



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL– GEOTÉCNIA

CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL MECANIZADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
DE GUADALAJARA, JALISCO

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

PRESENTA:
ANDRÉS ANTONIO MORENO Y FERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL
MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR
EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
EFRAÍN OVANDO SHELLEY, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, MARZO 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Sergio Alcocer Martínez de Castro

Secretario: Rigoberto Rivera Constantino

Vocal: Miguel Pedro Romo Organista

1^{er} Suplente: Efraín Ovando Shelley

2^{do} Suplente: Eduardo Botero Jaramillo

Tutor Principal

Dr. Miguel Pedro Romo Organista

La inteligencia consiste no solo en el conocimiento sino también en la destreza de aplicar los conocimientos a la práctica.

Aristóteles (384 -322 a.c.)

El objetivo de la educación es el avance del conocimiento
y la difusión de la verdad.

John F. Kennedy (1917-1963)

DEDICATORIA

A mi amada familia:

A Elia mi adorada esposa.

A mis queridos hijos Andrés, Mariana y Verónica.

A mis fabulosos nietos Ana Lucía, Fernando, Juan Pablo, Diego, Jimena, Andrés y Pablo.

AGRADECIMIENTOS

1. Al Dr. Miguel Pedro Romo Organista por haber aceptado ser el tutor principal de la tesis, por las innumerables pláticas y consejos para llevar a cabo este apasionante trabajo.
2. A los miembros del jurado: Dr. Sergio Alcocer, Dr. Rigoberto Rivera, Dr. Eduardo Botero y Dr. Efraín Ovando por sus sugerencias y propuestas.
3. Al Ing. Marc Comulada, al Ing. Carlos Espinosa y a la M.I. Rocío Salcedo por sus aportaciones para la presente tesis.
4. A la Dirección General de Desarrollo Ferroviario y Multimodal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, por la autorización de la divulgación del proyecto subterráneo de la Línea 3 del Tren Eléctrico Urbano de Guadalajara, Jalisco.

Contenido.

I. ANTECEDENTES	10
1.1 APORTACIONES	12
II PRINCIPALES METAS	14
2.1 REPRODUCIR EN EL ESCUDO LOS ESFUERZOS NATURALES DEL SUELO	14
2.2 ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE	14
2.3 MINIMIZAR LAS DEFORMACIONES DEL SUELO Y DE LOS EDIFICIOS VECINOS.....	15
2.4 NO CAUSAR SOCAVONES NI <i>BLOW OUTS</i>	18
2.5 DESPLAZAMIENTOS DEL ESCUDO POR EL ALINEAMIENTO PROYECTADO	19
2.6 MINIMIZAR EL DESGASTE DE LAS HERRAMIENTAS DE CORTE Y ASEGURAR LA CONTINUIDAD DE LA OPERACIÓN	19
2.7 CONCEPTO DE LA NORMATIVA DE SEGURIDAD ALEMANA PARA LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL	21
III. ANÁLISIS DEL CASO DE ESTUDIO DE UN TÚNEL EXCAVADO EN ARENAS BAJO EL NIVEL FREÁTICO (proyecto TUE Línea 3, frente a la Catedral)	24
3.1 MÉTODOS PARA CALCULAR LA PRESIÓN ESTABILIZADORA.....	24
3.2 APORTACIÓN AL DIAGRAMA DE PRESIONES PARA MINIMIZAR MOVIMIENTOS VERTICALES	30
3.3 COMPORTAMIENTO DE LA CATEDRAL AL PASO DEL ESCUDO EPB (ANÁLISIS EN PLAXIS 3D)	32
3.4 CURVA DE ASENTAMIENTOS EN CATEDRAL VS. LA DISTANCIA LONGITUDINAL AL ESCUDO EPB.....	39
3.5 MÉTODO EMPÍRICO PARA CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS TRANSVERSALES MÁXIMOS	50
IV. PLANES DEL MANEJO DE RIESGOS Y DE LA AUSCULTACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	57
4.1 MANEJO DE RIESGOS Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN.....	57
4.2 INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO	58
4.3 METODOLOGÍA CERTIFICADA DE LUMBRERAS Y TÚNELES S. A. (LYTSA).....	62
V RESULTADOS ALCANZADOS.....	66
5.1 ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE Y EN EDIFICIOS HISTÓRICOS	66
VI. CONCLUSIONES.....	71
VII. RECOMENDACIONES	72
VIII. REFERENCIAS	74
APÉNDICE 1: PROYECTO	77
APÉNDICE 2: HERRAMIENTAS PARA CONSTRUIR EL TÚNEL	77
APÉNDICE 3: NOMENCLATURA	77

Contenido de Figuras

Figura 1. Presiones vs. deformaciones hipotéticas, Ralph Peck.	14
Figura 2. Flujo del suelo en la cámara de excavación. Fuente: Mechanised Shield Tunnelling B. Maidl.	15
Figura 3. Factores que contribuyen a la pérdida de volumen. Fuente: P. Grasso, ITACET 2013.	16
Figura 4. Curva de asentamiento transversal. Fuente: P. Grasso, ITACET 2013.	17
Figura 5. Tamaño del “gap” y especificaciones de la inyección. Fuente: LYTSA.	17
Figura 6. VMT. Fuente: Herrenknecht.....	19
Figura 7. Rango de aplicación de EPB. Fuente: Thewes.	20
Figura 8. Presiones de operación permisibles en el frente. Fuente: LYTSA.	22
Figura 9. Estabilidad del frente, comparación de métodos. Fuente: CSM 2018.....	23
Figura 10. Geometría del tipo de falla en suelos. Fuente: Selby 1988 (CSM 2018).	25
Figura 11. Esquema de presiones. Fuente: Herrenknecht.	26
Figura 12. Fluctuación de presión en cámara en la Catedral. Fuente: Procon – LYTSA.	27
Figura 13. Relación entre la presión del frente y los desplazamientos. Fuente: Reda.	29
Figura 14. Ejemplos de presión de frente usados en Japón en EPB. Fuente: Kanayasu et al 1995. .	29
Figura 15. Diagrama de presiones frente a Catedral, Mooney, CSM 2018.....	31
Figura 16. Planta de la zona. Fuente: SENERMEX.	32
Figura 17. Deformación de malla para modelo en Plaxis 3D. Fuente: LYTSA.	33
Figura 18. Deformación vertical total. Fuente: LYTSA.....	34
Figura 19. Máximo asentamiento bajo la Catedral de 6 mm. Fuente: LYTSA.	35
Figura 20. Modelo en 3D en Plaxis. Fuente: LYTSA.	35
Figura 21. Modelo con propiedades de suelo y estructural asignados. Fuente: LYTSA.....	36
Figura 22. Deformación vertical total. Fuente: LYTSA.....	37
Figura 23 Asentamiento máximo bajo Catedral de -2 mm. Fuente: LYTSA.	37
Figura 24. Cubeta de asientos sin muro Milán. Fuente: LYTSA.....	38
Figura 25. Cubeta de asientos con muro Milán. Fuente: LYTSA.	38
Figura 26. Efectos del escudo EPB en el cadenamamiento 11+160 por el paso entre los cadenamamientos 11+110 y 11+210 (0 a 100 m).....	39
Figura 27. Gráfica de los resultados del análisis de regresión para S_y y X , realizado como parte del análisis para obtener un modelo para la estimación de S_y	40
Figura 28. Gráfica de los asentamientos observados S_y y los asentamientos calculados S_{yc} a partir del modelo (ec. 3.3) por el paso de la TBM entre los cadenamamientos 11+110 y 11+210.	42
Figura 29. Gráfica de los asentamientos observados S_y y los asentamientos calculados S_{yc} a partir del modelo modificado (ec. 3.4) por el paso de la TBM entre los cadenamamientos 11+110 y 11+210.	42
Figura 30. Gráfica de los residuos de los asentamientos observados S_y y los calculados S_{yc} ($S_y - S_{yc}$) por el paso de la TBM entre los cadenamamientos 11+110 y 11+210.....	43
Figura 31. Previo al 02 de febrero 2017, construcción de 17 anillos, asentamiento 0 mm.....	44
Figura 32. Entre el 02, 03 y 04 de febrero 2017, construcción de 17 anillos, asentamiento 0 mm.	44
Figura 33. El 08 de febrero 2017, asentamiento -6.80 mm.	44
Figura 34. El 09 de febrero 2017, asentamiento -7.49 mm.	45
Figura 35. El 10 de febrero 2017, asentamiento -7.91 mm.	45
Figura 36. El 10 de febrero 2017, asentamiento -10.21 mm.	45

Figura 37. El 11 de febrero 2017, asentamiento -13.24 mm.	46
Figura 38. El 11 de febrero 2017, asentamiento -29.35 mm.	46
Figura 39. El 12 de febrero 2017, asentamiento -33.17 mm.	46
Figura 40. El 13 de febrero 2017, asentamiento -33.57 mm.	47
Figura 41. El 24 de febrero 2017, asentamiento -44.48 mm.	47
Figura 42 Evolución de asentamientos a lo largo del escudo, fuente ITA/AITES reporte 2006.....	48
Figura 43. Asentamientos históricos en fachada poniente de la Catedral. Fuente: GEOSCOPE.....	49
Figura 44. Curva de asentamientos de la sección de instrumentación 11+160. Fuente: LYTSA.....	50
Figura 45. Asentamientos observados (uymm) y calculados (uyc) en los anillos.	54
Figura 46. Residuos de los asentamientos calculados (uymm - uyc) en los anillos.	55
Figura 47. Fluctuación de presión promedio en clave de 0.37 bar en intertramo alcalde-Catedral (A+797 – A+830), medición por número de anillos. Fuente: LYTSA-Procon II.	55
Figura 48. Esquema utilizado para el cálculo de asentamientos uyc mediante el modelo. Fuente: LYTSA.	56
Figura 49. Plan de Manejo del Riesgo para diseño y etapas constructivas, Piergiorgio Grasso, Curso AMITOS, mayo 2013.....	57
Figura 50. Sección de control completa superficial. Fuente: SENERMEX.	59
Figura 51. Sección de control normal superficial. Fuente: SENERMEX.	60
Figura 52. Sección de control completa en el túnel. Fuente: SENERMEX.....	61
Figura 53. Sección de control normal del túnel. Fuente: SENERMEX.	61
Figura 54. Vista del Templo de San José durante el monitoreo. Fuente: LYTSA.....	62
Figura 55. Metodología de análisis certificada en ISO 9001:2015. Fuente: LYTSA.	63
Figura 56. Umbrales de control para superficie. Fuente: SENERMEX.....	66
Figura 57. Intertramo Normal – Alcalde, medición de asentamientos. Fuente: LYTSA.	68
Figura 58 Intertramo Alcalde - Catedral, medición de asentamientos, fuente LYTSA.....	69
Figura 57.....	69
Figura 59. Intertramo Catedral - Independencia, medición de asentamientos. Fuente: LYTSA.....	70

Contenido de Tablas.

Tabla 1. Recomendaciones para acondicionamiento. Fuente: Thewes & Budach 2010. 21

Tabla 2. Características empleadas para cálculo de presiones. Fuente: LYTSA. 28

Tabla 3. Valores estimados de las constantes de regresión β_i 41

Tabla 4. Valores estimados de las constantes de regresión β_i y valores de P. Fuente: LYTSA. 53

Tabla 5. Asentamientos calculados en mm (uyc) mediante el Modelo. Fuente: LYTSA. 56

I. ANTECEDENTES

Resumen

El tramo subterráneo del tren eléctrico urbano de Guadalajara, localizado en el Centro Histórico, representa un gran reto tecnológico porque se construye en arenas bajo el nivel freático, en frentes mixtos y frentes de roca (basalto), con diversas restricciones impuestas por las autoridades sobre los asentamientos máximos permitidos para los monumentos históricos y artísticos, que no deben exceder de 6 mm

Las restricciones son muy estrictas debido a que la salud estructural de los edificios históricos y artísticos se conoce parcialmente y las cimentaciones se desconocen por completo.

Debido a lo anterior, es necesario que el escudo EPB (Earth Pressure Balance) de 11.55 m de diámetro funcione de tal manera, que reproduzca los esfuerzos naturales del suelo en la vecindad del túnel y altere lo menos posible las condiciones geotécnicas en las cimentaciones de todas las edificaciones colindantes, en especial los edificios históricos y artísticos seleccionadas por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) y por el Instituto Nacional de Bellas Artes (INBA).

El proyecto ejecutivo de la empresa SENER, de nacionalidad española, relacionado con la construcción del túnel –que utiliza un escudo EPB y solo un revestimiento primario con base en anillos de dovelas de concreto– tuvo que ser revisado al paso de cada uno de los monumentos históricos, con el fin de verificar las presiones necesarias para garantizar la estabilidad del frente, además de las características y la presión de la inyección de contacto entre las dovelas y el terreno.

Se diseñaron una serie de pantallas de pilotes, pilas, muros colados en sitio o *jet grouting* frente a los edificios históricos y artísticos para garantizar la no afectación de los monumentos por el efecto del tuneleo.

Ante la preocupación de las autoridades civiles y eclesiásticas sobre el comportamiento del túnel sobre los monumentos mencionados, fue necesario diseñar Planes del Manejo del Riesgo y de Auscultación muy completos, que en tiempo real midieran los efectos del tuneleo en la superficie de las calles y en los monumentos. Además, conocer los esfuerzos en las dovelas del revestimiento, el comportamiento de la geometría interior del túnel y tener presentes en todo momento los parámetros del escudo, a través de un programa para discretizar los miles de datos de la computadora del escudo.

Se fijaron una serie de umbrales de aviso, alerta y alarma; y se estableció un Plan de Contingencia basado en el Plan de Seguridad y de Salud, así como crear un gabinete encargado de gestionar las medidas necesarias.

Por último, se desarrolló un método empírico destinado a calcular los asentamientos en superficie, para las condiciones presentes en arenas pumíticas bajo el nivel freático, en el tramo comprendido entre la Estación Normal y la Estación Catedral.

Objetivo General

Analizar las mejores prácticas internacionales para calcular las presiones de estabilización del frente del túnel, así como las técnicas modernas de acondicionamiento de los suelos, con el fin de mejorar las características de los mismos, disminuir el desgaste de las herramientas de corte y producir una rezaga plástica que mejore los rendimientos, los ciclos de excavación e inyección de contacto, y la colocación del revestimiento primario con base en dovelas de concreto.

Objetivos Específicos

Calcular las presiones de estabilización del tramo de túnel construido frente a la Catedral Metropolitana de Guadalajara, para implementar una presión añadida a la calculada, que coadyuve a minimizar la oscilación de la presión en la cámara de excavación del equipo tunelador EPB.

En forma paralela, desarrollar un método empírico para calcular los asentamientos en superficie, con las condiciones presentes en arenas pumíticas bajo el nivel freático y los parámetros de la tuneladora, que nos ayude a recrear el comportamiento esperado en la construcción de túneles con características similares.

Alcances

El tipo de investigación es un estudio de caso comparativo, que toma la realidad y la teoría disponible con información en tiempo real. El trabajo se enfoca, sobre todo, en el estudio de los diferentes métodos de cálculo de estabilización del frente, para el tramo de túnel construido frente a la Catedral Metropolitana de Guadalajara, con el propósito de obtener un diagrama de presiones que minimice los asentamientos y deformaciones superficiales, de establecer con ello la variedad de factores empleados en cada método y, por lo tanto, la importancia de controlar los parámetros de presión de frente, del cuerpo del escudo y la presión anular durante el trabajo de un equipo EPB.

De manera paralela, con el método empírico desarrollado se reproducen los asentamientos presentados en sitio, de manera que podría funcionar como una forma de acercamiento a futuros proyectos similares, ya que no solo toma en cuenta los parámetros geotécnicos y geométricos, también considera aspectos de funcionalidad del equipo tunelador.

Justificación

El caso de estudio de las presiones de estabilización del frente es un tema del que existe mucha información y análisis, pero mediante este trabajo se hace la comparación con un

caso práctico como lo es la construcción del túnel de Guadalajara, el cual genera información en tiempo real de los parámetros del equipo tunelador, así como de la instrumentación colocada en superficie (como calles y edificios). Por otro lado, mediante el desarrollo del método empírico, se pueden reproducir los asentamientos provocados y convertirse en un procedimiento útil para futuros estudios del área.

Hipótesis

Mediante la investigación y comparación de los datos obtenidos del cálculo de la presión de estabilización del frente, con los obtenidos en sitio, se comprobará que el equipo tunelador EPB tiene oscilaciones en la cámara que hacen variar la presión contemplada para la excavación. Lo anterior, demuestra que durante el cálculo se debe considerar un porcentaje extra de presión para mitigar este fenómeno, además de acondicionar los materiales en el frente del escudo.

1.1 APORTACIONES

Se presentan las siguientes aportaciones:

1. Uso de un monitoreo robotizado en tiempo real para el control de parámetros: desplazamientos verticales y horizontales, presión de poro, giros y acelerómetros, en 3 templos históricos (San José, la Catedral y San Francisco).
2. Distribución de presiones para un escudo de tipo EPB y aplicación del diagrama propuesto por M. Mooney (punto 4.1) en un túnel excavado en arenas.
3. Diferenciación de los métodos del cálculo de la presión estabilizadora en el frente del escudo, variables empleadas y factores de seguridad. Además, se presentan recomendaciones para minimizar los asentamientos, como un sistema de presión estabilizadora secundaria con base en la inyección de lodo bentonítico a la cámara de excavación.
4. Control de la presión de tierras en la cámara de un escudo tipo EPB, de manera que las oscilaciones sean las menores posibles. De acuerdo con las recomendaciones de MTC, se recomienda aumentar la presión entre 0.3 -0.6 bar para contrarrestar las oscilaciones y disminuir las deformaciones verticales. Se recomienda realizar un análisis durante el proceso de excavación, para ir retroalimentando el proceso y realizar este aumento de presión de manera más eficiente y con datos concretos.
5. Uso de la inyección de bentonita en la periferia del escudo para disminución de asentamientos, cuidando su volumen y presión de inyección.
6. Concepto de Seguridad alemana para la estabilidad del túnel, al integrar límites de presión mínimas y máximas durante la operación del escudo, para prever el control de la fluctuación de la presión del frente.
7. Método empírico para calcular asentamientos con datos del proyecto, el cual podría usarse como referencia en obras similares.

8. Metodología Certificada en ISO 9001:2015, para el desarrollo de un sistema específico con el nombre de “Supervisión técnica y administrativa de obras subterráneas, y metodología para el análisis de los parámetros de la excavación mecanizada del túnel en tiempo real, y su interacción con el suelo y estructuras vecinas”. Esta metodología monitorea los parámetros del escudo y, al mismo tiempo, los resultados de la instrumentación con el propósito de retroalimentar el proceso de excavación y obtener en este caso menores asentamientos.

II PRINCIPALES METAS

2.1 REPRODUCIR EN EL ESCUDO LOS ESFUERZOS NATURALES DEL SUELO

De acuerdo con Ralph Peck (referencia 1) (Figura 1), existen muchos factores fundamentales, que dictaminan el comportamiento del terreno ante el tuneleo. En principio, lo que se pretende es construir un túnel sin que el terreno se percate ni tenga alguna alteración.

De no existir alteraciones, se dice que el estado de esfuerzos del suelo no sufrió cambios después de construido el túnel. En la siguiente figura se puede observar la alteración inicial de esfuerzos radiales y normales

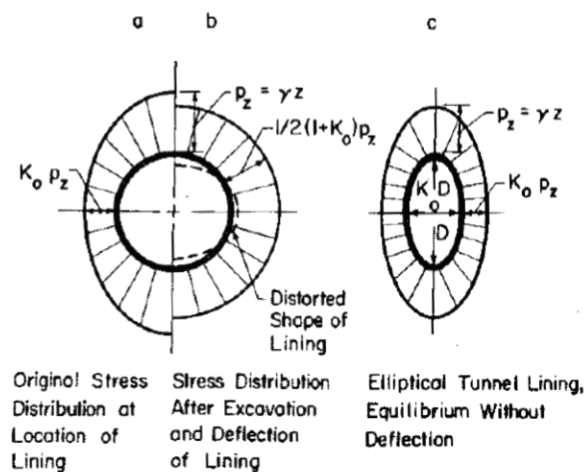


Figura 1. Presiones vs. deformaciones hipotéticas, Ralph Peck.

Cuando se remueve el terreno del túnel durante la excavación, la presión horizontal se incrementa de manera que la vertical, decrece hasta alcanzar una presión alrededor del túnel de equilibrio. La forma alcanzada con la redistribución de esfuerzos se asemeja a una elipse.

Para que exista una distribución de esfuerzos favorable alrededor del túnel, debe haber un buen desarrollo de los esfuerzos cortantes en el terreno, los cuales ayudan al revestimiento a mantener la estabilidad general de la excavación. Se considera que la función sustantiva del escudo es reproducir los esfuerzos naturales y, al realizar el tuneleo, las alteraciones del terreno deben ser mínimas.

2.2 ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE

Las presiones de trabajo de la máquina funcionan para contrarrestar la presión exterior y deben garantizar un avance seguro. Con un buen control de las presiones se logra limitar las afecciones en superficie.

En los escudos EPB, la presión requerida en el frente se controla manteniendo un equilibrio entre las velocidades de rotación de la cabeza cortadora, del avance del escudo, de la descarga del material excavado, a través de la rotación del tornillo sin fin. (Figura 2). Además, se debe conservar la presión de la cámara sin oscilaciones importantes, para producir un flujo uniforme de materiales a través del tornillo sin fin, que permita pasar de la presión de la cámara a una presión atmosférica al final del tornillo.

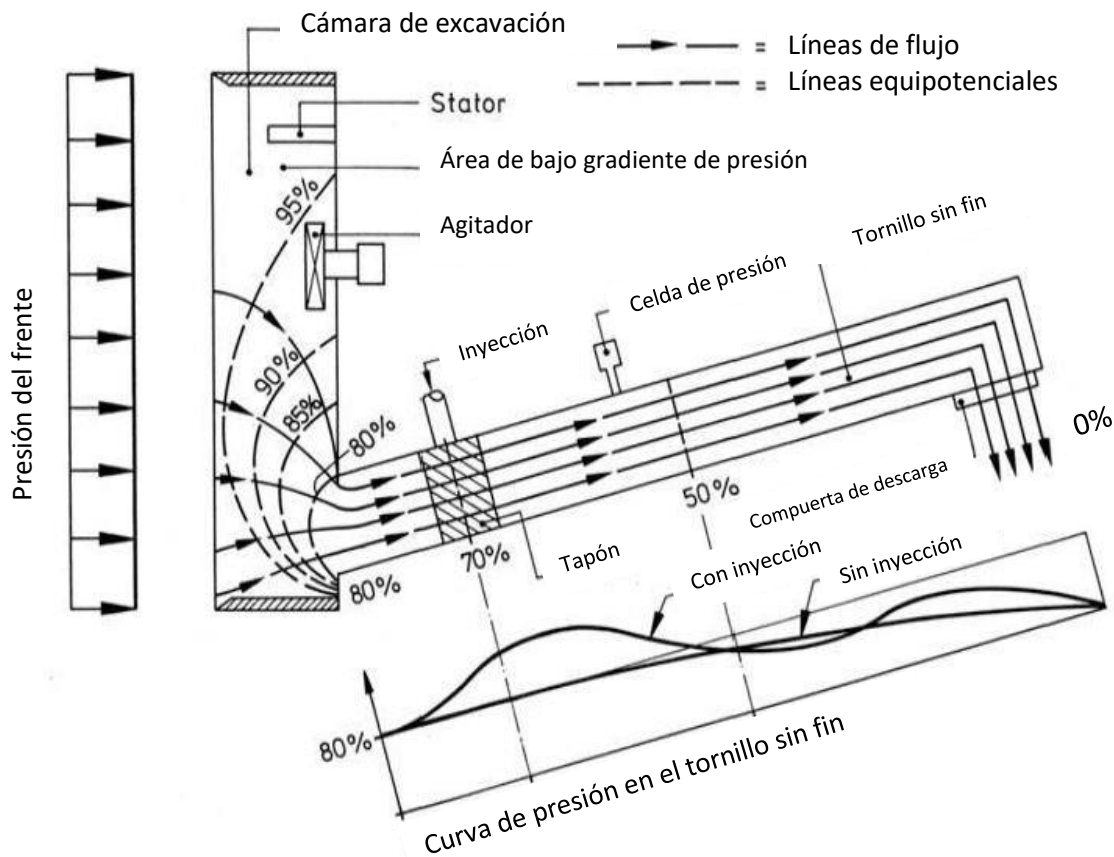


Figura 2. Flujo del suelo en la cámara de excavación. Fuente: Mechanised Shield Tunnelling B. Maidl.

2.3 MINIMIZAR LAS DEFORMACIONES DEL SUELO Y DE LOS EDIFICIOS VECINOS

Pérdida de suelo en el frente

Los asentamientos se producen por la pérdida de volumen en el frente, provocados por la insuficiente presión en el mismo y por malas técnicas de tuneleo, lo cual causa inestabilidad, falla progresiva y excesivos asentamientos.

La cabeza de corte remueve el material del frente. Durante este proceso continuo, el terreno se desplaza hacia el interior de la cámara, lo cual provoca una pérdida de material en el frente. La descompresión del frente del túnel es producida por la acción de las herramientas

de corte, y por el movimiento de la rezaga hacia la cámara y luego hacia el tornillo sin fin. Este fenómeno se conoce como pérdida de volumen en el frente.

Pérdida del suelo radial

Para avanzar es necesario sobre excavar el terreno, por lo que el suelo tiene la oportunidad de moverse hacia el escudo de manera radial. La velocidad de la deformación del suelo depende de la velocidad de avance del mismo. Debido a que el diámetro exterior de la cabeza del escudo siempre es mayor al diámetro del cilindro del cuerpo, existe un sobre corte el cual facilita que el cilindro avance. Esta pérdida de volumen se conoce como pérdida radial, la cual se minimiza con el empleo de bentonita a presión, que funciona como sello en la camisa del escudo.

Pérdida del suelo en el endovelado

El revestimiento, que tiene un diámetro menor al del escudo, es colocado por dentro del mismo en cada anillo de dovelas. El espacio anular (*gap*) entre la estructura y el terreno es normalmente rellenado (inyectado) con mortero. Al rellenar se da, en forma simultánea, el *gap* entre la cara exterior del endovelado y la superficie exterior de la excavación del túnel. Aunque esta inyección se realiza al mismo tiempo, siempre hay una pérdida por la relajación de las dovelas o por los cambios volumétricos de la inyección, y/o migraciones de esta dentro del suelo.

La pérdida de volumen se produce por la pérdida de material en el frente, y debido a la pérdida radial debida al escudo y al espacio anular.

Los parámetros clave a monitorear en una EPB son la presión de soporte (total y efectiva), el volumen de rezaga extraído de la cámara de excavación, y la presión y el volumen de la inyección de contacto simultánea a la excavación del túnel.

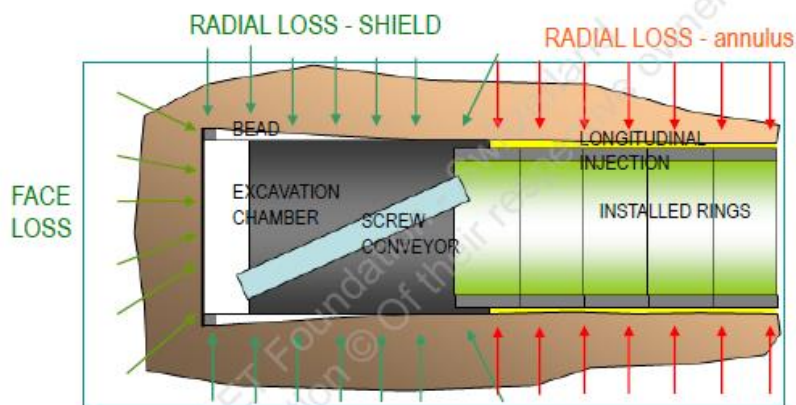


Figura 3. Factores que contribuyen a la pérdida de volumen. Fuente: P. Grasso, ITACET 2013.

En el proceso de excavación de túneles mediante un escudo, se acostumbra definir un fenómeno de “pérdida de suelo”, como resultado de la diferencia del volumen de asentamiento (medido en superficie) entre el volumen teórico del túnel, hecho que produce en consecuencia asentamientos en superficie, los cuales se estima que con una buena técnica no debe rebasar 0.5% (de acuerdo con la FHWA 2009).

De acuerdo a las mejores prácticas internacionales se consigna una tabla donde aparecen los porcentajes de perdida de suelo.

Case	$V_L(\%)$
Good practice in firm ground; tight control of face pressure within closed face machine in slowly raveling or squeezing ground	0.5
Usual practice with closed face machine in slowly raveling or squeezing ground	1.0
Poor practice with closed face in raveling ground	2
Poor practice with closed face machine in poor (fast raveling) ground	3
Poor practice with little face control in running ground	4.0 or more

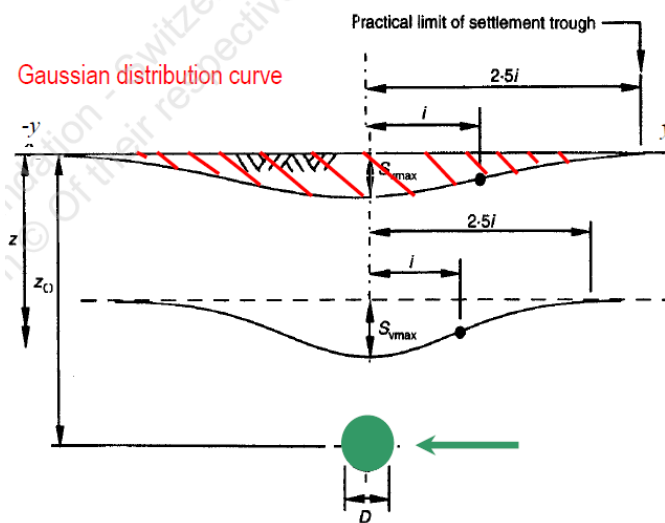
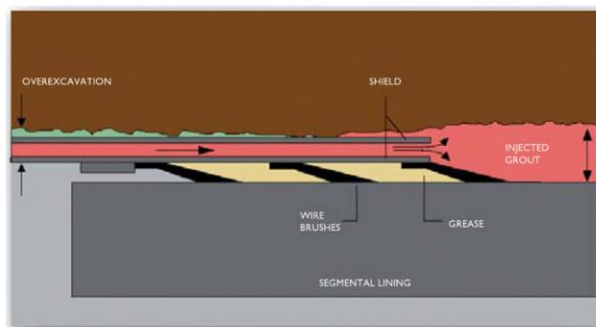


Figura 4. Curva de asentamiento transversal. Fuente: P. Grasso, ITACET 2013.



Inyección anular a base de monocomponente (mortero)

- Resistencia $f'c = 2.5 \text{ MPa}$
- Relación A/C 1.36
- Extensibilidad teórica 52 cm

$$GAP = \frac{\text{diámetro de excavación} - \text{diámetro exterior del túnel}}{2}$$

$$GAP = \frac{11.55\text{m} - 11.16\text{m}}{2}$$

$$\text{Volumen de inyección teórica} = 12.52\text{m}^3 / \text{Anillo}$$

$$GAP = 0.195\text{m}$$

Figura 5. Tamaño del "gap" y especificaciones de la inyección. Fuente: LYTSA.

Por otro lado, la estabilización del frente se debe enfocar en mantener la deformación del terreno por debajo de un límite teórico entre umbrales, que se determina durante el proceso de excavación.

