la mira topográfica sea siempre el mismo. Finalmente, el asentímetro será protegido de golpes y aplastamientos con una caja u otra estructura adecuada que permita un rápido y fácil acceso por parte del personal encargado de su uso y control, impidiendo su manipulación por personas ajenas a la empresa.

Como norma se establecerán mediciones “cero” para cada punto a ser monitoreado, a partir de las cuales se determinará la deformación o esfuerzo específico en dicho punto por causa de la excavación del túnel.

Se llevará un registro de la distancia del túnel a cada sección, a partir del momento en que el punto comience a ser auscultado y se establecerá una frecuencia de medición en base a lo que se convenga con la Inspección Técnica de Obra.

III MODELACION DE LAS EXCAVACIONES A MONITOREAR

III.1 Caso de Estudio

Se estudiará el trazado del túnel dentro una zona urbana, en Villa Urquiza, Buenos Aires, Capital Federal de la República Argentina definiendo la instalación de secciones de auscultación perpendiculares al eje del túnel y asignando la instrumentación específica a utilizar en cada una de ellas, agregando las características del túnel que será construido bajo cada una de ellas.

El túnel corresponde al Tramo C, de la Línea B del Subterráneo de Buenos Aires. Ubicándose en una zona comercial-residencial con alto flujo vehicular, peatonal y ferroviario, ubicándose su traza bajo la principal ruta de acceso para tránsito pesado de la ciudad de Buenos Aires (Av. Los Incas) y rodeado de construcciones que datan desde inicios del siglo XX.

III.2 Geología del caso de estudio

La región se asienta en depósitos modernos, asignables al período Cuaternario. El estudio geológico es dificultado por las condiciones del relieve poco pronunciado de la región Pampeana, la ausencia de afloramientos, la cubierta de suelos, la vegetación, la fuerte urbanización y las diferentes obras de arte. A consecuencia de ello, las exposiciones son exclusivamente artificiales y de escasa profundidad, reconociéndose de esta manera solamente los terrenos superiores, más modernos de la columna estratigráfica, pertenecientes al Pleistoceno-Holoceno, mientras que las unidades de mayor edad son reconocibles exclusivamente mediante perforaciones profundas.

Con todos estos elementos se puede llegar a reconstruir la secuencia de los terrenos geológicos de este sector de la ciudad de Buenos Aires, los que se describen muy someramente de abajo hacia arriba, dividiéndolos en: Terrenos Prepampeanos y Terrenos Pampeanos.

Los sedimentos Prepampeanos constituyen los terrenos más profundos de la zona y están representados por:

1.- Basamento cristalino de edad Precámbrico, compuesto por micacitas y rocas ígneas que las intruyen. Esta unidad se encuentra en la región a más de 280 m de la superficie actual y sobre el

se encuentra el relleno sedimentario que caracteriza la región pampeana.

2.- Encima se encuentran arcilitas, arcilitas limosas rojo moradas con clastos de calcedonia, yeso y nódulos calcáreos y limolitas arcillosas y arenosas, hasta areniscas finas de la Formación Olivos. Este conjunto de unos 200 m de espesor se conoce entre los perforistas como " El Rojo". A estos sedimentos se les asigna una edad entre el Oligoceno Superior y el Mioceno inferior y se encuentra en el subsuelo a profundidades de más de 85 m.

3.- Sedimentos marinos representados por arcillas gris verdosas, oscuras compactas de unos 20 m de potencia, además con materiales carbonosos, yeso, intercalaciones tobáceas y abundantes fósiles que constituyen la Formación Paraná, denominada por los poceros como " El Verde ", contienen fósiles marinos de edad Mioceno medio y superior. El techo de esta unidad se encuentra a profundidades de -66 m.

4.- Arenas cuarzosas blancas y amarillentas puras a ligeramente ferruginosas, sueltas a ligeramente cementadas. Estas arenas suelen también aparecer más finas (arenas limosas hasta limos arenosos). Constituyen depósitos fluviales de edad Plioceno alto que conforman el importante horizonte acuífero potable del norte de la provincia de Buenos Aires conocido como " Arenas Puelches ", "Araucanas" o de "Entre Ríos". Este conjunto sedimentario de espesores variados, en la zona alcanza 25 m. de potencia. Su techo se encuentra en la zona a una profundidad promedio de 40 m. debajo del nivel del mar. Recubriendo la " Arenas Puelches " se encuentran depósitos löessicos y limos löessoides y limos de color castaño amarillento, verde a gris de edad Pleistoceno, cuyo conjunto constituye los terrenos del "Pampeano" ó "Sedimentos Pampeanos".

Los Sedimentos Pampeanos son los más superficiales de la zona y están a su vez representados por dos unidades sedimentarias, la "Ensenadense" y la "Bonaerense".

1.- El Ensenadense de edad Pleistoceno medio a inferior, constituye una espesa capa de limos y limos loessoides de 21 m de potencia. Este material es de textura limo arenoso, entoscado por tramos, con abundantes concreciones de Mn-Fe y cemento de manganeso y de hierro. Es característico de este horizonte su compactación por tramos (limos) lo que le confiere baja

porosidad, mientras que los niveles de limos loessoides el sedimento es menos compacto. En este sitio constituye un sedimento muy denso, fuertemente entoscado y cementado, de color castaño grisáceo, sobre el que se apoya por erosión diferencial sedimentos eólicos del Bonaerense.

2.- El Bonaerense o Formación Buenos Aires es de edad Pleistoceno superior con una potencia de 20 m, edafizado en su parte superior. Comprende un horizonte löésico de textura limo arenoso de color castaño claro, friable a levemente endurecido. Posee estructura migajosa, tosquillas en nódulos y muñecos de origen pedogénico. Este horizonte eólico hacia abajo se vuelve castaño grisáceo con moteados y nódulos de Mn, Fe-Mn y cemento de manganeso debido a la presencia de capas de aguas colgantes. En su parte superior se ha desarrollado un suelo que aparece en los perfiles como un paleosuelo truncado en el horizonte B.

III.3 Geomorfología

Este sector de la llanura pampeana, en contacto con el sistema fluvial del Paraná-Plata, se caracteriza por tres unidades geomorfológicas, i.e. el plano alto o terraza alta, el plano bajo o terraza baja y la planicie costera.

La altitud respecto al nivel del mar se sitúa entre 18 y 22 m, con pendiente regional en dirección NE y la local, controlada por el diseño de drenaje en dirección N y NO, con un gradiente de 0,5%.

III.4 Modelación Numérica

El túnel excavado está compuesto por distintas geometrías o secciones, las cuales fueron modeladas numéricamente con el objeto de obtener una predicción de las deformaciones inducidas producto de la excavación del túnel.

La información recibida consistió en estudios de suelos, parámetros del hormigón a utilizar en la construcción, además de la geometría de cada sección a ser excavada y la secuencia constructiva.

La modelación tuvo por objetivo facilitar el análisis de la interacción suelo – estructura en todas las etapas de construcción. Las herramientas utilizadas en el análisis fueron:

Plaxis 2D v 8.0: Método de los elementos finitos 2D aplicados a plasticidad en geomecánica, con interpolación independiente de tensiones efectivas y neutras; capacidad para la modelización de la construcción por etapas; simulación de procesos de carga monotónica, cambios de presión neutra, y cálculo de coeficientes de seguridad (referencias www.plaxis.nl. Mathematica V4.1: Entorno de programación general para la solución analítica y numérica de problemas matemáticos. www.wolfram.com).

Los modelos constitutivos a utilizar en el modelamiento se presentan a continuación:

- Modelo Mohr - Coulomb: Parámetros no-drenados sin generación - disipación de presiones neutras.
- Modelo hiperbólico (adaptación de Duncan – Chang): Parámetros efectivos sin generación - disipación de presiones neutras.

Los modelos numéricos entregaron deformaciones en el túnel y asentamientos en superficie.

III.4.1 Sección ST1 con Separación de 2 Metros

Se analiza el procedimiento constructivo a implementar en la excavación del túnel doble ST1 Pre Villa Urquiza mediante un modelo de elementos finitos bidimensional. Se analiza la sección con dos túneles cuya separación es de 2 m.

La geometría de la excavación a modelar se muestra en la siguiente figura:

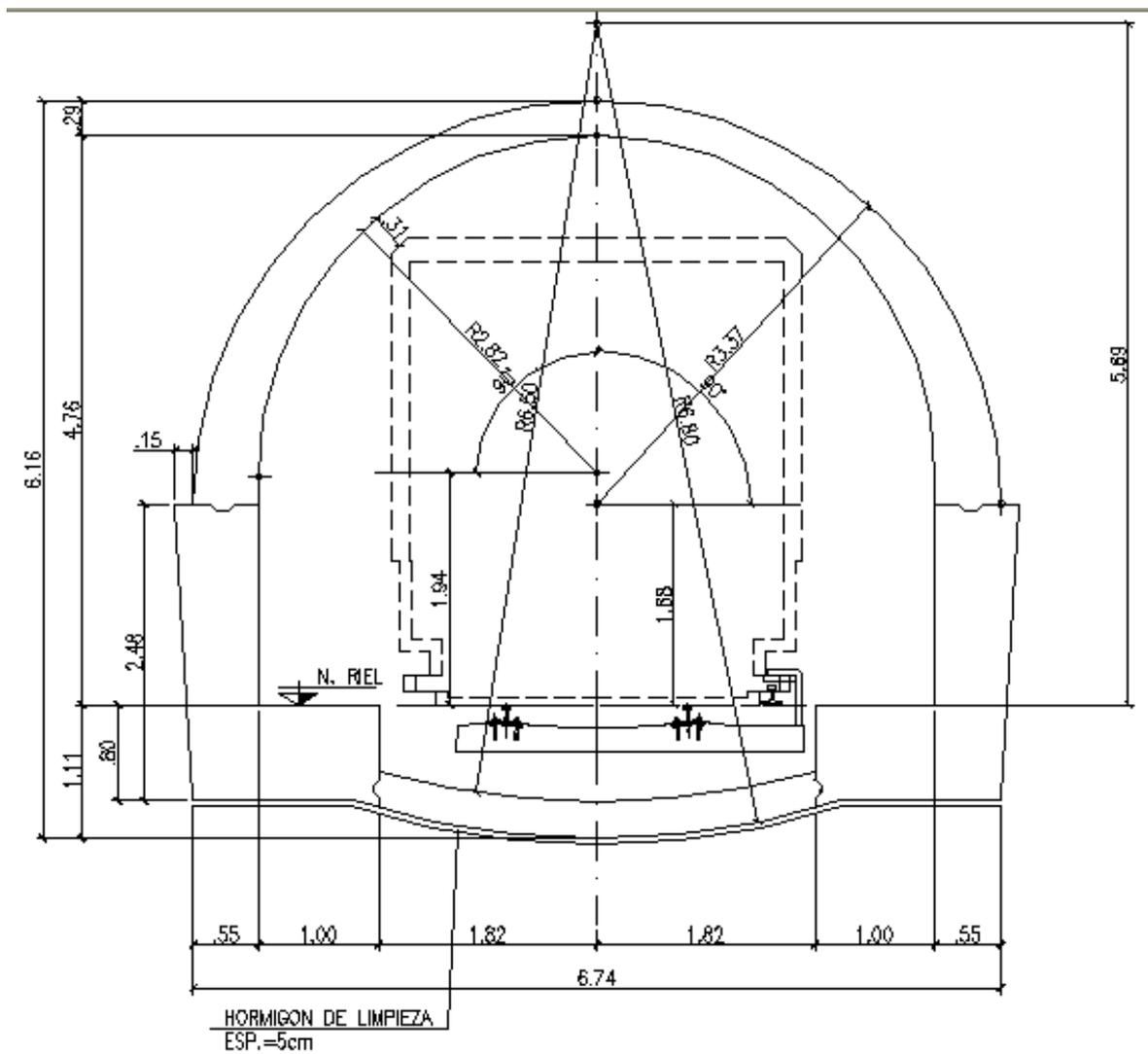


Figura 3.1- Sección ST1 Pre Villa Urquiza. Cobertura de 12.0 m.

Los parámetros geotécnicos de la sección del túnel ST1 han sido extraídos de informes de suelos y se presentan en las tablas siguientes:

Tabla 1. Parámetros modelo de Mohr-Coulomb

Profundidad	m	0 - 10	10 - 18	> 18	Parámetro
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
Cu	KPa	80	100	120	Cohesión
ϕ	grados	0	5	5	Fricción
ψ	grados	0	0	0	Dilatancia
E	MPa	80	120	180	Rigidez
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson

σ_t	KPa	8	10	10	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Tabla 2. Parámetros modelo hiperbólico

Profundidad	m	0 – 10	10 – 18	> 18	
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
c	KPa	15	25	50	Cohesión efectiva
ϕ	grados	25	30	30	Fricción efectiva
ψ	grados	3	3	6	Dilatancia
$E_{50\text{ref}}$	MPa	80	100	120	Módulo de Young elastoplástico para cargas de corte
$E_{oed\text{ref}}$	MPa	80	100	120	Módulo de Young elastoplástico para cargas de compresión
$E_{ur\text{ref}}$	MPa	180	210	250	Módulo de Young elástico
m	-	0.00	0.00	0.00	Exponente Jambu
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
POP	KPa	1500	1500	3000	Presión previa de tapada
R_f	-	0.90	0.90	0.90	Relación de falla
σ_t	KPa	8	10	20	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Los parámetros mecánicos del hormigón fueron determinados numéricamente a partir de ensayos de resistencia de probetas de hormigón a edades tempranas y son válidos para todas las secciones a excavar/construir (Anexo 1)

La secuencia constructiva es una entrada para la modelación numérica por lo tanto a continuación se especifican las etapas del proceso constructivo a modelar:

- 1- Excavación de galerías de hastial o galerías de acceso a caja de túnel final, ST1 descendente: Excavación de galerías de 1.80 m x 3.0 m.
- 2- H° M° u Hormigón Moldeado de Hastiales, ST1 descendente
- 3- Excavación de bóveda, ST1 descendente: Excavación bóveda. Longitud de avance: 2.00 m o inferior, según plan de avance y contingencia. Colocación de cercha de acero.

- 4- H° P° u Hormigón Proyectado de revestimiento primario, ST1 descendente: Clave (15 cm), hombro (15 cm), arranque (15 cm). El hormigón proyectado cubre completamente las cerchas de acero.
- 5- Repite pasos 3 a 4
- 6- H° M° revestimiento secundario, ST1 descendente: Clave (30 cm), hombro (36 cm), arranque (55 cm). Armadura interior Ø20c/45 de acuerdo al grafico indicado en VI-3.
- 7- Excavación de galerías de hastial, ST1 ascendente: Excavación de galerías de 1.80 m x 3.0 m.
- 8- H° M° de hastiales, ST1 ascendente
- 9- Excavación de bóveda, ST1 ascendente: Excavación bóveda. Longitud de avance: 2.00 m o inferior, según plan de avance y contingencia. Colocación de cercha de acero.
- 10- H° P° revestimiento primario, ST1 ascendente: Clave (15 cm), hombro (15 cm), arranque (15 cm). El hormigón proyectado cubre completamente las cerchas de acero.
- 11- Repite pasos 9 a 10
- 12- H° M° revestimiento secundario, ST1 ascendente: Clave (30 cm), hombro (36 cm), arranque (55 cm).

Se especifica un avance de 2.00 m máximo para el túnel descendente y de 2.00 m para el túnel ascendente. La distancia entre cerchas es de 1.50 m.

I. Construcción del Modelo Numérico

Se consideró una carga superficial de 12 KPa debido a que las formulaciones de elementos finitos utilizadas, requieren de una mínima carga de compresión para ser estables, debido principalmente a que en la superficie, donde no existe componente de esfuerzo principal menor o δ_3 , aparecerían tensiones de tracción muy pequeñas, pero en definitiva mayores que la resistencia y el programa en este caso no converge.

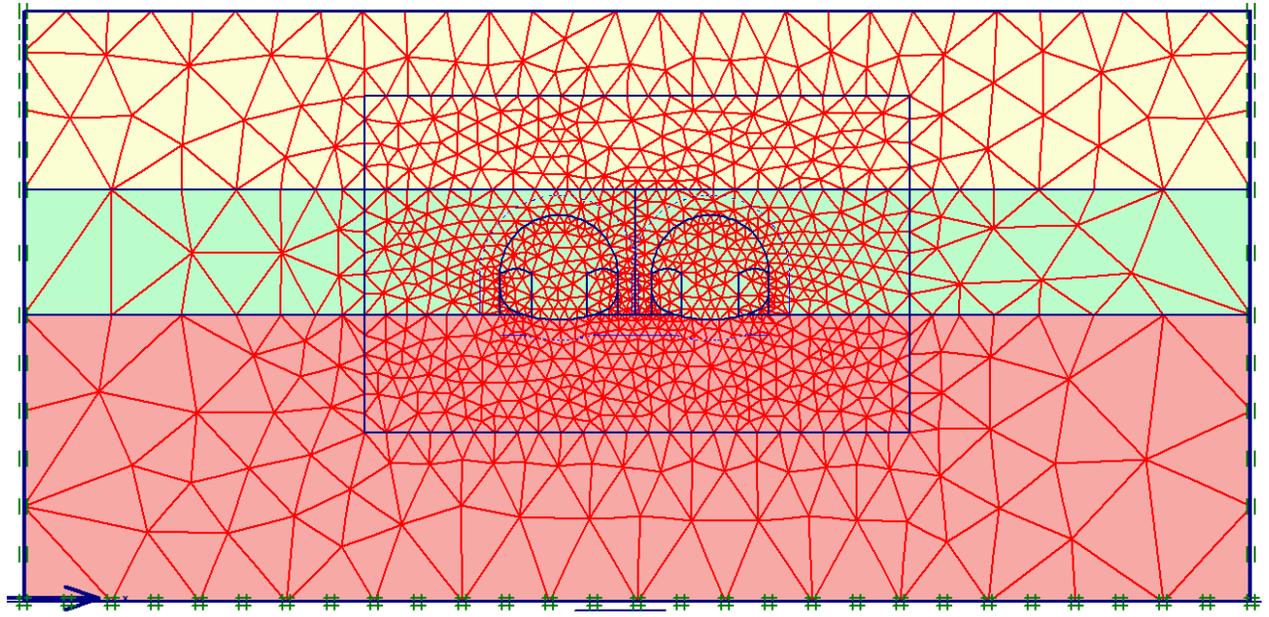


Figura 3.2- Malla en el estado inicial.

II. Análisis de Resultados

Desplazamientos

La tabla siguiente muestra los asentamientos obtenidos con los modelos constitutivos utilizados para el diseño.

Asentamientos [mm]	Mohr Coulomb	Hiperbólico
Asentamiento superficial	35.5	31.5
Desplazamiento en la clave	46.5	37.5
Asentamiento de hastiales	13.5	9.3

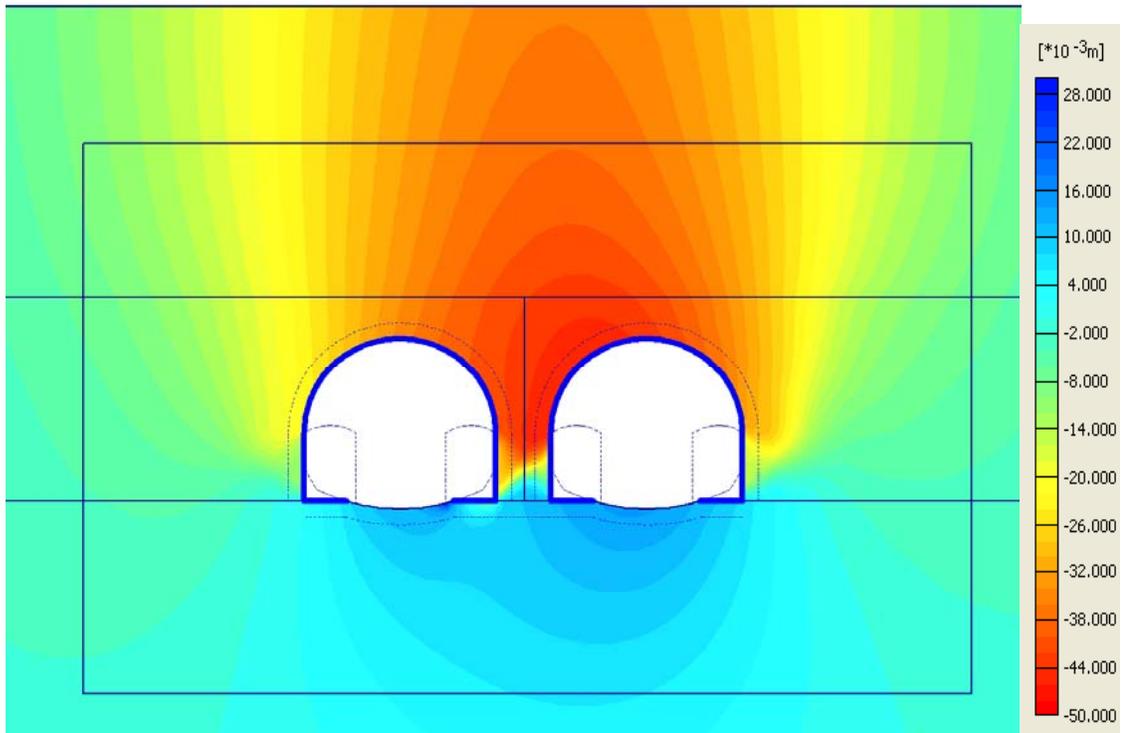


Figura 3.3- Desplazamientos totales y verticales. Modelo Mohr Coulomb.