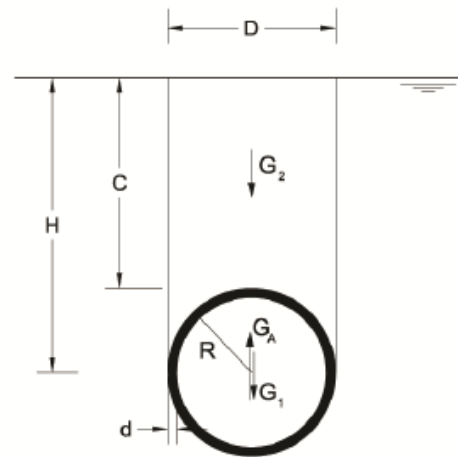
2.4 NO CAUSAR SOCAVONES NI *BLOW OUTS*

De acuerdo con el artículo “*The impact of shallow cover on tunnelling in soft soil*” del autor Minh Ngan, preparado para el Congreso Mundial de Túneles de la ITA de 2015 en Croacia, se realiza un análisis para determinar si es posible un *blow out* o bufamientos del terreno por el tuneleo.

Para la zona de la Catedral se empleó la siguiente formulación:

$$G_A \leq G_1 + G_2$$

$$\gamma_w \frac{\pi}{4} D^2 \leq \pi \gamma_T D d + D H \gamma'_g - \frac{\pi}{8} D^2 \gamma'_g$$



G_A Es la fuerza de bufamiento = $\gamma_w \frac{\pi}{4} D^2$

G_1 Es el peso del túnel = $\pi \gamma_T D d$

G_2 Es el peso de la cobertura del terreno sobre el túnel = $D H \gamma'_g - \frac{\pi}{8} D^2 \gamma'_g$

$G_a = 1047.74 \text{ kN/m}$

$G_1 = 34.47 \text{ kN/m}$

$G_2 = 3488.02 \text{ kN/m}$

Se demuestra que no existe posibilidad de bufamiento o *blow out* y se obtiene el Factor de Seguridad.

$$F.S. = \frac{G_1 + G_2}{G_a} = 3.36$$

2.5 DESPLAZAMIENTOS DEL ESCUDO POR EL ALINEAMIENTO PROYECTADO

Para este aspecto, la máquina cuenta con un sistema llamado VMT o sistema de navegación (Figura 6), compuesto por recursos de comunicación, monitoreo, información y navegación, entre otros.

El sistema de guiado permite seguir el trazo del túnel, así como las desviaciones que se produzcan por la construcción de los anillos, en sentido vertical y horizontal, los cuales pueden ser corregidos de ser el caso.



Figura 6. VMT. Fuente: Herrenknecht.

2.6 MINIMIZAR EL DESGASTE DE LAS HERRAMIENTAS DE CORTE Y ASEGURAR LA CONTINUIDAD DE LA OPERACIÓN

El acondicionamiento del suelo ayuda a minimizar el desgaste de las herramientas durante el proceso de excavación. El propósito principal es que se puedan ajustar hasta lo deseado las propiedades de la rezaga, mediante la incorporación de aditivos como espumas, polímeros, finos, bentonita, agua y otros, para su acondicionamiento. Ver Apéndice 2.

Es importante hacer notar que el rango de aplicación para suelos de la máquina tuneladora de tipo EPB, se muestra de acuerdo con Thewes 2009 en la Figura 7, zona 3 (espumas + polímeros con presión de agua menor a 2 bar). Referencia 41.

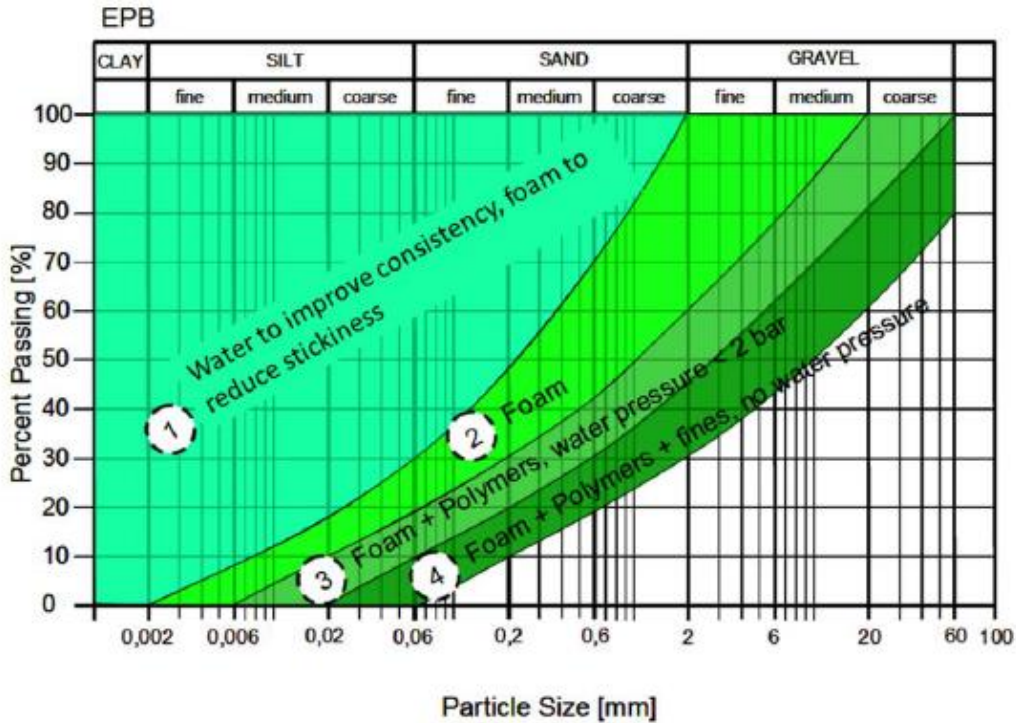


Figura 7. Rango de aplicación de EPB. Fuente: Thewes.

El primer rango de aplicación de los escudos EPB es el suelo de granos finos. En el área 1 de la figura anterior, los suelos pueden acondicionarse solo usando agua. Para los suelos más gruesos de la zona 2, es necesario utilizar espumas para acondicionar el material excavado, que se conoce como un área extendida del uso de un EPB. Los materiales de las áreas 3 y 4 requieren que se utilice combinaciones de espumas y polímeros, con el fin de que el material obtenga las propiedades necesarias para comportarse plásticamente, y formar una pasta para producir el sello dentro del tornillo sin fin.

La consistencia de la rezaga tiene diferentes propiedades que varían, como son: el comportamiento del flujo, consistencia, fricción interna, esfuerzo cortante, estabilidad, abrasividad y pegajosidad. Estos parámetros son importantes para extender el rango de aplicación de las máquinas EPB.

En la siguiente tabla se hacen recomendaciones según varios autores, para obtener las propiedades deseadas en el material utilizado como medio de soporte del frente.

Tabla 1. Recomendaciones para acondicionamiento. Fuente: Thewes & Budach 2010.

Parameter	Desired property of the support medium	Purpose	Reference
Permeability	$k < 10^{-5} \text{ m/s}$	To reduce groundwater inflow in the excavation chamber	Abe et al. (1978)
Good consistency for workability	$0.4 < I_c < 0.75$	To ensure flow behaviour	Maidl (1995)
Maintenance of the pressure gradient in the screw conveyer	$0.6 < I_c < 0.7$	To enable the pressure difference between excavation chamber and conveyor belt (shield interior)	Maidl (1995)
Good compressibility	dependant on the geological conditions of the ground and geometrical dimensions of the shield machine	To achieve homogeneous support	Maidl (1995)
Tendency to stick	$I_c < 0.5$ or $I_p < 20 \%$	To reduce stickiness	Maidl (1995), Hollmann (2012)
Wear effect	$I_c < 0.8$	To reduce wear	Maidl (1995)

I_p = límite de plasticidad y I_c = límite de consistencia.

2.7 CONCEPTO DE LA NORMATIVA DE SEGURIDAD ALEMANA PARA LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL

Para la operación de un escudo TBM (Tunnel Boring Machine) de tipo EPB se deben definir dos límites operacionales (inferior y superior). El límite inferior de soporte deberá asegurar la presión de soporte mínima, que contiene dos componentes (la presión de agua y la presión de tierra). El límite superior de soporte se define como la presión límite para evitar bufamientos que rompan con la presión de sobrecarga. Por lo tanto, la presión máxima de frente deberá ser menor al 90% de la presión vertical.

La hipótesis de la regulación alemana considera la ecuación:

$$S_{ci} = n_e E_{maxci} + n_w W_{ci}$$

n_e = factor de seguridad para las fuerzas de presión de tierra (1.5)

n_w = factor de seguridad para las fuerzas de presión de agua (1.05)

S_{ci} = fuerza de soporte necesaria (en el túnel circular) (kN)

E_{maxci} = fuerza de soporte presión de tierra (kN)

W_{ci} = fuerza de soporte presión de agua (kN)

El Factor de Seguridad contra *blow out*, por tanto, se determina con esta formulación:

$$1 \leq \frac{0.9 p_v \min}{p_f \max}$$

La siguiente imagen permite visualizar las presiones operacionales permisibles, de acuerdo con el Concepto de Seguridad propuesto.

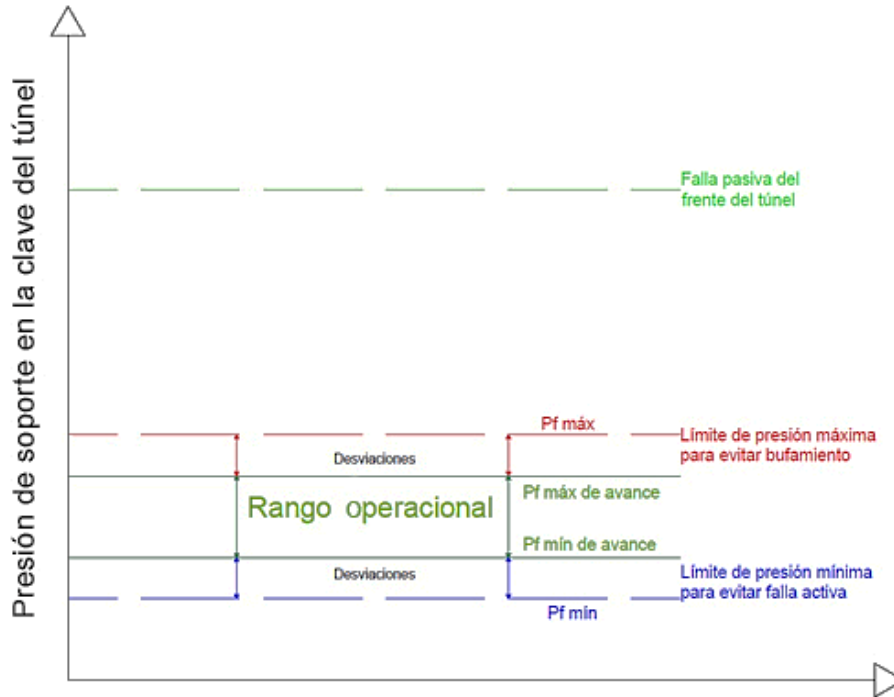


Figura 8. Presiones de operación permisibles en el frente. Fuente: LYTSA.

Aunado a lo anterior, se recomienda llevar un estricto control del peso volumétrico del material excavado, para su uso durante el cálculo de la presión de soporte mínimo y máximo, y definir por lo tanto valores mínimos y máximos para este parámetro.

Se recomienda incluir, siempre, la comparación de los diferentes métodos con limitaciones, para la retroalimentación durante el periodo de construcción. Por ejemplo, se anexa la figura siguiente donde se controlan las presiones teóricas, sus umbrales superior e inferior y la presión real medida.

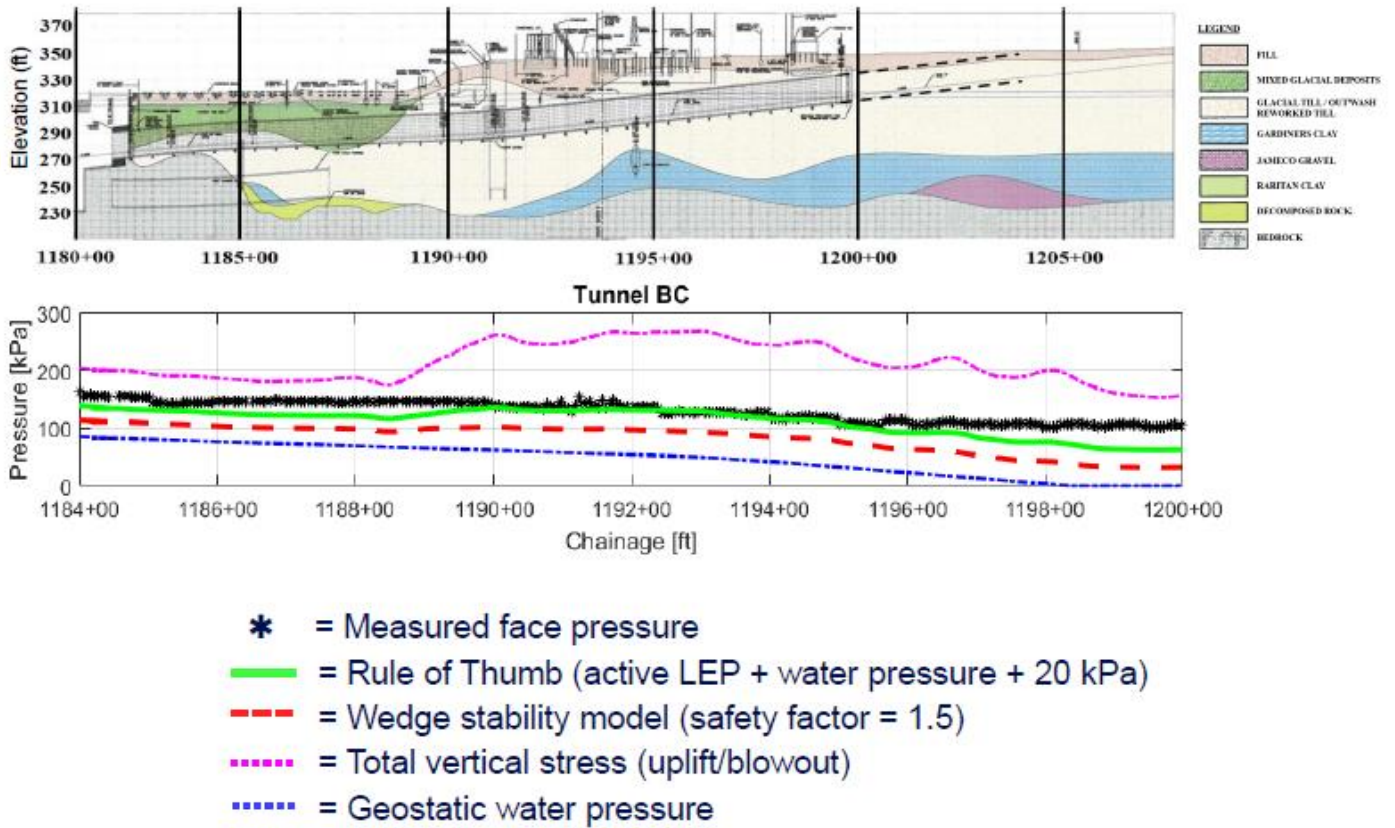


Figura 9. Estabilidad del frente, comparación de métodos. Fuente: CSM 2018.

III. ANÁLISIS DEL CASO DE ESTUDIO DE UN TÚNEL EXCAVADO EN ARENAS BAJO EL NIVEL FREÁTICO (proyecto TUE Línea 3, frente a la Catedral)

3.1 MÉTODOS PARA CALCULAR LA PRESIÓN ESTABILIZADORA

El Diseño de la Presión del Frente

Se revisan los métodos para el análisis de la estabilidad del frente del túnel. Esta tarea, es la parte fundamental para seleccionar un método constructivo que permita hacer túneles en áreas urbanas.

El nivel de presión de sostenimiento depende:

- Características geotécnicas del suelo
- Posición del NAF
- Método de excavación
- Carga de terreno sobre la clave del túnel
- Dimensiones del túnel
- Profundidad de la clave del túnel
- Las cargas superficiales
- Las estructuras vecinas exteriores y subterráneas.

Las prioridades en las excavaciones de túneles urbanos son:

- Reproducir en la cara o frente del túnel los esfuerzos naturales del terreno
- Conducir el escudo por el alineamiento deseado
- Garantizar la estabilidad del nuevo túnel, construido con dovelas de concreto
- Garantizar la estanqueidad del túnel
- Control de los hundimientos de la superficie, preservación de las estructuras y preservación del equilibrio hidrogeológico
- No producir *blow outs*.

Los métodos disponibles para el análisis de la estabilidad del frente son de varias clases:

- Métodos analíticos: basados en el método de equilibrio límite (basados en la teoría de la plasticidad y se consideran una superficie de falla en todo el mecanismo) y métodos de análisis límite (consideran la utilización de cargas máximas y mínimas hasta el estado crítico)
- Métodos Empíricos
- Métodos Experimentales
- Métodos numéricos: bidimensionales o tridimensionales.

Para el análisis de las presiones y el equilibrio entre ellas durante la operación del escudo, se tienen definidas 3 metas:

- Estabilización del frente
- Mantener pequeñas las deformaciones en la superficie
- No provocar *blow outs*.

De acuerdo con los tipos de falla, en arenas podemos observar la siguiente geometría:

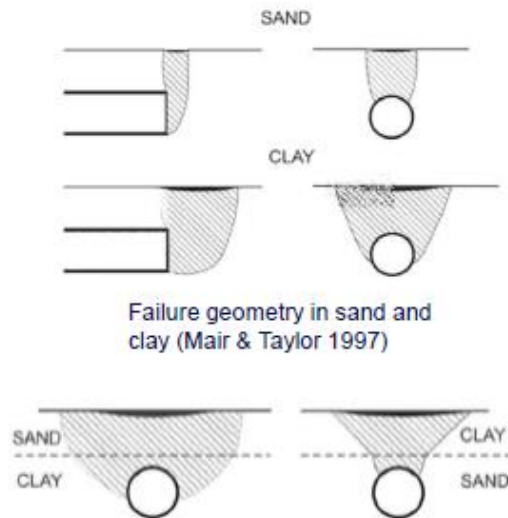


Figura 10. Geometría del tipo de falla en suelos. Fuente: Selby 1988 (CSM 2018).

Si tomamos como ejemplo el esquema siguiente, acerca de la distribución de presiones sobre el escudo, las presiones repartidas según su ubicación y donde interactúan son:

- Presión de poro en el frente
- Presión horizontal de suelos en el frente
- Presión producida por la cabeza de corte
- Presión anular al cuerpo del escudo
- Presión producida por la inyección de contacto.

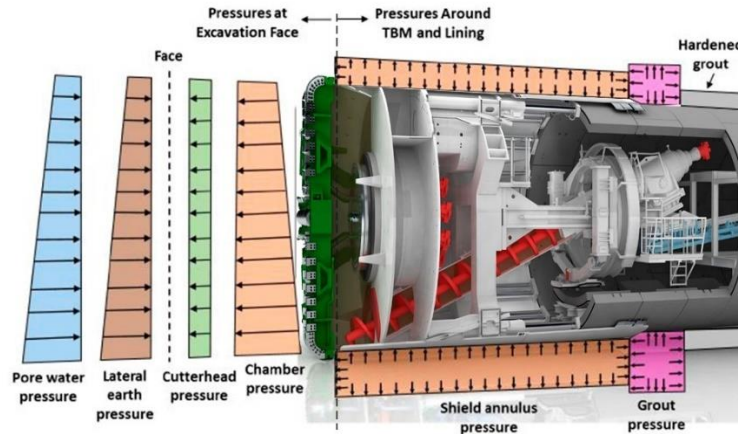


Figura 11. Esquema de presiones. Fuente: Herrenknecht.

En este capítulo se hace una revisión de las presiones de frente mediante la utilización de varios métodos, la determinación de la presión de la rueda de corte, la revisión del cálculo de la presión de inyección de bentonita en el cuerpo y la presión de inyección del *gap*.

En el caso de estudio se toma el cadenamiento 11+150, donde se ubica la Catedral, con el fin de realizar un cálculo de la presión necesaria para el sostenimiento del frente. Para llevar a cabo un estudio completo se hace una revisión de los métodos destinada al análisis de la estabilidad del frente del túnel.

Con el propósito de realizar el análisis de las presiones en el cruce de Catedral, se utilizan diferentes métodos analíticos, entre los cuales están:

1. Método de Anagnostov y Kovari
2. El mecanismo de falla usado por el proyectista
3. Método cinemático (kinematic method) por Maidl
4. El método de Tamez
5. El método de Jancsecz & Steiner
6. El método de Vermeer y Ruse, usado en Plaxis
7. El método de Murayama
8. Método empleado para la Línea 12 del metro la CDMX
9. Método de presión lateral de Tierras (según M. Mooney, Colorado School of Mines)
10. Regla del Pulgar (según Kanayasu).

Aunado a estos métodos, se dio seguimiento en tiempo real a la presión del frente reportada con la tuneladora, donde se notaron las variaciones de presión en la cámara. En la siguiente figura, podemos observar el rango que alcanza la fluctuación de la presión debido a la operación. Se determinó que **la fluctuación promedio de la presión en la cámara fue de 0.33 bar.**

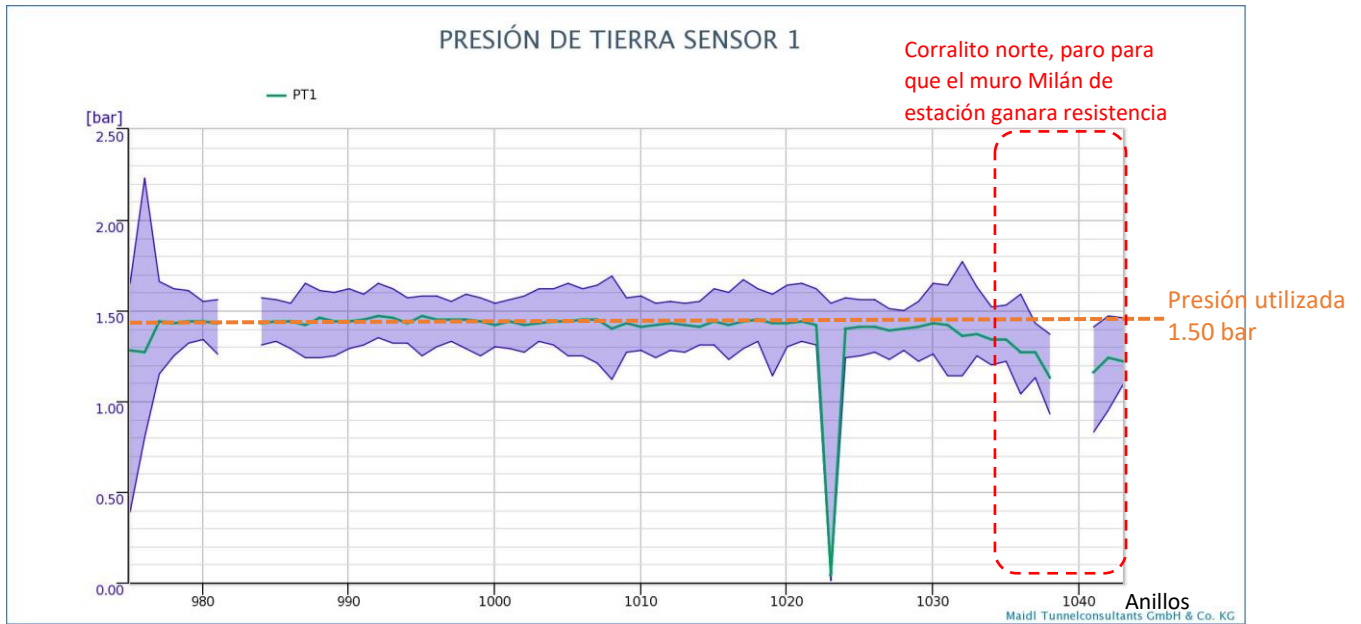


Figura 12. Fluctuación de presión en cámara en la Catedral. Fuente: Procon – LYTSA.

El proyecto ejecutivo contempló unas presiones en el frente del escudo excavador, para garantizar la estabilidad del frente. Se revisaron las presiones de acuerdo con las mejores prácticas de la industria alemana, las cuales consideran presiones mayores, para tomar en cuenta las variaciones de presión dentro de la cámara del escudo (0.3 -0.6 bar). Esta recomendación no fue atendida por la residencia, ni por el proyectista, ni por el constructor.

A continuación, se presenta una **tabla resumen** de los métodos empleados, para determinar la presión de frente durante el paso de la tuneladora bajo la Catedral. Si planteamos el uso de la variación en la cámara como coeficiente de seguridad y, por lo tanto, si consideramos un factor de reducción de asentamientos que tiendan a cero, se podrían redefinir las presiones calculadas.

#	Método empleado	Análisis	Superficie de falla	Simula proceso constructivo	Criterio de falla	Factor de seguridad	Ko, Ka o Kp	Presión de estabilización	Presión usada	Recomendación AAMF (0.30 -0.60 bar) Oscilación de la cámara
1	Anagnostov y Kovari	GE 3D	Lineal (Cuña +Silo)	SI	MC	NO		1.09 bar		
2	Mecanismo de falla usado para Metro de Madrid y Barcelona (Proyecto Ejecutivo SENER)	St 2D	Lineal	SI	MC	NO		1.20 bar	1.50	1.50 bar
3	Método Cinemático por Maidl	GE 3D	Lineal (Cuña +Silo)	SI	MC	NO		1.23 bar	1.50	1.53 bar
4	Método Tamez	GE 3D	Lineal (Cuña +Silo)	SI	MC	2	$K_p = 0.2977$	1.36 bar		
5	Método Jancsecz y Steiner	GE 2D	Lineal (Cuña +Silo)	SI	MC	NO	$K_{a3} = 0.58$	1.35 bar		
6	Método Kolymbas	St 2D	Lineal	SI	MC	NO		1.69 bar		
7	Método Murayama	GE 2D	Espiral Logarítmica	SI	MC	NO		2.17 bar		
8	Método usado para la Línea 12 CDMX 1. Teorema de Frontera 2. Empuje activo 3. Criterio observacional	St 2D	Lineal	SI	MC	NO		1. 1.82 bar 2. 1.97 bar 3. 1.73 bar		
9	Método de presión lateral de tierras (M. Mooney)	St 2D	Lineal	SI	MC	NO	$K_0 = 0.46$	1.71 bar		
10	Regla del Pulgar (Kanayasu)	St 2D	Lineal	SI	MC	NO	$K_a = 0.2789$	1.54 bar		

Tabla 2. Características empleadas para cálculo de presiones¹. Fuente: LY TSA.

¹ En esta tabla solamente el método de Maidl, tiene un factor de seguridad por las oscilaciones y variaciones operacionales en la cámara de excavación.

Cuando se utiliza un EPB en modo cerrado, muchos investigadores han sostenido que $\sigma_T = \sigma_{K0}$ la presión de soporte óptima es la presión en reposo, dado que minimiza las deformaciones de la cara y la hace estable (Kanayasu *et al*, 1995, REDA 1994). Para lo anterior, se deben controlar dos parámetros básicos: presión de soporte del frente y la velocidad de extracción del material excavado. Es difícil determinar *a priori* el coeficiente $K0$ de la presión en reposo.

Desde el punto de vista teórico, es evidente que bajar la presión σ_T bajo la σ_{K0} incrementa el riesgo de asentamientos, que pueden ser relevantes si están presentes deformaciones plásticas, por ejemplo, si $\sigma_T < \sigma_{KA}$, lo cual puede presentar sobre excavaciones.

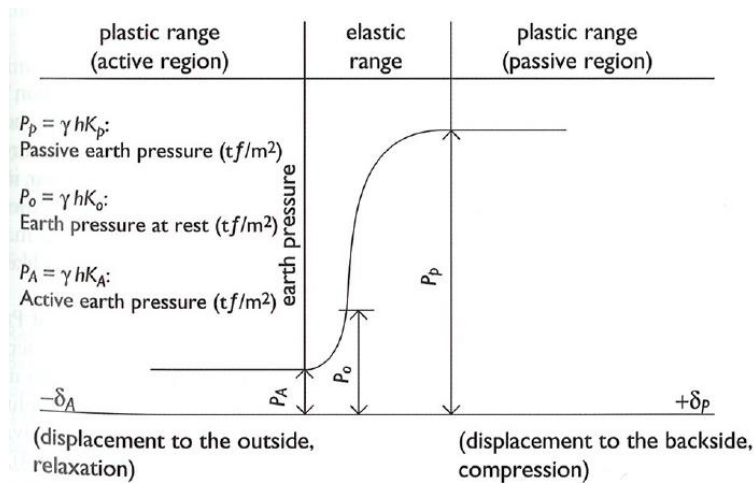


Figura 13. Relación entre la presión del frente y los desplazamientos. Fuente: Reda.

Reda dice que si se mantiene la presión $\sigma_{KA} < \sigma_T < \sigma_{K0}$ es posible controlar adecuadamente la estabilidad del frente completo (en las intervenciones atmosféricas e hiperbáricas). Tomando en cuenta el riesgo del “blow out” del suelo hay una regla práctica, que es limitar la máxima presión en la clave del túnel $\sigma_T < \sigma_{K0}$, pero también hay otros límites prácticos que han establecido para los EPBS en Japón (ver Figura 14).

Machine type	D (m)*	Soil type	Support pressure used
EPBS	7.45	soft silt	earth pressure at rest
	8.21	sandy soil, cohesive soil	earth pressure at rest + water pressure + 20 kPa
	5.54	fine sand	earth pressure at rest + water pressure + fluctuating pressure
	4.93	sandy soil, cohesive soil	earth pressure at rest + 30–50 kPa
	2.48	gravel, bedrock, cohesive soil	earth pressure at rest + water pressure
	7.78	gravel, cohesive soil	active earth pressure + water pressure
	7.35	soft silt	earth pressure at rest + 10 kPa
	5.86	soft cohesive soil	earth pressure at rest + 20 kPa

Figura 14. Ejemplos de presión de frente usados en Japón en EPB. Fuente: Kanayasu *et al* 1995.