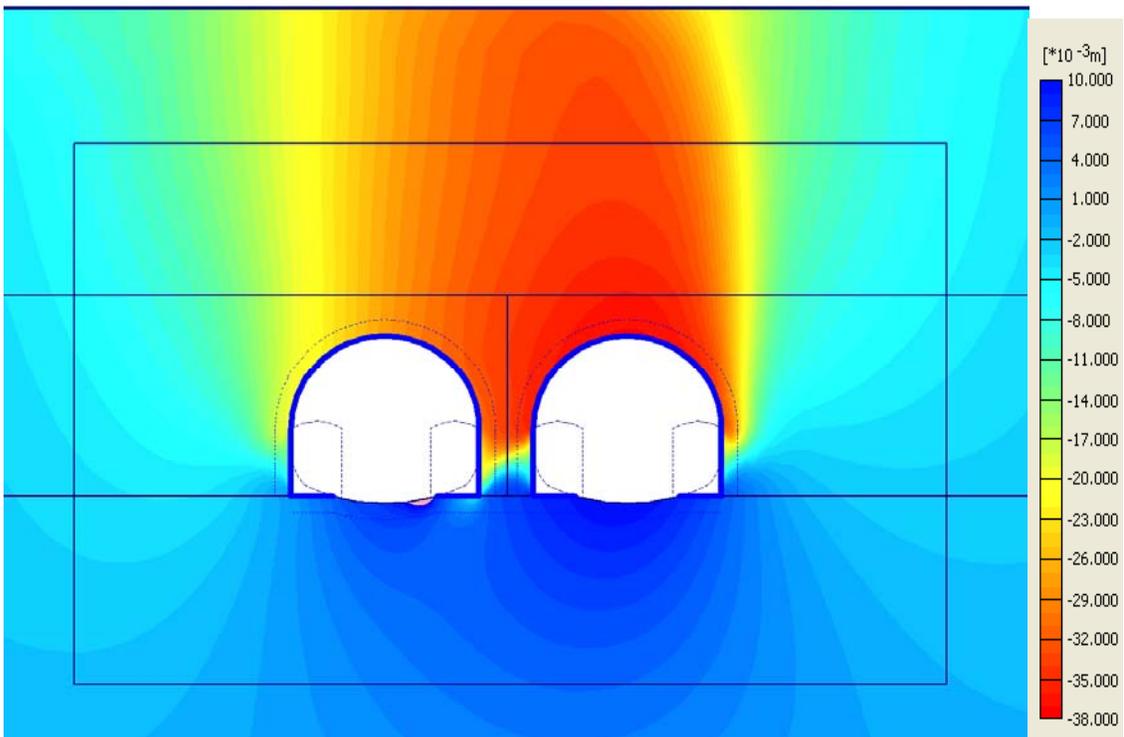


Figura 3.4- Desplazamientos totales y verticales. Modelo hiperbólico.

Se especifica un avance de 2.00 m máximo para el túnel descendente y de 2.00 m para el túnel ascendente. La distancia entre cerchas es de 1.50 m.

I.1 Construcción del Modelo Numérico

Se consideró una carga superficial de 12 KPa.

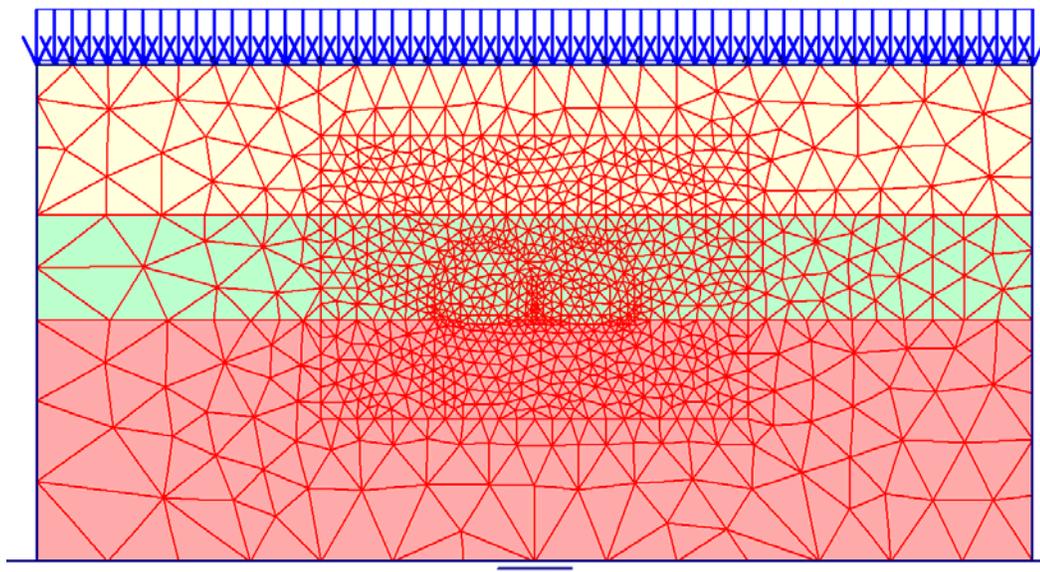


Figura 3.6- Malla en el estado inicial.

II. Análisis de Resultados

La tabla siguiente muestra los asentamientos obtenidos con los modelos.

Asentamientos [mm]	Mohr Coulomb	Hiperbólico
Asentamiento superficial	25.6	22.5
Desplazamiento clave	34.5	26.8
Asentamiento zapatas	12.7	8.9

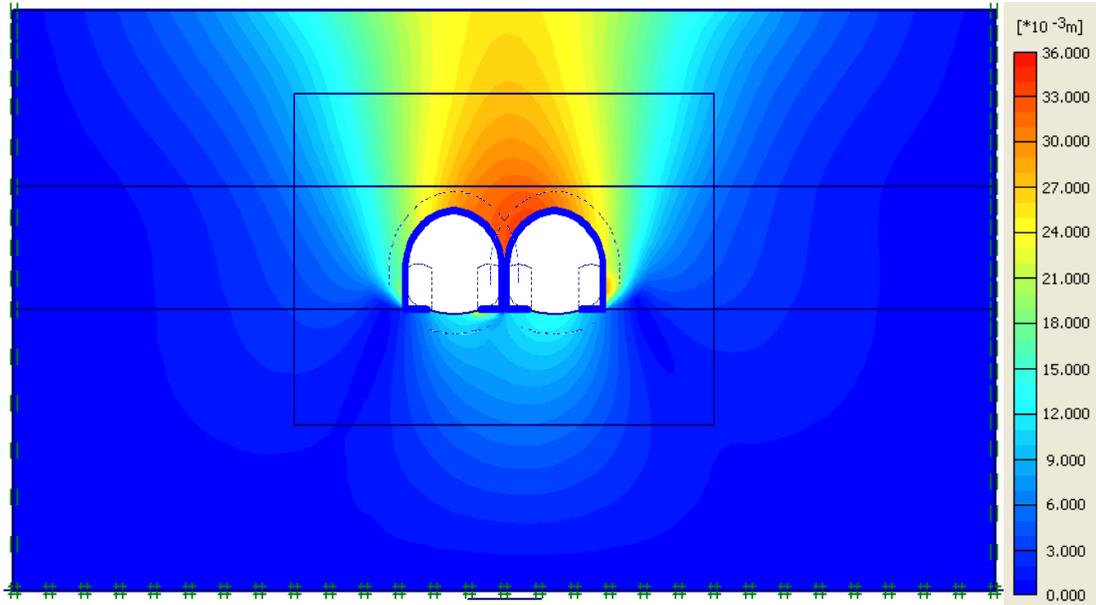


Figura 3.7- Desplazamientos totales y verticales. Modelo Mohr Coulomb.

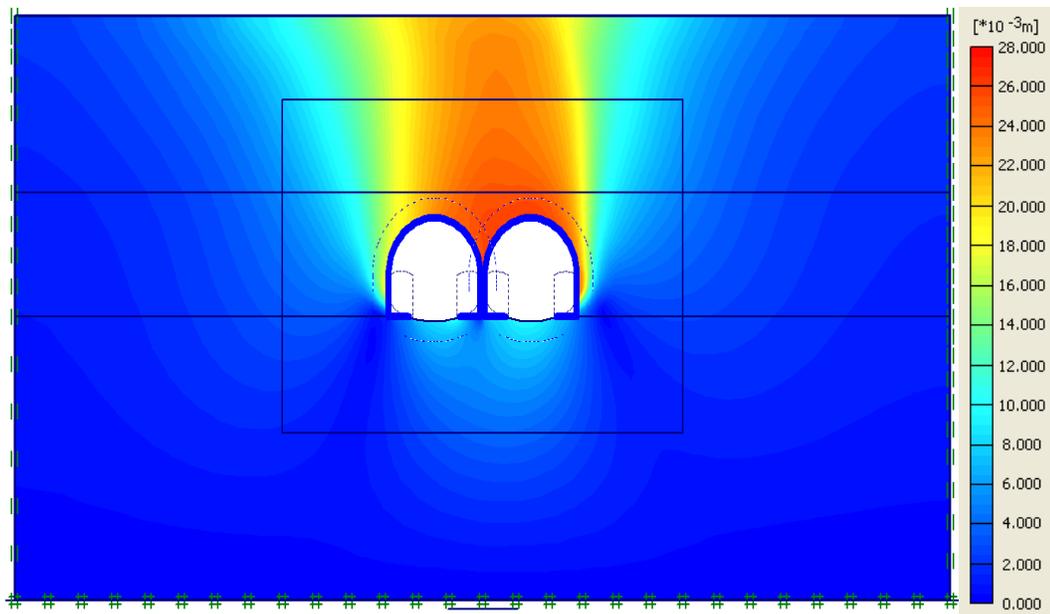


Figura 3.8- Desplazamientos totales y verticales. Modelo hiperbólico.

De acuerdo a los resultados obtenidos se desprende que los desplazamientos asociados a la sección ST1 sin espaciamento son menores a los estimados con las excavaciones separadas a 2m.

III.3.3 Sección ST2

La geometría de la sección a excavar se presenta en la figura siguiente

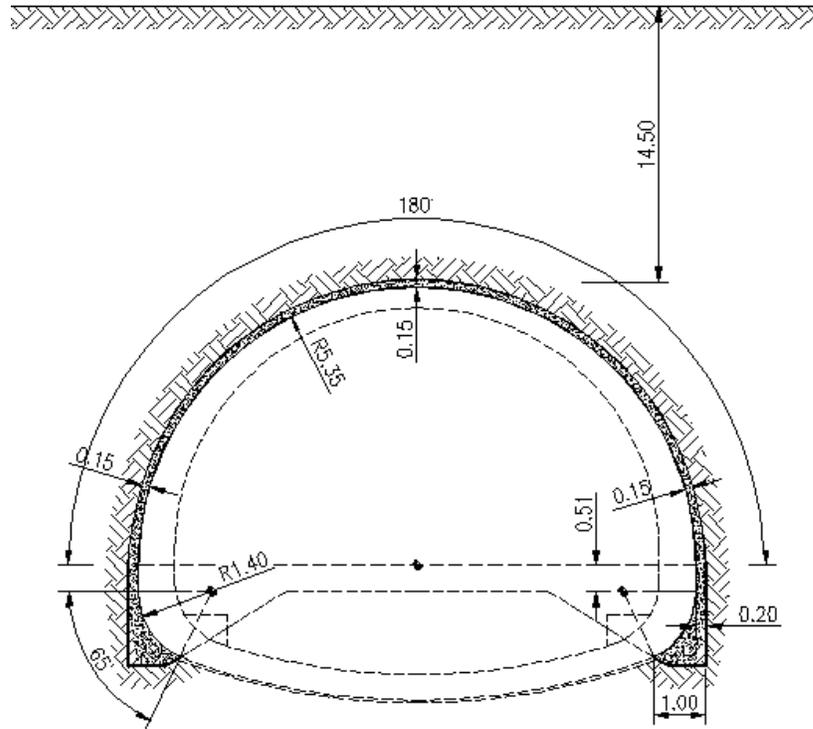


Figura 3.9- Sección revestimiento primario

- Parámetros geotécnicos y mecánicos (Inspección de obras/SBASE)

Parámetros Geotécnicos

Se ejecutaron dos modelos:

- Modelo MC: Modelo de Mohr-Coulomb. Parámetros para presiones totales.
- Modelo HSM: Modelo hiperbólico. Parámetros para presiones efectivas en condición drenada.

Se dividió el depósito en tres estratos 0-5 m, 5-10 m, >10m de profundidad. Los parámetros se indican en la tabla siguiente.

Tabla 3: Parámetros modelo hiperbólico

Prof.	M	0 – 3 m	3 – 10 m	> 10 m	Parámetro
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
c	KPa	15	25	50	Cohesión efectiva
ϕ	grados	25	30	30	Fricción efectiva
ψ	grados	3	3	6	Dilatancia
$E_{50\text{ref}}$	MPa	80	100	120	Rigidez en carga
$E_{ur\text{ref}}$	MPa	180	210	250	Rigidez en descarga
m	-	0.00	0.00	0.00	Exponente Jambu
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
POP	KPa	1500	1500	3000	Presión previa de tapada
R_f	-	0.90	0.90	0.90	Relación de falla
σ_t	KPa	8	10	20	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Tabla 4: Parámetros modelo de Mohr-Coulomb

Prof.	m	0 – 3 m	3 – 10 m	> 10 m	Parámetro
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
C_u	KPa	80	100	120	Cohesión
ϕ_0	grados	0	5	5	Fricción
ψ	grados	0	0	0	Dilatancia
E	MPa	80	120	180	Rigidez
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
σ_t	KPa	8	10	10	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Procedimiento Constructivo

Se ejecutará la siguiente secuencia de operaciones:

1. Excavación del pase n: Excavación bóveda, banco superior y bancos laterales inferiores. Longitud de avance: 1.50 m o inferior, según plan de avance y contingencia.
2. Colocación de cercha de acero en pase n

3. Gunitado 1° capa en pase n: Gunitado Bóveda (15cm.), hombro (15 cm.), arranque (20 cm.). Zapata (100 cm.). El hormigón proyectado cubre completamente las cerchas de acero.
4. Repite n+1 y sucesivos.

La distancia entre cerchas se elige para brindar ductilidad suficiente al sostenimiento primario y proteger a los trabajadores de las caídas de bloques de suelo que pueden producirse en suelos fisurados como el pampeano. Se especifica un avance de 1.50 m y una distancia entre cerchas inicial de 1.50 m. Condiciones más desfavorables en el frente pueden exigir reducir tanto la distancia entre cerchas como el avance.

I. Construcción del Modelo Numérico

Se consideró una carga superficial de 12 KPa.

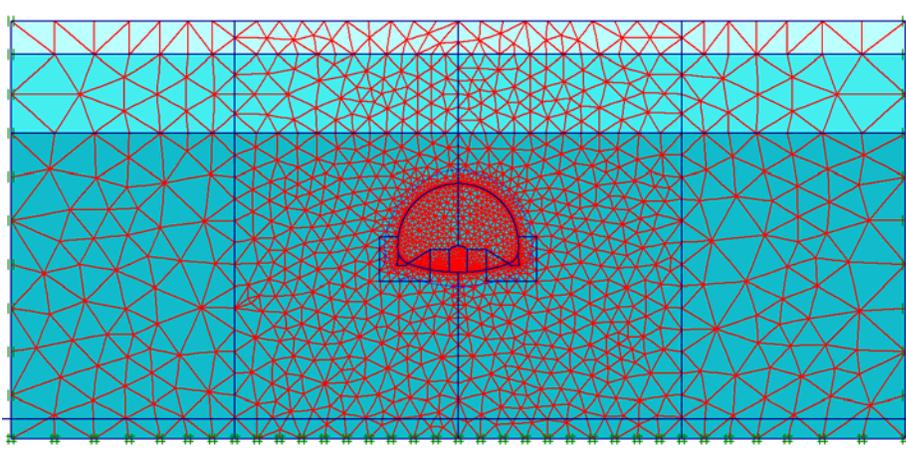


Figura 3.10- Malla en el estado inicial.

II. Análisis de Resultados

Desplazamientos

Se informan los desplazamientos y asentamientos correspondientes a la etapa N° 5.

	Mohr Coulomb	Hiperbólico
Asentamiento superficial [mm]	11.42	4.47
Desplazamiento clave [mm]	16.03	7.18
Asentamiento zapatas [mm]	12.18	3.35
Despl. horizontal arranques [mm]	11.01	3.82

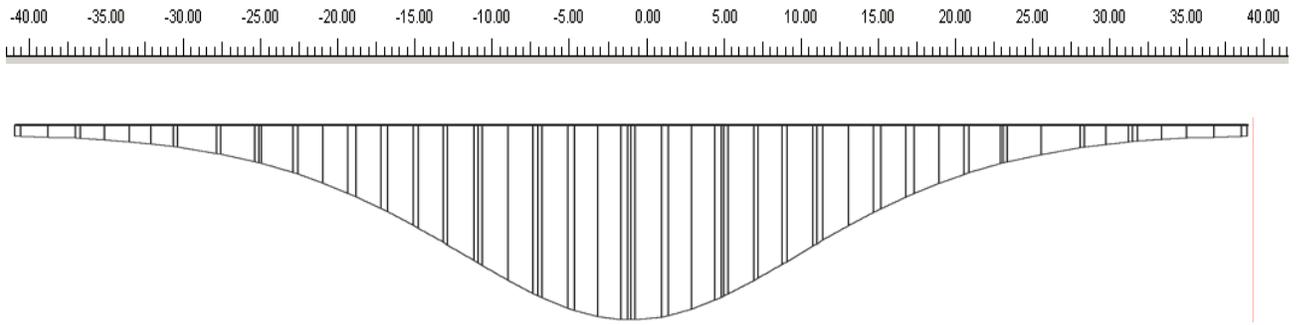


Figura 3.11- Asentamientos superficiales. Modelo MC. Max. 11.42 mm. Escala de distancia en metros.

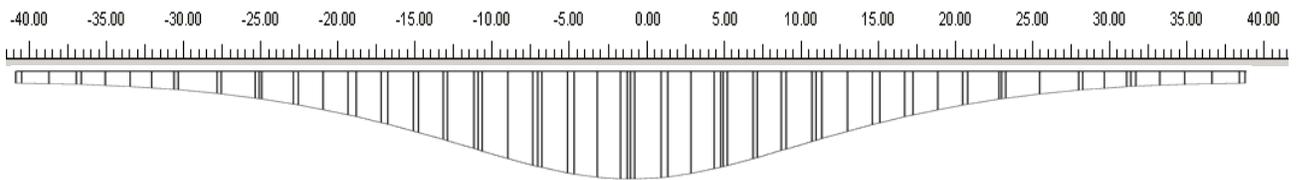


Figura 3.12- Asentamientos superficiales. Modelo HSM. Max. 4.47 mm. Escala de distancia en metros.

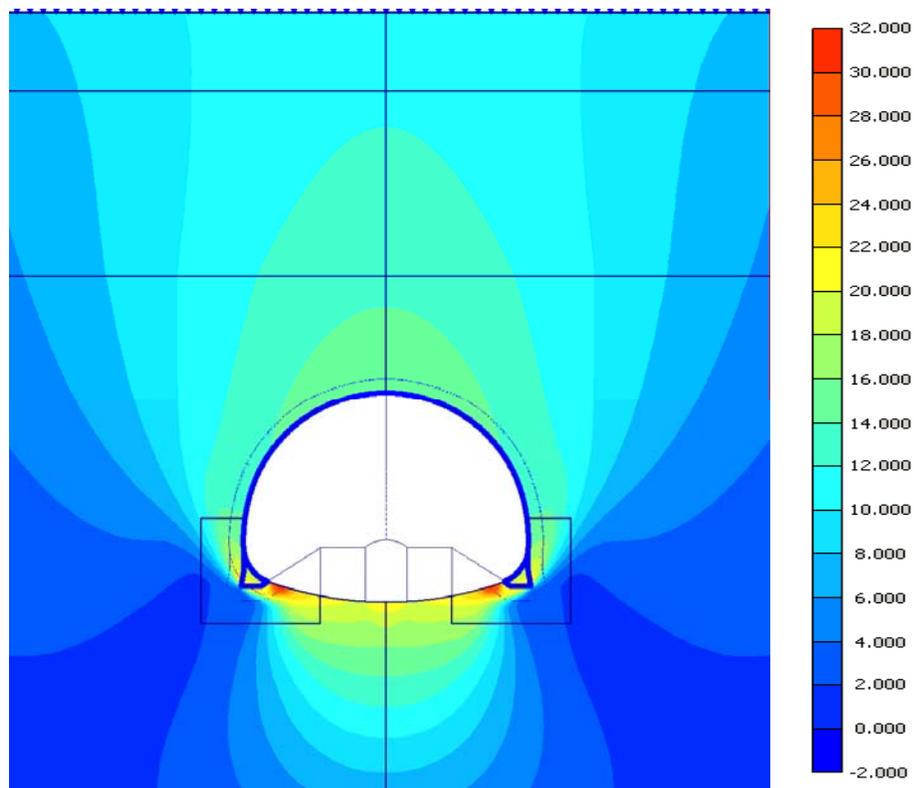


Figura 3.13- Mapa de desplazamientos totales. Modelo MC. Max. 30.63 mm.