3.2 APORTACIÓN AL DIAGRAMA DE PRESIONES PARA MINIMIZAR MOVIMIENTOS VERTICALES

Tomando en cuenta el análisis hecho con el método de la presión lateral de tierra, que determina la presión de frente, se hace de manera comparativa un análisis con los siguientes casos, de acuerdo con la metodología de M. Mooney:

Caso 1 (con asentamientos):

$$P_f = P_{\text{horizontal}} + P_w$$

$$P_{\text{Bentonita}} < P_{\text{vertical}} + P_w$$

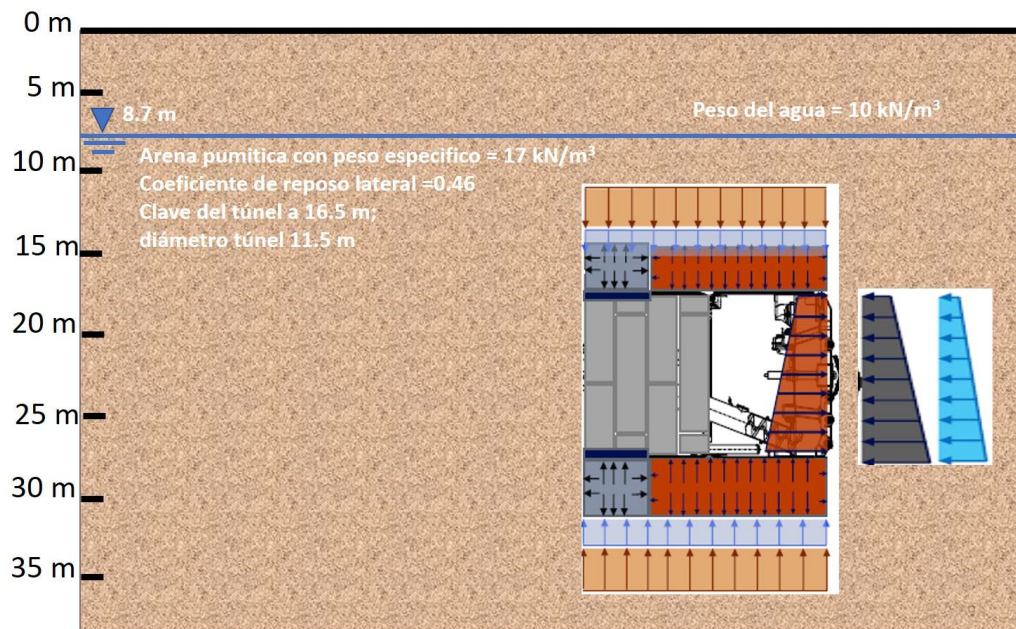
$$P_{\text{Grout}} = P_{\text{vertical}} + P_w$$

Caso 2 (sin asentamientos):

$$P_f > P_{\text{horizontal}} + P_w$$

$$P_{\text{Bentonita}} = P_{\text{vertical}} + P_w$$

$$P_{\text{Grout}} = P_{\text{vertical}} + P_w$$



$$\text{Presión Vertical del Agua} = 7.8 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 78 \text{ kPa} (0.78 \text{ bar})$$

$$\text{Presión Vertical del suelo} = 17 \text{ kN/m}^3 \times 8.7 \text{ m} + (17 - 10) \text{ kN/m}^3 \times 7.8 \text{ m} = 202.5 \text{ kPa}$$

$$\text{Presión Horizontal (de suelo + agua)} = 0.46 \times 202.5 \text{ kPa} + 78 \text{ kPa} = 171.15 \text{ kPa} (1.71 \text{ bar})$$

Caso 1 (con asentamientos):

$$P_f = P_{horizontal} + P_w$$

$$P_{Bentonita} < P_{vertical} + P_w$$

$$P_{Grout} = P_{vertical} + P_w$$

En números:

$$P_f = 1.71 \text{ bar}$$

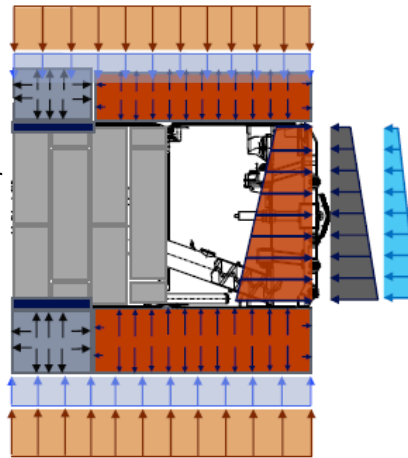
$$P_{Bentonita} < 2.80 \text{ bar}$$

$$P_{Grout} = 2.80 \text{ bar}$$

Caso 1:
Panular < 2.80 bar

Caso 1:
Pg= 2.80 bar

Caso 1:
Pf= 1.71 bar



Caso 2 (sin asentamientos):

$$P_f > P_{horizontal} + P_w$$

$$P_{Bentonita} = P_{vertical} + P_w$$

$$P_{Grout} = P_{vertical} + P_w$$

En números:

$$P_f > 1.71 \text{ bar}$$

$$P_{Bentonita} = 2.80 \text{ bar}$$

$$P_{Grout} = 2.80 \text{ bar}$$

Caso 2:
Panular= 2.80 bar

Caso 2:
Pg= 2.80 bar

Caso 2:
Pf > 1.71 bar

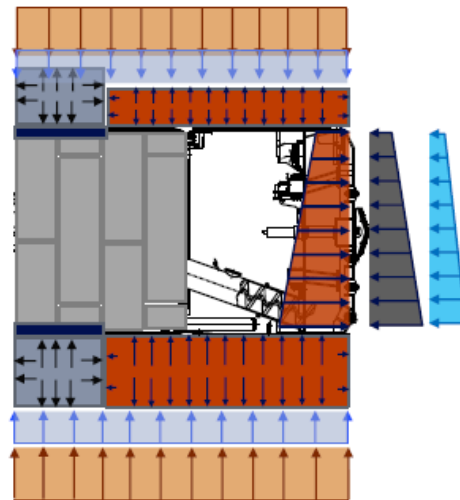


Figura 15. Diagrama de presiones frente a Catedral, Mooney, CSM 2018.

Por lo regular, se maneja la inyección de contacto solo por el volumen teórico, pero en este caso nos hemos percatado que es de gran influencia la presión; al tener estos dos parámetros monitoreados se logra que la inyección sea óptima. En el caso de trabajo del escudo en modo abierto, se dificulta el control del alineamiento y la calidad de la inyección de contacto es mediocre, haciendo imperativa la reinyección desde el interior del túnel.

La operación de una EPB en arenas bajo el nivel freático es complicada y requiere que se vigile sobre todo el volumen excavado, el diagrama de presiones y sus fluctuaciones en la cámara, además de tener un buen acondicionamiento del terreno. Asimismo, se debe

retroalimentar con el comportamiento del túnel, con los movimientos en la superficie del terreno y con el comportamiento de las estructuras vecinas.

Es necesario conocer los esfuerzos alrededor del escudo, para mantener un circuito que reproduzca los esfuerzos naturales en la cercanía de la cabeza del mismo, y que exista un equilibrio con los esfuerzos verticales totales (agua y suelo) en la periferia del escudo. Por último, como parte fundamental del ciclo de excavación, se debe hacer la inyección simultánea de un mortero, para rellenar el espacio entre la excavación y el diámetro exterior de las dovelas que forman el túnel. La metodología de Mooney contribuye, de manera notable, a comprender el complejo escenario que se presenta en un escudo EPB.

3.3 COMPORTAMIENTO DE LA CATEDRAL AL PASO DEL ESCUDO EPB (ANÁLISIS EN PLAXIS 3D)

Con el sistema Plaxis 3D se analizó la construcción del túnel con escudo frente a la Catedral, con el objetivo de conocer los efectos del tuneleo sobre la cimentación de la misma.

Efecto de Barreras de Muro Milán para el Caso de la Catedral, Usando un Modelo de Plaxis 3D (Análisis Teórico de la Catedral)

El modelo de elementos finitos con PLAXIS 3D, simula la construcción del túnel línea 3 con un escudo tipo EPB, frente a la Catedral, donde se observa el efecto producido por el escudo sin protección alguna y con el muro propuesto por el proyectista.

Descripción del Modelo

Se estudian las deformaciones inducidas por la excavación del túnel en la Catedral, la cual está situada a 11 m del eje del túnel, que tiene unas dimensiones en planta baja de 70 por 74 m y dos torres de 12 por 12 m. Para el modelo, se considera un peso uniforme de 50 t/m², aplicado a la cota de cimentación ubicada a 4 m de profundidad.

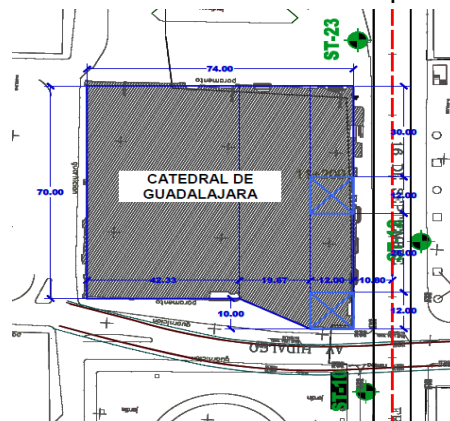


Figura 16. Planta de la zona. Fuente: SENERMEX.

En el modelo se considera la geometría del túnel y la geotecnia del sitio. En este tramo el túnel transcurre, en su mayoría, en materiales del tipo UG1c y UG1d, Unidad Geotécnica 1 c y 1 d; o bien, en arena limosa de distinta compacidad. La profundidad de rasante es de 28.05 m y la altura de agua sobre la clave de 8.7 m.

La pantalla de protección conformada por muro Milán es simulada mediante un elemento placa, desplantado a 42 m de profundidad, mientras que la construcción del túnel se realiza con dos túneles concéntricos de elemento placa, los cuales simulan en primer lugar el paso de la TBM (excavación) y, finalmente, la colocación del anillo de dovelas y la inyección de contacto.

Con el objetivo de determinar el efecto del muro Milán como pantalla de protección de la Catedral, debido a las deformaciones inducidas por la construcción del túnel, se realizan dos modelos: el primero no contempla protección alguna y, el segundo, el muro Milán como medida de protección.

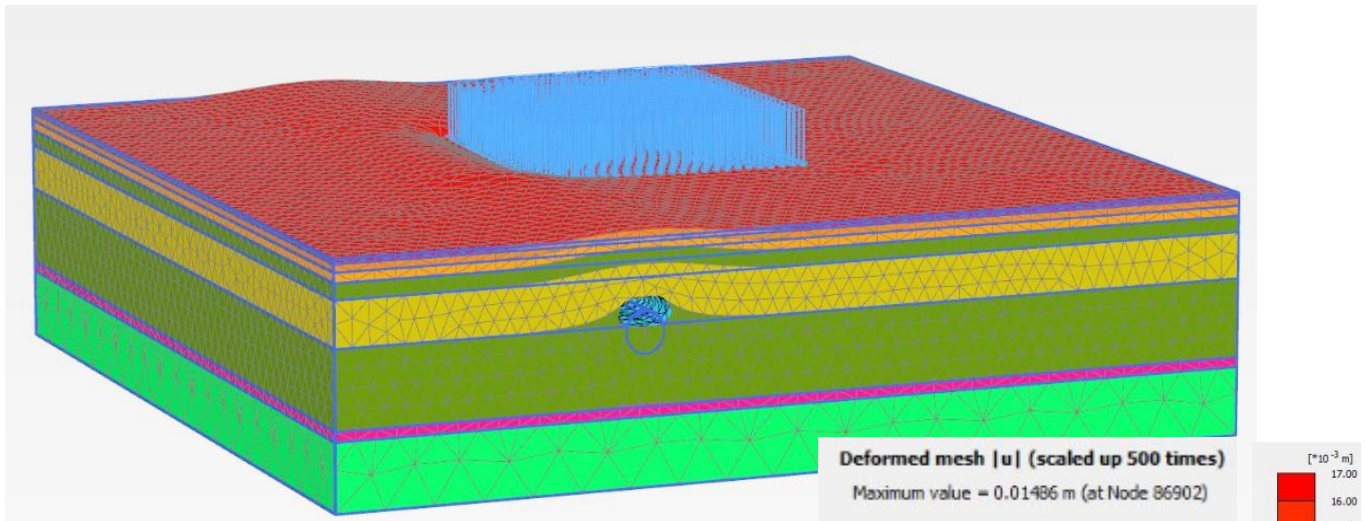


Figura 17. Deformación de malla para modelo en Plaxis 3D. Fuente: LYTSA.

Modelo en PLAXIS sin muro Milán

Para el modelo se dieron los siguientes pasos:

1. Se definen los espesores de la estratigrafía y las dimensiones del modelo (carga uniformemente distribuida para representar Catedral y túnel), según datos reales del proyecto.
2. Con la estratigrafía geoméricamente bien definida, se dan de alta los 6 distintos tipos de suelo que existen, con el uso de materiales drenados y un comportamiento tipo Mohr Coulomb, y se ubica el NAF que produce una carga de 8.8 m en la clave.
3. Para simular la construcción del túnel se dibujan 2 túneles concéntricos de diferentes diámetros:

- a. Un primer túnel con diámetro de 11.55 m, que especifica una excavación con escudo, asignando las propiedades mecánicas del mismo y se usa el elemento *plate*, que simula el peso y resistencia del escudo EPB.
- b. Un segundo túnel con diámetro de 10.40 m, al cual se le asignan las propiedades mecánicas del anillo de dovelas al elemento *plate*. Este elemento simula el peso y resistencia del anillo de dovelas.
4. Se coloca la carga uniformemente distribuida de 50 t/m², que simula el peso de la Catedral en su cota de cimentación a 4 m de profundidad.
5. Se hacen los cálculos y se definen las siguientes etapas constructivas.
 - a. Colocación de la carga de Catedral la cual toma en cuenta que para los siguientes cálculos es una carga preexistente.
 - b. Paso del escudo EPB.
 - c. Colocación del anillo de dovelas e inyección del espacio anular con mortero.

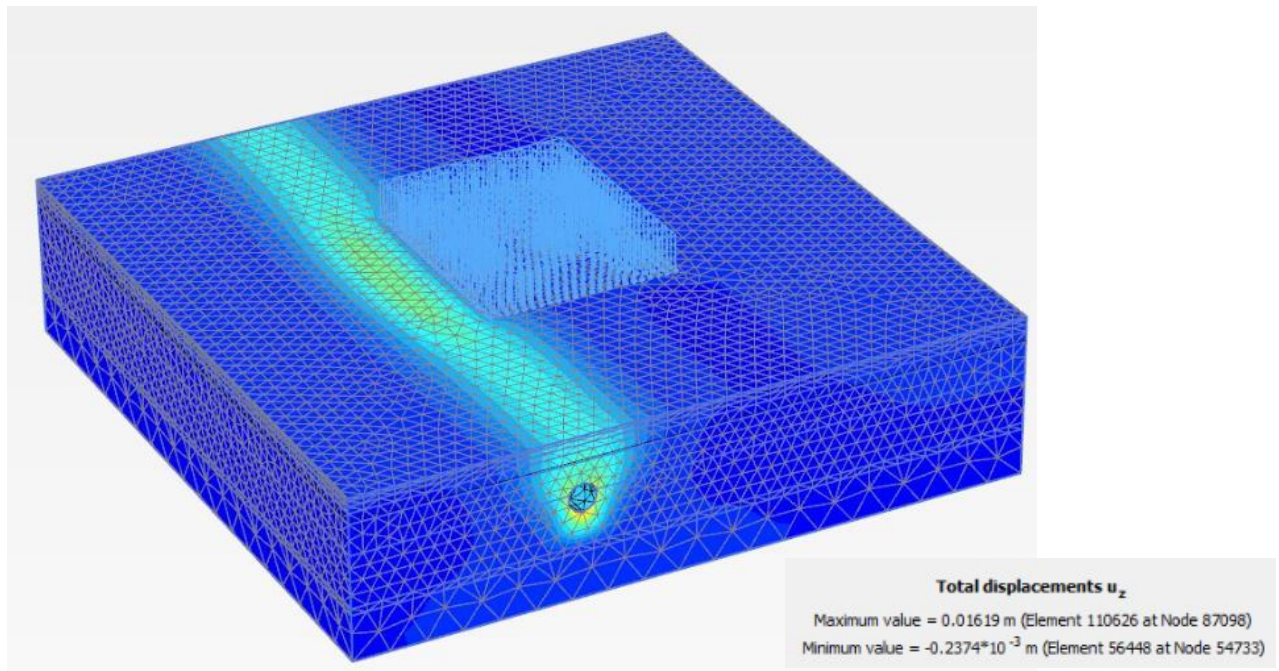


Figura 18. Deformación vertical total. Fuente: LYTSA.

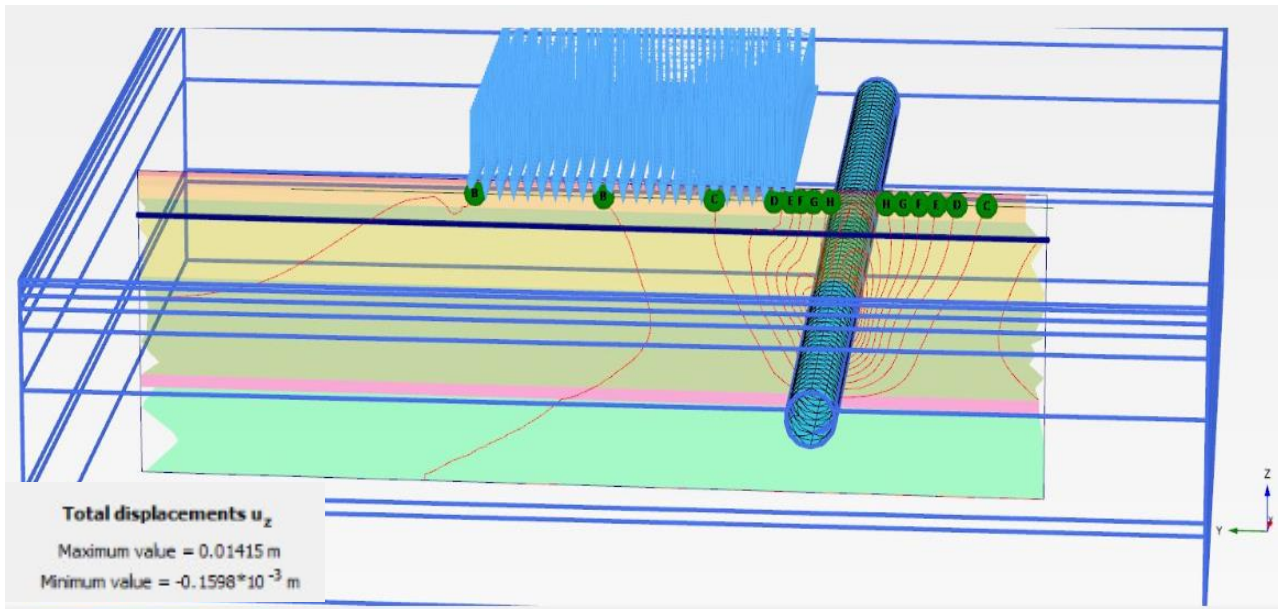


Figura 19. Máximo asentamiento bajo la Catedral de 6 mm. Fuente: LYTSA.

Modelo en PLAXIS con Muro Milán

Para el modelo se dieron los siguientes pasos:

1. Se definen los espesores de la estratigrafía y las dimensiones del modelo (muro Milán, carga uniformemente distribuida para representar la Catedral y el túnel), según datos del proyecto.
2. Al tener la estratigrafía geoméricamente bien definida, se dan de alta los 6 distintos tipos de suelo que existen, se usan materiales drenados y un comportamiento tipo Mohr Coulomb; y se ubica el NAF a 8 m de profundidad.

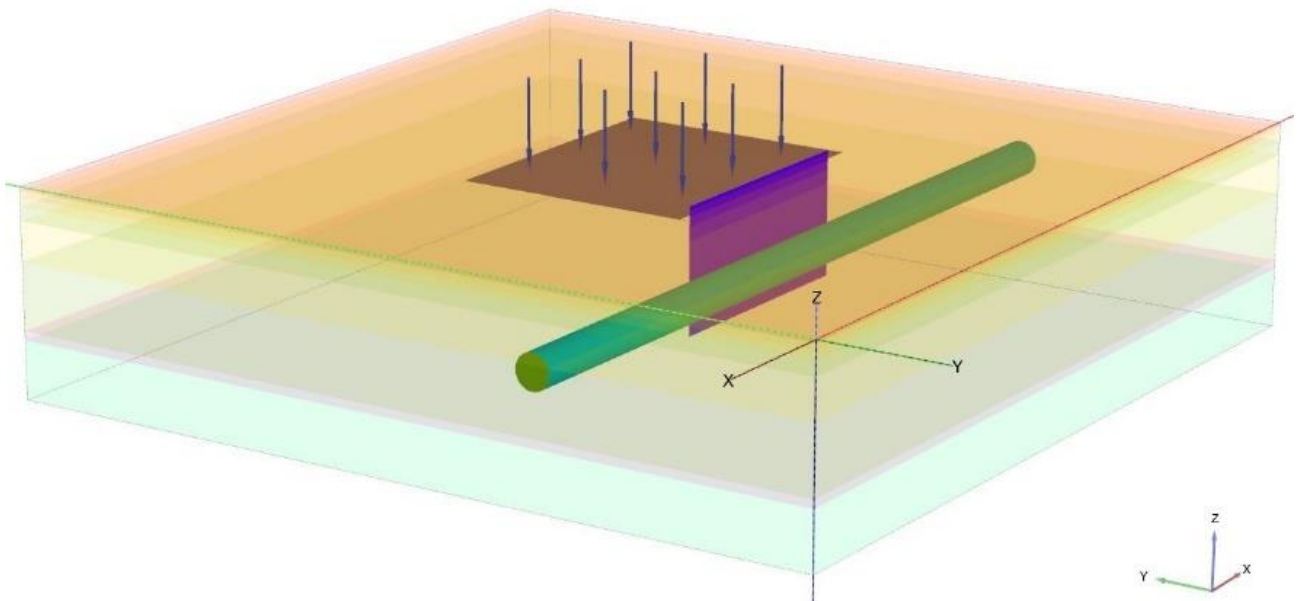


Figura 20. Modelo en 3D en Plaxis. Fuente: LYTSA.

Material	γ (kN/m ³)	c (kPa)	Φ (°)	E (MPa)	ν
R	17.2	5	29	10	0.40
UG1A	17.2	5	29	10	0.40
UG1B	17.2	15	31	30	0.33
Suelo UG1C	17.2	20	33	40	0.33
UG1D	17.2	25	36	55	0.33
UG2	17.2	30	35	80	0.33

3. Se dibuja el muro Milán hasta 33 m, con el elemento *plate* y se le asignan sus propiedades mecánicas (simulando la pantalla).
4. Para simular la construcción del túnel, se dibujan 2 túneles concéntricos de diferentes diámetros:
 - a. Un primer túnel con diámetro de 11.55 m, que especifica una excavación con escudo, asignando las propiedades mecánicas del mismo y se usa el elemento *plate*. Este elemento simula el peso y resistencia del escudo EPB.
 - b. Un segundo túnel con diámetro de 10.40 m, asignando las propiedades mecánicas de anillo de dovelas al elemento *plate*. Este elemento simula el peso y resistencia del anillo de dovelas.
5. Se coloca la carga uniformemente distribuida de 50 t/m², que simula el peso de la Catedral en su cota de cimentación a 4 m de profundidad.

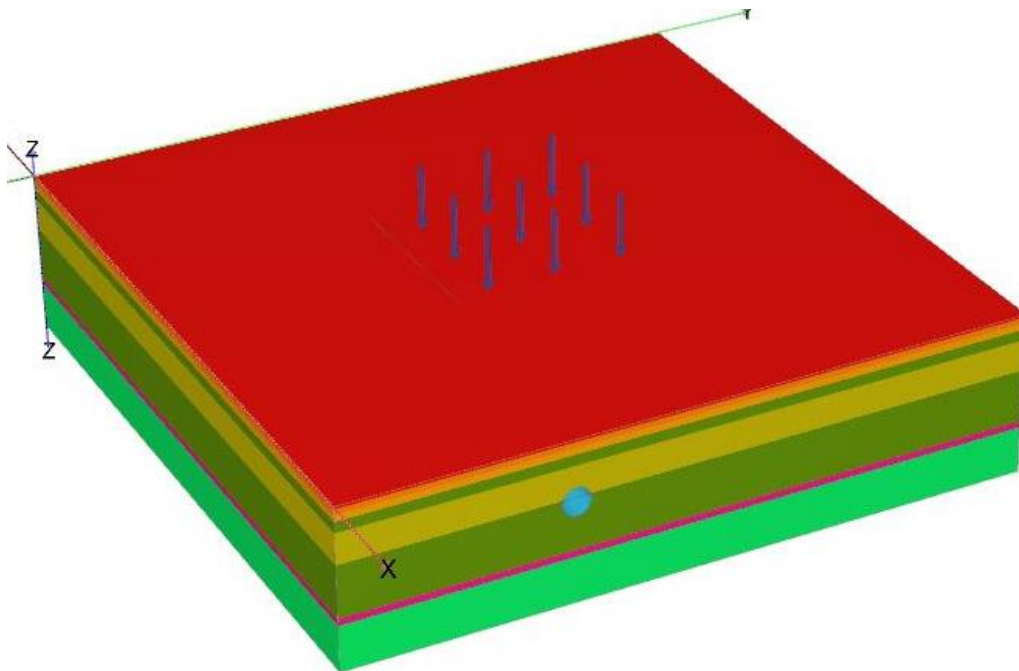


Figura 21. Modelo con propiedades de suelo y estructural asignados. Fuente: LYTSA.

6. Se hacen los cálculos definiendo las siguientes etapas constructivas.
 - a. Colocación de la carga de Catedral, tomando en cuenta que para los siguientes cálculos es una carga preexistente.
 - b. Construcción del muro Milán
 - c. Paso del escudo EPB.
 - d. Colocación del anillo de dovelas e inyección del espacio anular con mortero.

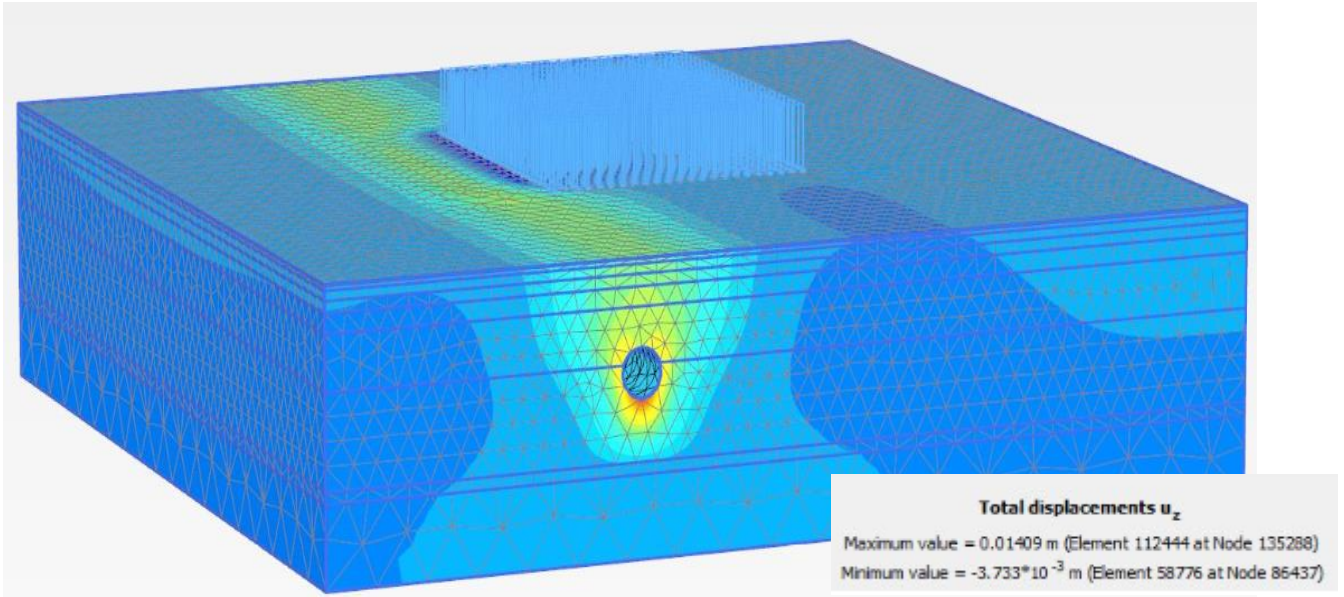


Figura 22. Deformación vertical total. Fuente: LYTSA.

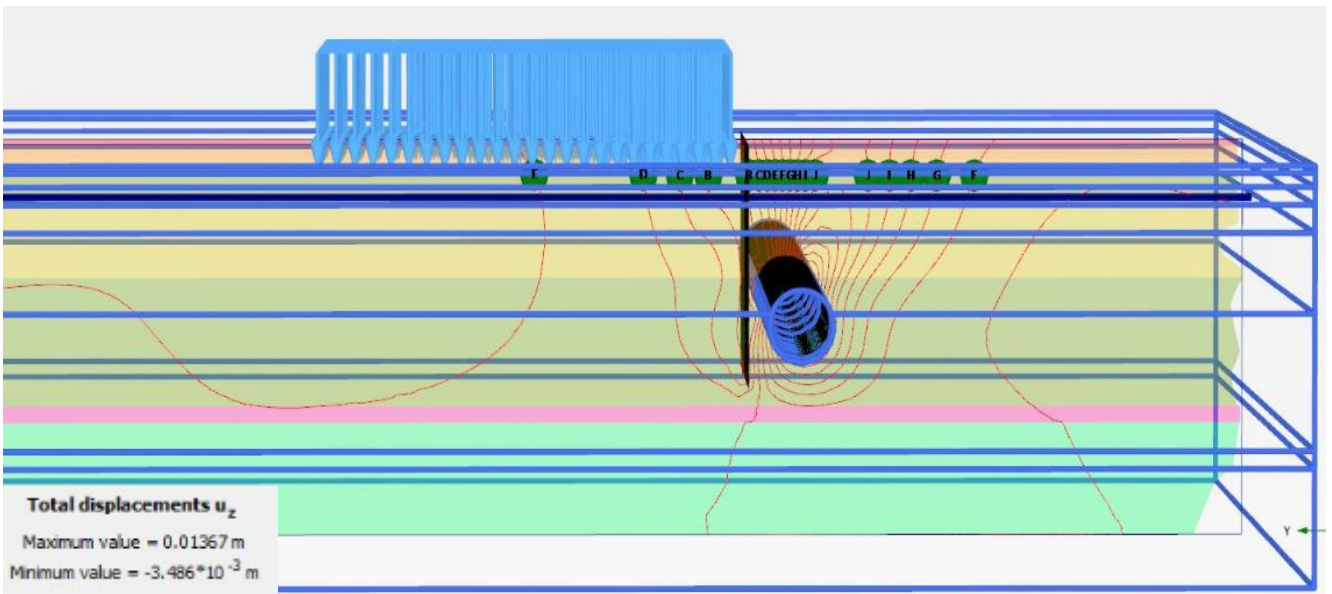


Figura 23 Asentamiento máximo bajo Catedral de -2 mm. Fuente: LYTSA.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ESTUDIO TEÓRICO

Se obtienen los siguientes resultados de desplazamientos verticales de **6 mm** por debajo de la Catedral, sin muro Milán; cuando se usa muro Milán los desplazamientos son menores a los **2 mm**.

Esta pantalla se realizará antes de la construcción del túnel y de la estación Catedral, por lo que interceptará la cubeta de asentamientos que se genere, lo cual reducirá los asentamientos hasta volverlos casi nulos bajo la cimentación de la Catedral.

Cabe mencionar que la pantalla propuesta en el modelo es continua y desplantada hasta nivel de roca, mientras que la ejecutada en sitio tiene espacios de 60 cm entre paneles y algunos paneles (4) no llegaron a desplantarse hasta la roca.

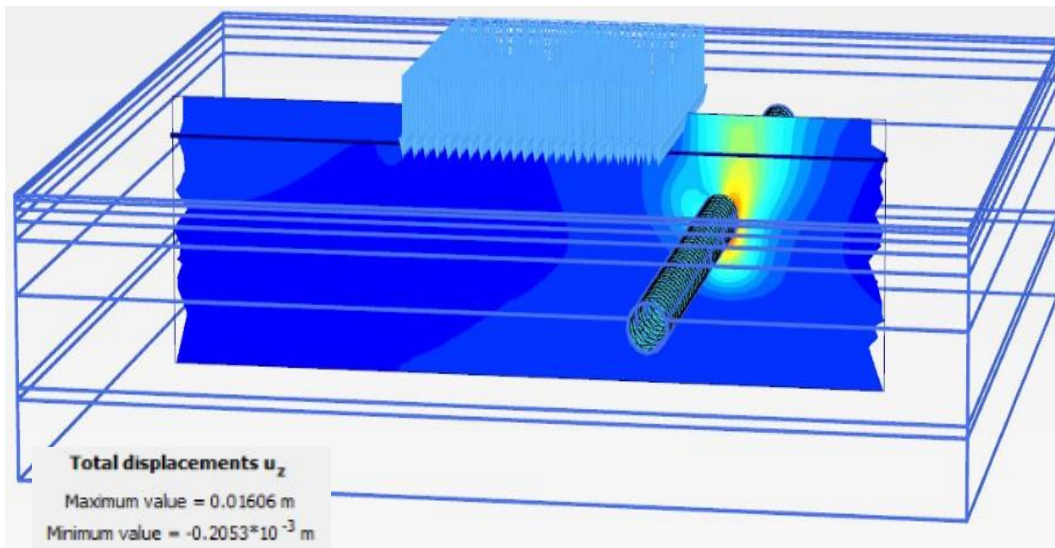


Figura 24. Cubeta de asientos sin muro Milán. Fuente: LYTSA.

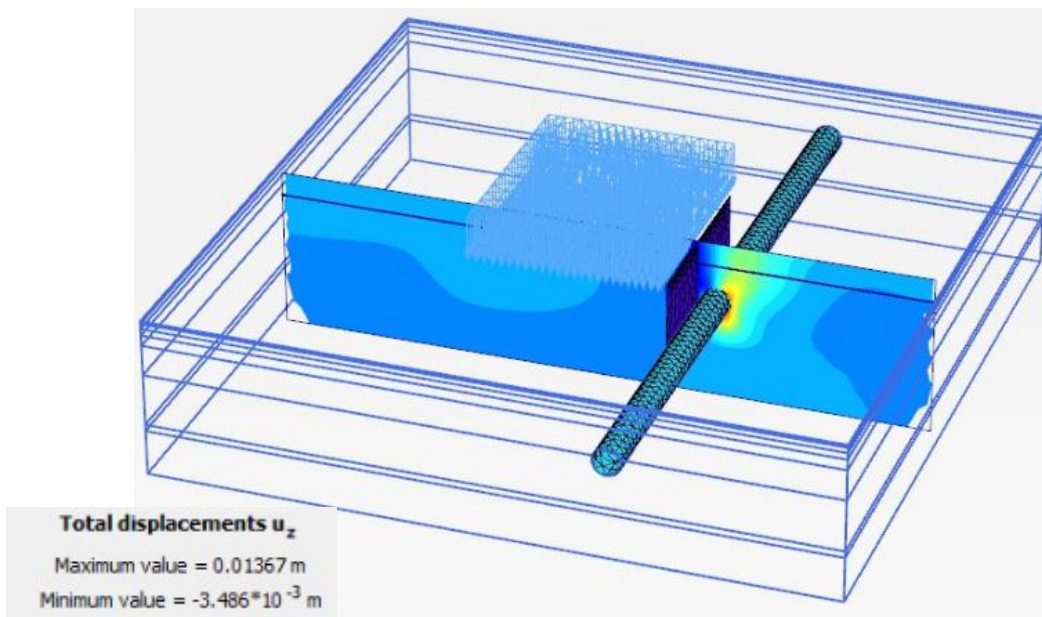


Figura 25. Cubeta de asientos con muro Milán. Fuente: LYTSA.

También se realizó un ejercicio con Plaxis 2D con y sin pantalla, que arrojó una diferencia de 1.4 cm a 1 mm: y otro, como se muestra anteriormente con Plaxis 3D, donde se observó la diferencia de asentamientos con pantalla y sin pantalla de 6 mm a 2 mm. El proyectista considera cálculos similares, de donde decidió la construcción de la pantalla de protección.

Durante la construcción de la pantalla de protección constituida por 27 paneles de muro Milán, se produjeron vibraciones que provocaron asentamientos del orden de los 5 mm. Durante el paso del escudo se produjeron 4 mm de asentamiento y 2.5 mm por deformación residual del túnel. Ver Figura 42.

3.4 CURVA DE ASENTAMIENTOS EN CATEDRAL VS. LA DISTANCIA LONGITUDINAL AL ESCUDO EPB

El paso a través del subsuelo de la máquina TBM, fue monitoreado de manera exhaustiva mediante la instrumentación instalada exprofeso, lo cual permitió registrar con detalle la evolución de los asentamientos ocurridos frente a la Catedral. Posteriormente, a partir de los datos acopiados, se pudo obtener un modelo que responde de forma razonable a la referida evolución de los asentamientos observados en la Catedral de Guadalajara.

Análisis de Sensibilidad de los Datos

La modelación de los asentamientos registrados justo enfrente de la Catedral se obtuvo mediante modelos de regresión lineal y no lineal, a partir de los datos acopiados mediante el sistema de instrumentación instalado en este edificio. En la Figura 26 se ha procedido a graficar los asentamientos registrados en el cadenamiento 11+160, exactamente frente a la Catedral, al paso de la máquina tuneladora entre los cadenamientos 11+110 y 11+210.

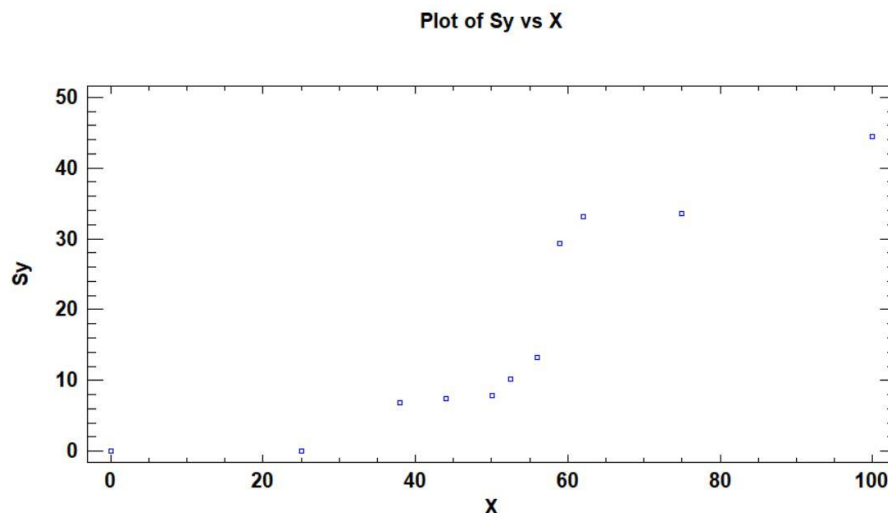


Figura 26. Efectos del escudo EPB en el cadenamiento 11+160 por el paso entre los cadenamientos 11+110 y 11+210 (0 a 100 m).

Tomando en consideración la distribución de los asentamientos Sy de la figura anterior, se planteó un número importante de modelos de regresión lineal y no lineal. Sin embargo, en

los modelos iniciales los coeficientes de correlación obtenidos fueron muy pobres, razón por la cual se centró en analizar un modelo mediante un polinomio de tercer grado. En su forma general, el modelo final adoptado es el representado mediante la ecuación 3.1.

$$Y = f(X_i) = \beta_0 + \beta_1 X^1 + \beta_2 X^2 + \beta_3 X^3 \quad \text{ec. 3.1}$$

En el caso del análisis de regresión realizado con S_y y X , se obtuvo un coeficiente de correlación $r = 0.944149$, así como un valor estadístico de P menor de 0.05 , lo cual nos indica que existe una relación estadísticamente significativa entre las variables para un nivel de confianza del 95% . A pesar de ello, se debe hacer notar que, en las gráficas generadas, es factible observar que existe cierta dispersión de datos.

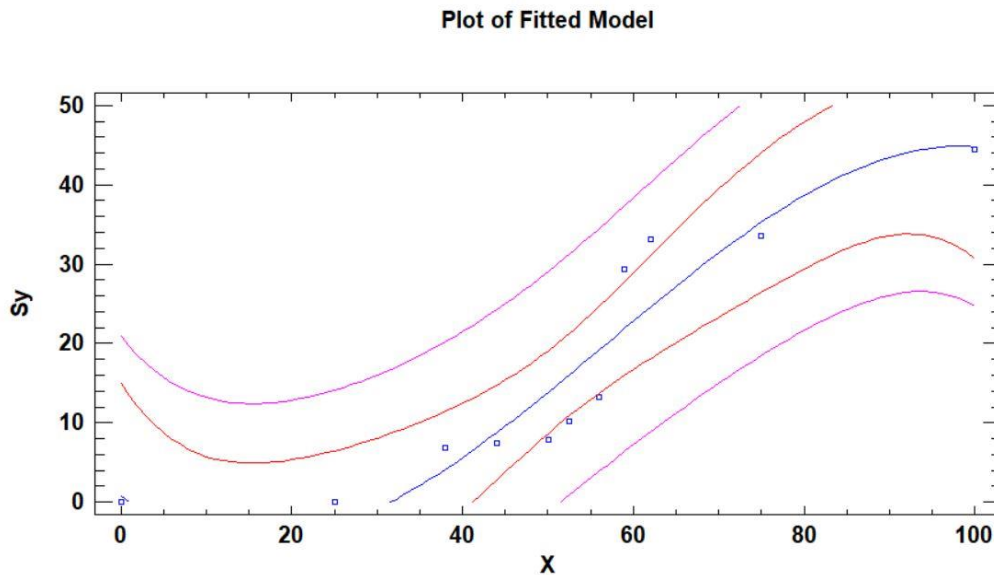


Figura 27. Gráfica de los resultados del análisis de regresión para S_y y X , realizado como parte del análisis para obtener un modelo para la estimación de S_y .

Modelo de Regresión Lineal Seleccionado

Los análisis de regresión realizados, así como la obtención del modelo para la estimación de los asentamientos S_y (variable dependiente), se realizó haciendo uso del programa **Statgraphics Centurion XVI**, y con el uso de 1 y 2 variables independientes, como son X y la velocidad de los asentamientos en mm/h. Esta última se eliminó en el modelo final. Después de múltiples iteraciones, se obtuvo un modelo cuyo coeficiente de correlación resultó mayor de 0.94 , el cual se eligió como definitivo, con el uso de una sola variable dependiente. La estructura general del modelo de regresión lineal múltiple utilizado, tiene la forma de la ecuación 3.2, en la cual la variable dependiente S_y es una función de la variable independiente X , es decir, $S_y = f(X)$; asimismo, las constantes del modelo son las β_i .

$$S_y = f(X) = \beta_0 + \beta_1 X^1 + \beta_2 X^2 + \beta_3 X^3 \quad \text{ec. 3.2}$$

De acuerdo con la estructura propuesta, se estimaron 4 valores de β_i . A continuación, mediante la ecuación 3.3, se ilustra el modelo resultante.

$$S_y = \beta_0 + \beta_1 X^1 + \beta_2 X^2 + \beta_3 X^3 \quad \text{ec. 3.3}$$

En la ecuación 3.3 la estimación resultante S_y se obtiene en mm , mientras que X tiene como unidades m . Los valores de las constantes β_i se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 3. Valores estimados de las constantes de regresión β_i .

Constante	Estimación
β_0	0.802218
β_1	-0.790976
β_2	0.0297623
β_3	-0.000174527

Predicción de Asentamientos a partir del Modelo Obtenido

Con base en el modelo obtenido se revisaron los valores estimados a partir de los registros del escudo. Los resultados señalan que el modelo permite, en general, estimar de manera razonablemente satisfactoria los asentamientos. Por ello, se considera que el modelo obtenido puede ser utilizado como una estimación con una aproximación aceptable, para tener idea de los asentamientos que se pueden llegar a dar en condiciones similares.

En la Figura 28 se pueden observar las magnitudes de los asentamientos observados (círculos azules) y los asentamientos calculados (círculos rojos) para el cadenamamiento 11+160, provocados por el paso de la TBM entre los cadenamamientos 11+110 y 11+210. El valor de S_{yc} estimado para $X=25$ m, resulta de -3.0977 mm. Lo anterior equivale, de acuerdo con los ejes adoptados para el modelo, a un asentamiento negativo, lo cual significaría un bufamiento. Desde el punto de vista fenomenológico es poco probable, aunque no imposible, que empiece a ocurrir un asentamiento en superficie y que de repente ocurra un bufamiento en ese mismo lugar, al paso de la máquina tuneladora por el subsuelo, en una zona muy próxima al eje longitudinal del túnel. De acuerdo con lo anterior, se decidió hacer una pequeña modificación al modelo, la cual queda expresada por la ecuación 3.4

$$S_y = ABS (\beta_0 + \beta_1 X^1 + \beta_2 X^2 + \beta_3 X^3) \quad \text{ec. 3.4}$$

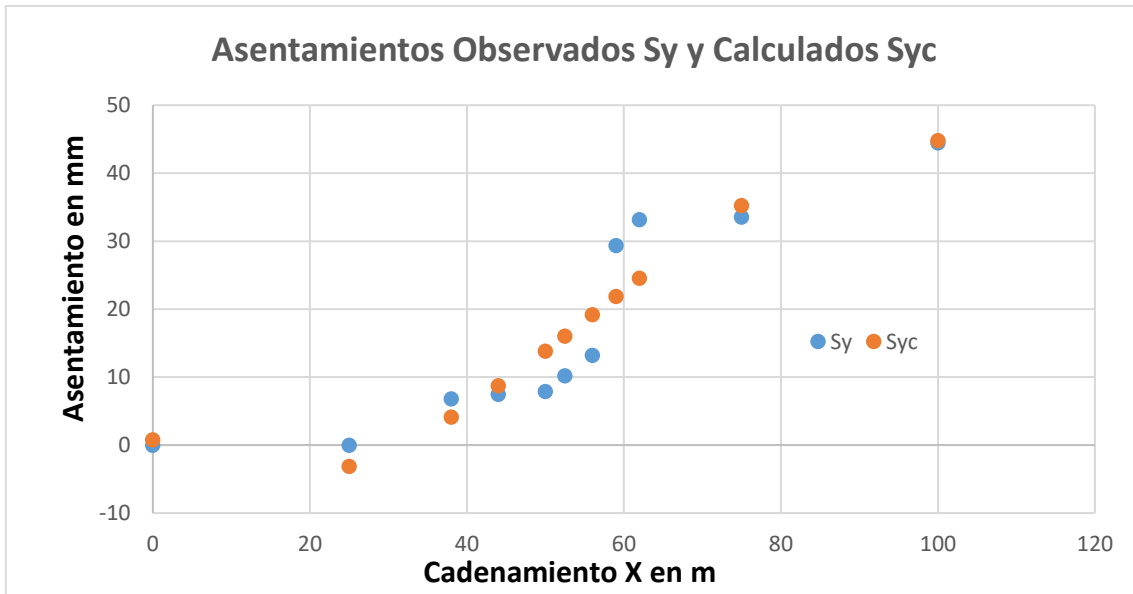


Figura 28. Gráfica de los asentamientos observados Sy y los asentamientos calculados Syc a partir del modelo (ec. 3.3) por el paso de la TBM entre los cadenamientos 11+110 y 11+210.

En la Figura 29 se presenta la gráfica obtenida mediante el modelo modificado, el cual consiste simplemente en tomar el valor absoluto del modelo polinómico de tercer grado. Con ello, el modelo resulta consistente, ya que se anula el asentamiento negativo que se obtenía en el modelo representado por la ecuación 3.3.

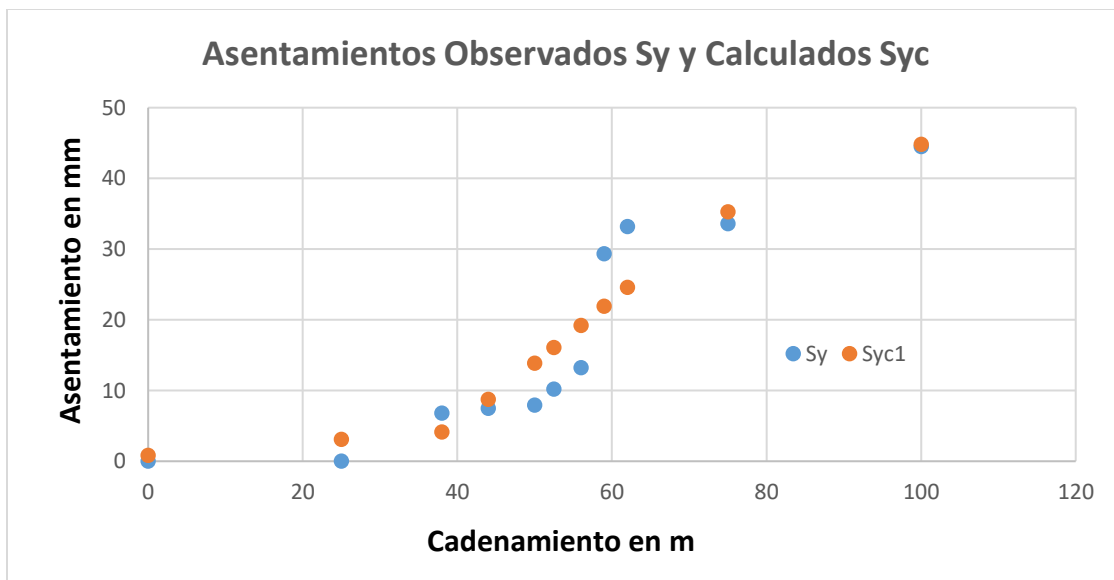


Figura 29. Gráfica de los asentamientos observados Sy y los asentamientos calculados Syc a partir del modelo modificado (ec. 3.4) por el paso de la TBM entre los cadenamientos 11+110 y 11+210.

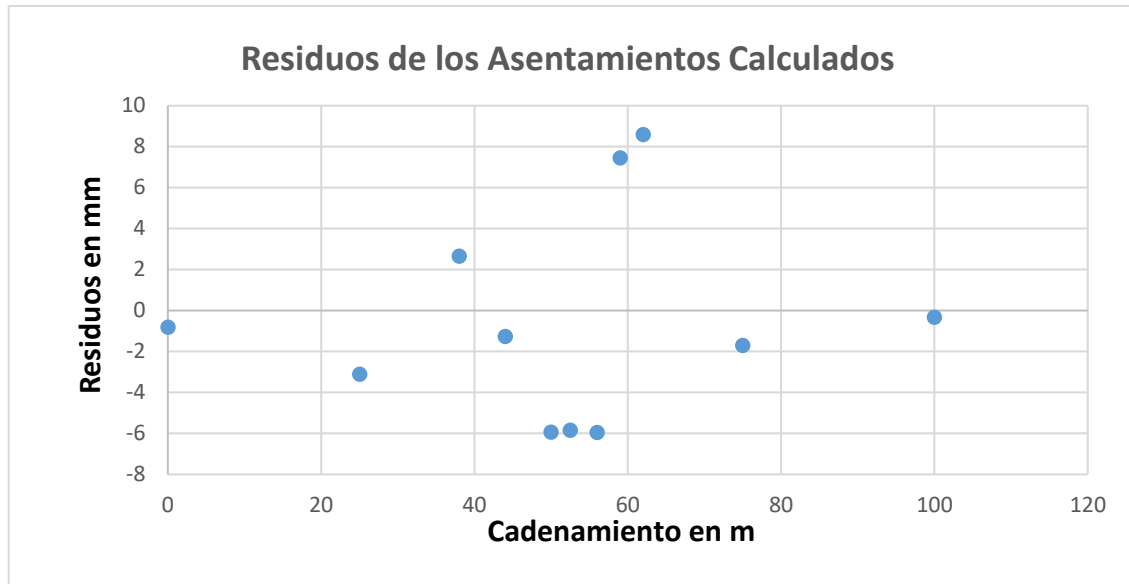


Figura 30. Gráfica de los residuos de los asentamientos observados S_y y los calculados S_{yc} ($S_y - S_{yc}$) por el paso de la TBM entre los cadenamientos 11+110 y 11+210.

En el caso de la verificación de los asentamientos para edificios históricos, se toman umbrales diferentes al ser edificaciones protegidas por el INAH. Un caso particular es la Catedral.

La TBM pasó frente a la Catedral del día 09 de febrero al día 15 de febrero de 2017. La Catedral se monitoreó todo este tiempo con 3 lecturas por semana y mediante el sistema GEOSCOPE.

Se tuvieron asentamientos máximos para la fachada poniente de -11 mm. Cabe añadir que este asentamiento total de la fachada poniente no es solo debido al paso de la TBM, sino también debido a la construcción de su pantalla de protección o pantalla de muro Milán, la cual se asienta hasta -5 mm iniciales.

Podemos concluir que los asentamientos debidos al paso de la TBM fueron de -4 mm. Por lo que se cumplió con las restricciones del iiUNAM y por consiguiente del INAH.

De manera comparativa con la realidad se puede observar, con los siguientes diagramas, que el cruce de la tuneladora frente a la Catedral se registró de la siguiente manera:

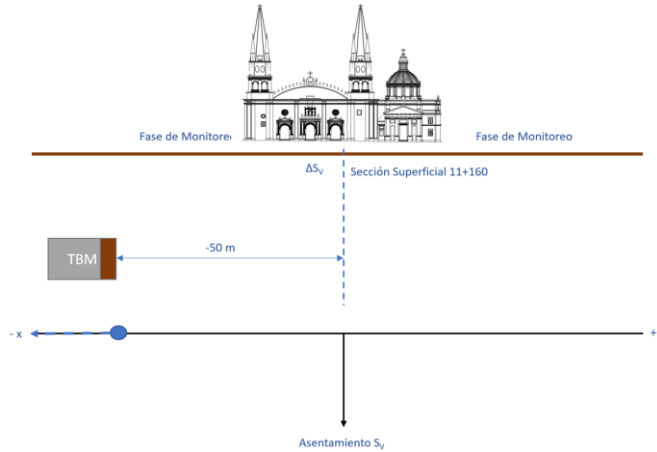


Figura 31. Previo al 02 de febrero 2017, construcción de 17 anillos, asentamiento 0 mm.

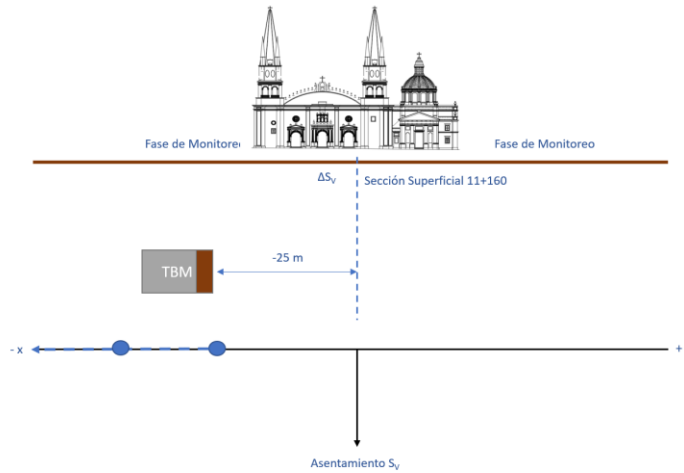


Figura 32. Entre el 02, 03 y 04 de febrero 2017, construcción de 17 anillos, asentamiento 0 mm.

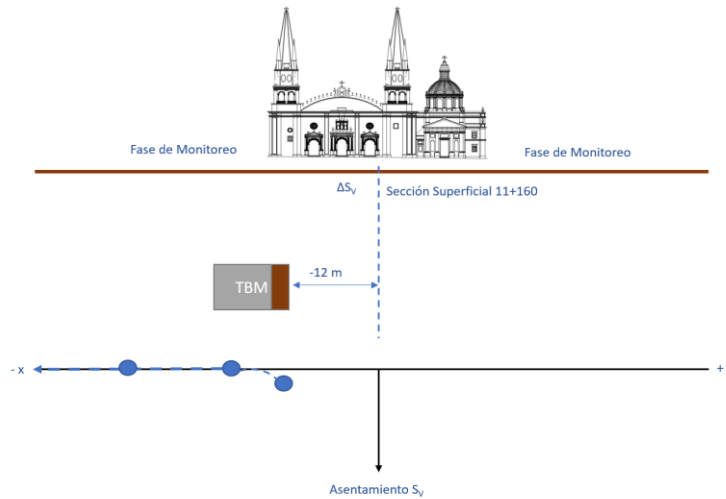


Figura 33. El 08 de febrero 2017, asentamiento -6.80 mm.

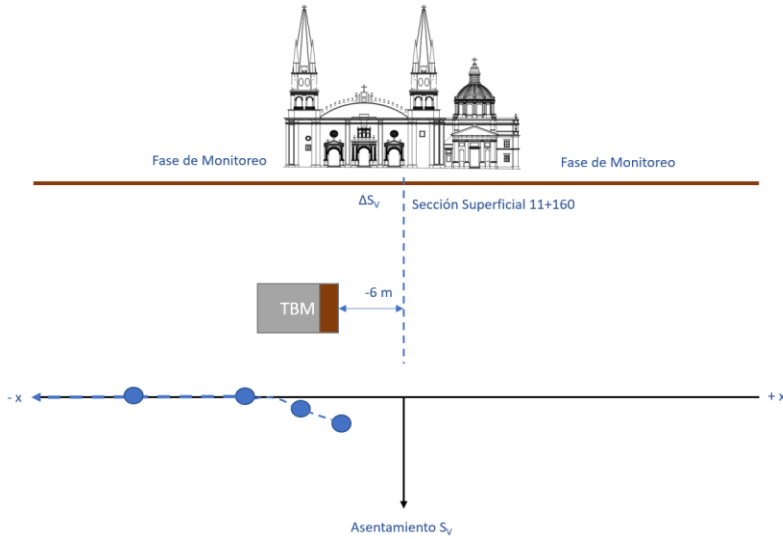


Figura 34. El 09 de febrero 2017, asentamiento -7.49 mm.

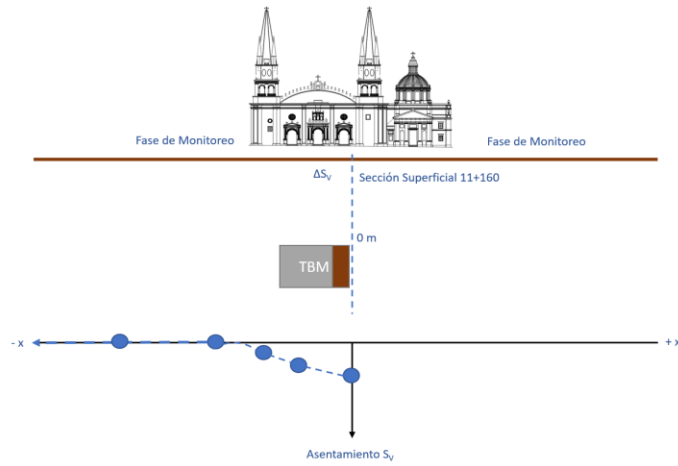


Figura 35. El 10 de febrero 2017, asentamiento -7.91 mm.

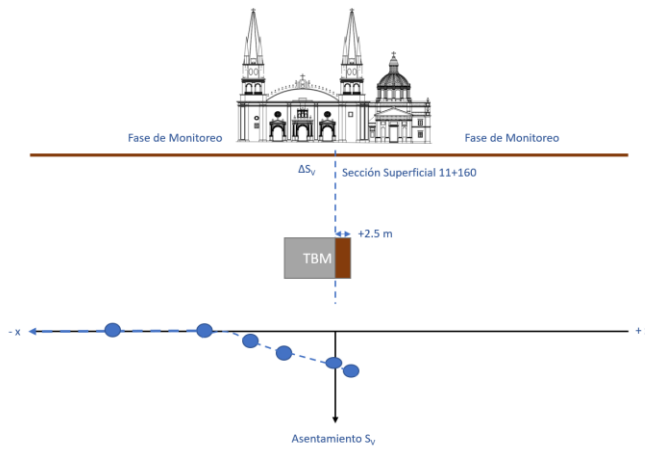


Figura 36. El 10 de febrero 2017, asentamiento -10.21 mm.

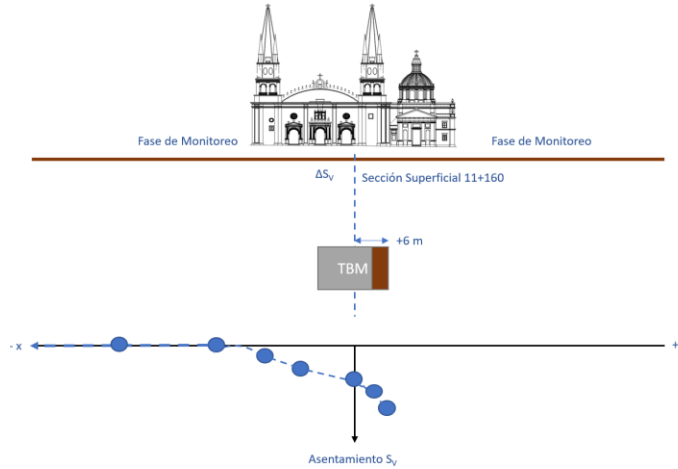


Figura 37. El 11 de febrero 2017, asentamiento -13.24 mm.

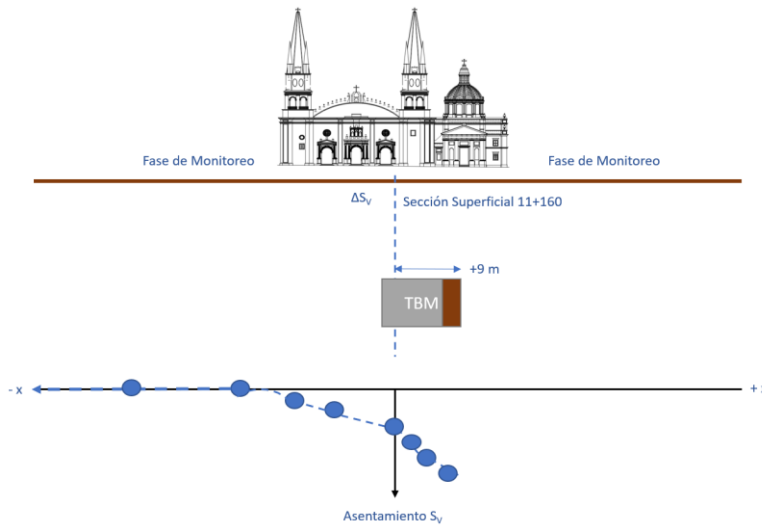


Figura 38. El 11 de febrero 2017, asentamiento -29.35 mm.

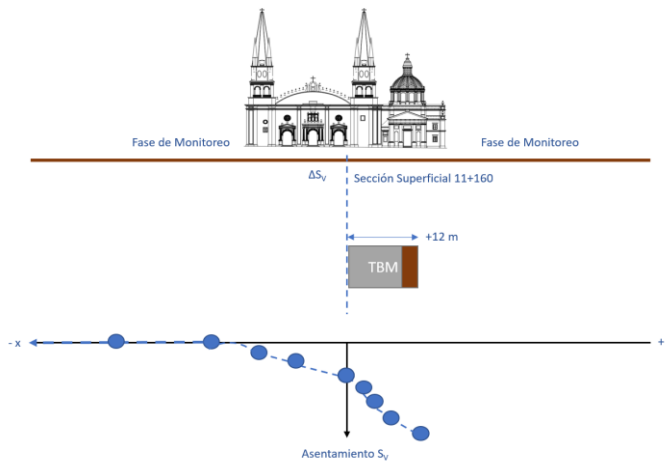


Figura 39. El 12 de febrero 2017, asentamiento -33.17 mm.

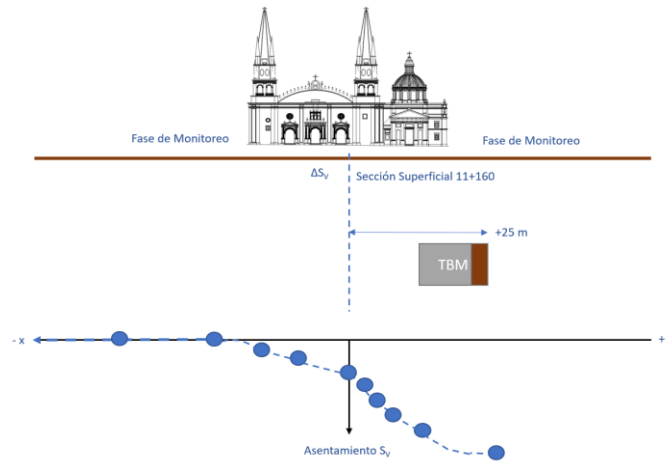


Figura 40. El 13 de febrero 2017, asentamiento -33.57 mm.