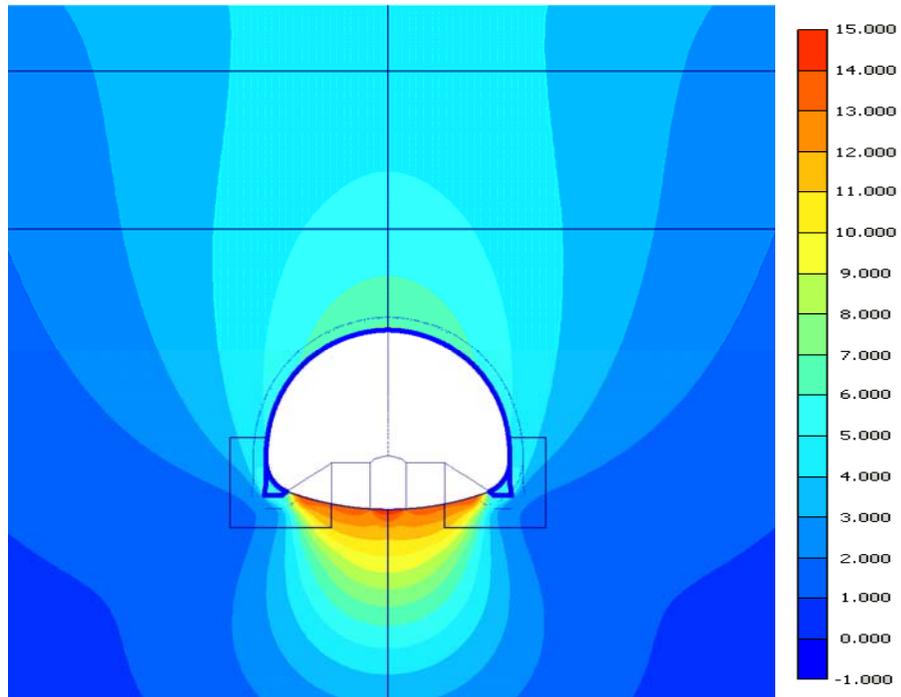


Figura 3.14- Mapa de desplazamientos totales. Modelo HSM. Max. 14.54 mm.

El procedimiento constructivo propuesto es apto para la ejecución del tramo túnel ST2. Se producirán asentamientos superficiales en el rango 5 - 10 mm, lo cual implica, dada la experiencia anterior, que no habrá daño en estructuras aledañas a la excavación.

III.4.3 Sección ST3

Hemos desarrollado la presente memoria de cálculo en particular para la sección ST3. Las propiedades geométricas de la sección ST3 se indican en el gráfico siguiente:

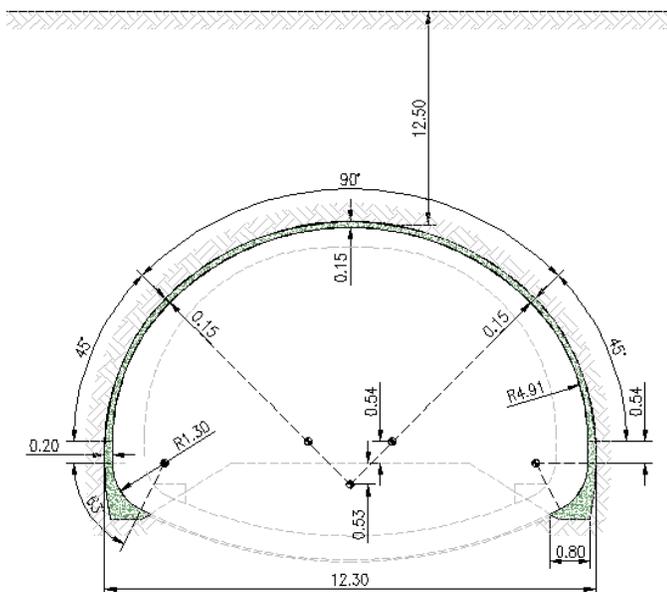


Figura 3.15- Sección de análisis.

Las zapatas fueron dibujadas de 0.80 m de ancho, que es el ancho adoptado y verificado. La construcción del túnel se iniciará con zapatas de 1.0 m de ancho por razones de seguridad. El ancho de las zapatas será reducido a 0.80 m si se comprueban las predicciones de los análisis presentados en este documento y si la Inspección de Obras lo permitiese.

Parámetros Geotécnicos

Los parámetros geotécnicos se dividen en tres estratos de acuerdo a la profundidad con respecto a la topografía.

Tabla 5: Parámetros modelo de Mohr-Coulomb

Profundidad	m	0-5m	5 – 10 m	> 10 m	Parámetro
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
Cu	KPa	80	100	120	Cohesión
ϕ_u	grados	0	5	5	Fricción
ψ	grados	0	0	0	Dilatancia
E	MPa	80	120	180	Rigidez
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
σ_t	KPa	8	10	10	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Tabla 6: Parámetros modelo hiperbólico

Profundidad		0 – 5 m	5 – 10 m	> 10 m	
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
C	KPa	15	25	50	Cohesión efectiva
ϕ	grados	25	30	30	Fricción efectiva
ψ	grados	3	3	6	Dilatancia
$E_{50\text{ref}}$	MPa	80	100	120	Módulo de Young elastoplástico para cargas de corte
$E_{oed\text{ref}}$	MPa	80	100	120	Módulo de Young elastoplástico para cargas de compresión
$E_{ur\text{ref}}$	MPa	180	210	250	Módulo de Young elástico
M	-	0.00	0.00	0.00	Exponente Jambu
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
POP	KPa	1500	1500	3000	Presión previa de tapada
R_f	-	0.90	0.90	0.90	Relación de falla
σ_t	KPa	8	10	20	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Procedimiento Constructivo

Se ejecutará la siguiente secuencia de operaciones:

1. Excavación del bóveda etapa n: Excavación bóveda y bancos laterales. Longitud de avance: 1.50 m o inferior, según plan de avance y contingencia.
2. Colocación de cercha de acero etapa n
3. H° P° 1° capa en pase n: Bóveda (15cm), arranque de bóveda (15 cm.), hastial superior (15 cm.), hastial inferior (20 cm.), Zapata (80 cm.). El hormigón proyectado cubre completamente las cerchas de acero.
4. Excavación del banco etapa n-1: Excavación banco superior central. Longitud de avance: 1.50 m o inferior, hasta alcanzar banco superior n. Queda un banco remanente de 1.50 m de altura mínima.
5. Excavación del bóveda etapa n+1: Repite n+1 y sucesivos.
6. Los modelos no consideran las etapas de excavación de solera y colocación del revestimiento de la segunda etapa.

Se especifica un avance de 1.50 m y una distancia entre cerchas de 1.50 m. Esta distancia puede requerir reducción en función del plan de contingencia.

I. Construcción del Modelo Numérico

En este caso se decidió construir un modelo numérico en 3 dimensiones de modo de representar de mejor manera las deformaciones asociadas a la construcción de la sección ST3. Se consideró una carga superficial de 12 KPa.

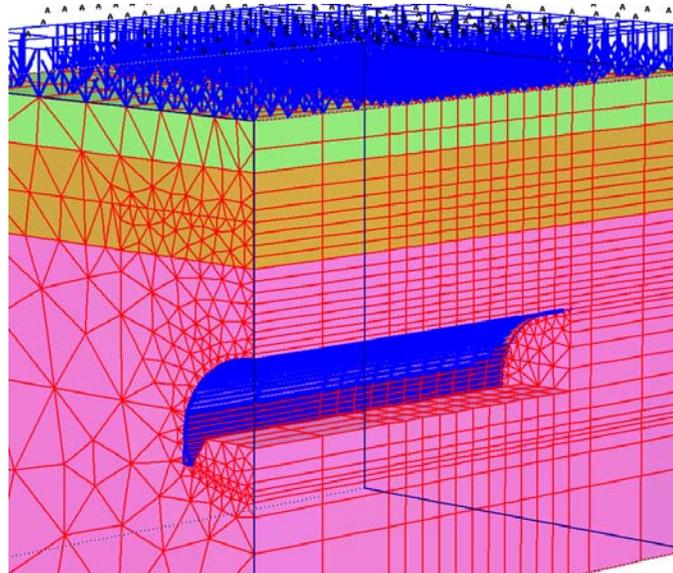


Figura 3.16- Malla en el estado final: el túnel está completamente excavado y con sostenimiento hasta el último avance, incluyendo la construcción de hastiales.

II. Análisis de Resultados

La tabla siguiente muestra los asentamientos obtenidos con los modelos.

Asentamientos absolutos	Mohr Coulomb	Hiperbólico
Asentamiento superficial frente[mm]	5.9	4.8
Asentamiento superficial [mm]	9.5	8.7
Desplazamiento clave frente[mm]	10.1	8.3
Desplazamiento clave [mm]	13.8	12.2
Asentamiento zapatas [mm]	5.2	7.0
Despl. horizontal arranques [mm]	6.6	2.8

En las figuras siguientes se muestran algunas salidas de los modelos. Las salidas no incluyen ninguna corrección o interpretación de resultados.

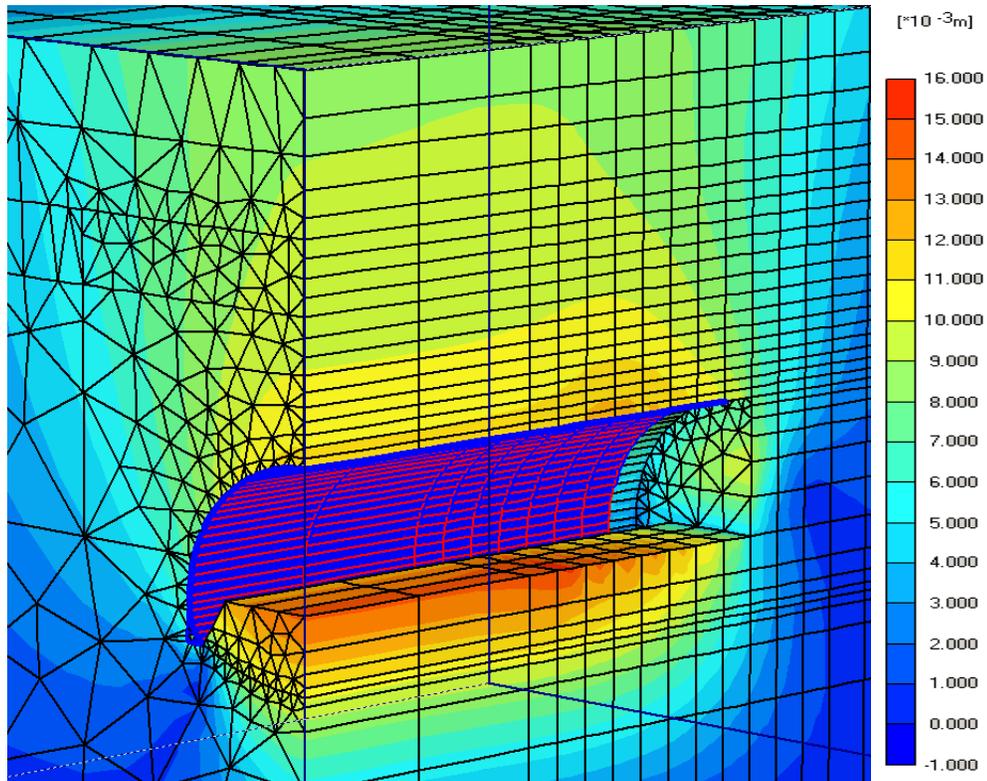
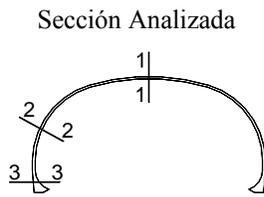


Figura 3.17- Asentamientos modelo hiperbólico. Max. 12.2 mm.

Asentamientos corregidos	Mohr Coulomb	Hiperbólico
Asentamiento superficial frente[mm]	4.4	3.3
Asentamiento superficial [mm]	8.0	7.2
Desplazamiento clave frente[mm]	8.6	6.8
Desplazamiento clave [mm]	12.3	10.7

A continuación en la Tabla 8, se muestran las solicitaciones sobre las estructuras de la sección ST3, esta información es útil, dado que es la única sección instrumentada con Strain Gauges.

Tabla 8: Solicitaciones estructurales. Modelo Mohr Coulomb (MC) e Hiperbólico (HSM)



Modelo	1-1 Clave		2-2 Hombros		3-3 Base Hastial	
	Momento [KNm/m]	Normal [KN/m]	Momento [KNm/m]	Normal [KN/m]	Momento [KNm/m]	Normal [KN/m]
HSM	0.65	-865	-4.44	-1105	-40.37	-986
MC	0.46	-992	-5.90	-1105	-42.53	-895
HSM	0.31	-522	-2.25	-622	-21.25	-587
MC	0.36	-570	-4.87	-649	-18.33	-605

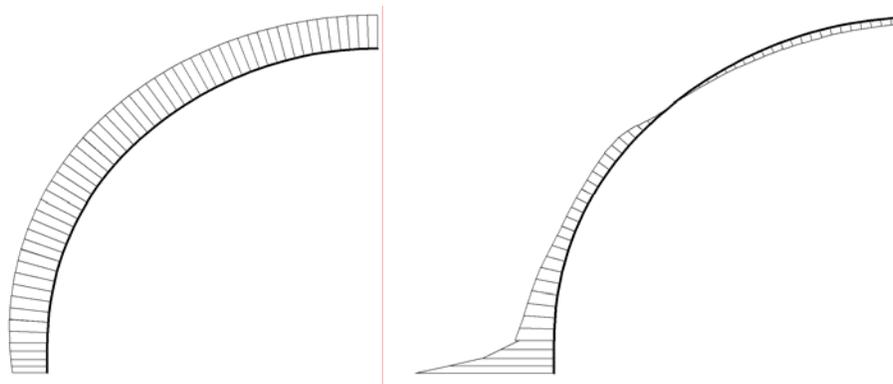


Figura 3.18- Diagrama de esfuerzos normales y momentos flexores. Máximos en tabla.

El procedimiento constructivo propuesto es apto para la ejecución del tramo túnel ST3. Se producirán asentamientos superficiales en el rango 6 – 8 mm. También se reportan solicitaciones normales de hasta 992 KN/m y momentos de 42,53 KN/m. Por lo que dada la resistencia de los materiales de construcción en la construcción del túnel no se espera ningún daño.

III.3.5. Sección ST6

Se presenta la memoria de cálculo de la sección de transición ST6A. Esta memoria de cálculo es aplicable para las secciones ST5A y ST4A. Se analiza el procedimiento constructivo del túnel ST6A mediante un modelo de elementos finitos tridimensional.

Información Recibida

- Estudios de suelo
- Geometría y planialtimetría de la sección ST6.

Análisis Efectuados

- Análisis de la interacción suelo – estructura en todas las etapas de construcción.

Herramientas Utilizadas

- Plaxis 3D v 1.20: Método de los elementos finitos 3D aplicados a plasticidad en geomecánica, con interpolación independiente de tensiones efectivas y neutras; capacidad para la modelización de la construcción por etapas; simulación de procesos de carga monotónica, cambios de presión neutra, y cálculo de coeficientes de seguridad. www.plaxis.nl.
- Mathematica V4.1: Entorno de programación general para la solución analítica y numérica de problemas matemáticos. www.wolfram.com.

Modelos Constitutivos

Se utilizaron dos modelos constitutivos.

Modelo Mohr - Coulomb: Parámetros no-drenados sin generación - disipación de presiones neutras.

Modelo hiperbólico (adaptación de Duncan – Chang): Parámetros efectivos sin generación - disipación de presiones neutras.

Resultados Informados

- Deformaciones en el túnel y asentamientos en superficie.

Datos de Entrada

Geometría de la Sección Transversal

Las propiedades geométricas de la sección se indican en el gráfico siguiente:

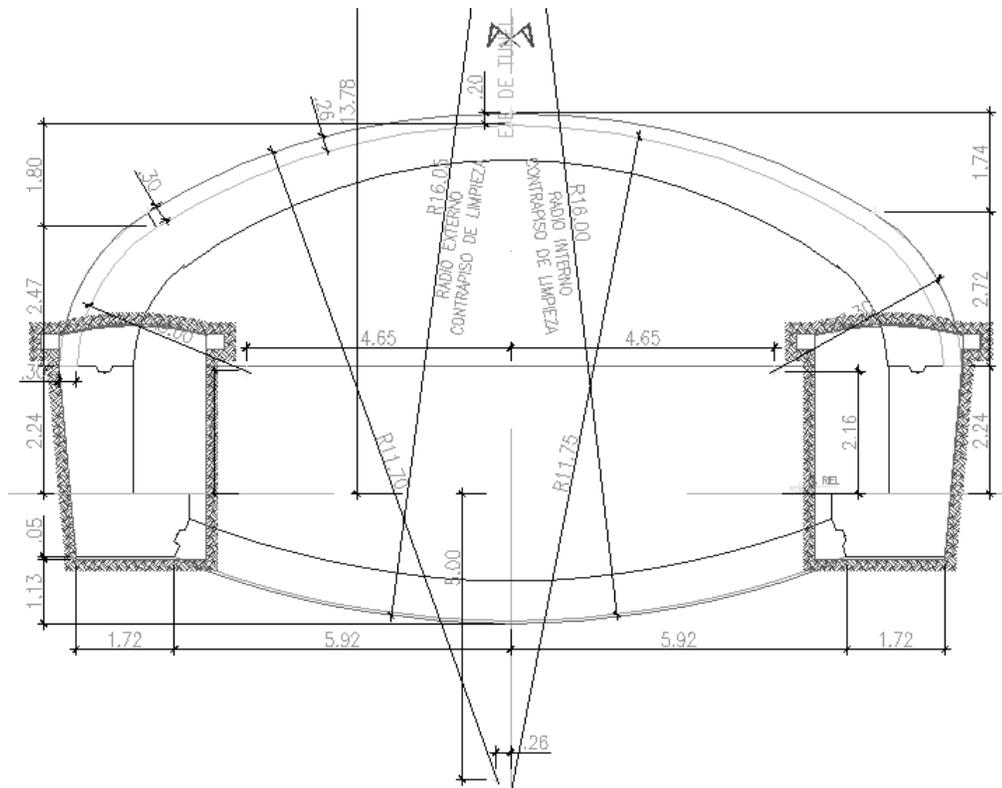


Figura 3.19- Sección de análisis.

Parámetros Geotécnicos

Tabla 9: Suelos: Modelo Mohr - Coulomb

Prof.		0-5m	5 – 10 m	> 10 m	
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
c_u	KPa	80	100	120	Cohesión no drenada
ϕ_u	grados	0	5	5	Fricción no drenada
ψ	grados	0	0	0	Dilatancia
E	MPa	80	120	180	Módulo de Young
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
σ_t	KPa	8	10	20	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Tabla 10: Suelos: Modelo hiperbólico

Profundidad		0 – 5 m	5 – 10 m	> 10 m	
γ	KN/m ³	19	19	19	Peso unitario
c	KPa	15	25	50	Cohesión efectiva
ϕ	grados	25	30	30	Fricción efectiva
ψ	grados	3	3	6	Dilatancia
$E_{50\text{ref}}$	MPa	80	100	120	Módulo de Young elastoplástico para cargas de corte
E_{oedref}	MPa	80	100	120	Módulo de Young elastoplástico para cargas de compresión
E_{urref}	MPa	180	210	250	Módulo de Young elástico
m	-	0.00	0.00	0.00	Exponente Jambu
ν	-	0.20	0.20	0.20	Módulo de Poisson
POP	KPa	1500	1500	3000	Presión previa de tapada
R_f	-	0.90	0.90	0.90	Relación de falla
σ_t	KPa	8	10	20	Resistencia a la tracción
K_0	-	0.80	0.80	0.80	Coefficiente de empuje en reposo

Procedimiento Constructivo

Secuencia

Se ejecutará la siguiente secuencia de operaciones:

1. Excavación de galería de hastiales
2. Hormigonado de hastiales
3. Excavación de bóveda etapa n: Longitud de avance: 1.00 m o inferior, según plan de avance y contingencia.
4. Colocación de cercha de acero etapa n
5. H° P° 1° capa en pase n: Bóveda (20cm), hombro (30cm), arranque de bóveda (30cm). El hormigón proyectado cubre completamente las cerchas de acero.
6. Excavación de la bóveda etapa n+1: Repite n+1 y sucesivos.
7. Los modelos realizados no incluyen las etapas de excavación de banco, solera y colocación del revestimiento de 2^{da} etapa.