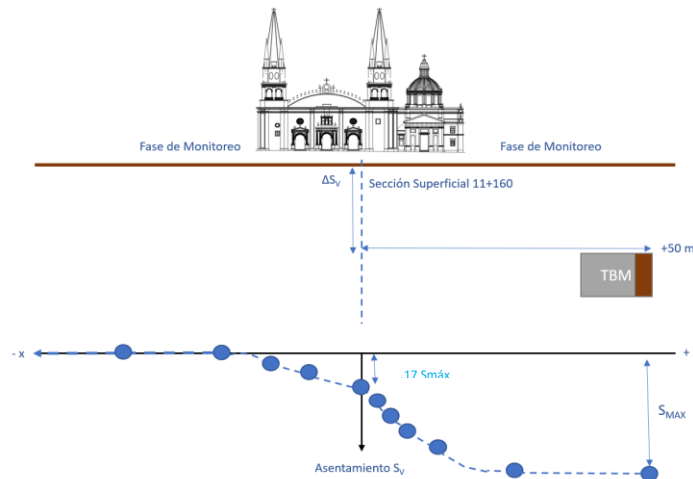


Figura 41. El 24 de febrero 2017, asentamiento -44.48 mm.

Desde 1969, en el Séptimo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, el profesor R. Peck, presentó el “Estado del Arte de las excavaciones profundas y del tuneleo en suelo blando” (probablemente el estudio más citado en artículos de excavaciones en terrenos blandos); en 1997 los autores Mair y Taylor presentaron un estudio conocido como “Bored Tunnelling in the urban enviroment”, donde exponen los principales componentes asociados a la deformación del terreno durante la construcción de un túnel con escudo, como se muestran a continuación:

- Deformaciones asociadas con la estabilidad del frente y encima de este, resultantes del alivio de esfuerzos.
- Deformaciones por el paso del escudo, relacionadas con el sobre corte provocado junto con la tendencia del escudo a clavarse en el terreno, provocando movimientos radiales del mismo.
- Deformaciones en el espacio anular, el hueco existente entre el faldón del escudo y el trasdós del anillo de dovelas tiende a tener deformaciones radiales a futuro.
- Deformación del revestimiento (anillo de dovelas), según evoluciona la carga del terreno.

- Consolidación, generando deformaciones adicionales del terreno debido a los cambios constantes de la presión de poro y por ende de los esfuerzos efectivos del suelo.

En la figura 42 se observa la Evolución de asentamientos a lo largo del escudo, de acuerdo con el grupo de trabajo "Research" de la ITA/AITES.

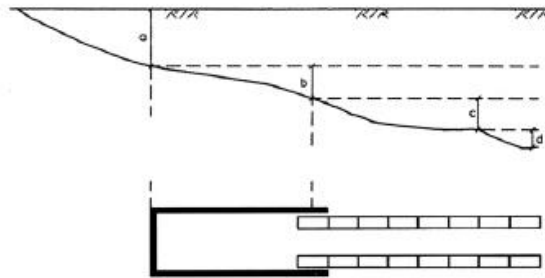


Figura 42 Evolución de asentamientos a lo largo del escudo, fuente ITA/AITES, reporte 2006

Como parte de lo anterior, los autores Mair & Taylor han observado que durante la operación de un escudo japonés de tipo Slurry, con 9.46 m de diámetro y coberturas de 16 m, en arenas densas del Cairo, los asentamientos sobre el frente del túnel eran de entre 0.25-0.3 Smáx. Esto siendo comparado con la curva longitudinal frente a la Catedral, obtenida por mediciones, fue de 0.17 Smáx, siendo similar.

A continuación, se presenta la gráfica de asentamientos de la fachada poniente, desde el inicio del monitoreo.

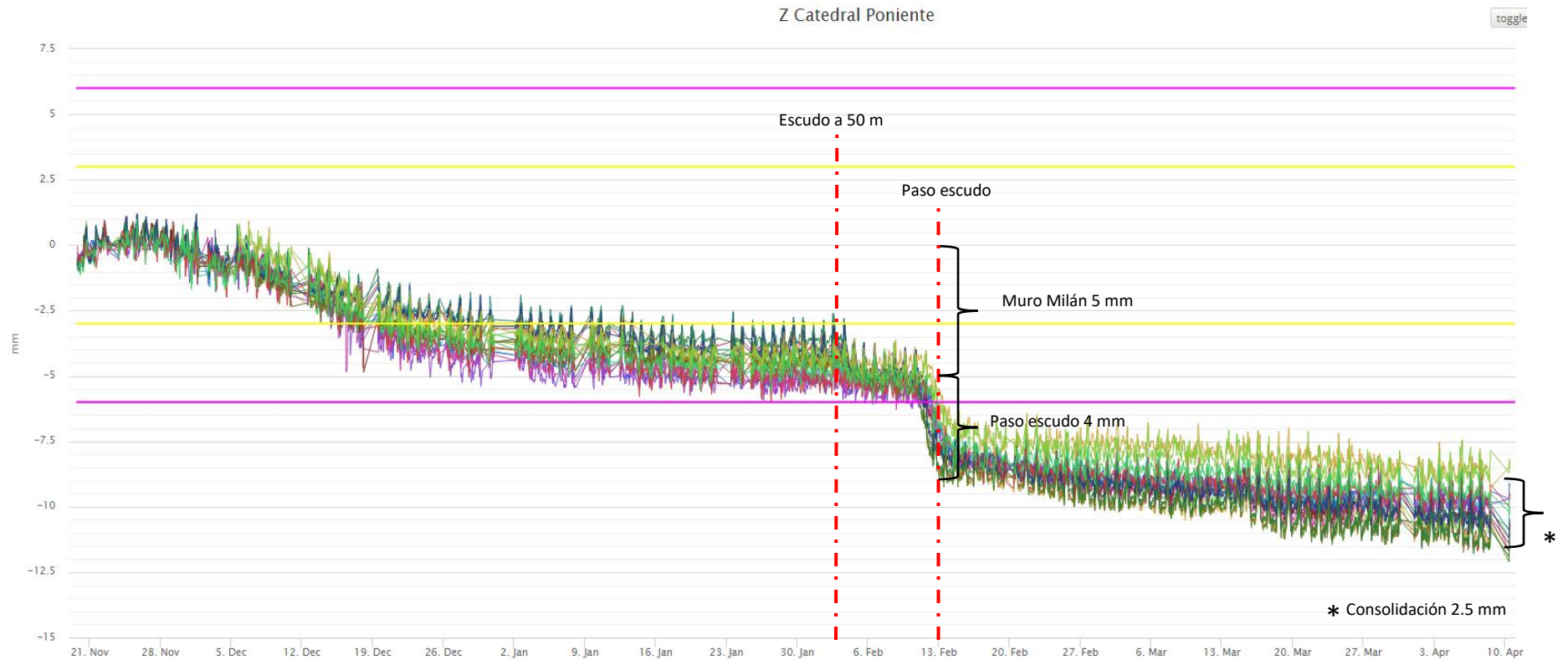


Figura 43. Asentamientos históricos en fachada poniente de la Catedral. Fuente: GEOSCOPE.

Se muestran las mediciones en el cadenamiento 11+160 de los hitos de nivelación, ubicada frente a la Catedral en diferentes tiempos.

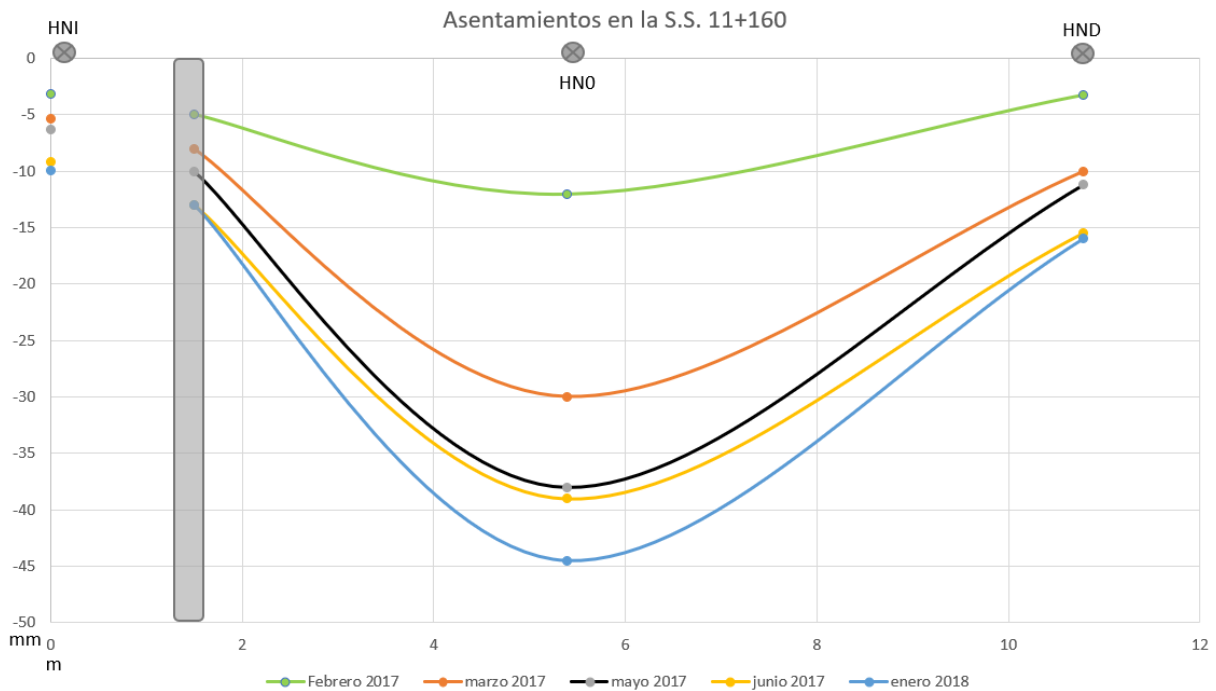


Figura 44. Curva de asentamientos de la sección de instrumentación 11+160. Fuente: LY TSA

El volumen de pérdida de suelo teórica es de 188.59 m^3 . De la figura anterior, la curva de asentamientos del mes de febrero 2017 tiene un volumen de pérdida de suelo de 0.1417 m^3 , mientras que de la curva de enero 2018 se tiene un volumen de pérdida de suelo de 0.4623 m^3 . Esto significa que la curva de febrero tuvo una pérdida del 0.075 %, mientras que la curva de enero 2018 tuvo una pérdida del 0.2452%.

Estos últimos datos se pueden comparar con parámetros del escudo EPB, como cuando la presión mínima requerida era de 1.2 bar y se subió por recomendaciones a 1.5 bar, aunado a esto no se tuvieron paradas y la inyección de mortero en el *gap* fue constante.

3.5 MÉTODO EMPÍRICO PARA CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS TRANSVERSALES MÁXIMOS

Modelo Empírico para la Estimación de Asentamientos Superficiales en un Túnel, Mediante Análisis de Regresión Múltiple a Partir de los Datos de un Escudo EPB

La complejidad de los suelos, así como la heterogeneidad del medio subterráneo, la cual se aparta en forma significativa de la hipótesis de isotropía, además de la posición del nivel freático, hacen sumamente complicado conocer *a priori* los asentamientos que se pueden

dar en superficie y, por lo tanto, las implicaciones que se pueden tener en las edificaciones preexistentes en las zonas urbanas.

Con el propósito de aprovechar la información generada por el escudo, se ha trabajado en un modelo para la estimación de asentamientos superficiales a partir de una metodología empírica, basada en el análisis estadístico y numérico de los datos registrados durante el proceso constructivo. Dichos datos son: la presión en el frente, la presión de inyección, la velocidad de avance del escudo, la presión vertical y la presión de inyección en las líneas de bentonita, así como datos geométricos del escudo y del túnel.

Análisis de Sensibilidad de los Datos

A partir de los datos acopiados durante la operación del escudo, de los datos geométricos del túnel y de las propiedades del medio subterráneo, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros que influyen en los asentamientos del terreno en superficie. Los parámetros considerados en el análisis, incluyeron la presión en el frente del escudo (P_f), la presión de inyección (P_g), la velocidad de avance del escudo (V), la presión vertical del terreno sobre la clave del escudo (S_v), la presión de las líneas de inyección de bentonita (P_1 y P_2), la profundidad del eje del escudo (H), el módulo de cortante (G), el radio de la sección transversal del escudo (R) y el peso volumétrico del material del suelo (γ). En el modelo final no se incluyó la totalidad de los parámetros, sino sólo aquellos que de alguna manera contribuyen a obtener un mejor coeficiente de correlación. En este caso particular, resultaron de poca o nula influencia los parámetros H , G , R , P_2 y γ , y por ende fueron excluidos, dado que para el intertramo estudiado son valores constantes.

Al inicio, el análisis de sensibilidad se centró en tratar de estimar de qué manera influyen la presión en el frente del escudo (P_f), y la presión de inyección del mortero (P_g) en los asentamientos observados (u_{ymm}). Dichos asentamientos constituyen la variable dependiente.

Como punto de partida se realizaron sendos análisis de regresión con las variables independientes P_f y P_g , tomando como variable dependiente el asentamiento observado u_{ymm} . Se siguieron las prácticas utilizadas usualmente al trabajar con modelos de regresión lineal, y se procedió a normalizar los asentamientos observados dividiendo entre el radio del escudo R , mientras que las presiones P_f y P_g se normalizaron dividiendo entre la presión vertical S_v . Dicho análisis permitió observar que el asentamiento superficial u_{ymm}/R , decrece en forma lineal al incrementarse las relaciones P_f/S_v y P_g/S_v .

En el caso del análisis de regresión, realizado con u_{ymm}/R y P_f/S_v , se obtuvo un coeficiente de correlación r de alrededor de 0.8, el cual parece suficientemente bueno, dada la complejidad del medio continuo constituido por el suelo a lo largo del eje del trazo del túnel. Lo anterior indica que existe una relación estadísticamente significativa entre las variables para un nivel de confianza del 95%. A pesar de ello, se debe hacer notar que en las gráficas generadas es factible observar una fuerte dispersión de datos.

Por otra parte, para el caso del análisis de regresión realizado con $uymm/R$ y Pg/Sv se obtuvo un coeficiente de correlación de -0.0541234 , así como un valor estadístico de P mayor de 0.05 , lo cual nos indica que no existe una relación estadísticamente significativa entre las variables para un nivel de confianza del 95% o mayor. Además, se debe notar que de las gráficas generadas es factible observar una fuerte dispersión de datos, mucho mayor aún que la correspondiente a la presión en el frente del escudo.

Para el modelo se tomaron en consideración los datos correspondientes a 329 anillos del túnel, un primer tramo constituido por los anillos 800 a 1019 y un segundo tramo integrado por los anillos 1160 a 1302, una vez removidos los *outliers*. Como resultado, se obtuvo un modelo que aún lejos de ser perfecto, permitió en una primera instancia hacer estimaciones razonables de los asentamientos para su comparación con los observados, como una aproximación preliminar en situaciones similares.

Dado que las características físicas del suelo difieren considerablemente entre los dos tramos mencionados, se tomó la decisión de analizar la obtención de un modelo alternativo, en el cual solo se consideró la obtención de un modelo para el primer tramo de túnel, es decir, para el correspondiente a los anillos 800 a 1019.

Modelo de Regresión Lineal Múltiple Seleccionado

La obtención del modelo para la estimación de los asentamientos $uymm$ (variable dependiente) se realizó haciendo uso del programa Statgraphics Centurion XIV, a partir del uso de 5 variables independientes, siendo estas Pf , Pg , V , Sv y $P2$. La estructura general de un modelo de regresión lineal múltiple tiene la forma de la ecuación 1.1, en la cual la variable dependiente Y es una función de las variables independientes X_i , es decir, $Y = f(X_i)$; asimismo, las constantes del modelo son las β_i .

$$Y = f(X_i) = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_4 X_4 + \beta_5 X_5 \dots + \beta_{p-1} X_{p-1} \quad \text{ec. 3.5}$$

A partir de los registros existentes, se trató de obtener el modelo que tuviera el mejor coeficiente de correlación, esto es, el más cercano a 1.0 , así como valores del estadístico P menores de 0.05 , con el fin de garantizar la obtención de un modelo con una relación estadísticamente significativa entre las variables, para un nivel de confianza del 95% .

Después de múltiples iteraciones, así como de la incorporación de variables y transformaciones de éstas, se logró obtener una serie de modelos cuyo coeficiente de correlación oscila alrededor de 0.80 , de los cuales se eligió aquel que resultó menos complejo, y que se basa en un modelo que hace uso de la información proveniente de 5 variables dependientes, para el cual, de acuerdo con la estructura propuesta, se estimaron 8 valores de β_i . A continuación, mediante la ecuación 3.6 se ilustra el modelo resultante.

$$uymm = EXP (\beta_0 + \beta_1 Pf + \beta_2 Pf^2 + \beta_3 Pg + \beta_4 PfPg + \beta_5 V + \beta_6 Sv + \beta_7 P_2) \quad \text{ec. 3.6}$$

En la ecuación 3.6 la estimación resultante se obtiene en *mm*, mientras que *Pf*, *Pg*, *Sv* y *P₂* tienen como unidades *bar*. Las unidades de *V* son *mm/min*. Los valores de las constantes β_i se presentan en la *Tabla No. 4*.

*Tabla 4. Valores estimados de las constantes de regresión β_i y valores de *P*. Fuente: LY TSA.*

Constante	Estimación
β_0	0.947065
β_1	-9.41571
β_2	4.78398
β_3	3.77333
β_4	-2.82419
β_5	0.354311
β_6	1.97986
β_7	-0.2451

Predicción de Asentamientos a Partir del Modelo Obtenido

Con base en el modelo obtenido, se revisaron los valores estimados a partir de los registros del escudo. Los resultados han permitido ver que el modelo tiende, en general, a subestimar o sobreestimar los asentamientos. Aun así, se considera que el modelo obtenido puede ser utilizado como una estimación preliminar, para tener idea inicial de los asentamientos que se pueden llegar a dar en condiciones similares.

En la Figura 45 se observan las magnitudes de los asentamientos observados (círculos azules) y los asentamientos calculados (círculos rojos) para los anillos comprendidos entre el número 800 y el 1019, los cuales tienen en cuenta que algunos fueron retirados del registro por tener información incompleta o disparada, es decir valores atípicos (*outliers*).

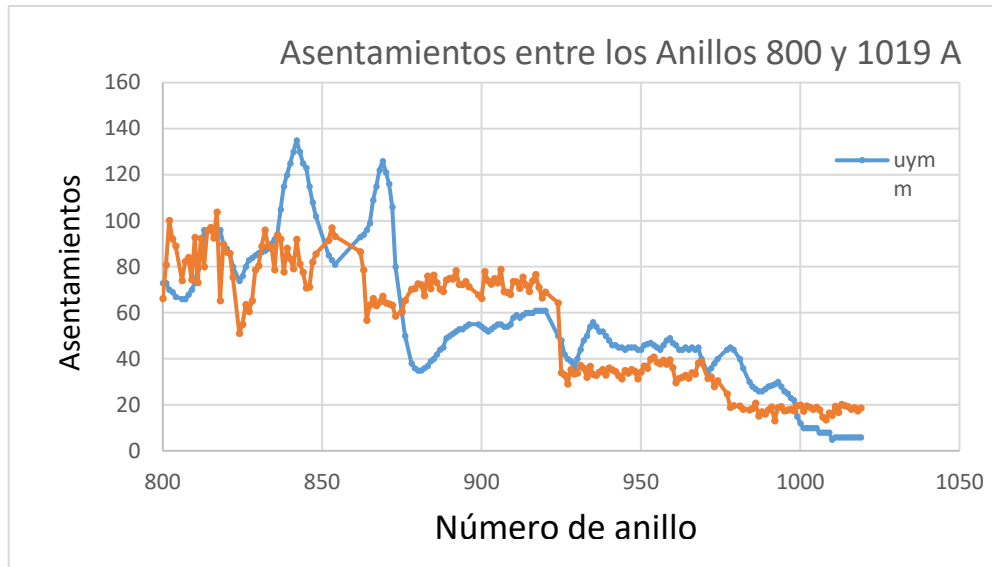


Figura 45. Asentamientos observados (uymm) y calculados (uyc) en los anillos.

Las nubes de círculos azules y rojos se superponen en algunos casos de manera satisfactoria, sin embargo, existen también algunas discrepancias entre las mismas. Tal como se mencionó en párrafos anteriores, existen tramos donde los valores calculados han sido subestimados, tal como se puede observar en la gráfica, para los anillos ubicados entre el 862 y 875. De igual manera, los asentamientos de los anillos situados entre las posiciones 876 y 925, de forma aproximada, fueron ligeramente sobreestimados, mientras que los situados entre el 926 y el 1000 han sido ligeramente subestimados.

Existen, también, algunos tramos del túnel donde los asentamientos han sido razonablemente estimados, aquellos donde las nubes de círculos rojos se superponen a los azules. Sin embargo, existe un tramo que es en particular interesante, aquel que corresponde aproximadamente a los anillos 835 a 873. En dicho tramo, la nube de círculos rojos muestra que los valores de uyc calculados han sido, en su gran mayoría, muy subestimados.

En la Figura 46 se muestran los residuos correspondientes al modelo A, obtenidos mediante el modelo de regresión lineal múltiple adoptado, los cuales han sido calculados como la diferencia entre los valores uymm observados y los valores uyc estimados ($uymm - uyc$). Para los 196 valores estimados, se tiene que 113 valores de los residuos son positivos y 83 negativos.

En la misma figura se hace notar que los residuos más grandes se dan en el anillo 869, 58.8 milímetros, así como en el anillo 883, en el cual dicho residuo tiene un valor de -39 milímetros. Cabe destacar que, en general, los residuos siguen un patrón muy similar al de los asentamientos registrados.

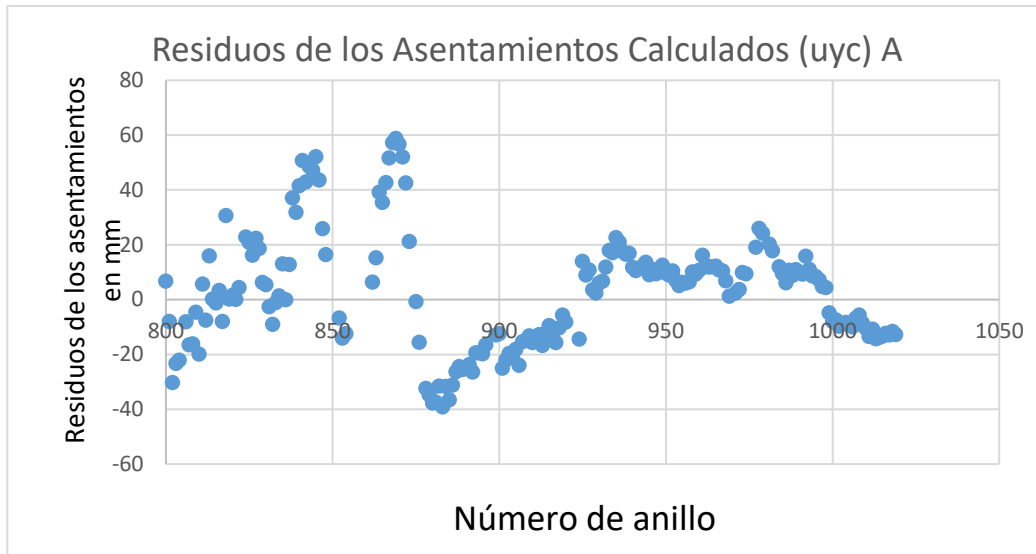


Figura 46. Residuos de los asentamientos calculados (uymm - uyc) en los anillos.

El modelo de regresión lineal múltiple desarrollado, permite obtener estimaciones preliminares, mediante las cuales se pueden sustentar decisiones durante el proceso constructivo de túneles similares. El tipo de formación a lo largo del trazo del túnel corresponde a tobas pumíticas e ignimbritas, lo cual en términos simples significa trabajar con arenas con algún contenido de finos. Por lo anterior, el modelo permite hacer estimaciones en suelos, cuyas características sean similares a las presentes, a lo largo del trazo de la Línea 3 del Tren Eléctrico Urbano de Guadalajara.

Las zonas donde se observan cambios abruptos y, por lo tanto, mayores asentamientos, son zonas donde se tuvo una fluctuación de presión en el frente muy significativa, como podemos observar en la siguiente gráfica, donde se presentan estas variaciones para la zona frente a Casa de los Perros en el intertramo Alcalde – Catedral entre los anillos (A+797 a A+830).

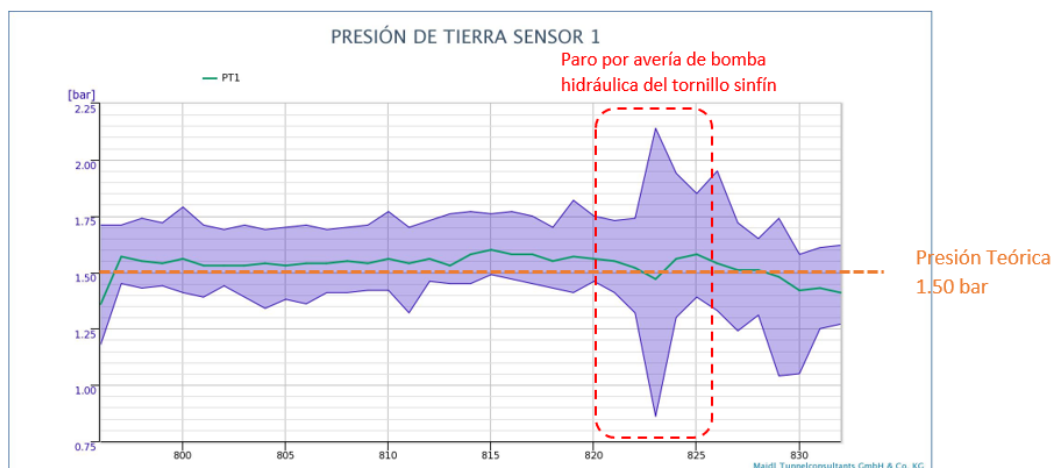


Figura 47. Fluctuación de presión promedio en clave de 0.37 bar en intertramo alcalde-Catedral (A+797 – A+830), medición por número de anillos. Fuente: LYTSA-Procon II.

Con el propósito de verificar las bondades del modelo empírico, desarrollado para la estimación preliminar de asentamientos en superficie, se ha recurrido a un ejemplo hipotético, el cual de acuerdo con la Figura 48, permite mediante la aceptación de algunos supuestos considerar una presión en el frente P_f que pudiera variar entre 1.435 y 1.75 bar, una presión de inyección P_g de 2.87 bar, una velocidad de desplazamiento de la máquina EPB V igual a 1.5 mm/min, una presión vertical del terreno S_v de 2.87 bar, así como una presión en la línea de inyección P_2 de 1.435 y 1.75 bar.

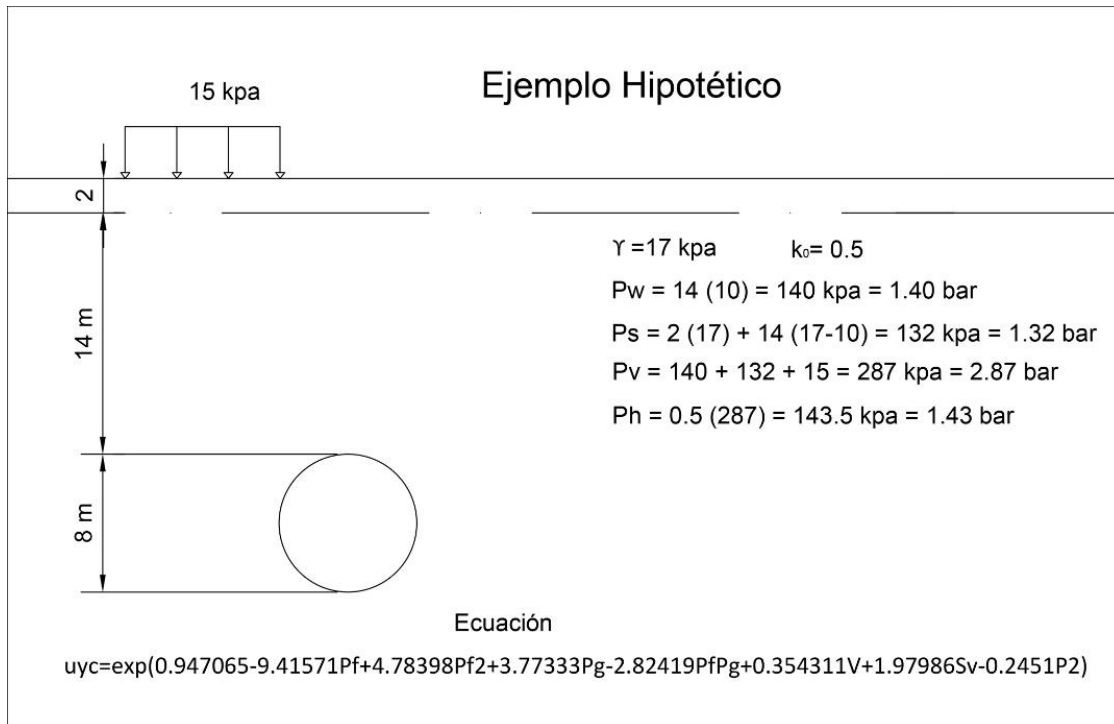


Figura 48. Esquema utilizado para el cálculo de asentamientos u_{yc} mediante el modelo. Fuente: LYTSA.

Mediante la utilización del modelo, el cual ha quedado definido de acuerdo con la ecuación 1.3 de la siguiente manera:

$$u_{yc} = \text{EXP} (0.947065 - 9.41571 \cdot P_f + 4.78398 \cdot P_f^2 + 3.77333 \cdot P_g - 2.82419 \cdot P_f \cdot P_g + 0.354311 \cdot V + 1.97986 \cdot S_v - 0.2451 \cdot P_2) \quad \text{ec. 1.3}$$

La aplicación del modelo permite apreciar cómo, al incrementar la presión en el frente P_f de 1.435 bar a 1.75 bar, el asentamiento producido se reduce de 10.45 mm a solamente 4.71 mm, tal como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5. Asentamientos calculados en mm (u_{yc}) mediante el modelo, fuente LYTSA.

P_f (bar)	P_g (bar)	V (mm/min)	S_v (bar)	P_1 (bar)	u_{yc} (mm)
1.435	2.87	1.5	2.87	1.435	10.45
1.75	2.87	1.5	2.87	1.75	4.71

IV. PLANES DEL MANEJO DE RIESGOS Y DE LA AUSCULTACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

4.1 MANEJO DE RIESGOS Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN

El siguiente es un Plan de Manejo de Riesgo que contempla las etapas para el diseño y las etapas constructivas de un proyecto (Figura 49).

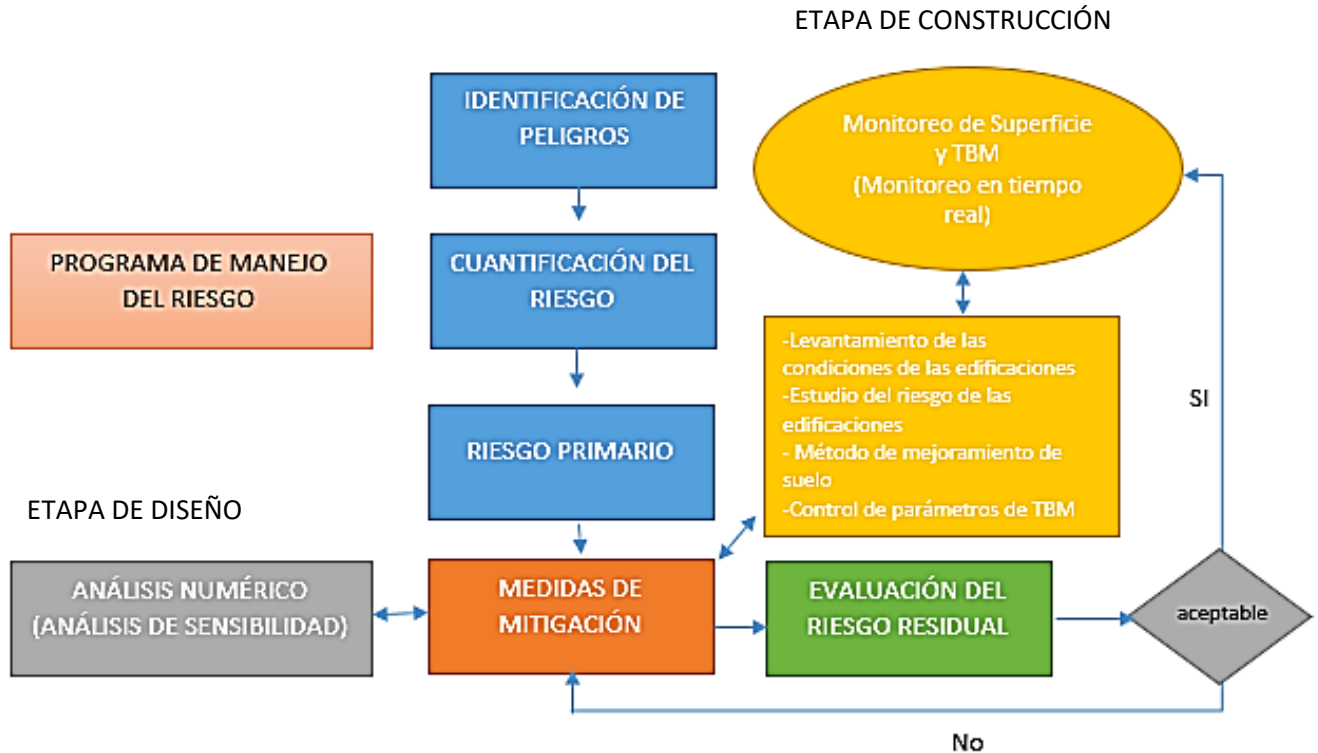


Figura 49. Plan de Manejo del Riesgo para diseño y etapas constructivas, Piergiorgio Grasso, Curso AMITOS, mayo 2013.

“Peligro” es un evento que puede convertirse en una situación con potencial de causar daño. Cada peligro está asociado a una probabilidad de ocurrencia, P, y un impacto (o consecuencia), I, en términos de seguridad, tiempo y costo.

Riesgo, R, asociado con un peligro identificado es definido como el producto $R = PI$, y es llamado “riesgo inicial”. El proyecto basado en la aceptación de riesgos es un set de criterios para definir si el riesgo inicial puede asumirse, o tiene que reducirse (a través de medidas de mitigación) en la fase de diseño y/o de construcción.

Las medidas de mitigación consisten en una serie de medidas predefinidas, que se pueden implementar en diferentes etapas del proyecto, para reducir cada riesgo inaceptable según su probabilidad y/o su impacto.

El riesgo remanente después de las medidas de mitigación es conocido como riesgo residual, que se refiere a niveles de riesgo aceptables.

Los parámetros clave son aquellos elementos en los que el riesgo residual depende de quien los controla.

Las contramedidas son acciones que se activan durante la construcción y se definen como los umbrales de los parámetros clave.

Las 3 medidas principales consisten en escoger la correcta metodología de excavación, como medida principal de contramedida, tener una mitigación durante el diseño y las contramedidas durante la construcción.

4.2 INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO

La auscultación tiene por objetivos:

- Controlar y verificar la construcción de la obra, previniendo accidentes y daños
- Garantizar la seguridad de la excavación y de su entorno
- Conocer el comportamiento a corto, mediano y largo plazos de las estructuras.

SISTEMAS DE MONITOREO EN SUPERFICIE:

Se dividen dos tipos de secciones, de acuerdo con la cantidad de instrumentos colocados en ellas. Para todo el tramo subterráneo existen, en total, 48 secciones superficiales.

1. 13 SECCIONES TRANSVERSALES DE CONTROL COMPLETAS

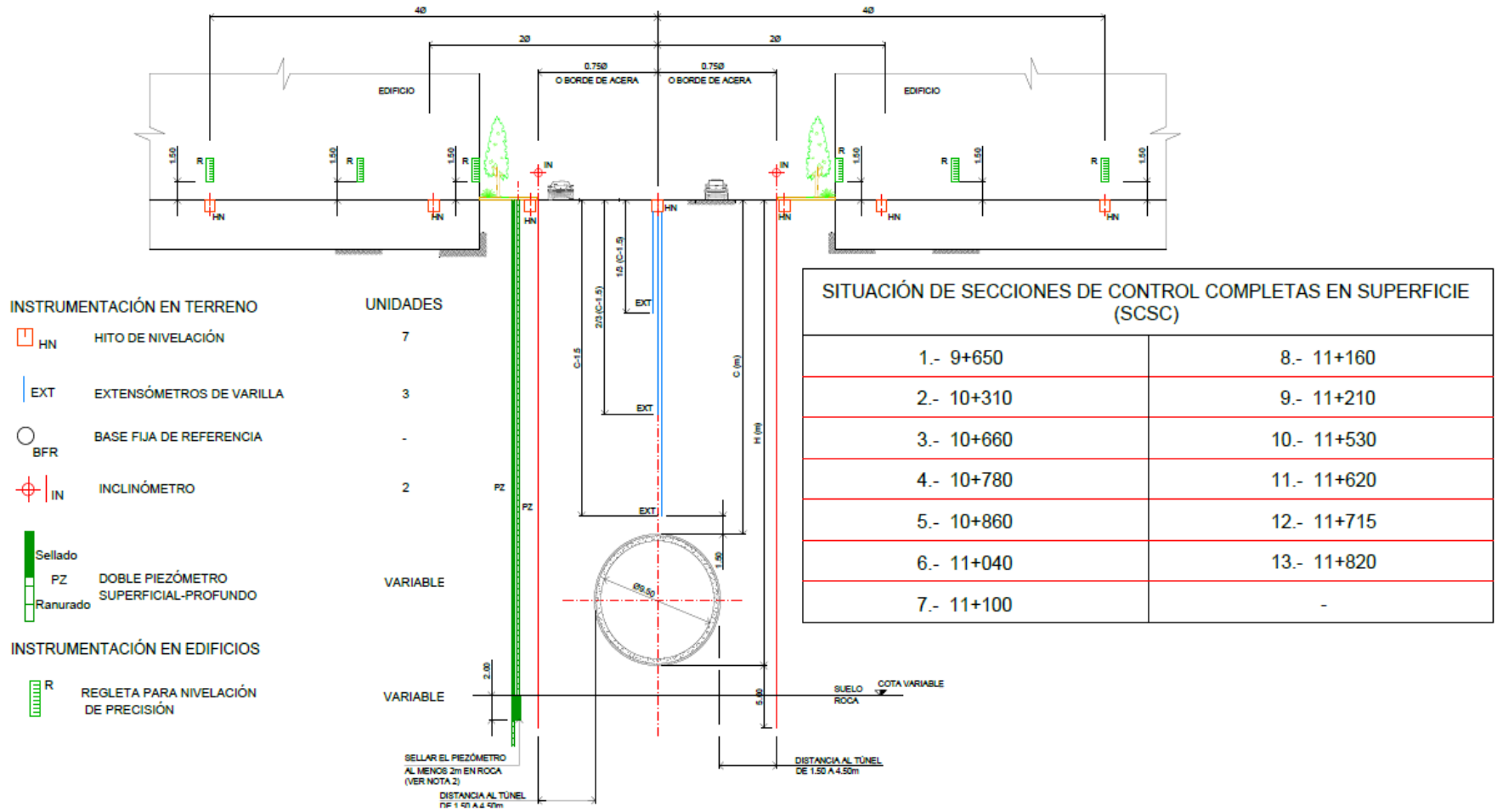


Figura 50. Sección de control completa superficial. Fuente: SENERMEX.

2. 20 SECCIONES TRANSVERSALES DE CONTROL NORMALES CADA 150 – 200 METROS

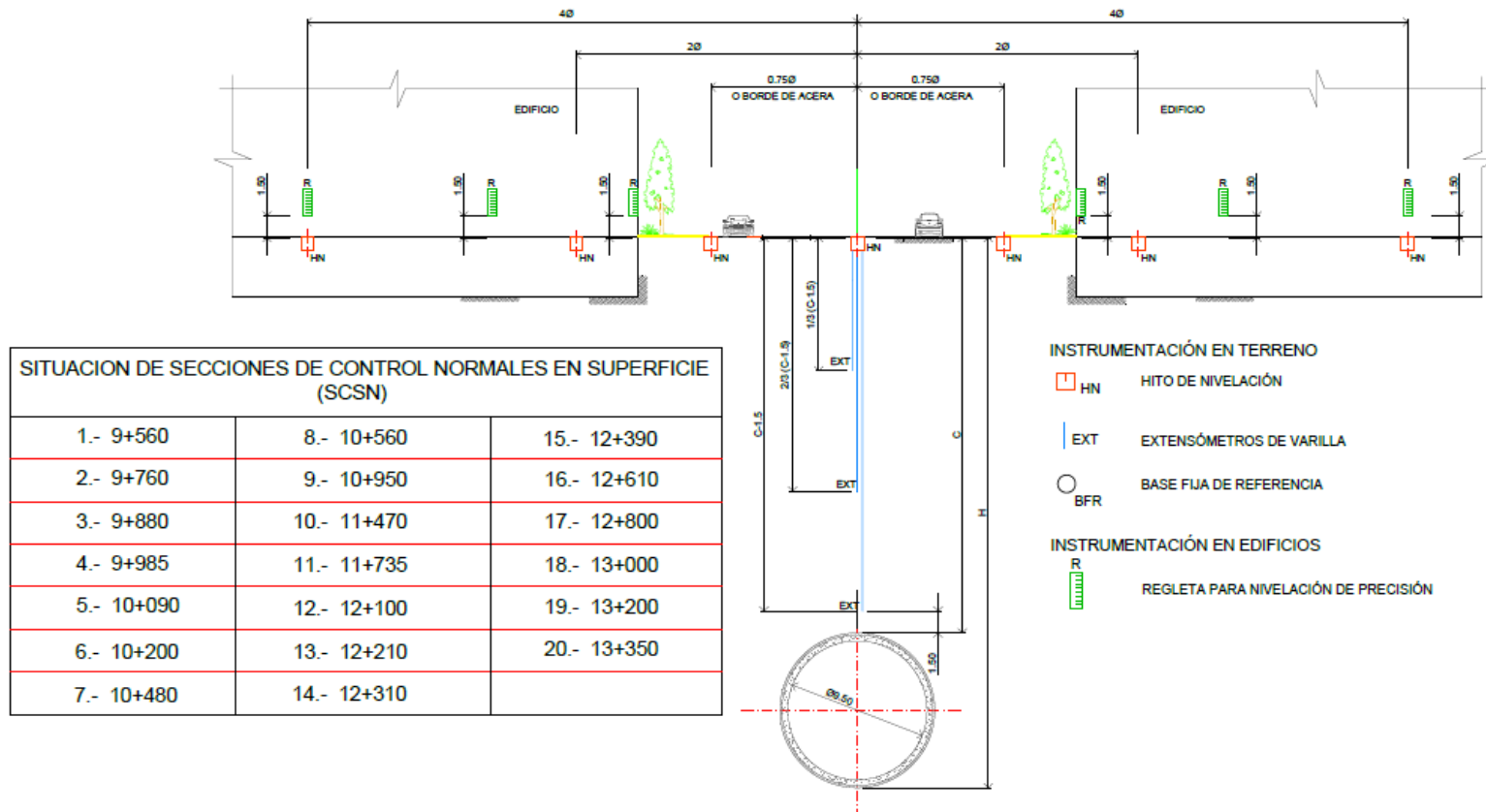


Figura 51. Sección de control normal superficial. Fuente: SENERMEX.

3. SECCIONES LONGITUDINALES DE CONTROL CADA 3 ANILLOS (5.40 m)

La instrumentación debe comprobar que el diseño evita la aparición de patologías inducidas como daños estructurales, posición del NAF, variaciones de presiones del terreno y de poro. Los movimientos por controlar son horizontales y verticales, presiones de poro, así como la evolución de fisuras y grietas (nuevas y/o existentes).

Monitoreo en el Túnel

- 15 secciones de control completas; 5 dianas, 6 celdas de presión y 12 extensómetros de cuerda vibrante.

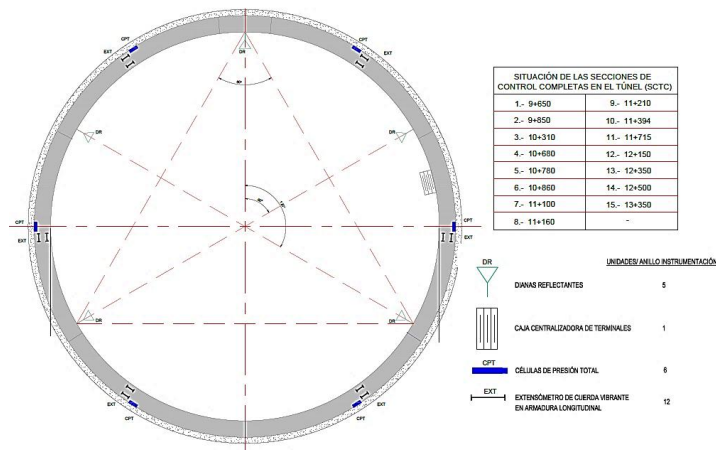


Figura 52. Sección de control completa en el túnel. Fuente: SENERMEX.

2. Secciones de control normales cada 50 metros; 3 dianas.

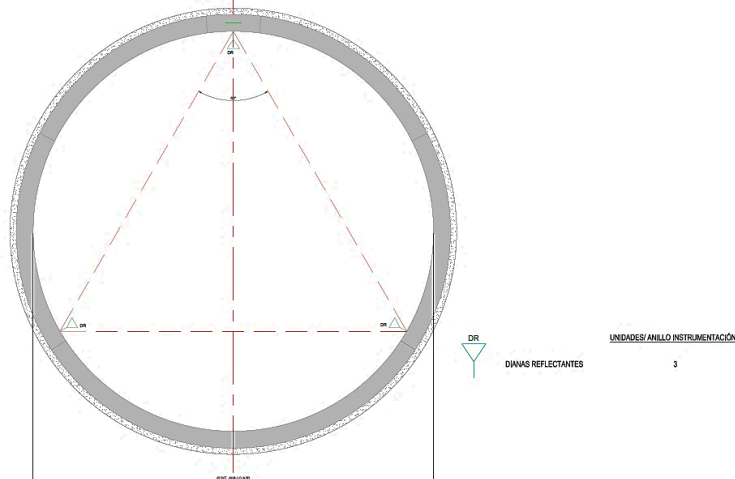


Figura 53. Sección de control normal del túnel. Fuente: SENERMEX.

Monitoreo Robótico de Edificios Históricos y Artísticos en Tiempo Real

El sistema de monitoreo para edificios es mixto, primero mediante clavos en fachadas colindantes con el túnel y, por otro lado, un sistema automatizado que se usa para controlar los movimientos del Templo de San José, la Catedral y el Templo de San Francisco.



Figura 54. Vista del Templo de San José durante el monitoreo. Fuente: LYTSA.

El monitoreo automatizado hará una medición absoluta de los edificios, tomando una lectura directa de los movimientos. El sistema de monitoreo se centrará en lecturas de movimientos y giros, tomados y transmitidos en tiempo real. Se busca controlar los siguientes parámetros, durante todo el proceso de ejecución de la obra:

1. Para controlar los Desplazamientos en Superficie, se usarán prismas en las fachadas de los edificios, con el propósito de controlar la afectación de las fases de la obra sobre las estructuras.
2. Para la detección de Movimientos Horizontales en profundidad, se usarán inclinómetros automatizados.
3. Para Controlar las Vibraciones sobre las estructuras, se usará un acelerómetro 3D.
4. Para Controlar la Presión Intersticial a diferentes profundidades, se usará un piezómetro de cuerda vibrante.
5. Para Controlar los Giros sobre las columnas y muros, se usarán *tiltmeters* bixiales y electroniveles.

4.3 METODOLOGÍA CERTIFICADA DE LUMBRERAS Y TÚNELES S. A. (LYTSA)

Se realizó un seguimiento en tiempo real de los parámetros de excavación con tuneladora, correlacionados con las mediciones de la instrumentación de superficie, túnel y la automatizada ubicada en edificios históricos, con lo cual se tuvo un control completo del comportamiento del túnel, de la superficie del terreno y sus estructuras vecinas.

Es de gran importancia conocer y mantener a un valor mínimo la pérdida de suelo, tanto en el frente como en la periferia del escudo, así como en el espacio entre la excavación y el

diámetro exterior de las dovelas, mediante el control de los parámetros de operación del escudo, y su interacción con el monitoreo superficial del suelo y estructuras vecinas. Por primera vez en México, la empresa supervisora tuvo acceso directo a los datos de la computadora del escudo, lo que permitió evolucionar de un conocimiento *post mortem* a uno en tiempo real.

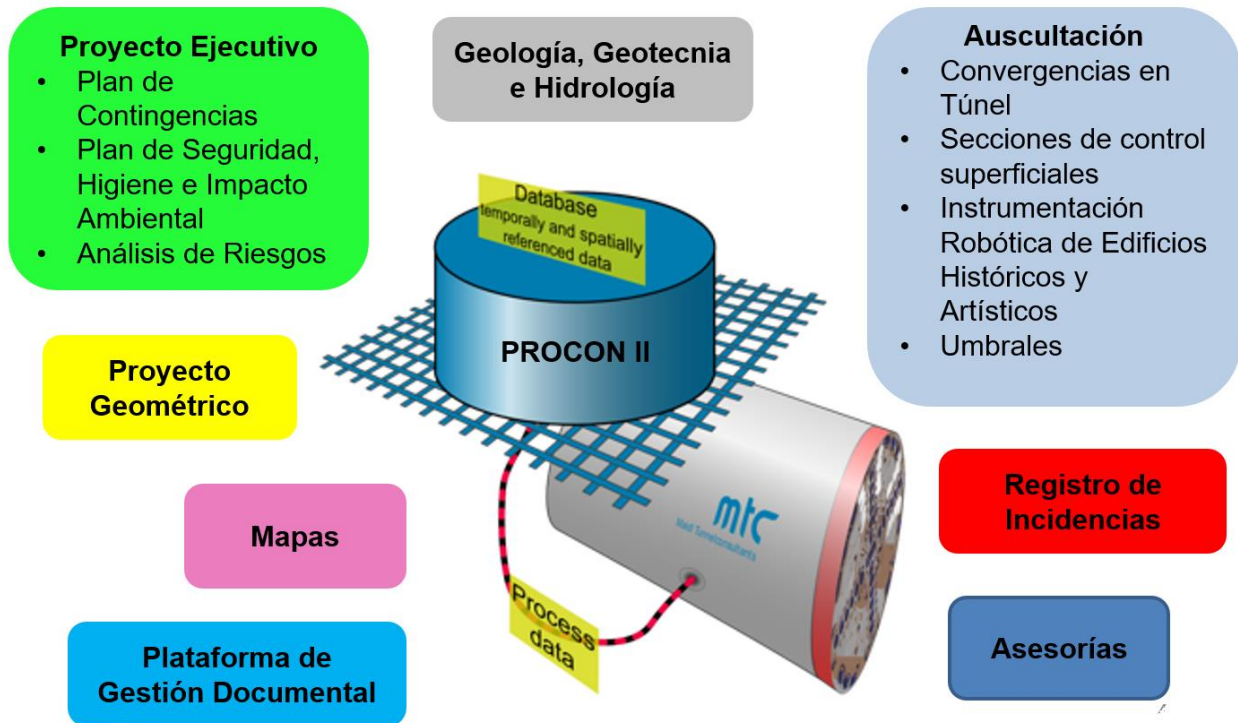


Figura 55. Metodología de análisis certificada en ISO 9001:2015. Fuente: LYTSA.

La metodología estudia el proyecto ejecutivo y las restricciones de las autoridades, para planear como se llevará a cabo la excavación del túnel, en el que deberán estar establecidos los parámetros principales de avance y excavación, entre ellos: la presión, el acondicionamiento y peso del material excavado y la inyección de mortero, entre otros, así como tener en cuenta el plan de auscultación para controlar los movimientos ocasionados por la obra. Por lo anterior, se plantea de manera simplificada a continuación:

1. Análisis y revisión del estudio de presiones requeridas para la estabilización del frente, su excavación y el análisis de subsidencias para conocer los límites permitidos de movimientos en el terreno y los edificios vecinos.
2. Una vez conocido estos parámetros, controlar la operación de la tuneladora a través del monitoreo continuo de los parámetros de excavación, mediante un software expreso para tal fin, razón por la cual en primera instancia se debe estudiarlo y seleccionarlo cuidando que permita conocer, en tiempo y forma, cómo se está

operando la tuneladora, independientemente de que la TBM cuenta con software propio.

3. Estudio, análisis y sugerencia del tipo de acondicionamiento, de acuerdo con el material que se está excavando, con objeto de facilitar y hacer más eficiente su extracción desde la cámara de la TBM, y de asegurar la permeabilidad necesaria en el material para que funcione como si fuera un sello dentro del tornillo sin fin.
4. Mantenimiento de un control del volumen y la presión requerida, para la inyección del espacio entre los anillos de dovelas y el terreno natural.
5. Una vez estudiado el Plan de Auscultación se debe proceder a complementar la instrumentación necesaria, para verificar en tiempo y forma el comportamiento del revestimiento primario del túnel ante las cargas del terreno; los movimientos del subsuelo en superficie, y los de la infraestructura hidráulica y urbana, así como el comportamiento y las afectaciones, en su caso, de las edificaciones y estructuras en la vecindad del eje del túnel. Definir la instrumentación en túnel y superficie por medios topográficos, con aparatos diversos y con monitoreo continuo especializado, según corresponda.
6. Revisión de los planos del túnel: en planta, elevación y secciones transversales, la instalación de la instrumentación en superficie para el control de los asentamientos, así como las secciones transversales de convergencias-divergencias en el túnel, y lectura de anillos instrumentados para el control de las deformaciones del revestimiento primario. Asimismo, la instalación del monitoreo continuo especializado.
7. El software de control de procesos muestra los parámetros utilizados durante la excavación para cada anillo de dovelas. Con dichos datos se elabora el "Informe diario de excavación de los anillos " para las autoridades.
8. Realización del informe semanal de instrumentación de túnel y superficie, donde se incluyen los siguientes puntos:
 - a. Mediciones superficiales del comportamiento de hitos sobre el eje del túnel y secciones transversales.
 - b. Mediciones de convergencias y divergencias en el túnel.
 - c. Mediciones de anillos instrumentados.
 - d. Mediciones sobre la desviación del trazo horizontal y vertical.
9. Realización de un informe quincenal de la instrumentación automatizada, para verificar el comportamiento de los edificios históricos. El informe incluye el comportamiento de cada edificio y de cada instrumento colocado, mediante las gráficas del software especializado empleado y sus comentarios. Cuando la TBM se

encuentra dentro de la zona de influencia de los edificios, se realizarán informes del edificio en cuestión de manera más frecuente o diarios, los cuales son considerados extras al informe quincenal.

10. De manera paralela a la elaboración de los informes diarios de excavación de anillos, se realiza el informe quincenal de la instrumentación automatizada y el informe semanal de instrumentación de túnel y superficie, así como un informe del análisis con el fin de seleccionar un tramo de trazo para su estudio, tomando en cuenta lo siguiente:
 - a. Las mediciones de la instrumentación superficial del tramo de Supervisión.
 - b. Análisis de asentamientos sobre el eje, ubicando los mayores debidos a la TBM.
 - c. Análisis de movimientos en edificios monitoreados con el software especializado (cuando la TBM está cercana a cada uno de ellos).
 - d. Análisis de asentamientos en secciones transversales, ubicando los mayores debidos a la TBM.

11. Una vez seleccionado el tramo que indique tener mayor deformación en superficie y/o en túnel, con el software de control de parámetros, se realiza un análisis general de cada parámetro de excavación y por anillo y se añade al informe para su presentación.
 - a. Revisión de los parámetros de avance por anillo: torque, velocidad, fuerza de empuje, penetración y giro.
 - b. Revisión del volumen y presión del mortero inyectado por línea y total.
 - c. Revisión del volumen y presión de inyección de grasas por línea y total.
 - d. Revisión de presión de tierras.
 - e. Revisión del acondicionamiento del terreno.

12. Finalmente, se hace un informe:
 - a. Verificación de las revisiones de los Parámetros de la Excavación de la TBM.
 - b. Verificación de los análisis de la instrumentación, referente a los asentamientos sobre el eje del túnel, en secciones transversales, convergencias, anillos instrumentados y mediciones de la instrumentación automatizada (de aplicar).
 - c. Comentarios.

Es importante hacer notar que el uso de la instrumentación robotizada en tiempo real, así como la visualización y análisis de los parámetros de operación del escudo, conforman una herramienta muy poderosa para fortalecer la actividad del tuneleo, con la participación de la supervisión.

V RESULTADOS ALCANZADOS

El túnel se encuentra en una zona urbana y desde origen su ha tenido importantes restricciones en cuanto a movimiento de las estructuras superficiales.

5.1 ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE Y EN EDIFICIOS HISTÓRICOS

Para medir los asentamientos superficiales se utilizan hitos de nivelación topográfica, los cuales forman parte de las secciones superficiales transversales propuestas en el proyecto ejecutivo. Dentro del proyecto se ubican (para hitos de nivelación) los umbrales de alarma y alerta en 22.5 mm y 30 mm, respectivamente.

ELEMENTO	ESTRUCTURA	MOVIMIENTO	VERDE	AMBAR	ROJO	
Hitos de Nivelación y regletas	Zona con estructuras	Edificios cimentados superficialmente sin daños aparentes	Movimientos verticales	<15.00 mm	15.00 mm	20.00 mm
			Distorsiones angulares	<1/2000	1/2000	1/1000
	Edificios cimentados profundos o con losas en buen estado	Movimientos verticales	<15.00 mm	15.00 mm	20.00 mm	
		Distorsiones angulares	<1/1000	1/1000	1/500	
	Edificios cimentados superficialmente, con daños	Movimientos verticales	4.00 mm	4.00 mm	6.00 mm	
		Edificios monumentales	Distorsiones angulares	<1/3000	1/3000	1/2000
	Edificios de más de 10 plantas					
	Zona libre de estructuras con firme	Movimientos verticales	<22.5 mm	22.5 mm	30.00 mm	
		Distorsiones angulares	<1/300	1/300	1/200	
	Zona libre de estructuras sin firme	Movimientos verticales	<37.5	37.50 mm	50.00	
Distorsiones angulares		<1/200	1/200	1/100		

Figura 56. Umbrales de control para superficie. Fuente: SENERMEX.

Se presentan los asentamientos de los hitos centrales de las secciones transversales superficiales, como movimientos mensuales longitudinales. De acuerdo con las mediciones de los tres intertramos presentados (se pueden ver en las Figuras 56, 57 y 58), que un alto porcentaje de los hitos centrales rebasan la línea roja (ubicada en -30 mm), lo cual indica que se ha rebasado el umbral de alerta, propuesto por la proyectista, como se observa en la siguiente imagen.

En general se aceptan tres clases de daños en las estructuras:

- **DAÑO ESTÉTICO:** se trata de daños muy ligeros que afectan, principalmente, las paredes internas y sus acabados. Estos daños son fáciles de reparar y con una redecoración se pueden cubrir ligeras grietas.
- **DAÑOS FUNCIONALES:** se relacionan con pérdidas de funcionalidad o servicio de partes de un edificio. Por ejemplo, las puertas o ventanas se atrancan, las tuberías

se dañan y existen fugas de agua. También se pueden afectar equipos de precisión, como elevadores. La integridad del edificio no es afectada, pero la pérdida del servicio regular puede tener importantes impactos comerciales y económicos para los inquilinos.

- **DAÑOS ESTRUCTURALES:** está relacionado con serios agrietamientos o excesivas deformaciones estructurales, que pueden producir colapsos parciales o totales del edificio.

Al hacer un análisis más exhaustivo del comportamiento de los hitos, podemos relacionar que el rebase de umbrales se da en principio debido al paso de la TBM; al movimiento provocado por el frente y, finalmente, el que produce la inyección de contacto. Con el tiempo podemos ver la estabilización de la sección.

Para el primer intertramo Normal – Alcalde se puede notar en un inicio la curva de aprendizaje, al principio de la excavación con el escudo. En el segundo intertramo Alcalde a Catedral, se muestra el efecto de los asentamientos debidos al paso del escudo.

Intertramo Normal – Alcalde

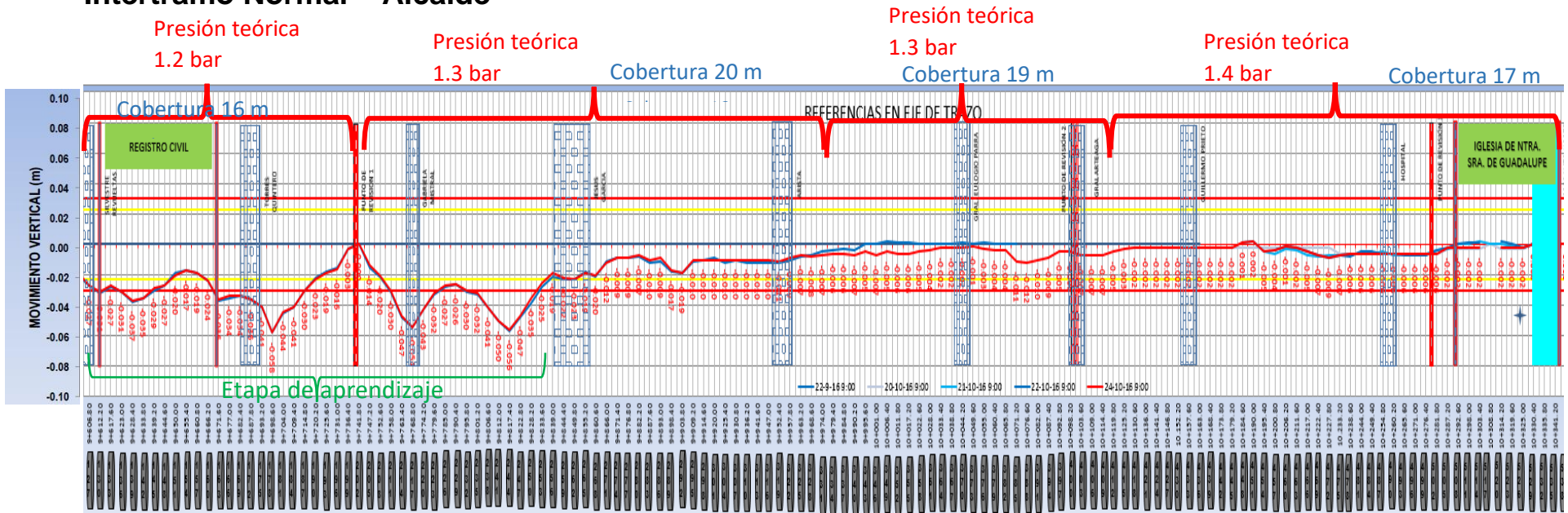
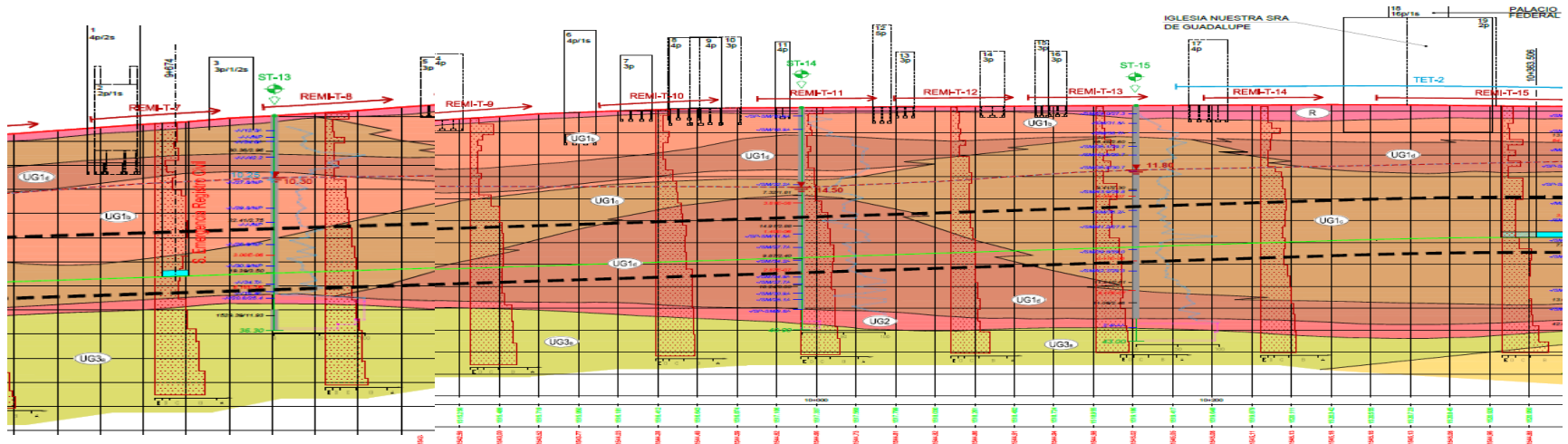


Figura 57. Intertramo Normal – Alcalde, medición de asentamientos. Fuente: LYTSA.