Avance y Distancia entre Cerchas

Se especifica un avance de 1.00 m y una distancia entre cerchas de 1.00 m. Esta distancia puede requerir reducción en función del plan de contingencia.

I. Construcción del Modelo Numérico

Se consideró una carga superficial de 12 KPa.

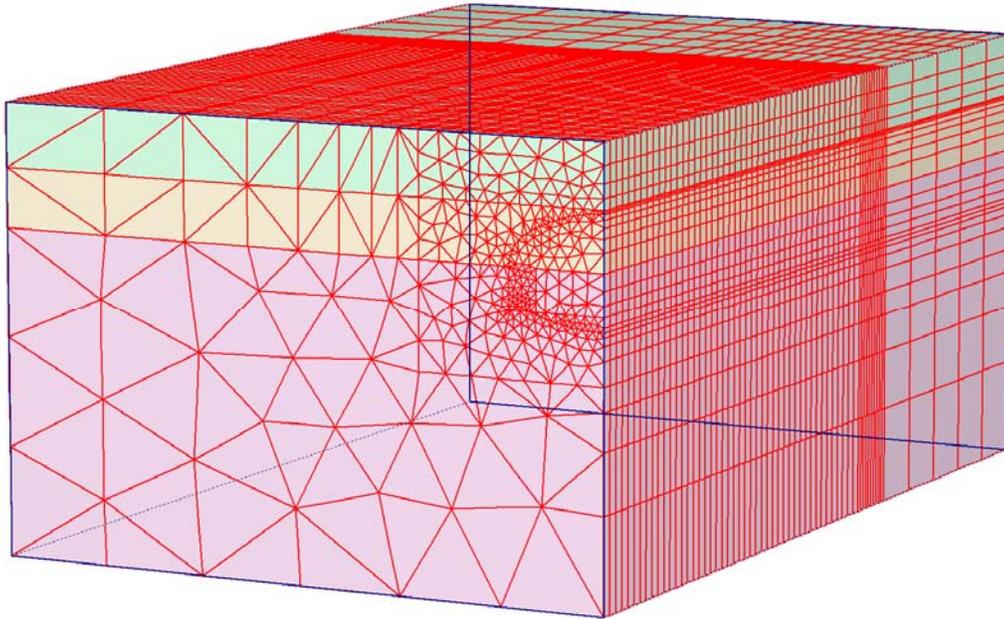


Figura 3.20- Malla en el estado inicial.

II. Resultados

Desplazamientos

Tabla 11: Asentamientos esperados para la Sección ST 6

Asentamientos absolutos [mm]	Mohr Coulomb	Hiperbólico
Asentamiento superficial	19.81	19.75
Desplazamiento clave	21.25	21.22
Desplazamiento clave en el frente de excavación	8.0	6.0
Asentamiento zapatas	0.5	0.5
Desplazamiento clave relativo a las zapatas	20.75	20.72
Desplazamiento horizontal arranques	3.02	1.59

En las figuras siguientes se muestran algunas salidas de los modelos.

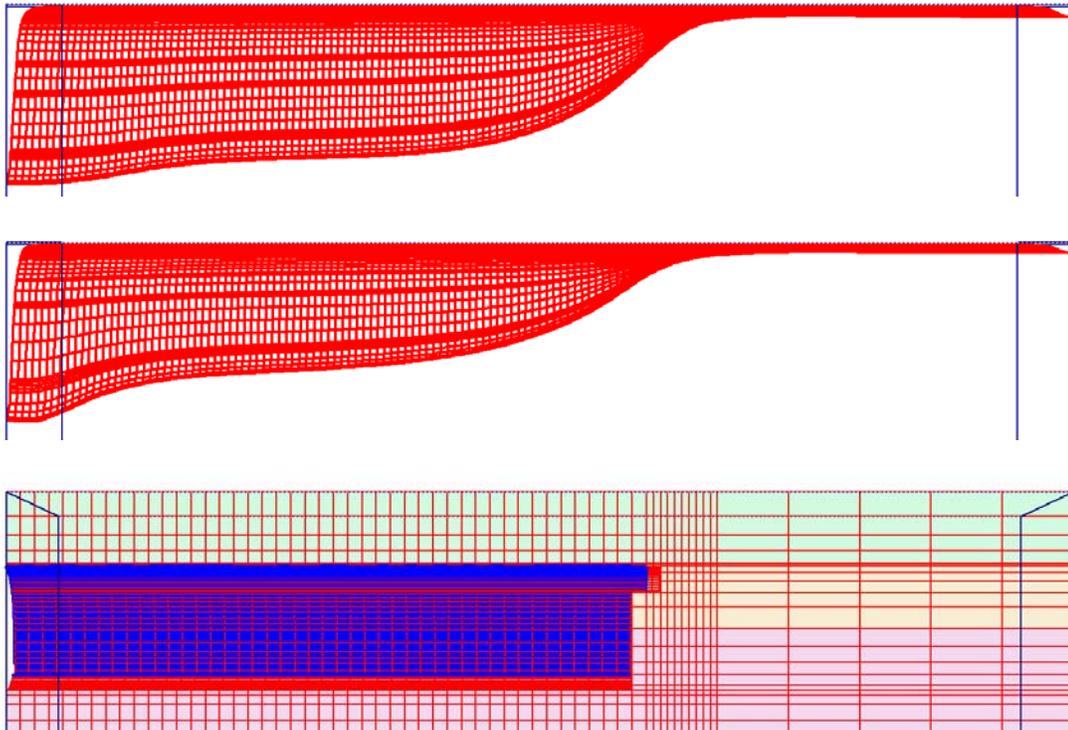


Figura 3.21- Asentamiento superficial a eje de túnel.
Superior Modelo MC. Máx. 23.03 mm. Estabilizado 19.81 mm.
Inferior Modelo HSM. Máx. 26.45 mm. Estabilizado 19.75 mm.

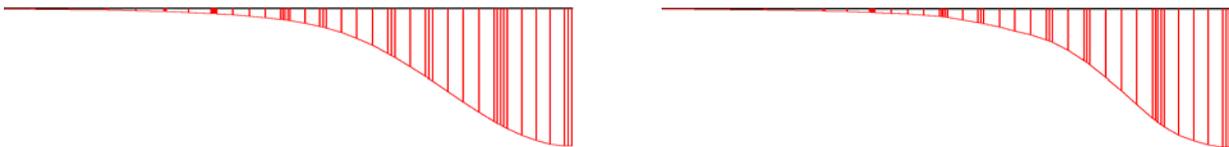


Figura 3.22- Asentamientos transversal sector estabilizado.
Izquierda modelo MC. Máx. estabilizado 19.81 mm.
Derecha modelo HSM. Máx. estabilizado 19.75 mm.

Resultados

En la Tabla 11 se muestran los Resultados de la Modelación para todas las secciones estudiadas

Sección	Asentamiento Superficial (mm)		Momento (KNm/m)	Esfuerzo Normal (KN/m)
	Mohr Coulomb	Hiperbólico		
ST 1 con separación de 2 m	35,5	31,5		
ST 1 sin separación	25,6	22,5		
ST 2	11,42	4,47		
ST 3	9,5	8,7	-42,53	-1.105
ST 4	19,81	19,75		
ST 5	19,81	19,75		
ST 6	19,81	19,75		

Tabla 11: Resumen de Resultados de la Modelación

Los resultados obtenidos muestran que los asentamientos en superficie estarán en el rango de 9,5 a 35,5 mm según el modelo de Mohr Coulomb o en el rango 4,47 a 31,5 mm según el modelo hiperbólico.

IV DISEÑO DEL SISTEMA DE MONITOREO

IV.1 Introducción

El fenómeno deformativo que puede verificarse durante la realización de una obra depende de la variabilidad de las condiciones geológico-geotécnicas y, sobretodo de la modalidad real de excavación. Para ello se debe poner en operación un sistema de monitoreo adecuado, que permita confrontar el diseño teórico resumido en el capítulo 3 de esta memoria con la operación real que se desarrollará a medida que progrese la excavación.

El sistema de monitoreo a implementar deberá facilitar:

- Verificar las tenciones y deformaciones estimadas para la estructura en base a la modelación numérica resumida en el capítulo 3.
- La medición de la zona de subsidencia para contrastarla con la estimada en la etapa de modelación numérica.
- La verificación de la situación deformativa sobre edificios y estructuras presentes en el área de influencia de la excavación.

Las operaciones del monitoreo deberán permitir la validación de los parámetros usados para la definición del método de estabilización de la excavación con el fin de avalar la elección efectuada o para efectuar las modificaciones necesarias. La metodología adoptada sigue la “*filosofía de proyecto flexible*”, aplicada en el campo de la ingeniería geotécnica y en obras subterráneas (Figura 1). Tal filosofía prevé el control sistemático de los parámetros que influyen el comportamiento de la obra y el terreno circundante, a fin de comprobar las hipótesis del proyecto y, donde sea necesario, adaptarlo a la situación local para garantizar las condiciones de seguridad previstas, el respeto de los tiempos de ejecución y la gestión de imprevistos.

El sistema de monitoreo descrito en los siguientes párrafos tiene el objetivo de definir los instrumentos para una comparación continua entre la situación que se desarrolla en la fase de excavación de la obra y las hipótesis de proyecto, con la finalidad de prevenir con suficiente antelación las posibles situaciones desfavorables.

El monitoreo de algunos parámetros significativos, con instrumentos adecuados, permite su control y comparación con los valores correspondientes de proyecto y la verificación de las previsiones tenso-deformativas de la estructura en construcción y de las pre-existentes. A la superación de los límites establecidos en base a las condiciones previstas, vienen asociadas acciones y contramedidas aptas para garantizar la seguridad de los trabajadores y de las estructuras, presentes o en fase de realización.

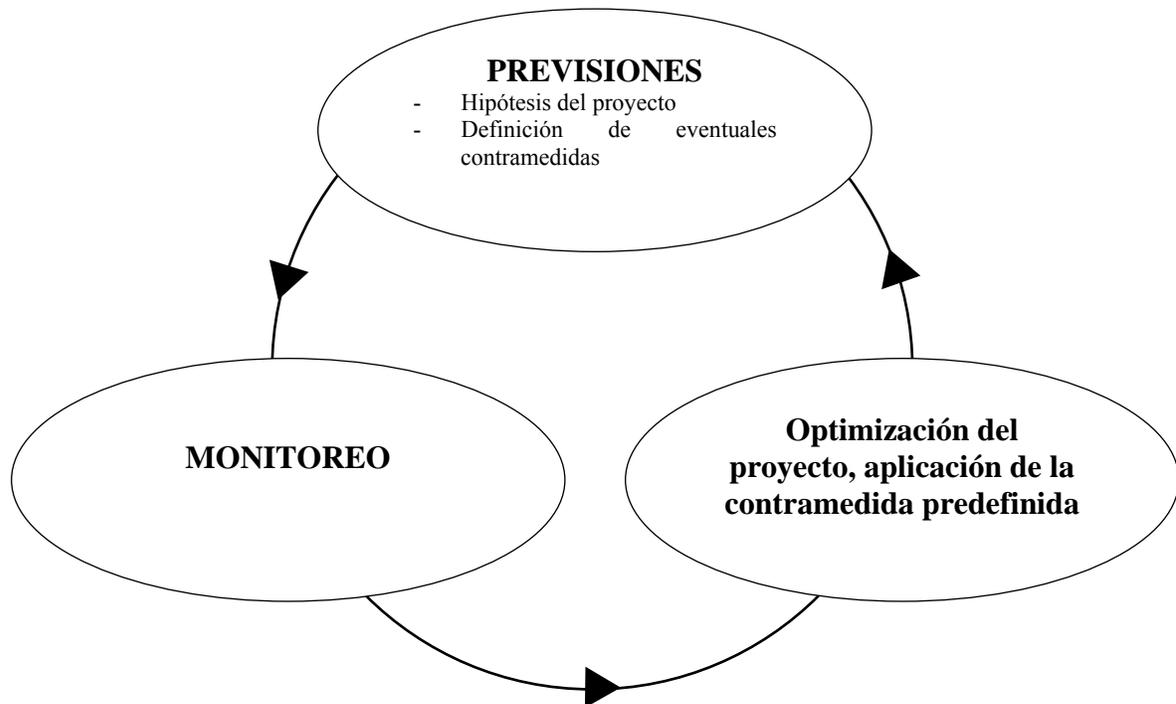


Figura 4.1- Diagrama de flujo relativo a la metodología de proyecto flexible.

El sistema de monitoreo comprende, así, los siguientes elementos:

- definición de parámetros clave de monitoreo;
- definición del los tipos de sección de monitoreo y del tipo de instrumentación a instalar en cada una de ellas, sea para la estructura a construir o pre-existente;
- localización de las secciones tipo y ubicación de los instrumentos;
- definición de la frecuencia de lectura;

IV.2 Definición de Parámetros Clave

En función de la información derivada de la fase de proyecto, deberán ser previstos acciones y sistemas para monitorear los siguientes parámetros:

- Tensiones y deformaciones de la estructura subterránea en construcción;
- Deformaciones superficiales y profundas;
- Asentamiento de edificios y estructuras existentes.

Los parámetros de control pueden ser subdivididos en función del tipo de obra a monitorear:

a) estructura subterránea en construcción:

- solicitaciones en el revestimiento de la galería;
- solicitaciones en las cerchas de las estaciones;
- solicitaciones en los elementos horizontales, provisionales y/o permanentes, en las estaciones y galerías;

b) estructuras existentes:

- asentamiento del suelo en las cercanías de la estructura;
- asentamiento y rotación de la estructura;
- vibraciones de la estructura.

Es necesario recordar que los parámetros monitoreados están inter-relacionados por lo que la variación anómala de uno de ellos podría deberse a una causa que provoque, también, la variación de los otros parámetros. Las variables controladas, por ejemplo asentamiento vertical y el valor del momento sobre el revestimiento del túnel, deben ser correlacionadas, con la finalidad, como se ha dicho, de permitir la comprensión rápida de la respuesta de la estructura a la excavación, de modo de verificar continuamente la situación de riesgo existente.

IV.3 Monitoreo de Galerías

El sistema de monitoreo de las galerías debe comprender las siguientes consideraciones en función del tipo de excavación:

- galería con fortificación tradicional (Método Alemán):
 - a. monitoreo del comportamiento terreno-estructura durante la excavación y la instalación del sostenimiento primario;
 - b. monitoreo del revestimiento definitivo;
 - c. monitoreo del asentamiento en superficie;

A esto se une el monitoreo de los edificios cercanos que caen dentro de la zona de subsidencia y que, por características estructurales, pueden ser influenciados en forma negativa por las operaciones de excavación.

El monitoreo del revestimiento estructural de la galería consistirá en la adquisición de todos los datos necesarios para verificar la correspondencia entre lo previsto en el proyecto y lo efectivamente producido. El control será efectuado durante toda la etapa de construcción para capturar los parámetros tenso-deformativos de la estructura. Es claro que el monitoreo del revestimiento de la galería no puede prescindir del análisis de los resultados de deformación del terreno, por lo cual las secciones de medición del revestimiento de la galería estarán complementadas con secciones compuestas por puntos de nivelación superficial e inclinómetros.

IV.3.1 *Instrumentación para galerías fortificadas con método tradicional*

La instrumentación de monitoreo consiste en:

- Puntos de nivelación superficial (n. 5 puntos) para controlar el asentamiento del terreno;
- Barras extensimétricas del tipo cuerda vibrante o Strain gauges dotadas de *termistor*, dispuestas siguiendo el desarrollo circunferencial del revestimiento definitivo sobre la armadura e inclinómetros situados a un costado y alejado dos metros de la galería.

IV.3.2 Instrumentación para galerías fortificadas con cerchas

La instrumentación de monitoreo prevista es la siguiente:

- un inclinómetro vertical dispuesto a dos metros de la galería;
- barras extensimétricas del tipo cuerda vibrante dotadas de *termistor*, en correspondencia de los sistemas de fortificación;
- nivelación superficial (n. 5 puntos), para el control del asentamiento del terreno;
- puntos de nivelación vertical dispuestos solidariamente con los edificios críticos adyacentes.

IV.4 Frecuencia de Medición

La bibliografía indica que la frecuencia de medición debe ser diaria en las zonas ubicadas dentro de una distancia no mayor a 3 diámetros del túnel excavado tanto adelante como tras el frente de excavación, para luego pasar a ser cada 3 días y luego 1 vez a la semana para enseguida finalizar.

En el caso de excavaciones masivas, la medición debe ser diaria hasta que los revestimientos estén completamente contruidos (en el caso de cavernas) o las losas cerradas, en el caso de excavaciones a cielo abierto. Más de una medición diaria sólo se recomienda para zonas extremadamente críticas tanto por la magnitud de las deformaciones como por alguna exigencia puntual de la comunidad.

Como resultado del diseño de monitoreo se implementaron inclinómetros en las secciones PR 2347 y 2614, y Strain Gauges en la sección PR 2338 correspondientes a Secciones tipo ST3.

IV.5 Inclinómetros

El diseño de la implementación del inclinómetro en la sección ST2 se muestra a continuación.

IV.6 Resultados del Monitoreo

Tabla (resumen de gráficos en Anexo 3: Mediciones)

Sección	Tapada	Asentamiento Superficial		Momento	Esfuerzo Normal
		Máximo			
		(mm)		(KNm/m)	(KN/m)
ST 1 con separación de 2 m	6,9 m	4			
ST 1 sin separación	6,8 m	3			
ST 2	12,7 m	15			
ST 3					
	Tapada (T) < 5 m	9			
	Tapada (T) $5m \leq T \leq 6m$	7			
	Tapada (T) $6m \leq T \leq 7m$	5			
	Tapada (T) > 7 m	2	0	+100	
ST 4	6 m	5			
ST 5	5,4 m	15			
ST 6	5,4 m	15			

Tabla 2: Resumen de Asentamientos Observados

Lo cual contrasta con los asentamientos y esfuerzos esperados

Tabla 3: Resultados Modelados

Sección	Asentamiento Superficial		Momento	Esfuerzo Normal
	(mm)			
	Mohr Coulomb	Hiperbólico	(KNm/m)	(KN/m)
ST 1 con separación de 2 m	35,5	31,5		
ST 1 sin separación	25,6	22,5		
ST 2	11,42	4,47		
ST 3	9,5	8,7	-56	-1.105
ST 4	19,81	19,75		
ST 5	19,81	19,75		
ST 6	19,81	19,75		

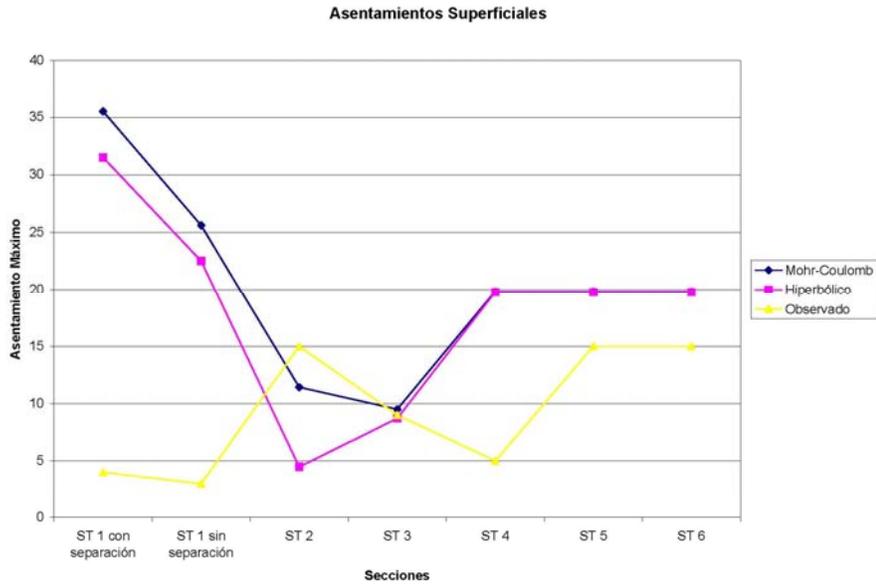


Gráfico 1: Asentamientos Observados y Modelados

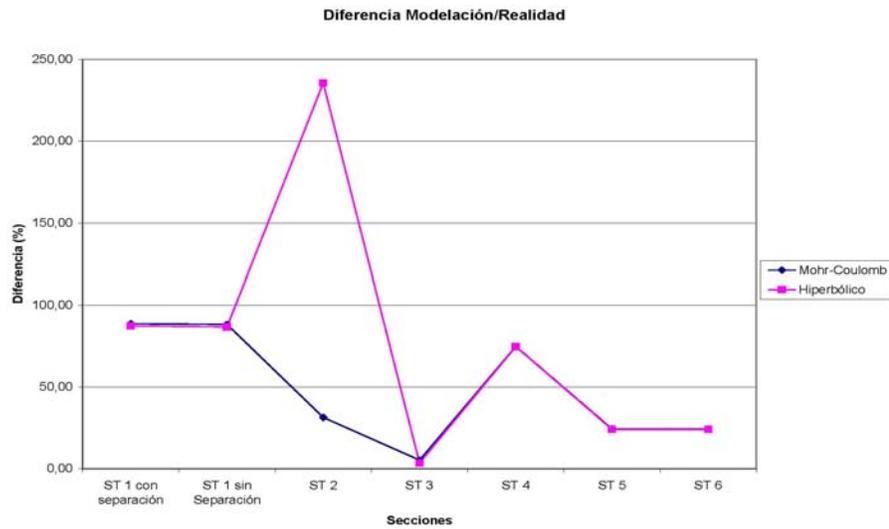


Gráfico 2: Porcentaje de diferencia entre Resultados Modelados/ Resultados Observados

Análisis de los Resultados por Sección

Del análisis de las observaciones se desprende que el diámetro de subsidencia no es mayor al diámetro de excavación efectiva, lo cual difiere de lo calculado que llegó a ser de 8 veces el diámetro de excavación.

Del análisis numérico se observa que, en general, los modelos utilizados aumentan su confiabilidad en la medida que la tapada sea superior a los siete metros. Con tapadas de menor magnitud los modelos exageran los esfuerzos involucrados y, consecuentemente, la magnitud de los asentamientos esperados.

IV.6.1 Sección ST1

Se aprecia un asentamiento máximo de 4 mm lo cual es distinto a los 30-35 mm, para túneles separados 2 m, según la simulación realizada con Plaxis 2.0

Similar al punto anterior, el asentamiento máximo observado es inferior a los 25-30 mm esperados para túneles sin separación.

Esta sección fue excavada con el “Método Alemán”, donde primero se excavan pequeñas galerías junto a las cajas del túnel para enseguida excavar la parte superior del túnel o bóveda, la cual se apoya en las cajas antes construidas cerrándose luego la parte inferior o contrabóveda. Se pudo apreciar que no hubo deformaciones durante la excavación de las galerías de hastiales. Estas comenzaron sólo una vez que la excavación de la calota pasó bajo los puntos de excavación, estabilizándose una vez que el frente de excavación se alejó una distancia equivalente a un diámetro de excavación, lo que también difiere de lo simulado por medio de elementos finitos (2 a 3 diámetros).

IV.6.2 Sección ST2

Se aprecia un asentamiento máximo de 15 mm lo cual es distinto a los 30-35 mm esperados conforme a la simulación realizada con Plaxis 2.0

En el inclinómetro ubicado en Av. Triunvirato/La Pampa se observa un desplazamiento horizontal máximo de 2 mm, sin embargo, no existe un valor contra el cual comparar. Al

contrario los Strain Gages de cuerda vibrante registraron un Momento máximo de 0 KNm/m lo cual difiere con el máximo esperado de -56 KNm/m. Esta situación también se presenta al comparar el Esfuerzo Normal máximo esperado del orden de los -1.105 KN/m versus los +100 KN/m máximos observados.

Esta sección fue excavada con el método conocido como NATM (New Austriac Tunneling Method) lo cual explica el comportamiento del inclinómetro vertical instalado, el cual es sustancialmente diferente al comportamiento observado en la Sección Estación STE analizado más adelante.

IV.6.3 Sección ST3

Para esta sección se esperaba un asentamiento máximo de 6-8 mm. Sin embargo, a partir de las observaciones es posible distinguir 4 casos:

1. En zonas con tapada inferior a los 5 metros se observaron asentamientos máximos de 9 mm. En los gráficos es posible observar que el movimiento comenzó una vez que el frente de excavación paso bajo el punto de observación teniendo un comportamiento regular hasta que dicho frente se hubo alejado $2/3$ de diámetro, punto en el cual el terreno se hundió repentinamente 5mm, comenzado luego de sucedido esto a estabilizarse. Ver Gráfico PR 1958.
2. Zonas con tapada de entre 5 y 6 m, presentaron un asentamiento máximo de 7 mm, el cual es mayor pero similar a los 8,5 a 9,7 mm esperados.
3. Zonas con tapada de entre 6 y 7 m, presentaron asentamientos de hasta 5 mm, menores a los esperados.
4. Zonas con tapadas mayores a 7m, donde el asentamiento alcanzó un máximo de 2 mm.

En cada una de las zonas anteriores se observa que el movimiento comienza en cuanto el frente alcanza el punto de observación y que este se estabiliza una vez que este se ha alejado una distancia equivalente a entre 1 y 2 diámetros.

IV.6.4 Secciones ST4, ST5 y ST6

Estas secciones fueron analizadas con Plaxis usando por razones económicas sólo el modelo ST6.

Para estas secciones se esperaba un asentamiento máximo de 20 mm por lo cual el movimiento observado de 15 mm se encuentra dentro de lo esperado. Al igual que en las otras secciones, el asentamiento comienza sólo una vez que el frente de excavación ha pasado bajo el punto de control.

V CONCLUSIONES

Durante el desarrollo de esta memoria se realizaron simulaciones usando elementos finitos así como mediciones en terreno durante las excavaciones de un túnel de uso civil. Las conclusiones más relevantes de este estudio son las siguientes:

- Se observó que los asentamientos comienzan sólo una vez que el frente de excavación ha pasado bajo los puntos de control y se estabilizan luego que este se aleja una distancia equivalente a 1 diámetro.
- Las galerías excavadas con coberturas inferiores a 5 m presentan riesgo de colapso, por lo que deben ser fortificadas rápidamente una vez concluida la excavación de la bóveda, independientemente del método de excavación utilizado.
- El método Alemán produce movimientos horizontales de mayor magnitud que aquellos producidos al excavar con NATM.
- La zona de influencia de la excavación, basados en la información entregada por los asentímetros ubicados sobre los hastiales no va más allá de la traza del túnel.
- Dado los resultados obtenidos, se recomienda invertir en más instrumentación con objeto de continuar y mejorar los modelos utilizados para calcular los asentamientos y esfuerzos inducidos por la excavación del túnel.
- El modelo predictivo difieren notoriamente del comportamiento real llevando a sobredimensionar los efectos de la excavación, y en consecuencia, el revestimiento primario. Esta diferencia se debe principalmente a que este fue el primer estudio efectuado sobre el tema por lo que no existía información “dura” sobre la cual fundar el comportamiento modelado con elementos finitos
- Es posible aumentar el paso y velocidad de excavación sin que ello signifique un aumento de los esfuerzos y deformaciones asociadas más allá de lo predicho por los modelos actualmente en uso para suelos de más de 7m de cobertura.

V.1 Recomendaciones constructivas

Para excavaciones realizadas con el método conocido como NATM en terrenos con menos de 5m de cobertura no es recomendable realizar avances de excavación mayores a un metro por el riesgo de colapso debido a asentamientos bruscos del sistema.

Para excavaciones realizadas con NATM y que tengan una cobertura mayor a 7 m es posible realizar avances de 1,8 m sin que ello signifique mayores asentamientos ni aumento en los esfuerzos previstos, considerando además, que dichos esfuerzos ya son considerablemente mayores a los efectivamente medidos.

El aumento en 30cm del avance repercute en un 20% de aumento de la velocidad de excavación/construcción utilizando la misma maquinaria y personal lo cual repercute en un ahorro del 20% del ítem fijo de personal total y un nivel similar de aumento para el ítem variable. Además de un 17% de ahorro en cerchas de acero cada una con un peso medio de 240 Kg. Este punto fue probado en terreno constatándose la efectividad de lo indicado.

El comportamiento del suelo y sus características geotécnicas sugieren optimizar la maquinaria involucrada desde la excavadora tipo PC 90 utilizada actualmente a una tipo PC 200. Esto llevará a un aumento de la tasa de excavación diaria en, al menos, un 50% esto dado que la PC 90 no posee la fuerza de arranque suficiente como para desarrollar una excavación eficiente siendo muchas veces sobrepasada por la excavación manual y sufriendo constantes averías debidas a sobreesfuerzo. Un aumento del 50% en la tasa de excavación permitirá pasar desde el actual rendimiento de 3m/día a 4.5m/día por frente de excavación, lo cual se traduce en ahorros superiores a los indicados en el párrafo anterior, ello sin considerar los ahorros en mantención.

Dadas las grandes diferencias entre los parámetros del suelo usados en el diseño y los efectivamente constatados en terreno, se hace necesario reformular los modelos predictivos usando métodos geoestadísticos que permitan caracterizar en mejor medida el macizo a partir de los estudios de suelo in-situ. Actualmente esta caracterización consiste en medir el número de golpes necesarios para hundir un tubo de un pie de largo en el suelo y prevé, a la luz de las observaciones, que una mejor caracterización producirá una disminución del revestimiento primario, shotcrete y cerchas de avance, con la consecuente disminución del costo de excavación.

Se recomienda continuar con las lecturas de los strain gauges e inclinómetros hasta el fin de su vida útil, sobre todo en invierno, para contrastar los esfuerzos inducidos por el aumento del nivel de la capa freática versus los valores usados en el diseño del revestimiento secundario con objeto de optimizar el diseño de futuras extensiones de líneas y nuevas estaciones

VI Bibliografia

- Boone S.J., Westland J., Nusink R. (1999), *Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation*. Can. Geotech. J. 36: 210–223.
- Mott MacDonald (1992) - *Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas*. Funders Report for CIRIA, Westminster, London.
- Geodata (1991) - *Metodi di calcolo delle subsidenze*. Internal Report, Torino.
- Leblais, Y., Andre, d., Chapeau, C, Dubois, P., Gigan, J.P., Guillaume, J., Leca, E., Pantet, A., Riondy, G. (1995). *Settlements induced by tunnelling*. AFTES, Text of Recommendations.
- O'Really M.P., New B.M. (1991) - *Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitude and effects*. Proc. Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff
- AA.VV. (1990) – *Nuovo Colombo – Manuale dell’Ingegnere*. Hoepli Ed., Milano.
- Dulacska, E., (1990), *Soil Settlement Effects on Buildings*. Dulacska Editor.
- Boscardin M.D., Cording E.J., (1989) - *Building response to excavation induced settlements*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, n.115, pp.1-21.
- Attewell, P.B. (1988) - *An overview of site investigation and long term tunnelling-induced settlements in soil*. Geological Society, Nottingham, pp.55-62.
- Rankin W. J. (1988) - *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Eng. Geology of Underground Movements, Nottingham.
- Becci B., Nova R. (1987) - *Un metodo automatico per il progetto di paratie*. Rivista Italiana di Geotecnica, 1, 33-47.
- Attewell, P., Taylor, R.K. (1984). *Ground movements and their effects on structures*. Chapman and Hall ed. New York.
- O'Really M.P., New B.M. (1982) - *Settlements above tunnels in U.K, their magnitude and prediction*. - Tunnelling, n.82, pp173-181.
- Burland J.B., Wroth C.P. (1977) – *Behaviour of foundations and structures*. 9th International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, State-of-the-Art Report, Vol.2, pp.495-546.

- Bransby P., Milligan G.W.E.(1975) - *Soil Deformation near Cantilever Sheet Pile Wall*. Geotechnique, 25, 2, 175-195.
- Peck R.B. (1969)- *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*. 7th ICSMFE, State-of-Art Volume, pp. 225-290.
- Caspe M.S. (1966)- *Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts*. JSMFD, ASCE, vol.92, SM 4, luglio, pp. 51-59.
- Bjerrum L. (1963) – Contribution to discussion. Session IV, *Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, II, pp.135-137.
- Núñez, E. (1986). “Panel report: geotechnical conditions in Buenos Aires City”. En: *Proceedings, Fifth International Conference, International Association of Engineering Geology*.
- Núñez, E. y C. Micucci (1986). “Cemented preconsolidated soils as very weak rocks”. En: *Proceedings, Fifth International Conference, International Association of Engineering Geology*.
- Bolognesi, A. (1975). “Compresibilidad de los suelos de la Formación Pampeano”. *V PCSMFE, Buenos Aires*, V: 255-302.

VII ANEXOS

Anexo 1: Características del Hormigón a emplear

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y MÓDULO SECANTE

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A EDADES TEMPRANAS S/ENSAYOS

$$\begin{array}{llll}
 \tau_0 := 0 \cdot \text{hr} & f_{c0} := 0 \cdot \text{MPa} & \tau_5 := 24 \cdot \text{hr} & f_{c5} := 80 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \tau_1 := 3 \cdot \text{hr} & f_{c1} := 15 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \tau_6 := 3 \cdot \text{day} & f_{c6} := 120 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \tau_2 := 6 \cdot \text{hr} & f_{c2} := 30 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \tau_7 := 7 \cdot \text{day} & f_{c7} := 150 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \tau_3 := 9 \cdot \text{hr} & f_{c3} := 40 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \tau_8 := 28 \cdot \text{day} & f_{c8} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \tau_4 := 12 \cdot \text{hr} & f_{c4} := 50 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & &
 \end{array}$$

PARAMETROS 28 d

$$a := 1.441$$

$$\beta := 1.283$$

$$\gamma := -0.012$$

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN A 28 DÍAS

RESISTENCIA DE LA PROBETA CILÍNDRICA:

$$f_{c,28} := f_{c8}$$

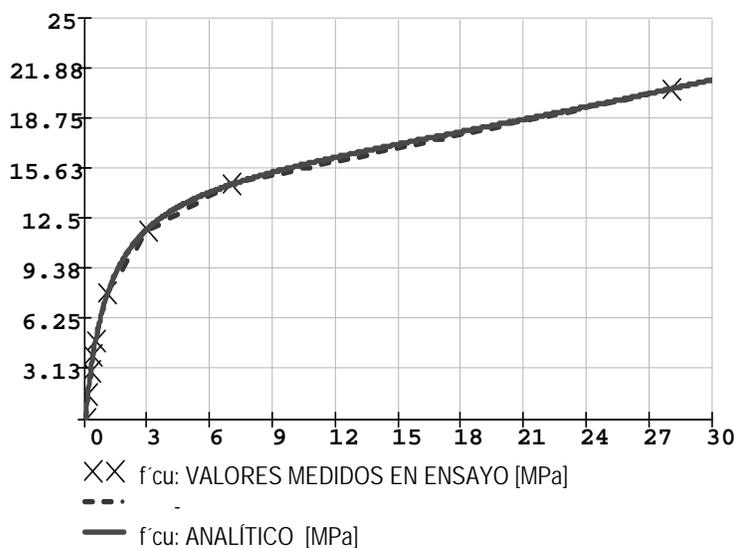
$$f_{c,28} = 210.00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN A 28 DÍAS

RESISTENCIA DE LA PROBETA CILÍNDRICA $f_{c,28} := f_{c8}$ $f_{c,28} = 210.00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

RESISTENCIA INSTANTÁNEA DEL HORMIGÓN

$$f_c(t) := \frac{t}{a + \beta \cdot t + \gamma \cdot t^2} \cdot f_{c,28} \quad (\text{ACI209R-5(2-1)}) \quad f_c(28) = 20.6 \text{MPa}$$



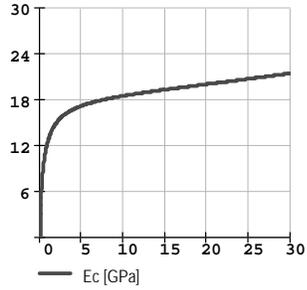
nota: la abscisa de los gráficos es el tiempo en días.

CONSTANTES DIMENSIONALES $KU_{\sigma} := \text{psi} \cdot \sqrt{\frac{\text{ft}^3}{\text{lb} \cdot \text{psi}}}$ $KU_E := \text{MPa} \cdot \sqrt{\frac{\text{m}^9}{\text{kgf}^3 \cdot \text{MPa}}}$

PESO ESPECÍFICO DE LA MEZCLA $w := 2275 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}^{-3}$

MÓDULO SECANTE INSTANTÁNEO DEFINIDO A 0.4 $f_c(t)$:

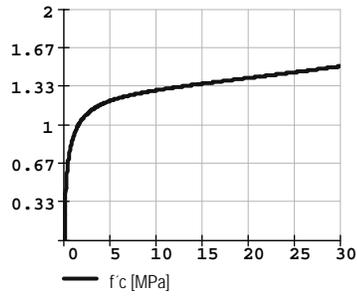
$$E_c(t) := 0.043 \cdot KU_E \cdot \sqrt{w^3 \cdot f_c(t)} \quad (\text{ACI 209R-5 (2-5)})$$



- $E_c(1) = 12858 \text{ MPa}$
- $E_c(2) = 15050 \text{ MPa}$
- $E_c(3) = 16111 \text{ MPa}$
- $E_c(7) = 17865 \text{ MPa}$
- $E_c(28) = 21191 \text{ MPa}$

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DIRECTA (CONTROL DE FISURACION)

$$f_t(t) := 0.33 \cdot KU_{\sigma} \cdot \sqrt{w \cdot f_c(t)} \quad (\text{ACI 209R-5 (2-4)})$$



- $f_t(1) = 0.9 \text{ MPa}$
- $f_t(2) = 1.1 \text{ MPa}$
- $f_t(3) = 1.1 \text{ MPa}$
- $f_t(7) = 1.3 \text{ MPa}$
- $f_t(28) = 1.5 \text{ MPa}$

Anexo 2: Planos

Anexo 3: Mediciones

Auscultación Geotécnica Línea B Extensión C

Inclinómetro: registro de lectura

Ubicación instrumento

Túnel: STH 2 P
Localidad: Villa Urquiza
Sector: Triunvirato/La Pampa
PR: 2347

Datos de referencia

Instrumento N.: Incl. Vertical
Inclinómetro N.: 1
Contratista: Benito Roggio e Hijos S.A
Instalación: Benito Roggio e Hijos S.A

Datos de instalación

Fecha: 01/04/2006

Datos inclinómetro

Dirección de instalación: Vertical
Longitud total: 19 m
Paso de medición: 0,5 m
Longitud útil: 17,5 m

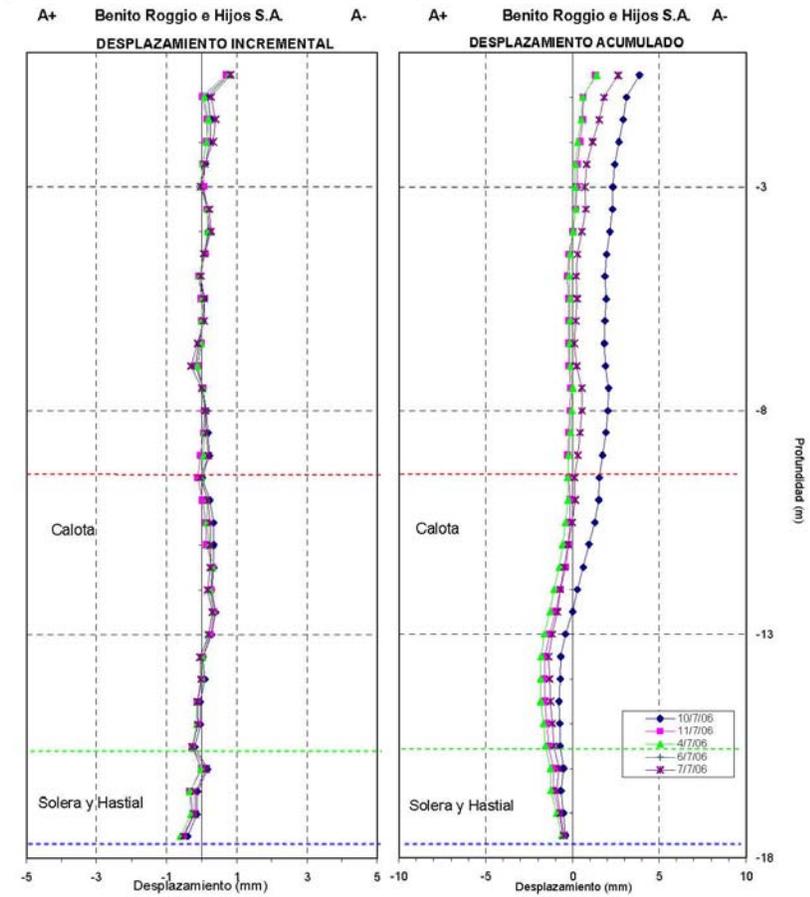
Datos de medición

Fecha: 07/07/2006

Datos de avances

Prog. Solerz: 2303,3 Dist. (m) 43,72 avance norte a sur
Prog. Inicic: 2399,2

Eje A (EW)