Intertramo Alcalde - Catedral

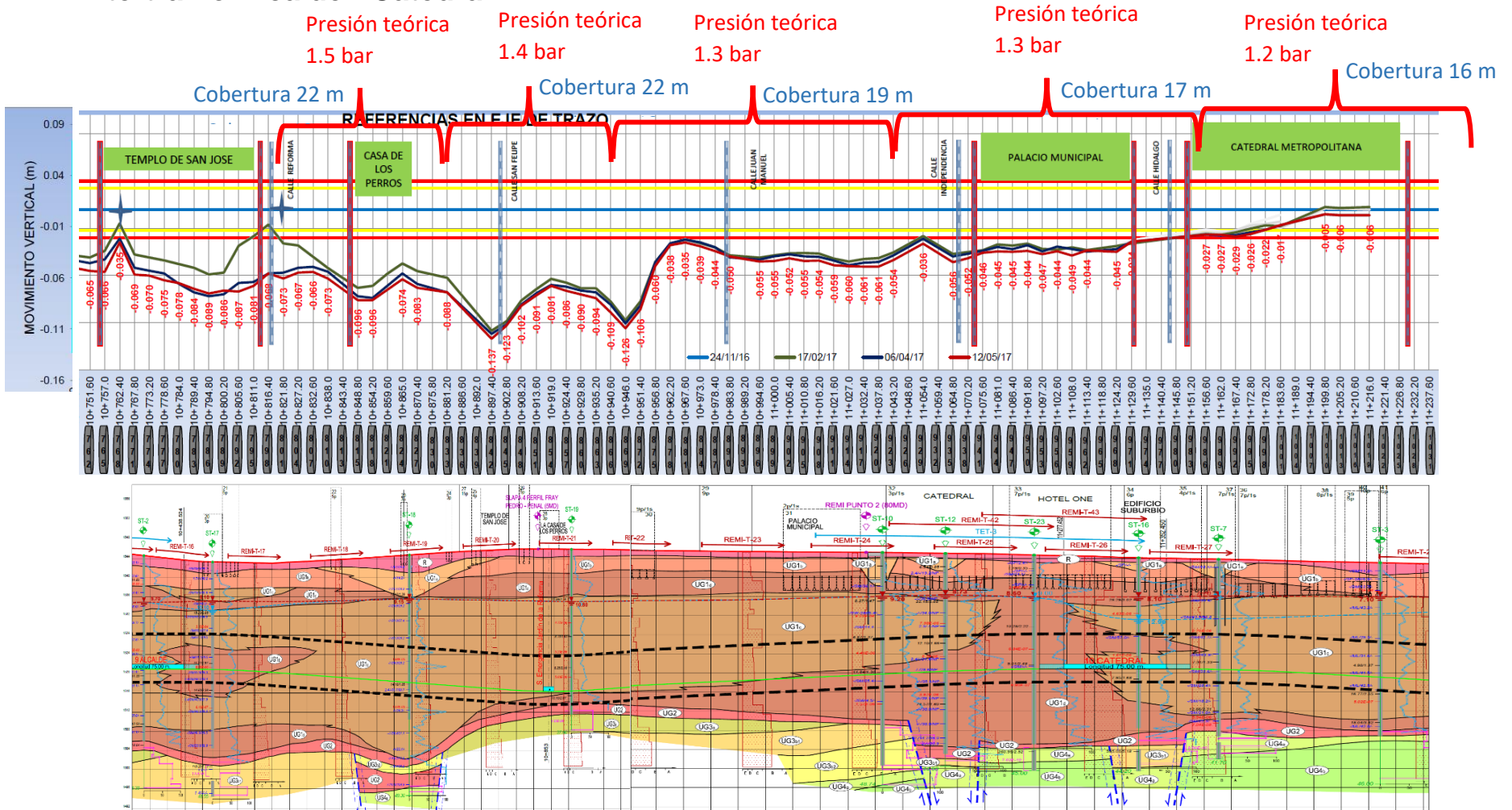


Figura 58 Intertramo Alcalde - Catedral, medición de asentamientos, fuente LY TSA.

Intertramo Catedral - Independencia

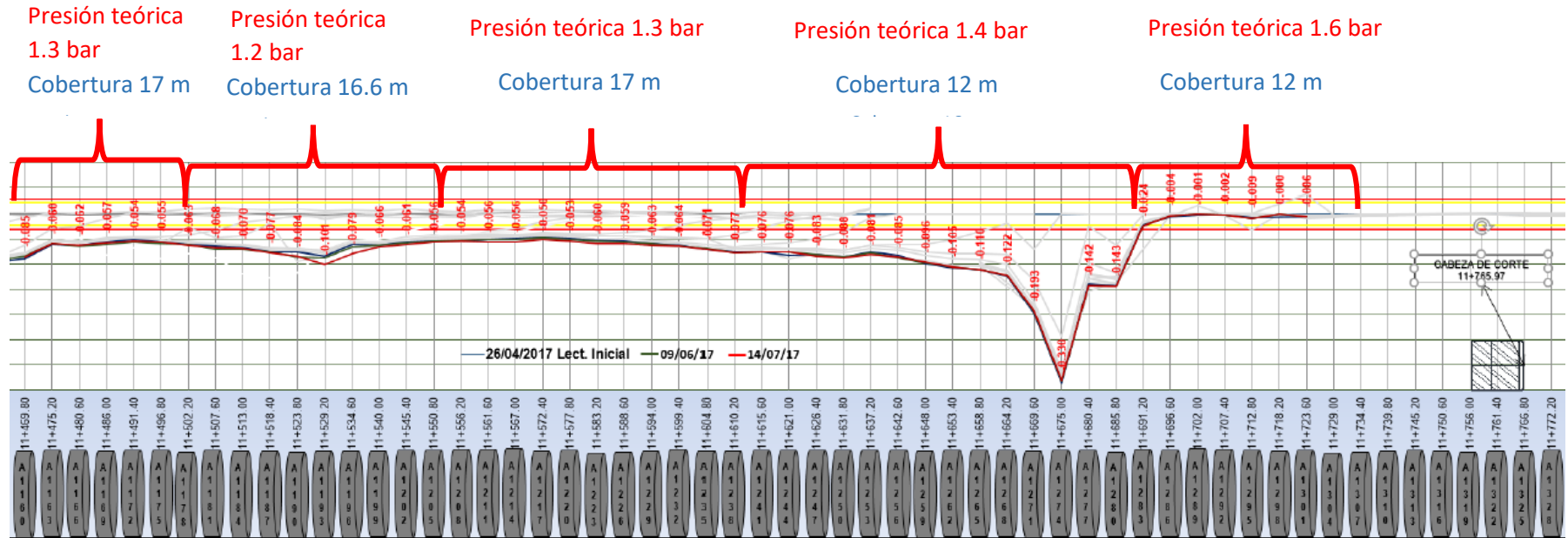


Figura 60. Intertramo Catedral - Independencia, medición de asentamientos. Fuente: LYTSA.

De acuerdo con los registros, el tramo con mayores asentamientos superficiales fue de Alcalde a la Catedral, donde se tuvieron asentamientos de hasta 13.7 cm. En una zona donde se tenía mayor cobertura (22 metros, aproximadamente) la presión de la clave teórica era de 1.4 bar, la presión mínima requerida por el terreno.

VI. CONCLUSIONES

1. Durante el tramo previo al paso del escudo frente a Catedral, no obstante, que se siguieron las especificaciones del proyecto en relación con la presión del frente, se presentaron asentamientos mayores a los especificados. Se decidió en conjunto con el proyectista, iiUNAM y la supervisión, aumentar la presión frontal especificada de 1.2 bar a 1.5 bar, lo cual resultó en asentamientos dentro de los parámetros especificados. Este aumento de presión (0.30 bar) responde a la fluctuación promedio medida en la cámara de ese intertramo.
2. Se realizó un estudio con varios métodos de cálculo de la presión estabilizadora en el frente del escudo, variables empleadas y factores de seguridad para la zona de la Catedral, lo cual hizo notar que muchos de los métodos de cálculo, solo responden a encontrar la presión de soporte mínima requerida para mantener un equilibrio, que requiere un aporte extra de presión debido a las variaciones que sufre el material dentro de la cámara del escudo, debido al proceso de excavación. Este parámetro fluctuante se puede determinar al realizar un retro análisis de los datos obtenidos, que de manera habitual dan entre 0.3 y 0.6 bar.
3. Se presenta el Concepto de la Normativa de Seguridad Alemana para la estabilidad del túnel, que integra límites de presión mínimas y máximas durante la operación del escudo, y prevé el control de la fluctuación de la presión del frente. Además, se hace la recomendación de controlar la presión mínima de soporte y la presión máxima, la cual previene ocasionar *blow outs*.
4. Por último, se desarrolla una aplicación del Diagrama de Distribución de presiones para un escudo tipo EPB, propuesto por M. Mooney, al excavar en arenas bajo el nivel freático e interpretar la relación entre presión de frente, presión de inyección y presión de inyección para el cuerpo del escudo, así como su interacción con el suelo y las estructuras vecinas.
5. Se midió el efecto del tuneleo frente a la Catedral a partir de 50 m de distancia, respecto a donde se ubicaba el escudo y después se calculó la ecuación que representa su movimiento, ver ecuación 3.4.
6. Como aportación de este trabajo, se diseñó un método empírico para el cálculo de los asentamientos producidos por el tuneleo en arenas pumfíticas bajo el nivel freático, con la utilización de los parámetros del escudo y las mediciones de asentamientos en campo. Dicho modelo puede funcionar como base para otros proyectos similares, como se demuestra en esta tesis, ver ecuación 3.6.

7. Para hacer frente a la compleja situación de las tres clases de materiales bajo el nivel freático, y mantener las estrictas especificaciones de mínimos asentamientos producidos por el tuneleo, fue necesario diseñar un Plan de Manejo de Riesgos, combinado con un complejo Plan de Auscultación de la problemática dentro del túnel en la superficie, y la medición de los efectos en los edificios históricos y artísticos. Esta es la metodología certificada para la empresa Lumbreras y Túneles S. A. de C. V. por el ISO 9001:2015.

VII. RECOMENDACIONES

1. Se considera indispensable el acondicionamiento del suelo para formar una pasta entre el suelo excavado, el agua subterránea y los aditivos incorporados para hacer posible que el material fluya plásticamente, se protejan las herramientas de corte y se tenga un filtro en el tonillo sin fin, que permita mantener la presión en la cámara y descargar a la atmósfera el material excavado en el final del tornillo.
2. Implementar un sistema secundario de presión de bentonita para mantener la presión en la cámara, mitigar sus caídas e inyectar la periferia del escudo, con el propósito de disminuir los asentamientos y pérdidas de suelo.
3. Se recomienda, ampliamente, que la empresa supervisora tenga acceso a los parámetros de operación del escudo en tiempo real, para realizar su trabajo de manera eficiente y oportuna, ya que con anterioridad se realizaban análisis posteriores a los eventos, lo que no se reflejaba en una buena retroalimentación. La metodología empleada para el control del escudo, junto con la instrumentación del túnel, superficie y edificios, significa un gran logro para la construcción subterránea de cualquier proyecto. Es imperativo reconocer que este control, previene y retroalimenta los modelos de cálculo para los procesos constructivos en tiempo real, con un amplio manejo de la información del proyecto.
4. Es muy importante planear, de forma adecuada, la localización de los puntos de inspección del escudo y un diseño de los recintos que garanticen la seguridad de los trabajos. Las intervenciones hiperbáricas deben planearse cuidadosamente, ya que se requiere personal y equipo especializado.
5. Parece razonable estudiar la conveniencia de que la inyección de contacto sea del tipo bicomponente, que tiene múltiples ventajas contra la inyección monocomponente o de mortero tradicional. Ver Apéndice 2.
6. Se considera que, con todas las recomendaciones planteadas, sería posible establecer procedimientos constructivos retroalimentados con mediciones en tiempo real, que permitan reproducir con seguridad los esfuerzos naturales del suelo

y estudiar la posibilidad de evitar la construcción de las pantallas de protección de los edificios históricos.

7. Es altamente recomendable que durante la construcción del túnel y del uso de escudos, se empleen hojas de excavación, donde se definan los valores objetivo y sus umbrales para cada parámetro de excavación y avance. Esto conlleva a considerar un retro análisis, de acuerdo con los cambios estratigráficos del proyecto, y a la conservación de los movimientos verticales dentro de los umbrales establecidos.

VIII. REFERENCIAS

1. **R.B. Peck. (1969). Deep Excavations and Tunnelling in soft ground. Seventh International Conference on soil mechanics and foundation engineering. México City.**
2. Resendiz D. & Romo M. (1981). Soft-Ground Tunneling, Failures and Displacements. A.A.Balkema. Rotterdam.
3. W H Craig. (1988). Centrifuges in soil mechanics. A.A Balkema, Rotterdam, Brookfield.
4. **Leca E. and Dormieux L. (1990). Upper and lower bound solutions for the stability of shallow circular tunnels in frictional material. Geotechnique 40.**
5. **P. Chambon. (1994). Shallow Tunnels in Cohesionless Soil: Stability of Tunnel Face. Journal of Geotechnical Engineering Vol.120, No. 7.**
6. **Kanayasu S., Kubota I, Shikibu N. (1995). Stability of face during shield tunneling – A survey on Japanese shield tunneling. Underground Construction in Soft Ground. Balkema Rotterdam.**
7. **Mair, R.J., Taylor, R.N. (1997), Bored Tunnelling in the urban enviroment, London UK.**
8. **EFNARC. (2001). Specification and Guidelines for the use of specialist products for Soft Ground Tunnelling.**
9. Ulrich Smoltczyk (2002). Geotechnical Engineering Handbook Vol. 1, 2 y 3. Berlín. Ernest & Sohn.
10. The British Tunnelling Society. (2003). The Joint Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works in the UK.
11. Malcom Puller and Thomas Telford (2003). Deep Excavations, A practical manual. London UK.
12. The British Tunneling Society and Institution of Civil Engineers (2004). Tunnel Lining Design Guide. London UK.
13. Thomas Telford (2005). Closed Face Tunnelling Machines and Ground Stability, A guide for best practice. London UK.
14. **Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Ashraf Mahtab y Shulin Xu. (2007). Mechanized Tunnelling in Urban Areas. London UK. Taylor & Francis.**
15. **ITA/AITES, (2007). Settlements induced by tunneling in soft ground. WG “Research”**
16. Pietro Lunardi (2008). Design and Construction of Tunnels Analysis of controlled deformation in rock and soils. Berlin, Springer.
17. **D. Peila. (2010). Soil Conditioning, General Overview. Universidad de Torino, Italia.**
18. **D. Peila. (2011). The Behaviour of a Two – Component back filling grout used in a Tunnel Boring Machine. Universidad de Torino, Italia.**
19. The British Tunneling Society and Institution of Civil Engineers Thomas Telford (2011). Monitoring Underground Construction, A best practice. London UK.

20. Richard Bassett (2012). A Guide to field Instrumentation in Geotechnics, principles, installation and reading. New York USA. Taylor & Francis.
21. B. Maidl, M. Herrenknecht (2012). Mechanised Shield Tunnelling. Berlin. 2a Edición. Ernest & Sohn.
22. **D. Tamagnan. (2012). Auscultación en tiempo real durante la construcción del túnel de alta velocidad (Tramo Sants – La Sagrera) en Barcelona. Soldata Group, Barcelona España.**
23. Pat M. Cashman y Martin Preene. (2013). Groundwater Lowering in Construction, A practical guide to dewatering. U.S. CRC Press.
24. **Piergiorgio Grasso (2013). Risk Management in Tunnelling. México DF. Curso Internacional de Túneles. AMITOS ITA – AITES ITACET.**
25. T. Babenderde, P. Elsner (2014). Face Support and Stabilization in soft Ground TBM Tunnelling. Brasil. World Tunnel Congress.
26. JCDD Pierri, U. Maidl (2014). Innovative Hybrid EPB Tunnelling in Rio de Janeiro. Brasil. World Tunnel Congress.
27. U. Maidl, J. Stascheit (2014). Real Time Process controlling of TBM production. Brasil. World Tunnel Congress.
28. Marc Comulada (2014). Shield urban tunneling developments applied for the extension of Sao Paulo's Metro. Brasil. World Tunnel Congress.
29. Consorcio Túnel Guadalajara, Nota Técnica 12 – Rev.03, Estación Plaza de la Bandera. (2014).
30. Secretaria de Comunicaciones y Transportes, (2014). Proyecto Ejecutivo del TEU Guadalajara Tramo 2.
31. Herrenknecht, ficha técnica del escudo (2014).
32. Tiago Gerheim Souza Dias. (2014). A different view on TBM Face Equilibrium in Permeable Ground. Ghent University Belgium.
33. Meschke G. (2014). Interaction Models for Mechanized Tunneling. Institute for Structural Mechanics, Ruhr-University Bochum, Germany.
34. Moreno y Fernández. (2014). Excavación del tramo entre lumbreras L-17 y L-16 del TEO, con escudo EPB con un diámetro de 8.91 m. LYTSA. México.
35. **Marc Comulada. (2014). Control de procesos y gestión de datos para la excavación de túneles con tuneladora. Maidl Tunnelconsultants.**
36. Spyridon Konstantis. (2014). Probabilistic Assessment of Face Stability Conditions for Shallow Tunnels in Soft Ground. Ove Arup & Partners International Ltd.
37. Ocak I. (2014). A new approach for estimating of settlement curve for twin tunnels. Istanbul University. Mining Engineering Depart. Turkey.
38. Mignini. (2014). Planning, control and optimization of EPB TBM tunnelling operations in urban areas. Proceedings of the World Tunnel Congress. Brasil.
39. **Zdenek Zizka. (2015). Analysis of Slurry Pressure Transfer on the Tunnel Face during Excavation. Ruhr-Universitat Bochum, Alemania.**
40. M. Ngan, W. Broere, J. Bosch. (2015). The Impact of Shallow Cover on Tunnelling in Soft Soil. ITA WTC, Dubrovnik Croacia.

41. **Mooney Mike. (2016). The role of slurry TBM parameters on ground deformation: Field results and computational modelling. Tunnelling and Underground Space Technology. Elsevier.**
42. B. Eslami, A. Golshani. (2016). An empirical relationship for predicting the Surface settlement due to EPB-TBM excavation-case study. Marshad MetroLine 2. WTC.
43. T.G. Souzadias, A. Bezuijen. (2016). A different view on TBM face equilibrium in permeable ground. WTC.
44. **Z. Zizka and M. Thewes. (2016). Recommendations for Face Support Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground. German Tunnelling Committee (ITA-AITES).**
45. M.N Vu., W. Broere, J.W. Bosch. (2017). Predicting the range of volume loss in shallow tunnelling. Proceedings of the World Tunnel Congress. Bergen Norway.
46. **Evangelia S. Ieronymaki, Andrew J. Whittle. (2018). An empirical design tool to predict ground surface response to tunneling with TBM. WTC-ITA Dubai.**
47. E. Del Negro, A. Boscano, S. Ocampo. (2018). Pumping the muck with EPB machines – Considerations about the soil conditioning. The examples of two projects in Mexico: Tunnel “Canal General” and Tunnel “Churubusco”. WTC. Dubai.
48. M. Treinen, M. Thewes. (2018). High Density Foams for Soil Conditioning in EPB-Tunnelling. WTC. Dubai.
49. LYTSA, Alianza FiiDEM. (2018). Estudio de aditivos en tuneladoras y el análisis internacional de laboratorios de pruebas de suelo para tuneladoras. CDMX.
50. **M. Mooney. (2018). Principles of Pressure Balance TBM Tunneling. CSM. USA**
51. **Antunes Phil. (2019). Annulus Grouting, Simem Underground Solutions, Inc. Colorado School of Mines. CO. USA.**
52. **Antunes Phil. (2019). Testing Procedures for Two-Component Annulus Grouts, Team Mixing Technologies. Abbotsford. British Columbia. Canada.**

APÉNDICE 1: PROYECTO

APENDICE 2: HERRAMIENTAS PARA CONSTRUIR EL TÚNEL

APENDICE 3: NOMENCLATURA

- γ = Densidad del suelo
- c = Cohesión
- ϕ = Ángulo de fricción del suelo
- E = Módulo de Young
- ν = Coeficiente de Poisson
- F_0, F_1, F_2 y F_3 son factores adimensionales obtenidos de nomogramas
- H = Cobertura hasta la clave
- D = Diámetro del escudo
- H_w = Altura del agua sobre la clave del túnel
- γ_w = Densidad del agua
- P_v = Presión vertical
- P_h = Presión horizontal
- η_E = Factor de seguridad para fuerza de tierra
- η_w = Factor de seguridad para fuerza de agua
- S_{ci} = Fuerza de sostenimiento de frente rectangular
- $E_{\max, ci}$ = Fuerza de sostenimiento del frente por presión de tierras
- W_{ci} = Fuerza de sostenimiento del frente por presión de agua
- a = Longitud de avance sin apoyo
- FS = Factor de seguridad
- S_{m2} = Esfuerzo cortante en el prisma 2
- S_{m3} = Esfuerzo cortante en el prisma 3
- K_r = Relación de esfuerzos resistentes de corte y verticales
- K_p = Coeficiente pasivo
- K_a = Coeficiente activo
- K_0 = Coeficiente de reposo
- K_A3 = Depende del ángulo β y el ángulo ϕ
- γ = Peso vol. ponderado
- Z_i = Profundidad
- q = Sobrecarga
- c = Cohesión ponderada
- r_o = Radio túnel
- LYTSA = Lumbreras y Túneles S. A. de C. V.

- INAH= Instituto Nacional de Antropología e Historia
- INBA = Instituto Nacional de las Bellas Artes
- SENERMEX = SENER empresa española
- AMITOS = Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas
- GAP = Espacio anular
- CSM = Colorado School of Mines
- iiUNAM = Instituto de Ingeniería de la UNAM
- MTC = Maidl TunnelConsultants
- VMT = Sistema de guiado de Herrenknecht
- TBM = Tunnel Boring Machine
- EPB = Earth Pressure Balance
- 1 bar = 1 kg/cm² = 0.9869 atm = 100,000 Pa
- PROCON II = Software de control de procesos
- PAT = Plan for Advance of Tunnel
- RMP = Risk Management Plan
- FHWA = Federal Highway Administration (USA)

1	$\frac{kg}{cm^2}$	=	10,000	$\frac{ton}{m^2}$	=	98,100	kPa	=	0,0981	MPa	=	98,1	$\frac{kN}{m^2}$
---	-------------------	---	--------	-------------------	---	--------	-------	---	--------	-------	---	------	------------------

APÉNDICE 1 PROYECTO

De acuerdo con el Plan Maestro de Desarrollo del Tren Eléctrico Urbano de Guadalajara (TEU), el Gobierno de Jalisco, a través de su organismo operador SITEUR, acordaron con la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT y con la Dirección General de Desarrollo Ferroviario y Multimodal DGDFM, la construcción de la Línea 3.

La línea 3 del TEU une los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque. Por razones técnicas constructivas la línea se dividió en 3 tramos:

- Tramo 1 elevado
- Tramo 2 subterráneo
- Tramo 3 elevado

La línea tiene un total de 18 estaciones, de las cuales 5 son subterráneas y 13 elevadas. Se cuenta con dos estaciones de transferencia, las cuales se unirán con la línea 1 y con la línea 2. El trazo tiene una longitud total de 21.45 km (ver Figura 1).

El tramo 1, tiene una longitud de 8.63 km.

El tramo 2, tiene una longitud de 5.37 km.

El tramo 3, tiene una longitud de 7.45 km.

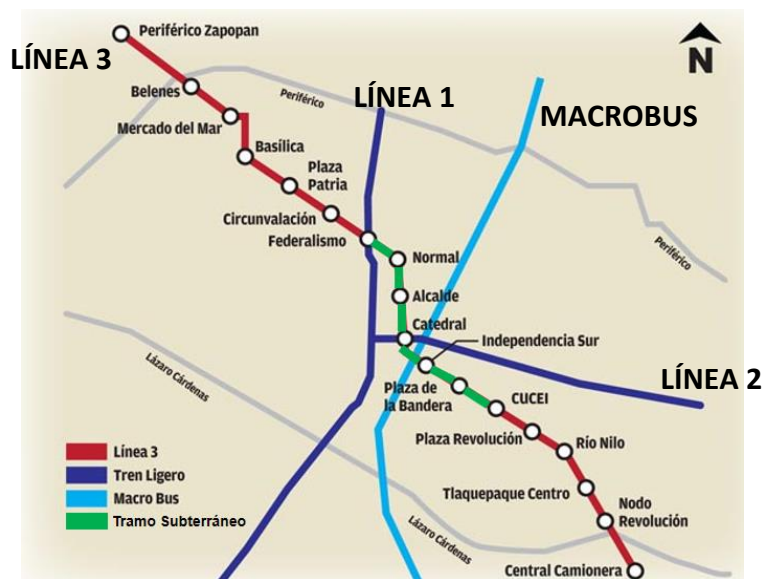


Figura 1. Trazo de Líneas del Tren Eléctrico de Guadalajara (TEU). Fuente: SITEUR.

TRAZO

El trazo del tramo subterráneo inicia en el cadenamiento 8+694.28 y termina en el 14+061. Inicia en la Trinchera Zapopan y termina en la Trinchera Tlaquepaque. El trazo de la línea, en su tramo subterráneo, se resume en la siguiente tabla:

TRAZO TEU GUADALAJARA			
#	Estructura	Cadenamiento	
1	Pozo de Ataque	0+200	0+300
2	Estación Normal	9+377.15	9+485.95
3	Salida de Emergencia 1	9+669	9+680
4	Revisión 1	9+740	
5	Revisión 2	10+010	
6	Revisión 3	10+280	
7	Nuestra Sra. de Guadalupe	10+300	10+350
8	Estación Alcalde	10+346.46	10+455.26
9	Templo de San José	10+760	10+820
10	Salida de Emergencia 2	10+845	10+855
11	La Casa de los Perros	10+840	10+880
12	Revisión 5	11+050	
13	Palacio Municipal	11+070	11+130
14	Desnivel Hidalgo	11+132	11+138
15	Catedral de Guadalajara	11+150	11+230
16	Estación Catedral	11+260.43	11+369.23
17	Cruce Línea 2	11+394	11+398
18	Templo de San Francisco	11+700	11+760
19	Revisión 6	11+760	
20	Estación Independencia Sur	11+919.16	12+030.05
21	Salida de Emergencia 3	12+595	12+605
22	Estación Plaza de la Bandera	13+384.99	13+493.79

Tabla 1. Trazo TEU Guadalajara. Fuente: Lumberas y Túneles S. A. (LYTSA).

ESTACIONES Y TÚNEL

El tramo subterráneo de la línea 3 tiene 5 estaciones subterráneas y dos trincheras de acceso, en una longitud total 5.37 km. Las 5 estaciones son: Normal, Alcalde, Catedral, Independencia Sur y Plaza de la Bandera.

Los muros perimetrales de las estaciones son colados en el sitio y la excavación se hizo de arriba hacia abajo, procedimiento usado en las tres primeras estaciones localizadas en arenas pumíticas bajo el nivel freático. La estación Independencia y la estación Bandera se realizaron con un método mixto, primero con muros colados *in situ* hasta la zona de roca y después se usaron micro pilotes hasta la zona de losa de fondo.

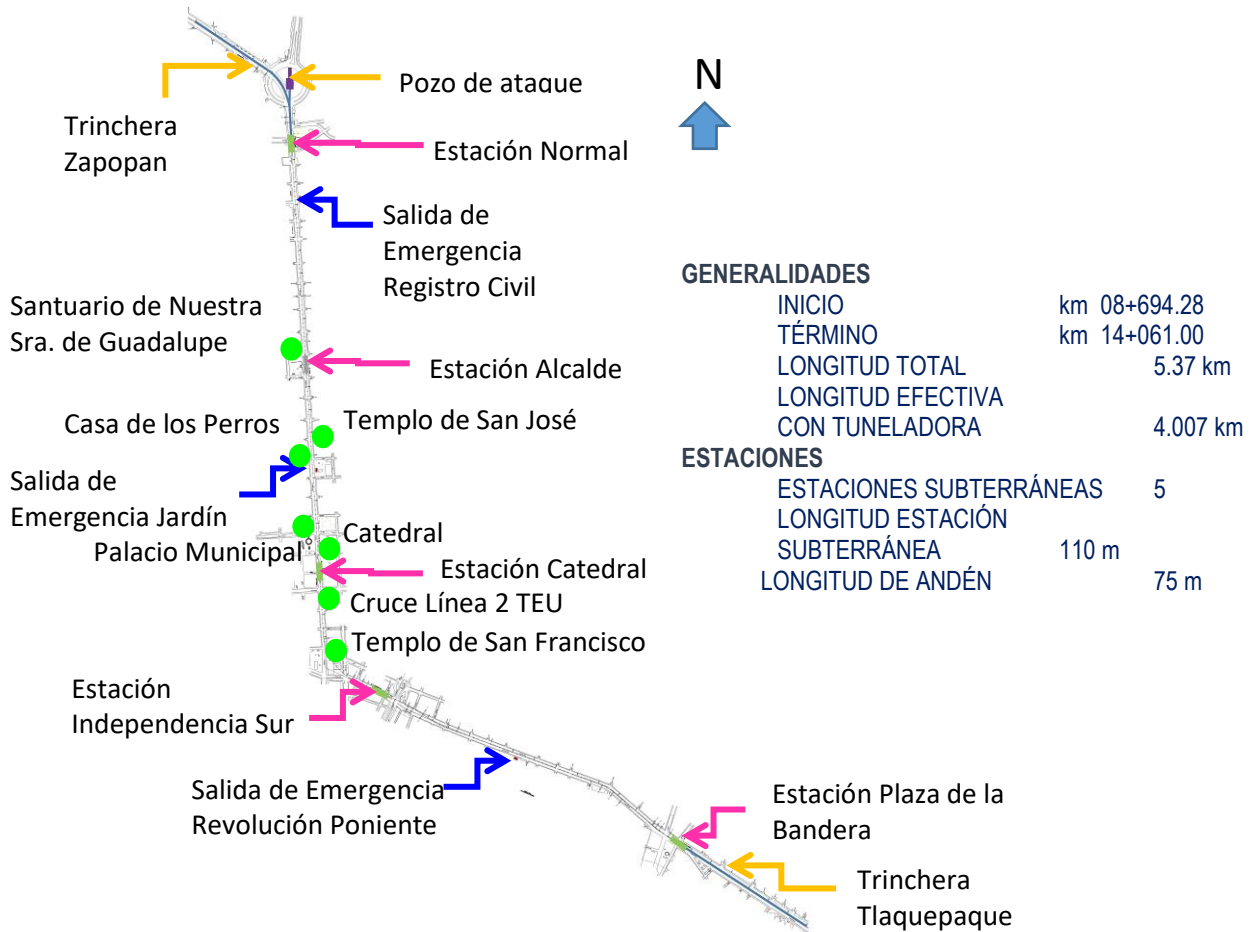


Figura 3 Trazo Tramo Subterráneo. Fuente: SENERMEX.