Auscultación Geotécnica Línea B
Extensión C

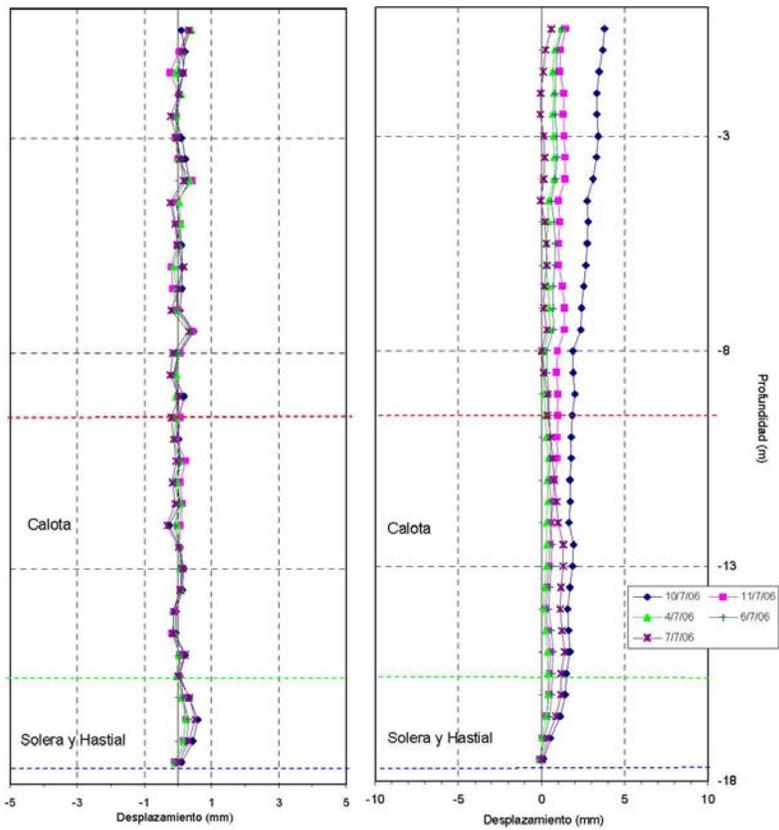
Inclinómetro: registro de lectura

Ubicación instrumento		Datos de referencia	
Túnel	STH 2 P	Instrumento N.º	Incl. Vertical
Localidad	Villa Urquiza	Inclinómetro N.º	1
Sector	Triunvirato/La Pampa	Contratista	Benito Roggio e Hijos S.A
PR	2347	Instalación	Benito Roggio e Hijos S.A
Datos inclinómetro		Datos de instalación	
Dirección de instalación	Vertical	Fecha:	01/04/2006
Longitud total	19 m	Datos de medición	
Paso de medición	0,5 m	Fecha:	07/07/2006
Longitud útil	17,5 m		
Datos de avances			
Prog. Solerz	2303,3	Dist. (m)	43,72 avance norte a sur
Prog. Inicic	2399,2		

Eje B (NS)

B- Benito Roggio e Hijos S.A. B+ B- Benito Roggio e Hijos S.A. B+

DESPLAZAMIENTO INCREMENTAL DESPLAZAMIENTO ACUMULADO



Auscultación Geotécnica Línea B

Extensión C

Inclinómetro: registro de lectura

Ubicación instrumento

Túnel Hastiales Caverna Echeverri;
 Localidad: Villa Urquiza
 Sector: Triunvirato/Jurament
 PR: 2614

Datos de referencia

Instrumento N. **Incl. Vertical**
 Inclinómetro N. 3
 Contratista: Benito Roggio e Hijos S.A
 Instalación: Benito Roggio e Hijos S.A

Datos de instalación
 Fecha: 12/04/2006

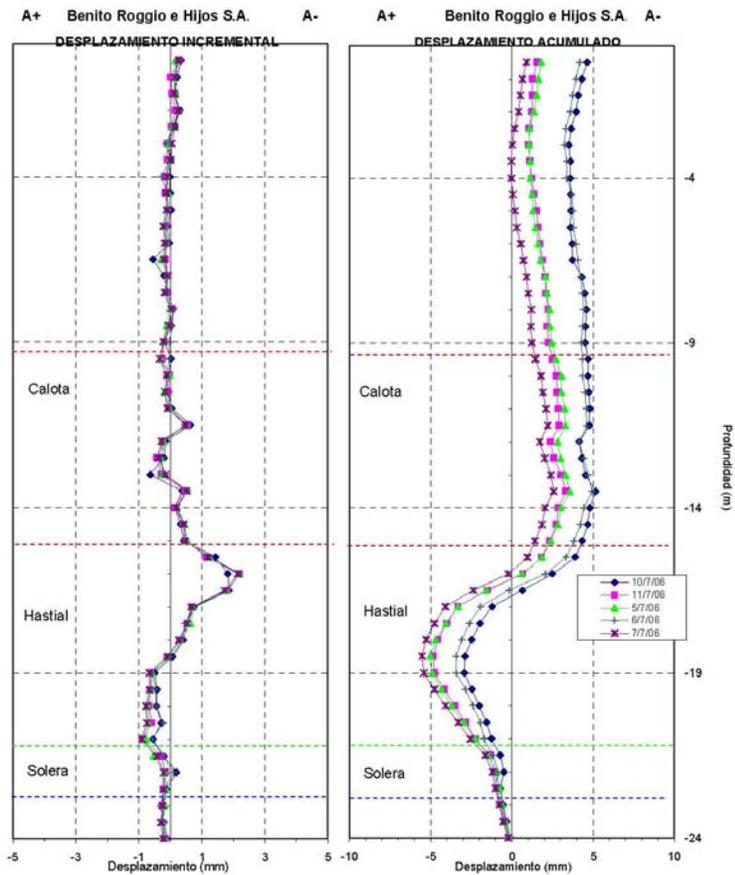
Datos inclinómetro

Dirección de instalación: Vertical
 Longitud total: 24,4 m
 Paso de medición: 0,5 m
 Longitud útil: 24 m

Datos de medición
 Fecha: 07/07/2006

Datos de avances

Prog. Calote: 2518,5 Dist. (m) 95,5 avance norte a su
 Prog Inicic: 2503,7

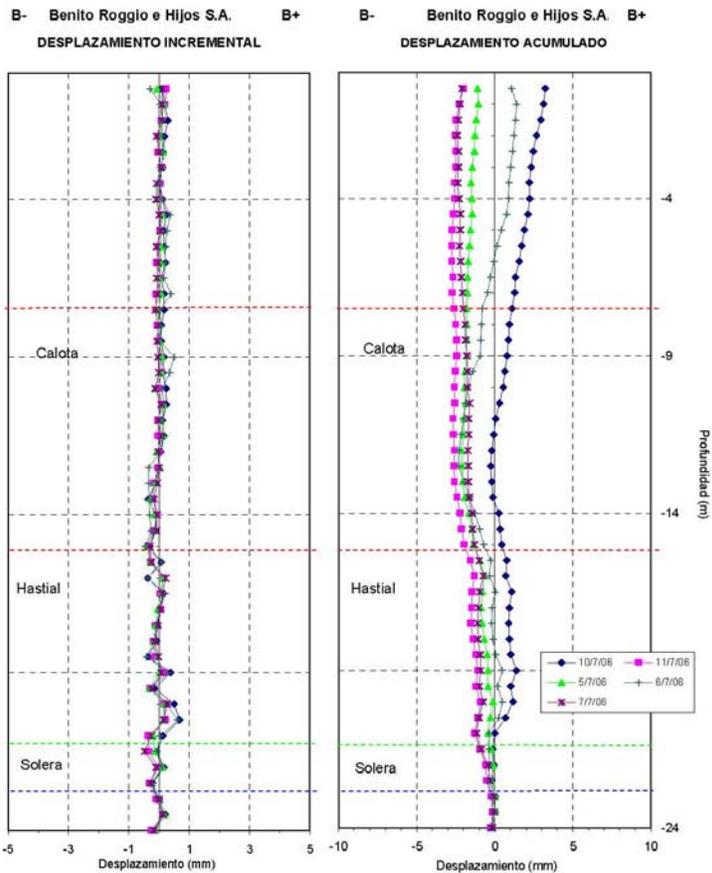


Auscultación Geotécnica Línea E
Extensión C

Inclinómetro: registro de lectura

Ubicación instrumento		Datos de referencia	
Túnel	Hastiales Caverna Echeverri	Instrumento N.	Incl. Vertical
Localidad:	Villa Urquiza	Inclinómetro N.	Incl. Vertical
Sector:	Triunvirato/Jurament	Contratista:	Benito Roggio e Hijos S.A
PR:	2614	Instalación:	Benito Roggio e Hijos S.A
Datos inclinómetro		Datos de instalación	
Dirección de instalación	Vertical	Fecha:	12/04/2006
Longitud total	24,4 m	Datos de medición	
Paso de medición	0,5 m	Fecha:	07/07/2006
Longitud útil	0,5 m		

Datos de avances
 Prog. Calote 2518,5 Dist. (m) 95,5 avance norte a su
 Prog Inicio 2503,7



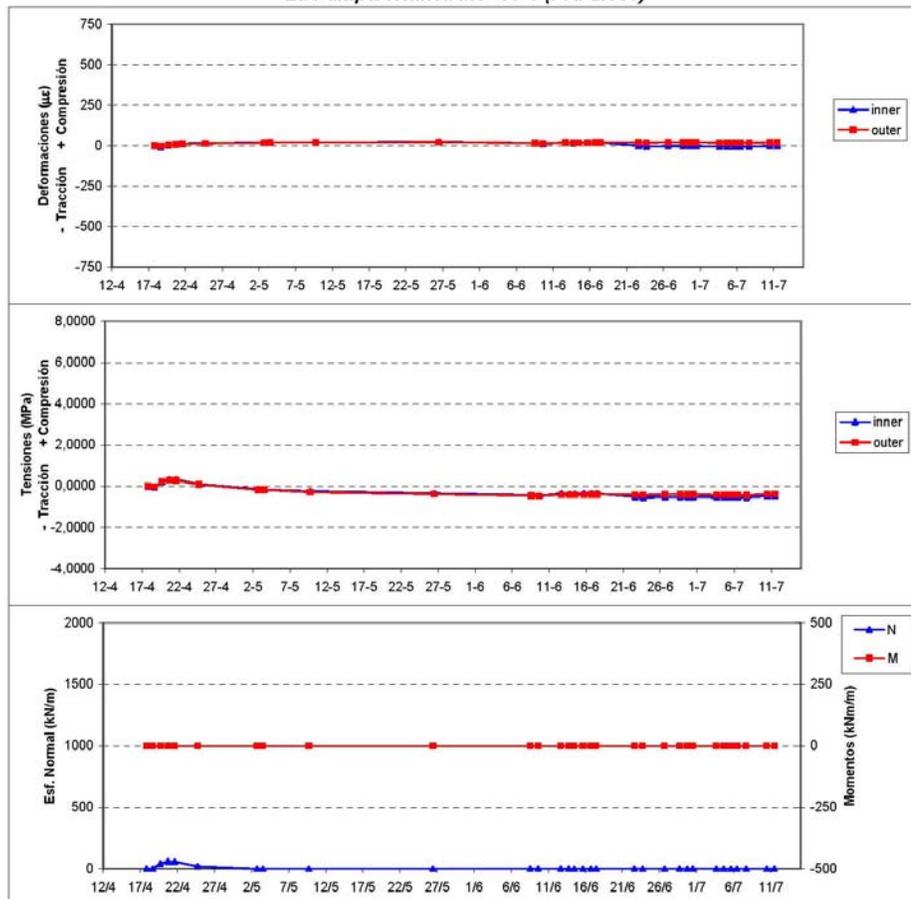
VII.2 Strain Gages de Cuerda Vibrante (SSGVW)

VII.2.1. SSGVW Ubicado en Calota de la Galería

Auscultación geotécnica de la Línea B
Extensión C

Strain Gauges

La Pampa/Triunvirato ST 1 (PR: 2.338)



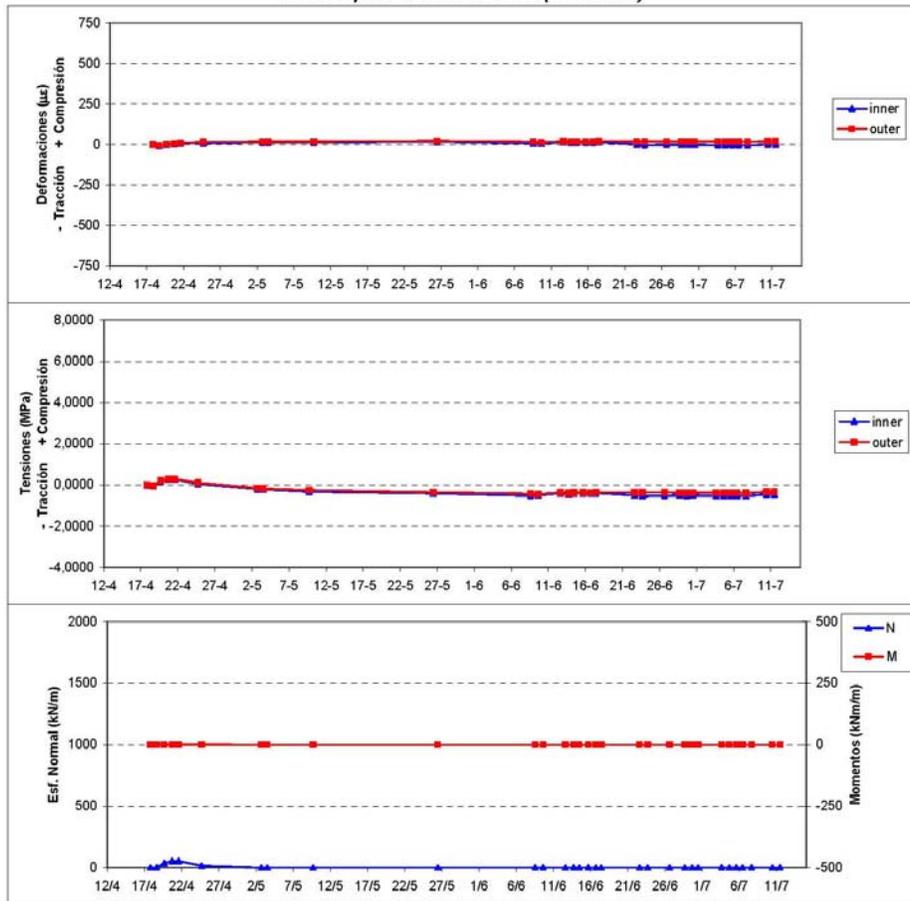
El cálculo de los esfuerzos ha sido elaborado según la teoría de Aldrian-Golser
Se contempla corrección de temperatura

VII.1 SSGVW Ubicado en el Hombro de la Galería

Auscultación geotécnica de la Línea B Extensión C

Strain Gauges

La Pampa/Triunvirato ST 2 (PR: 2.338)



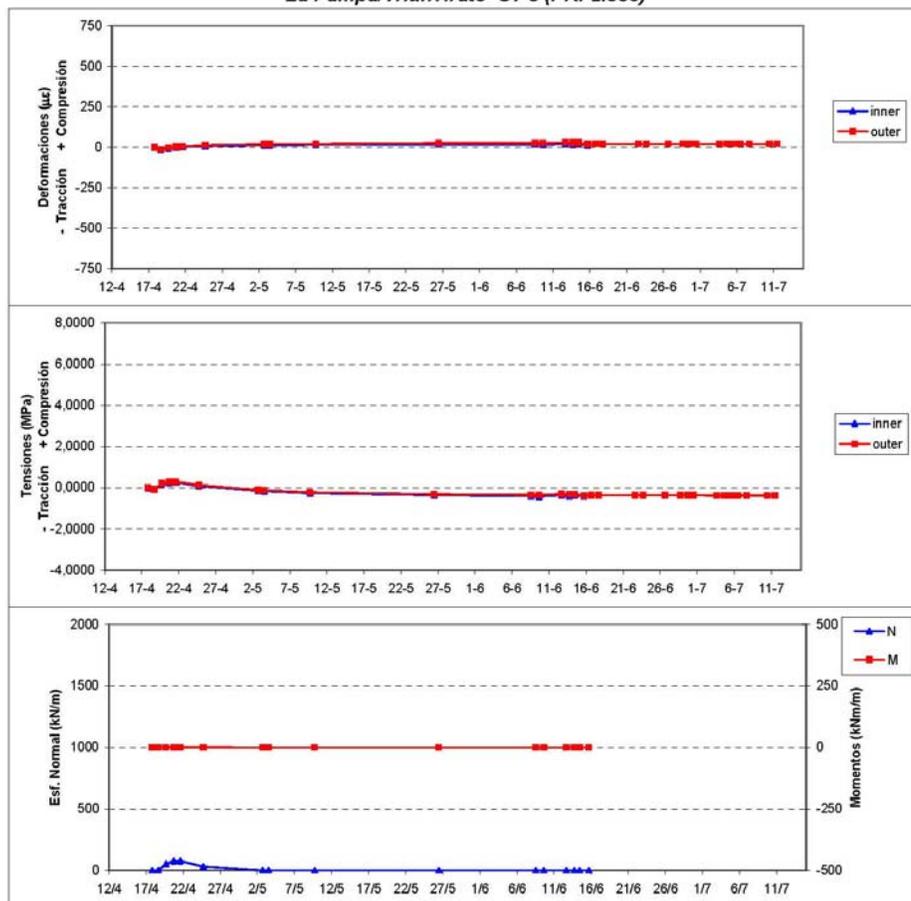
El cálculo de los esfuerzos ha sido elaborado según la teoría de Aldrian-Golser
Se contempla corrección de temperatura

VII.2 SSGVW Ubicado en Hastial de la Galería

Auscultación geotécnica de la Línea B
Extensión C

Strain Gauges

La Pampa/Triunvirato ST 3 (PR: 2.338)



El cálculo de los esfuerzos ha sido elaborado según la teoría de Aldrian-Golser

Se contempla corrección de temperatura

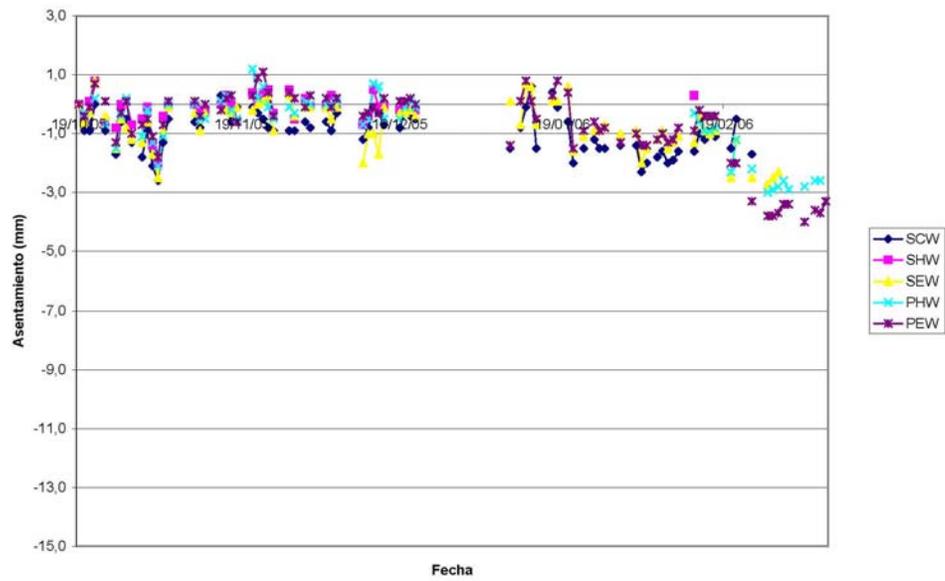
ST3 externo dejó de funcionar el 16 de junio

VII.3 Asentímetros

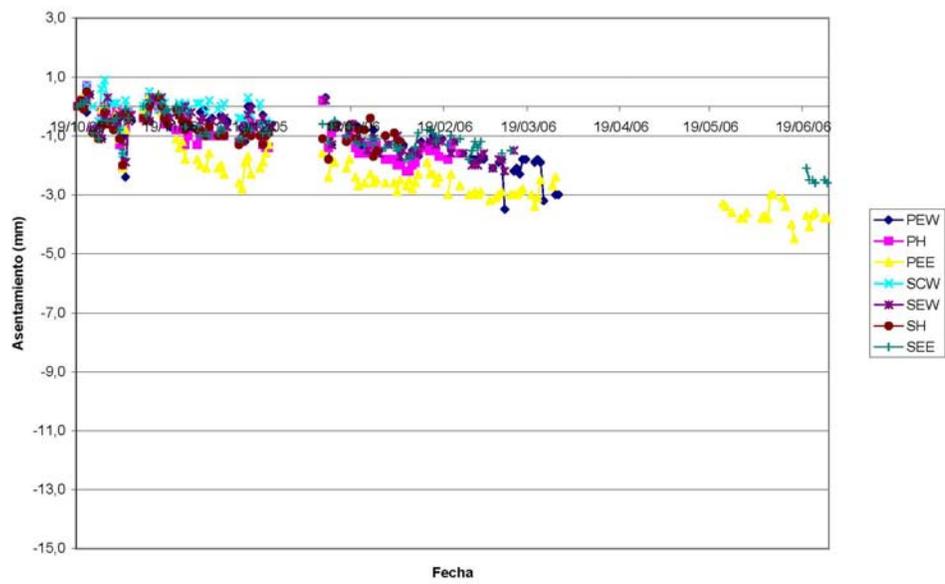
Se adoptó la siguiente nomenclatura en orden a identificar la posición y la longitud de los asentímetros construidos:

S	:	Superficial
P	:	Profundo
M	:	Ménsula (asentímetro fijado a cimientos de construcción bajo control)
SEW	:	Superficial ubicado sobre el eje de la galería oeste (caso de galerías paralelas)
PEW	:	Profundo eje oeste
SE	:	Superficial Eje
PE	:	Profundo Eje
PHE	:	Profundo Hastial este
PHW	:	Profundo Hastial oeste
SCW	:	Superficial Cuneta oeste
SC	:	Superficial Cuneta
SHW	:	Superficial Hastial oeste
MHW	:	Ménsula Hastial oeste (ménsula ubicada por sobre el hastial)
SHE	:	Superficial Hastial este
ME	:	Ménsula este
PEE	:	Profundo Eje este (caso de galerías paralelas)
SEE	:	Superficial Eje este (caso de galerías paralelas)

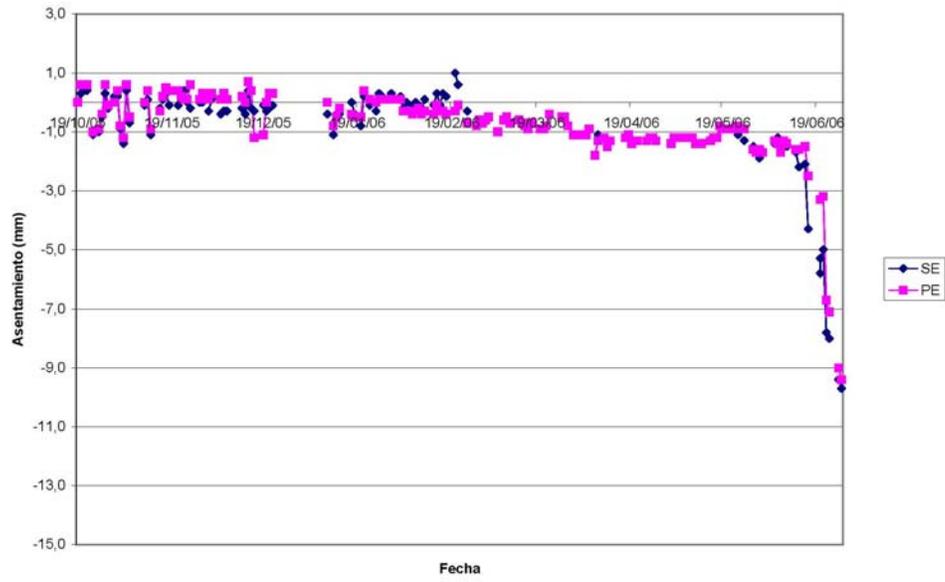
PR 1800- Sección ST1- Tapada 6,9 m



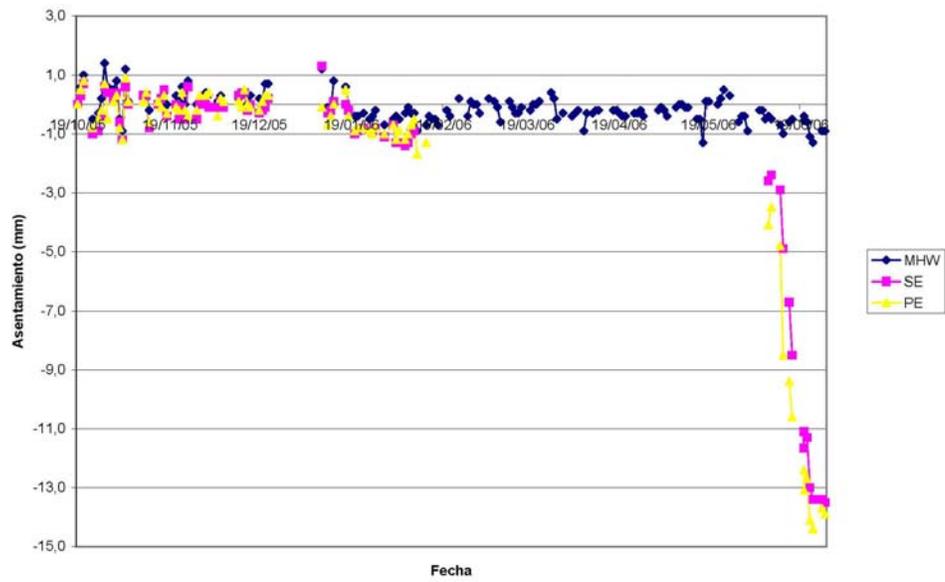
PR 1825- Sección ST1- Tapada 6,8 m



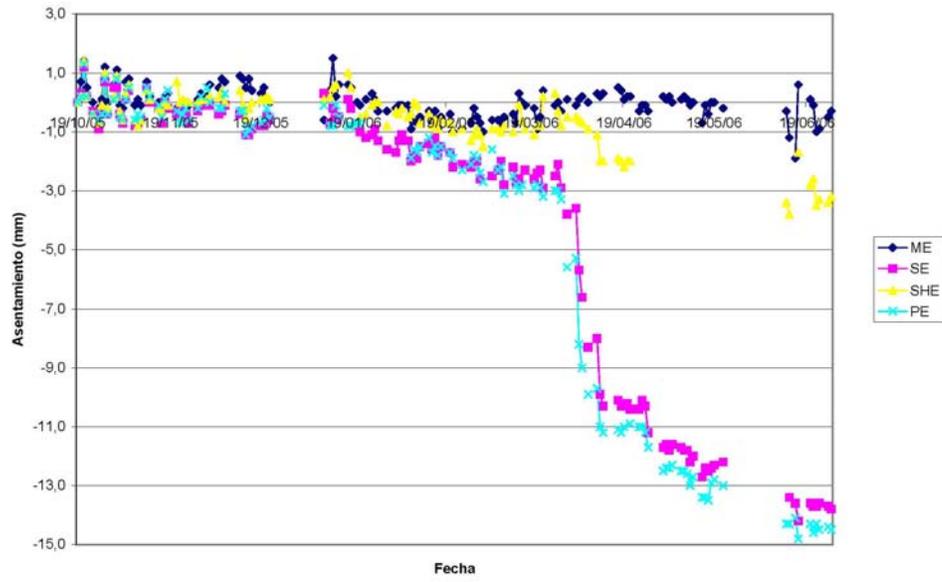
PR 1857- Sección ST6- Tapada 5,6 m



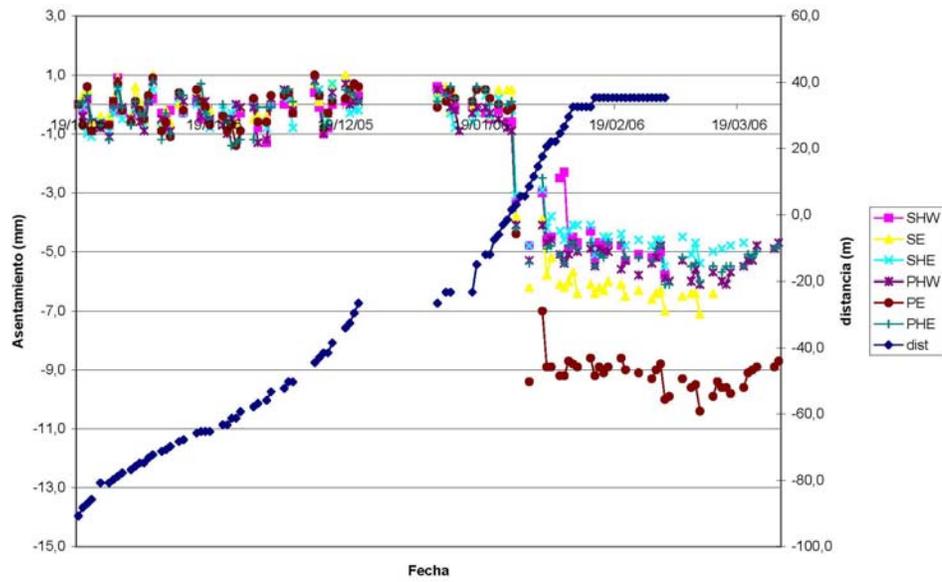
PR 1885- Sección ST6- Tapada 5,4 m



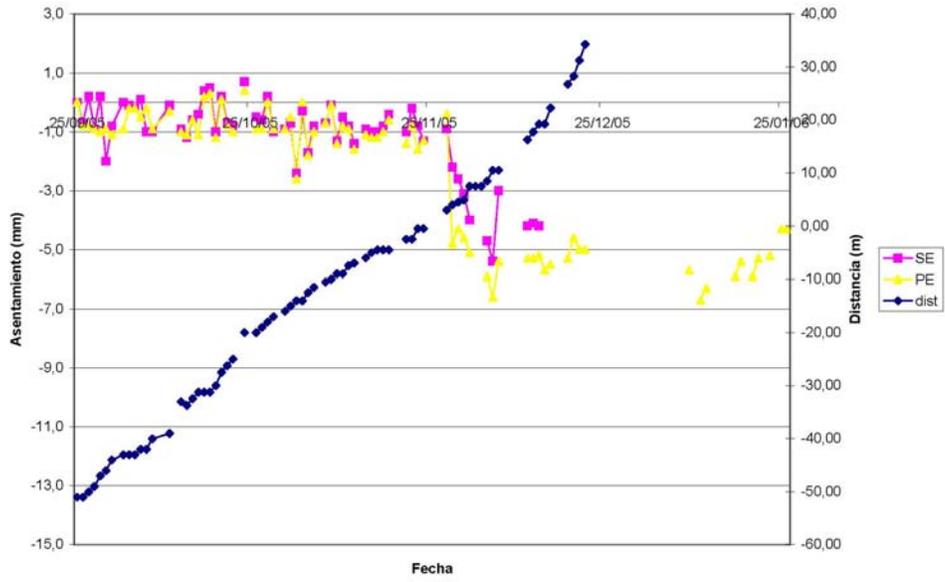
PR 1906- Sección ST5- Tapada 5,4 m



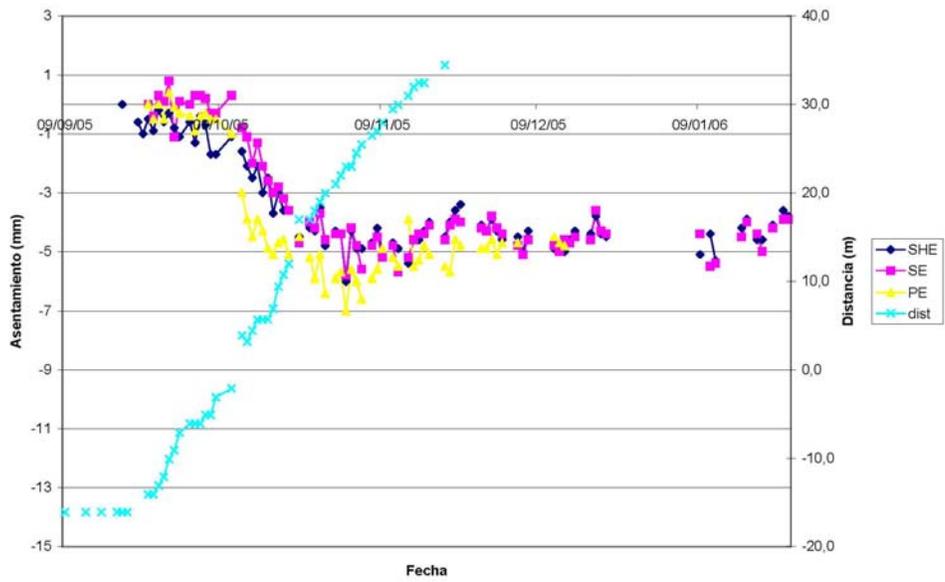
PR 1958- Sección ST3- Tapada 5,1 m



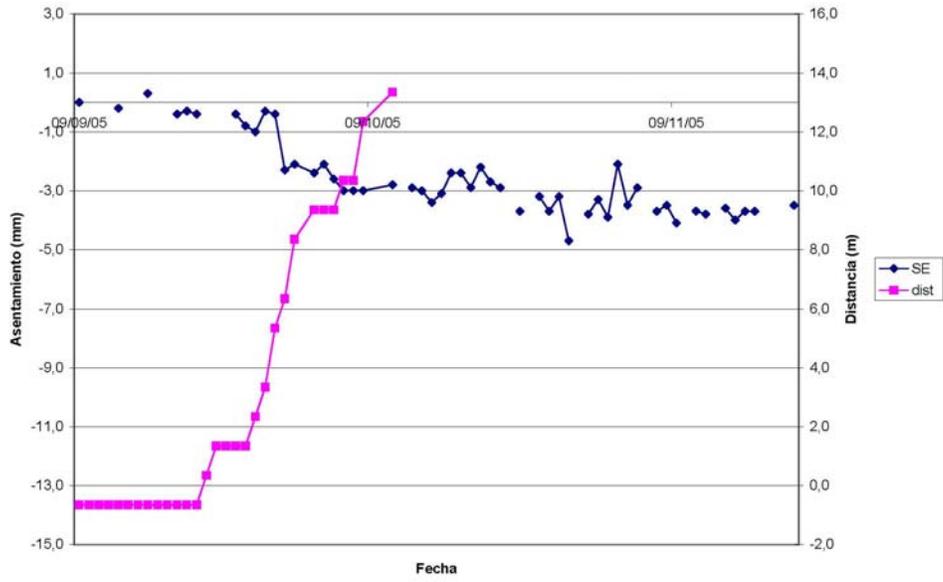
PR 2019- Sección ST3- Tapada 5,6 m



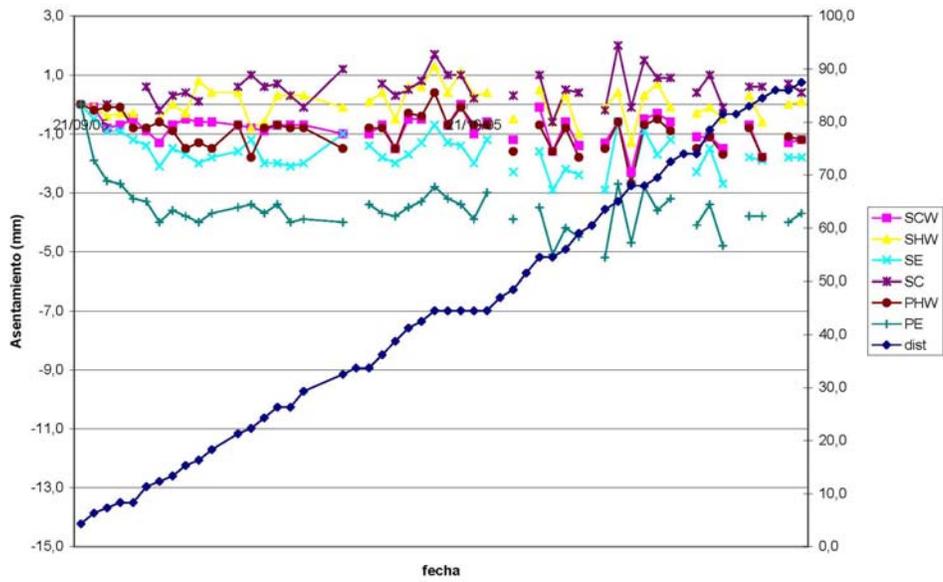
PR 2056- Sección ST4- Tapada 6 m



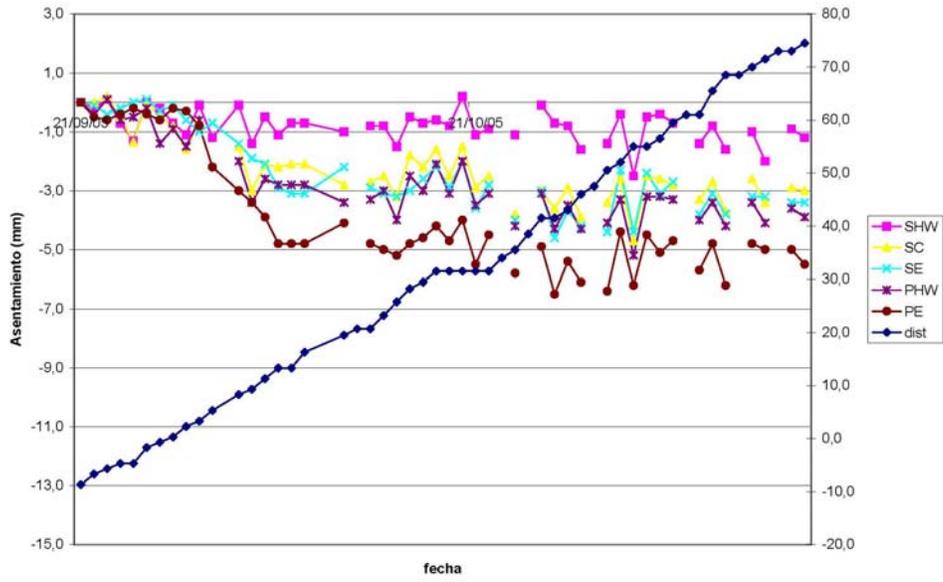
PR 2071- Sección ST4- Tapada 6,2 m



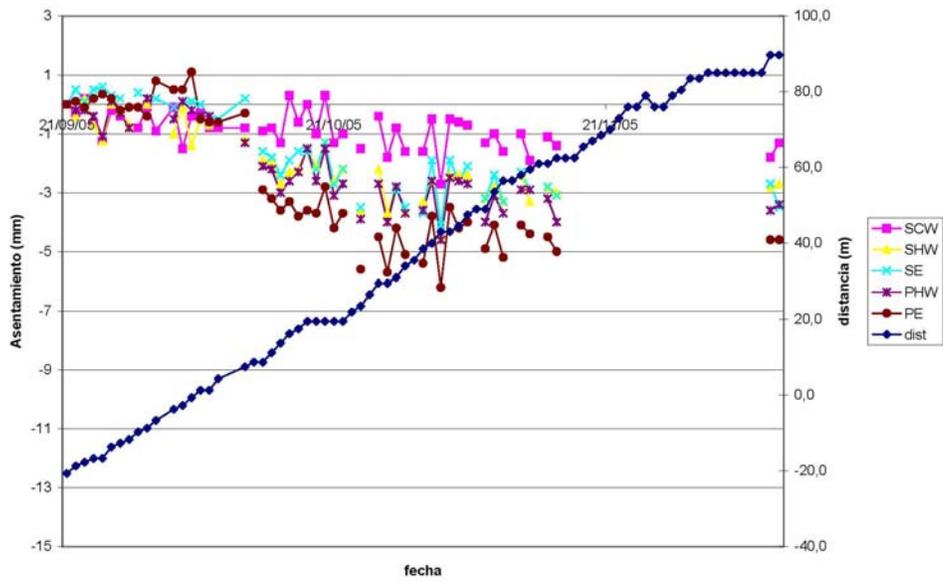
PR 2088- Sección ST3- Tapada 6,3 m



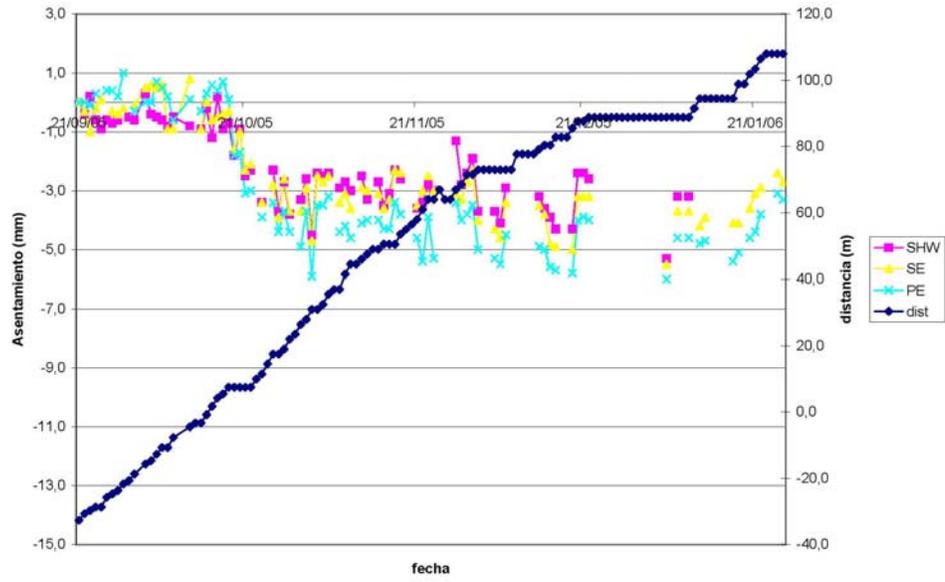
PR 2101- Sección ST3- Tapada 6,5 m



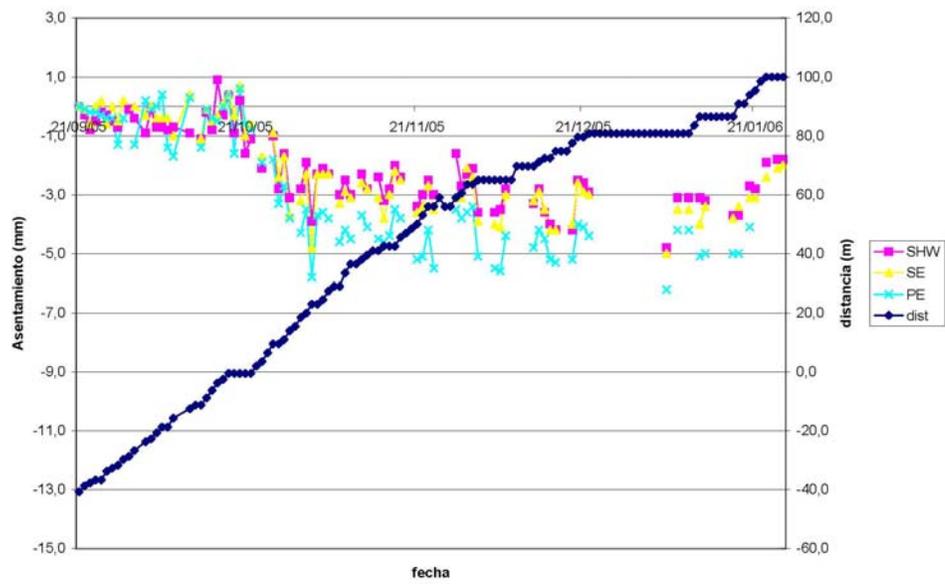
PR 2113- Sección ST3- Tapada 6,7 m



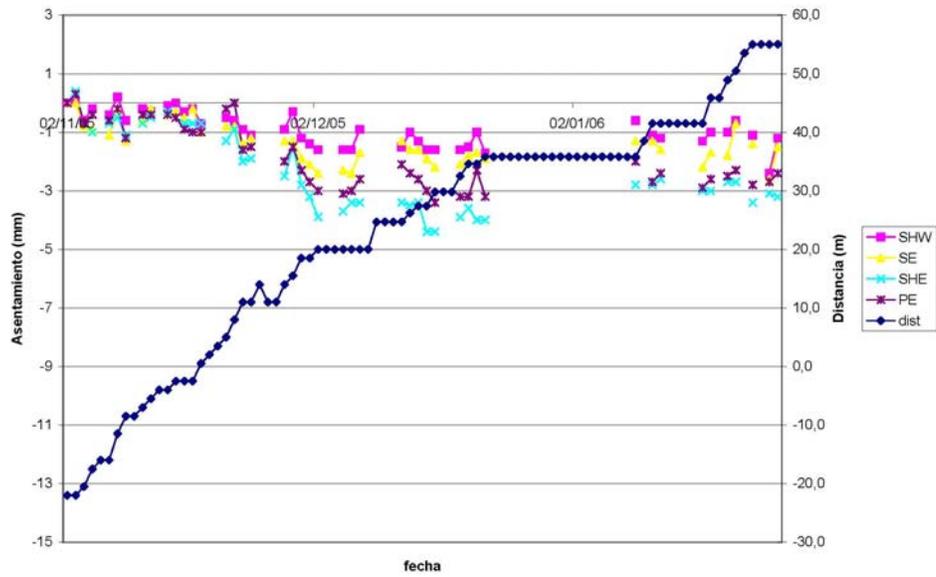
PR 2125- Sección ST3- Tapada 7 m



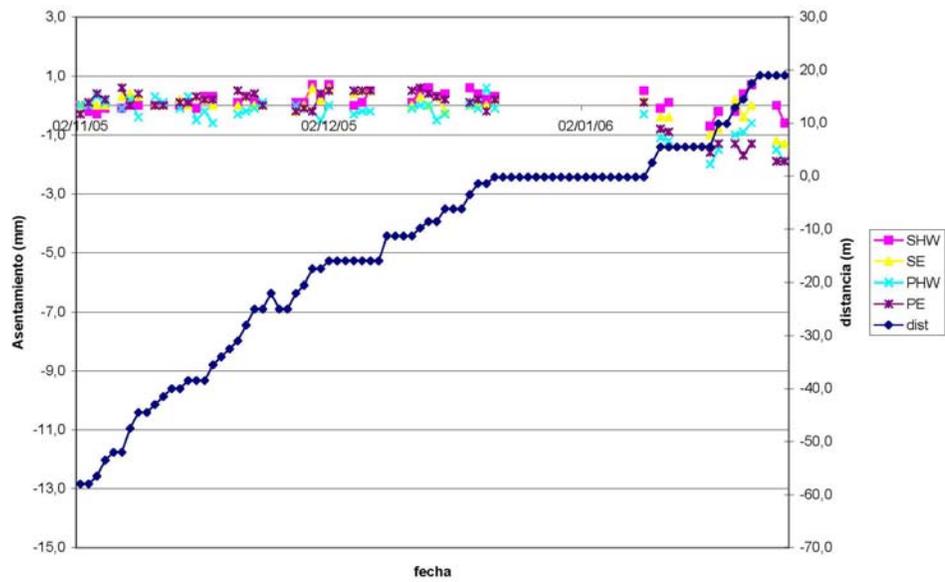
PR 2133- Sección ST3- Tapada 7 m



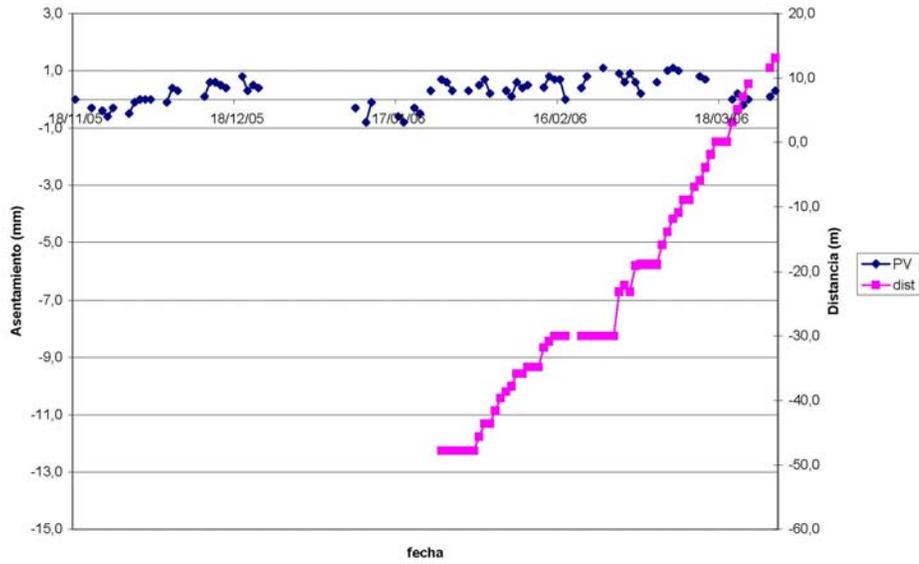
PR 2178- Sección ST3- Tapada 7,7 m



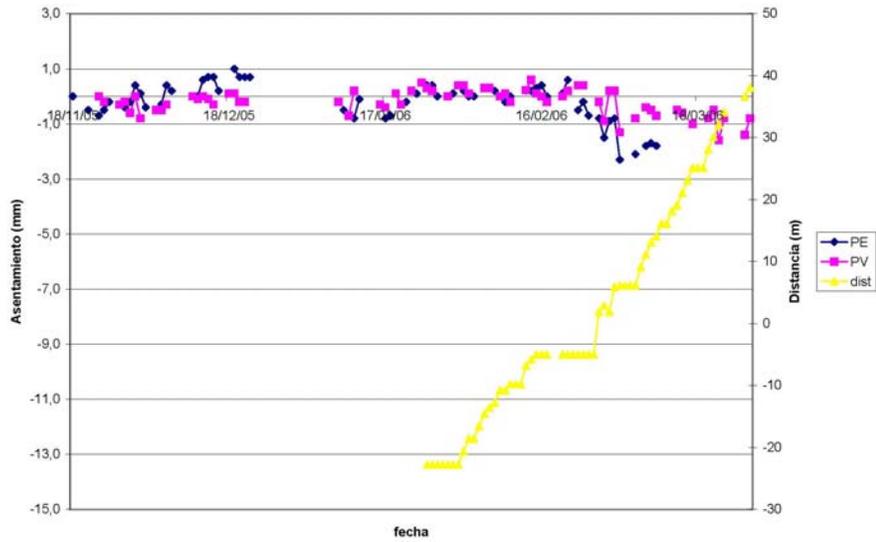
PR 2214- Sección ST3- Tapada 8,5 m



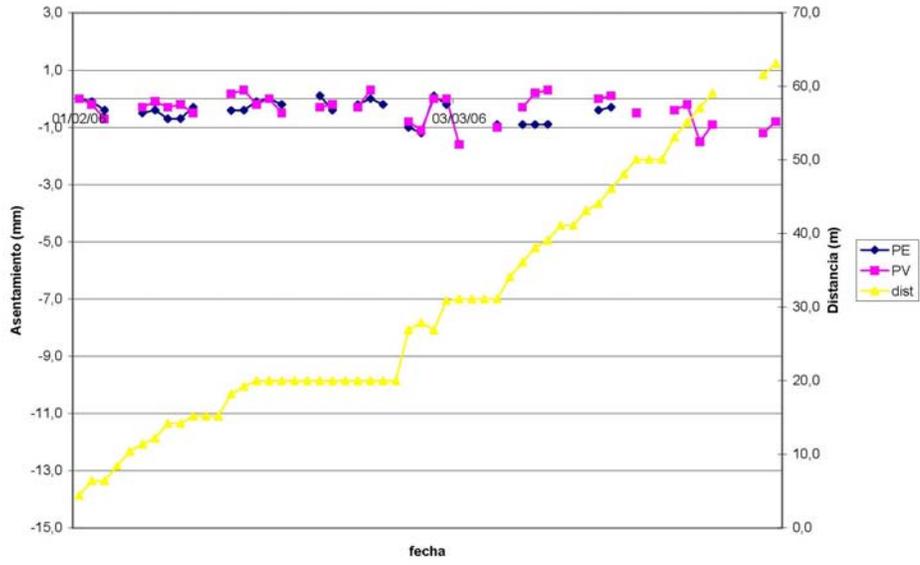
PR 2395- Sección ST2- Tapada 9,7 m



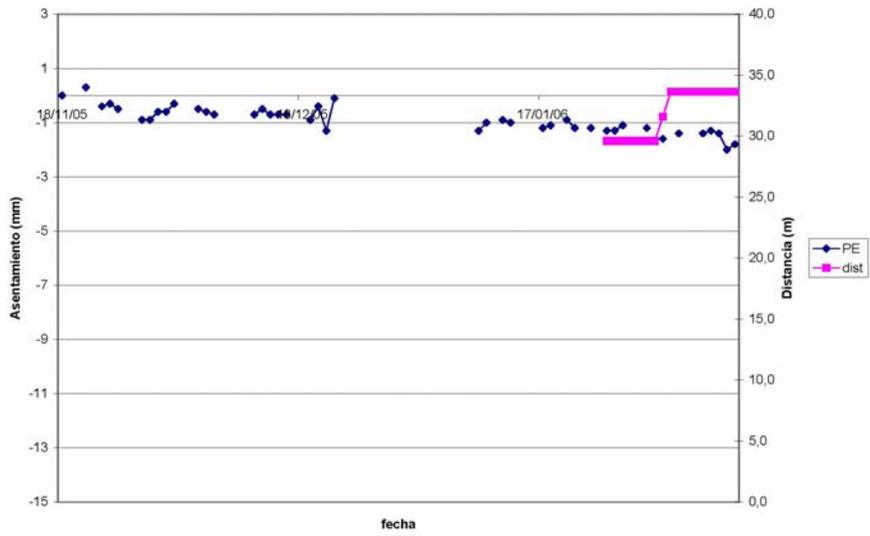
PR 2420 - Sección ST2 - Tapada 9,9 m



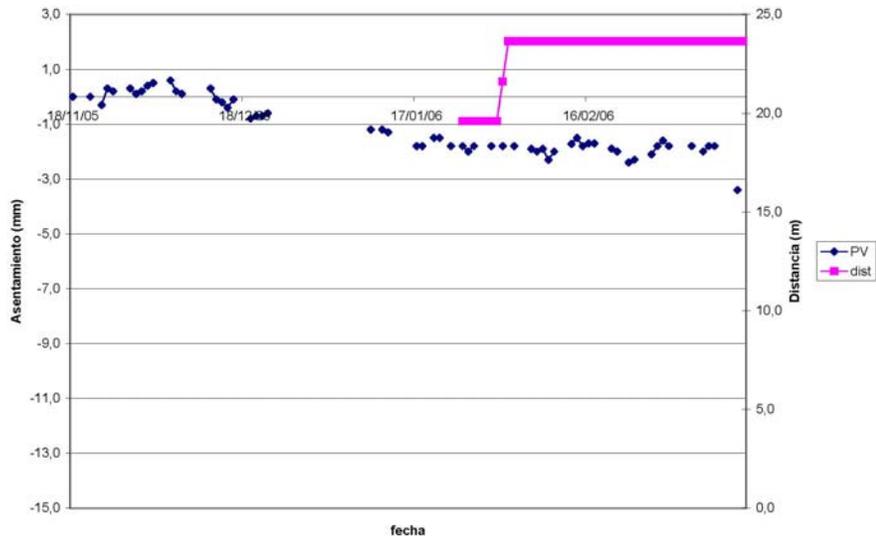
PR 2445 - Sección ST2 - Tapada 10,2 m



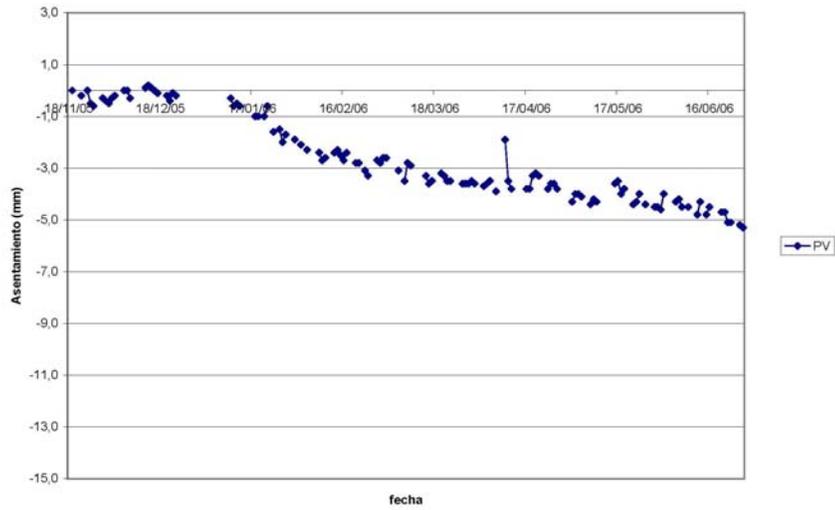
PR 2470 - Sección ST2 - Tapada 10,6 m



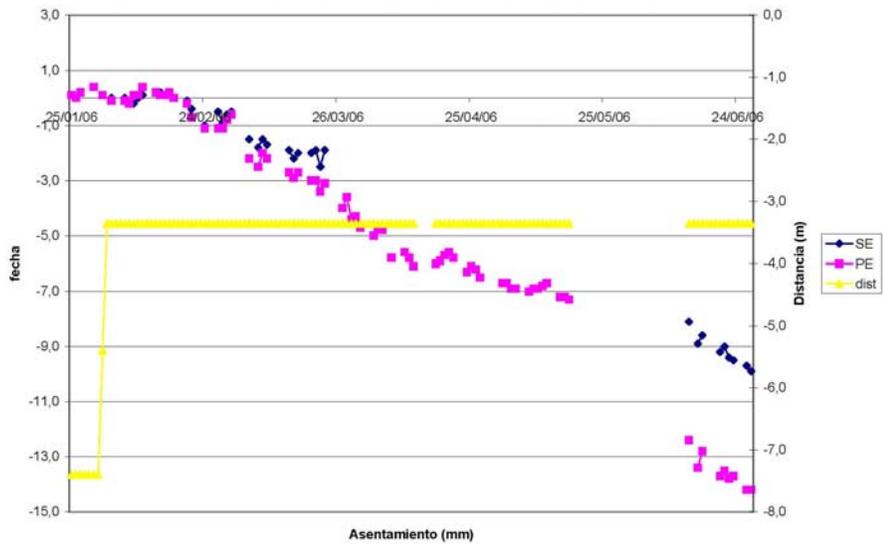
PR 2480 - Sección ST2 - Tapada 10,8 m



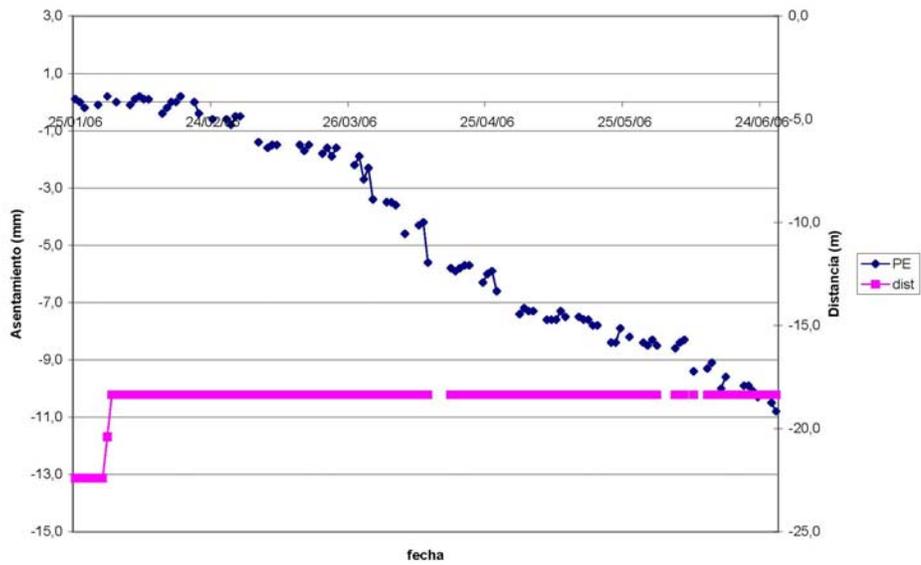
PR 2495 - Sección ST2 - Tapada 12 m



PR 2507 - Sección ST2 - Tapada 12,7 m



PR 2522 - Sección ST2 - Tapada 12,7 m



Anexo 4: Comentarios

Calibración del Modelo 2D

Se calibró el modelo 2D haciendo uso de los modelos 3D ya realizados. Se determinó el coeficiente de relajación β de manera que los asentamientos estimados por el modelo 2D coincidan con los del modelo 3D. El coeficiente resultante es $\beta = 0.13$.

Se presentan algunas correcciones realizadas a los modelos numéricos presentados en el Capítulo III.

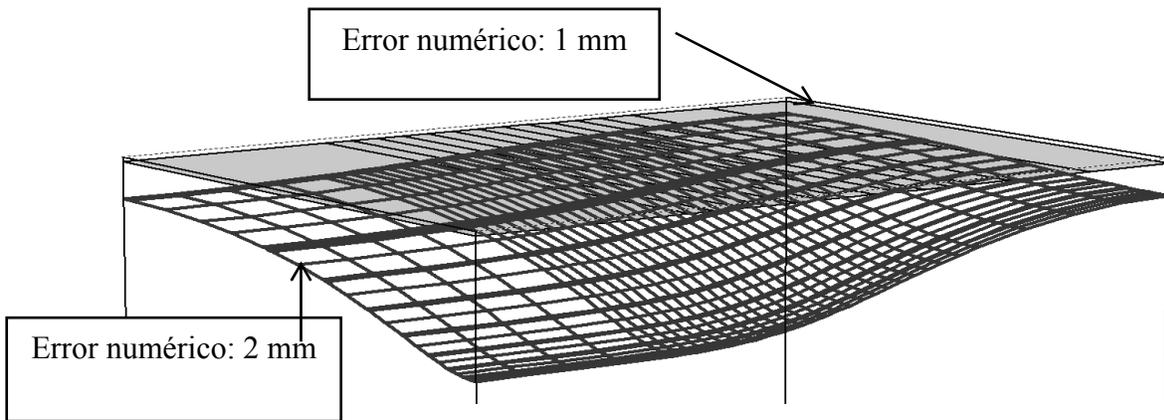


Figura 1- Asentamientos superficiales modelo hiperbólico. Max. 8.7 mm.

Por limitaciones de capacidad de cómputo, las mallas son más chicas que lo aconsejado. Esto se traduce en un asentamiento en los bordes lejanos de la malla de 1.0 y 2.0 mm para ambos modelos y en el cálculo de mayores asentamientos que los que resultarían de la utilización de una malla más extendida. La corrección realizada consiste en la sustracción de este asentamiento adicional (promedio: 1.5 mm).