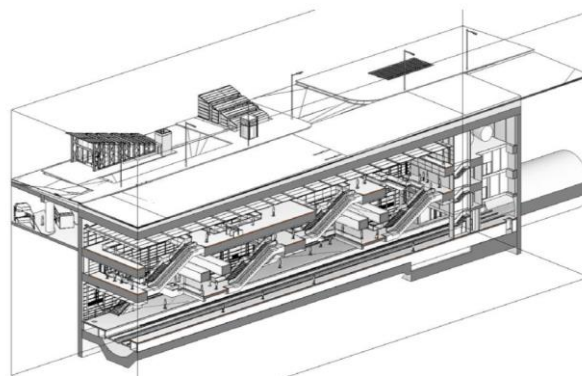


Figura 4 Sección Tipo de Estaciones, fuente SENERMEX

El túnel es excavado con una TBM de tipo EPB con un diámetro de excavación de 11.55 m, y atraviesa 3 tipos de terreno, los cuales se dividen de la siguiente forma:

- **Tramo 1**, tramo en suelo (9+377.15 a 11+730) (2,352.85 m), compuesto por arenas pumíticas, principalmente bajo el nivel freático.

- **Tramo 2**, tramo en frente mixto (11+730 a 12+420) (690 m); compuesto por arenas pumfíticas, suelo residual, ignimbrita y basaltos (vesicular y masivo) bajo el nivel freático.
- **Tramo 3**, tramo en roca (12+420 a 13+384.99) (964.99 m) compuesto por basalto (vesicular y masivo) bajo el nivel freático.

Tiene una longitud total de 4,007.84 m.

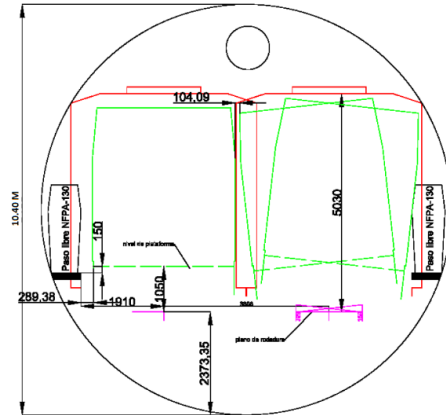


Figura 5. Sección Tipo. Fuente: SENERMEX.

1.1 GEOLOGÍA, GEOTECNIA E HIDROLOGÍA

La caracterización general se definió con base en siete unidades geotécnicas principales, que se correlacionan con 8 unidades geológicas, mostradas en la siguiente figura:

Tabla 2. Correlación entre unidades geológicas y geotécnicas. Fuente: SENERMEX.

UNIDAD GEOLÓGICA		UNIDAD GEOTÉCNICA	
R	Relleno antrópico	R	Relleno antrópico
Q _{AL}	Cuaternario. Aluvial	UG0	Aluvial reciente
		UG1a	Toba Tala
Q _{TT}	Cuaternario. Toba Tala	UG1b	Toba Tala
		UG1c	Toba Tala
		UG1d	Toba Tala
		UG2	Suelos residuales (sobre ignimbritas basaltos o riolitas) GM V-VI
T _{PI}	Terciario .Plioceno. Ignimbritas	UG3A	Ignimbritas
T _{PP}	Terciario .Plioceno. Tobas piroclásticas	UG3B1	Tobas piroclásticas (GM III-IV)
		UG3B2	Tobas piroclásticas (GM IV-V)
T _{PC}	Terciario .Plioceno. Cineritas	UG3C	Tobas cineríticas
T _{PB}	Terciario .Plioceno. Basaltos	UG4A	Basalto vacuolar
T _{PR}	Terciario .Plioceno. Riolitas	UG4B	Basalto masivo
		UG4C	Riolitas

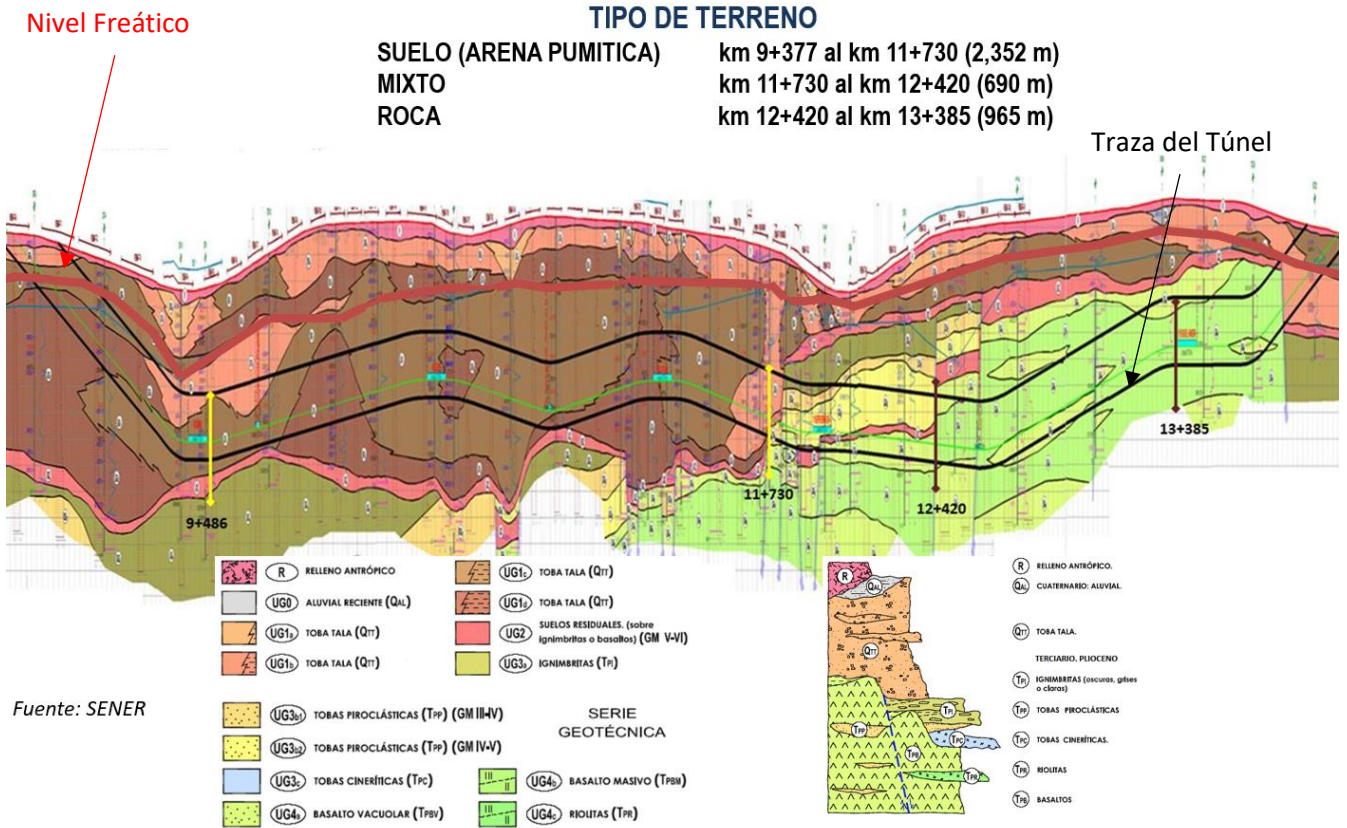


Figura 6. Tipo de terreno: Fuente: SENERMEX.

Suelos (Figura 6)

Rellenos: a lo largo de toda la traza se tiene un nivel de rellenos de baja compacidad y naturaleza heterogénea. Predominan suelos areno-limosos muy sueltos. El espesor de la capa varía entre 1 y 4 metros.

Toba Tala (Arena pumítica), unidades UG1a, UG1b, UG1c y UG1d: son depósitos vulcano sedimentarios de naturaleza pumítica. Es de consistencia homogénea, con ciertas variaciones granulométricas y de compacidad; predominan las arenas limosas. La compacidad N varía para cada unidad geotécnica:

- UG1a, N<10
- UG1b, N entre 10 y 30
- UG1c, N entre 30 y 50
- UG1d, N>50

Son materiales clasificados según SUCS, como SM (arena limosa) con contenidos finos no plásticos entre 20% y 30%.

Suelos Residuales, UG2: sobre la capa rocosa se desarrolló un suelo residual que tapizo prácticamente toda la superficie existente. Litológicamente se trata de arenas, limos y arcillas de color marrón a rojiza.

Suelos a Roca Meteorizada

Tobas Piroclásticas, UG3B2: normalmente se sitúa entre la unidad UG3B1 y los basaltos, son materiales muy alterados (grado de alteración IV-V¹). Para efectos de cálculo se considera como una arena limosa de muy alta compacidad.

Rocas

Ignimbritas, UG3A: es una roca poco fracturada y muy abrasiva (RQD² medio 84%, extremos 40 a 100%).

Tobas Piroclásticas, UG3B1: son rocas de resistencia muy blanda, que constituyen un material muy alterado (grado de alteración III – V) y un RMR³ medio de 46.

Basaltos Vesiculares y Masivos, UG4A, UG4B: son rocas de color gris oscuro, de resistencia moderadamente dura. Se distinguen dos unidades con base en el contenido vesicular.

La resistencia de la roca es menor en basaltos vacuolares (UG4A), 37.5 MPa, frente a 45 MPa de los basaltos masivos (UG4B). La calidad del macizo RMR es de 52, con la presencia de zonas muy puntuales de roca buena y roca de mala calidad.

En cuanto a las características hidrogeológicas de los materiales, se pueden diferenciar dos acuíferos. El superior libre, que corresponde a los depósitos Toba Tala; y el inferior, que corresponde al estrato rocoso volcánico. El flujo de agua es de oeste a este, por lo cual es ortogonal al trazo.

1.2 RESTRICCIONES DE LAS AUTORIDADES

EDIFICIOS HISTÓRICOS

El Centro Histórico de Guadalajara es uno de los más ricos del país, si se toma en cuenta el valor histórico y artístico de los monumentos que se alojan a lo largo de la Av. Alcalde. Por esta razón, las autoridades encargadas de velar su permanencia, salud y operabilidad, como son el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), el Instituto Nacional de Bellas Artes (INBA), el Estado de Jalisco y las autoridades eclesiásticas de

¹ Evaluación de meteorización según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

² RQD=Rock Quality Designation, desarrollado por Deere.

³ RMR= Rock Mass Rating, desarrollado por Bieniawski.

Guadalajara, establecieron una serie de precauciones, restricciones (explicadas más adelante) y cuidados al desarrollar la construcción del túnel y de las estaciones del trazo.

La lista original del INAH e INBA es la siguiente:

1. Albergue Fray Antonio Alcalde
2. Casa Calle Hospital 496
3. Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe
4. Jardín Plaza Santuario
5. Casa "Salón Versalles"
6. Casa Av. Fray Antonio Alcalde 346
7. Casa Calle Garibaldi 318
8. Templo de San José
9. Museo de Periodismo "Casa de los Perros"
10. Palacio Municipal
11. Catedral Metropolitana y Sagrario
12. Plaza de Armas (Kiosco)
13. Edificio Plaza - Hotel One (Pórticos) - Av. 16 de Septiembre 169
14. Comercios vecinos al Hotel One (Pórticos) Av. 16 de Septiembre 169
15. Edificio Oficinas en Calle Fco. I. Madero 248 esquina con Av. 16 de Septiembre
16. Templo de Nuestra Señora de Aranzazú
17. Jardín Aranzazú
18. Templo de San Francisco de Asís
19. Edificación abandonada y comercios de la Calle Miguel Blanco 52

El proyecto ejecutivo, contempla la creación de un documento que manifieste los efectos causados por el paso de la TBM y por la construcción de las estaciones, a este documento se le conoce como Plan de Contingencias. Dentro del mismo se definen los umbrales de riesgo adoptados, así como los protocolos de comunicación y la creación de un gabinete encargado de gestionar las situaciones generadas. El documento está basado en el Plan de Seguridad y Salud del Tramo Subterráneo, así como en el Plan de Auscultación.

Los umbrales de los movimientos permitidos en el túnel, la superficie y los edificios se dividen en tres:

- Nivel de Aviso, continuar con monitoreo.
- Nivel de Alerta, dar soluciones rápidas y continuar con el monitoreo.
- Nivel de Alarma, se deberán dar soluciones específicas y acciones urgentes.

En la siguiente tabla se incluyen los valores de tales umbrales:

Control de la Instrumentación del Túnel

INSTRUMENTO	NIVEL VERDE	NIVEL DE ALERTA	NIVEL DE ACCIÓN
Células de presión	<75% de la presión radial de cálculo	Entre el 75% y el 100% de la presión radial de cálculo	100% de la presión radial de cálculo
Extensómetros de cuerda vibrante	<60% de la resistencia en el límite elástico del acero	60%-90% de la resistencia en el límite elástico del acero	>90% de la resistencia en el límite elástico del acero
Dianas reflectantes	< ó = 10mm	10mm-15mm	>15mm

Control de la Instrumentación en Superficie

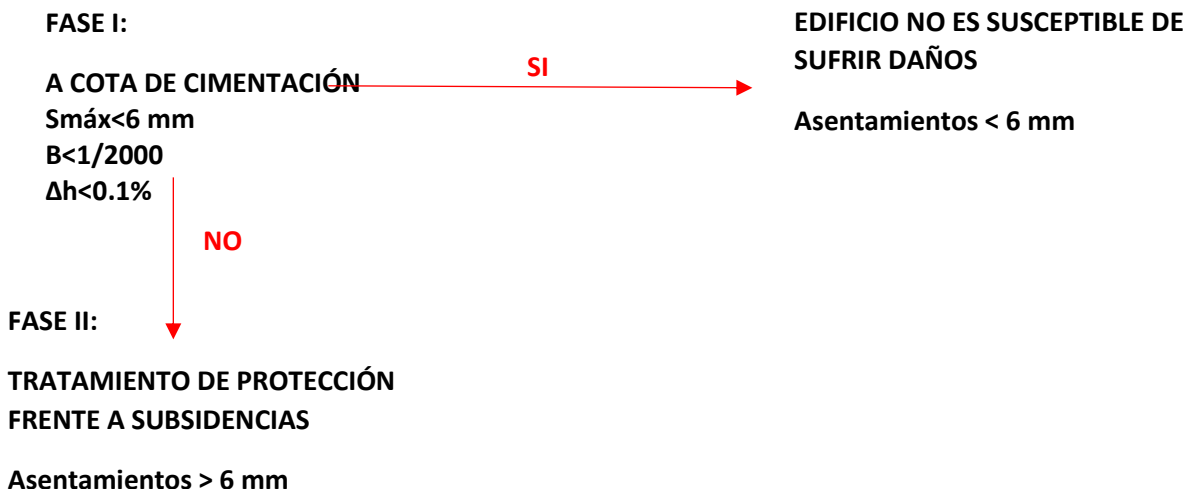
		Suelos UG1c y UG1d			Suelos Túnel UG1c y UG1b en clave o Túnel UG1b			Frentes mixtos suelo/roca			Roca		
		Verde	Ámbar	Rojo	Verde	Ámbar	Rojo	Verde	Ámbar	Rojo	Verde	Ámbar	Rojo
Extensómetro de varillas (mm).	1	<12	12	15	<17	17	22	<9	9	11	<0,75	0,75	1,5
	2	<13	13	17	<20	20	25	<10	10	13	<1	1	2
	3	<21	21	28	<31	31	41	<14	14	18	<1,5	1,5	2,75
Inclinómetros (mm)		<2	2	3	<6	6	8	<2	2	3	-	-	-

Ver referencia 4.2 de la tesis, donde se observan las posiciones de la instrumentación colocada en sitio.

Control de Hitos de nivelación en Edificios Históricos

Los edificios de alto valor histórico, ubicados a lo largo del trazo del túnel, requieren un estudio específico del daño potencial inducido por la excavación del túnel. Tomando en cuenta las restricciones de movimiento, el proyectista hizo un modelo de elementos discretos (FLAC) en el cual calculó el asentamiento máximo para los edificios de alto valor histórico, por efectos del paso de la TBM.

Los edificios que registraran un asentamiento a cota de cimentación mayor a 6 mm, tendrían una pantalla de protección que minimizaría los asentamientos.



Por su parte, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (iiUNAM), asesor del INAH e INBA, realizó un estudio de patologías de los edificios y monumentos que se encontraban dentro de la zona de influencia del túnel, donde se presentaron los seis edificios más importantes y los tres más necesitados de reparaciones e instrumentación especializada: *Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe*, *Templo de San José*, *Museo del Periodismo “La Casa de los Perros”*, *Palacio Municipal*, *Catedral* y *Templo de San Francisco*.(Figura 7)

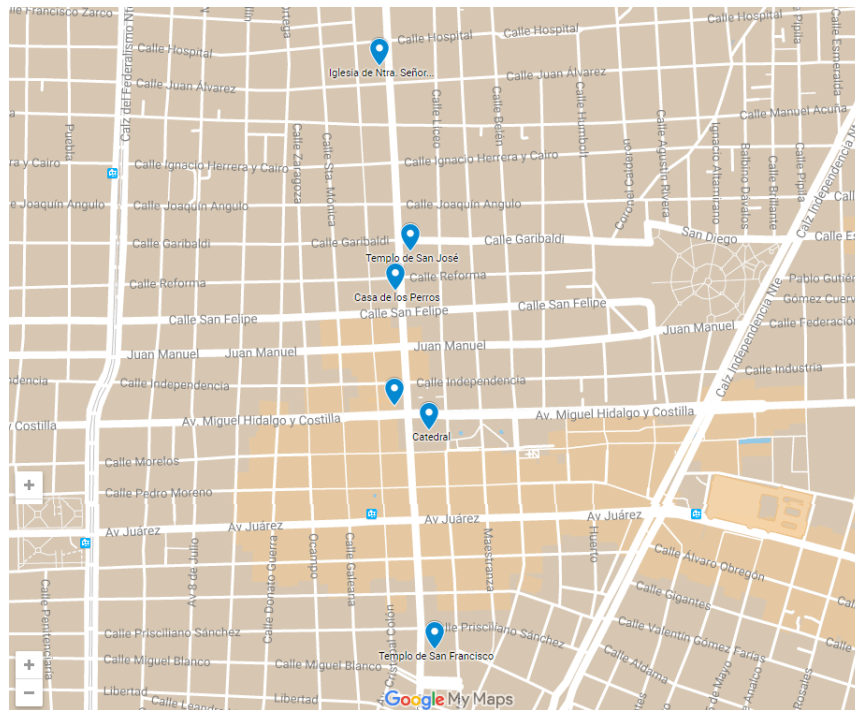


Figura 7. Mapa de 6 Edificios Históricos. Fuente: LYTSA.

Se realizaron visitas a los edificios para analizar e interpretar anomalías, características constructivas y funcionales, el estado de conservación y su desempeño en términos de seguridad estructural. La mayoría de los edificios se encuentran en un estado regular de conservación, aunque se llegan a observar fisuras, filtraciones, caídos del revestimiento de piedra y huecos en las juntas. Para la mayoría de estos edificios se desconocen los datos de su constitución estructural y constructiva (cimentaciones, geometría y dimensiones).

El iiUNAM, planteó algunas restricciones antes del paso del escudo por la Catedral, entre las cuales están la instrumentación robotizada en tiempo real y umbrales de movimientos permitidos para la estructura, así como su reforzamiento estructural previo al paso del escudo, consistente en el confinamiento de columnas en torres campanario y confinamiento tipo para torres campanario.

PRISMAS (Movimiento vertical)	Nivel Alerta	> 3 mm
	Nivel Alarma	> 6 mm

La construcción del tramo subterráneo de la Línea 3 del Tren Eléctrico Urbano de Guadalajara, ha constituido un gran reto tecnológico debido a la compleja geología, geotecnia e hidrología en la que se encuentran los 4,007 metros de túnel bajo el nivel freático (2,352 m en arenas pumíticas, 690 m en frentes mixtos y 965 m en basaltos). Además, el túnel se localiza en el Centro Histórico con la presencia de 19 edificios de gran valor histórico y artístico, que es necesario conservar, y donde los asentamientos permitidos por el tuneleo bajo sus cimentaciones no pueden exceder 6 mm.

1.3 PANTALLAS DE PROTECCIÓN PARA EDIFICIOS HISTÓRICOS

Con toda esta información, se tiene el panorama completo de los efectos que produce el túnel, razón por la cual los edificios de mayor valor histórico serán protegidos por medio de unas pantallas de pilas separadas o pantallas de muro colado *in situ*, mientras que los edificios de menor valor histórico serán protegidos con unas pantallas de micropilotes. La colocación de las pantallas tendrá la función de evitar asentamientos considerables al paso de la TBM, así como evitar situaciones críticas como una falla de fondo.

Para el Templo de San Francisco, se optó por un tratamiento de *Jet Grouting*, con el objetivo de mejorar el terreno. El *Jet Grouting* inyecta a presiones muy altas de lechada de cemento en el terreno natural (aproximadamente 450 bar), que se aplica a un largo de 100 m, incluso bajo una esquina del templo. Esta técnica tiene por objetivo mejorar la resistencia a la compresión simple del terreno, con el fin de brindar mayor capacidad de carga a la cimentación del edificio y de incrementar la estanqueidad del subsuelo, además de formar una cubierta resistente a lo largo de la media sección superior y del tratamiento.

Pantallas de Protección para Edificios Históricos		
Edificio Histórico	Protección	Descripción
Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe	Pantalla de pilas	22 pilas de 1.50 m de diámetro, 37 metros de largo y 29 metros de profundidad.
Templo de San José	Muro colado <i>in situ</i>	22 paneles de 1.00 m ancho, 70.90 metros de longitud y 35 metros de profundidad.
La Casa de los Perros	Muro colado <i>in situ</i>	12 paneles de 0.80 m, 36.80 metros de longitud y 33 metros de profundidad.
Palacio Municipal	Pantalla de Micropilotes	126 micropilotes de 13 cm de diámetro exterior, espaciados a 0.5 metros, a 31 metros de profundidad y 62 metros de longitud
Catedral	Muro colado <i>in situ</i>	19 paneles de 1.00 m de ancho, 60.42 metros de longitud y 42 metros de profundidad.
Sagrario	Muro colado <i>in situ</i>	8 paneles de 0.80 m de ancho, 24.80 metros de largo y 42 metros de profundidad.
Centro Comercial	Pantalla de Micropilotes	171 micropilotes de 13 cm de diámetro exterior, espaciados a 0.5 metros, a 30 metros de profundidad y una longitud de 75 metros.
Templo San Francisco	<i>Jet Grouting</i>	245 columnas de 1.50 m de diámetro, con profundidad variables (desde la clave hasta los hastiales como paraguas del túnel).

Tabla 3. Pantallas de Protección. Fuente: LYTSA.

La Catedral de Guadalajara

La edificación comenzó en 1561 bajo la supervisión de Fray Pedro de Ayala. Se abrió al público en 1618, pero aún seguía en construcción debido a la falta de dinero.

Sufrió muchos daños debido a diversos sismos ocurridos durante los siguientes años, durante el mayor de ellos en 1818, las torres y la cúpula se derrumbaron. Estuvo muchos años sin torres, hasta que a mediados del siglo XIX el arquitecto Manuel Gómez Ibarra, fue el encargado de construirlas de nuevo y para aligerarlas se usó piedra pómez.

Hoy en día albergan 16 campanas y en la actualidad siguen teniendo daños debido a sismos ocurridos a finales del siglo XX, a la vibración causada por la circulación en la avenida Alcalde y en el túnel de Avenida Hidalgo; también, es posible, a la falta de mantenimiento y corrección de los daños históricos. Entre los riesgos que presenta se encuentran una leve inclinación de la torre norte, el hundimiento y daños estructurales de la cúpula.

Pantalla	Características de la Catedral			
Distancia de la fachada poniente	Dimensiones en planta	Dimensión de torres	Longitud de fachada poniente	Cota de cimentación
Distancia máxima = 5.40 m Distancia mínima = 2.04 m	70 m x 74 m	2 ubicadas cerca de la fachada poniente de 12 m x 12 m	75 m	(-) 4 m

Tabla 4. Características de Catedral. Fuente: LYTSA.



Figura 8. La Catedral. Fuente. GoogleMaps.

El túnel en esta zona tiene una cobertura sobre la clave de 18 m, prácticamente excavando las unidades UG1c y UG1d (arenas pumíticas).

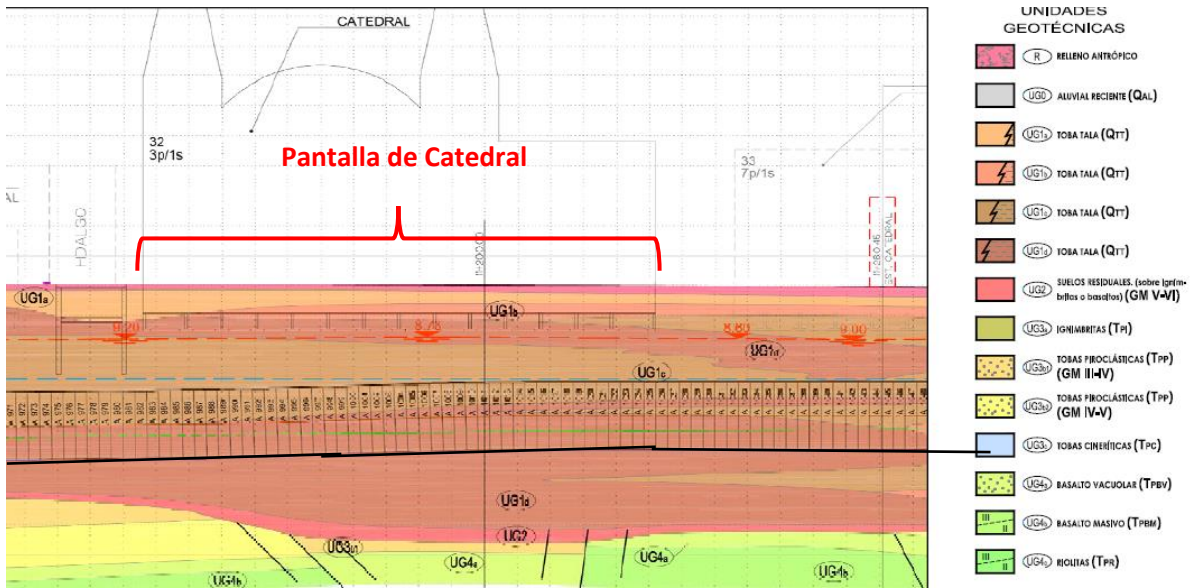
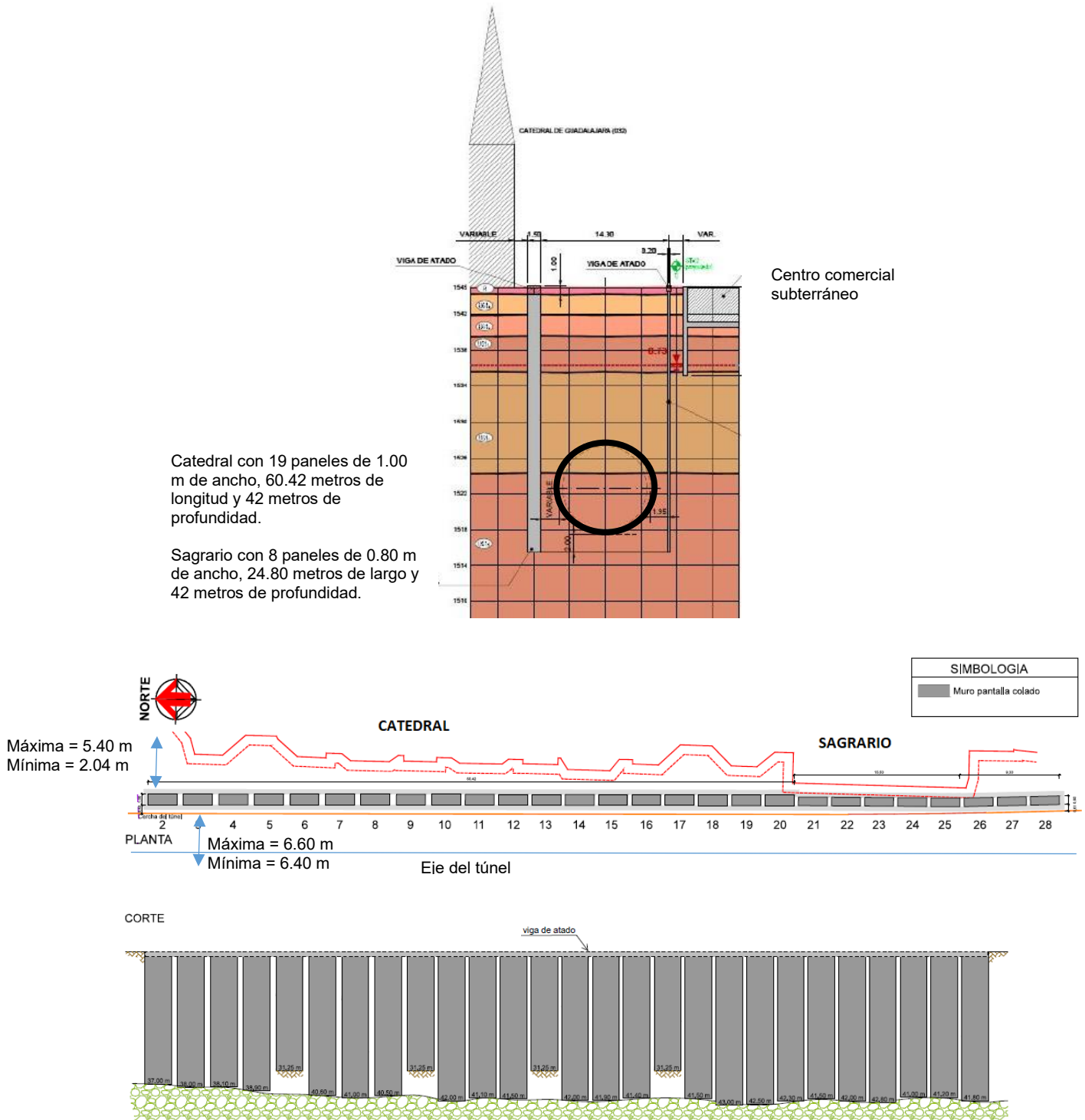
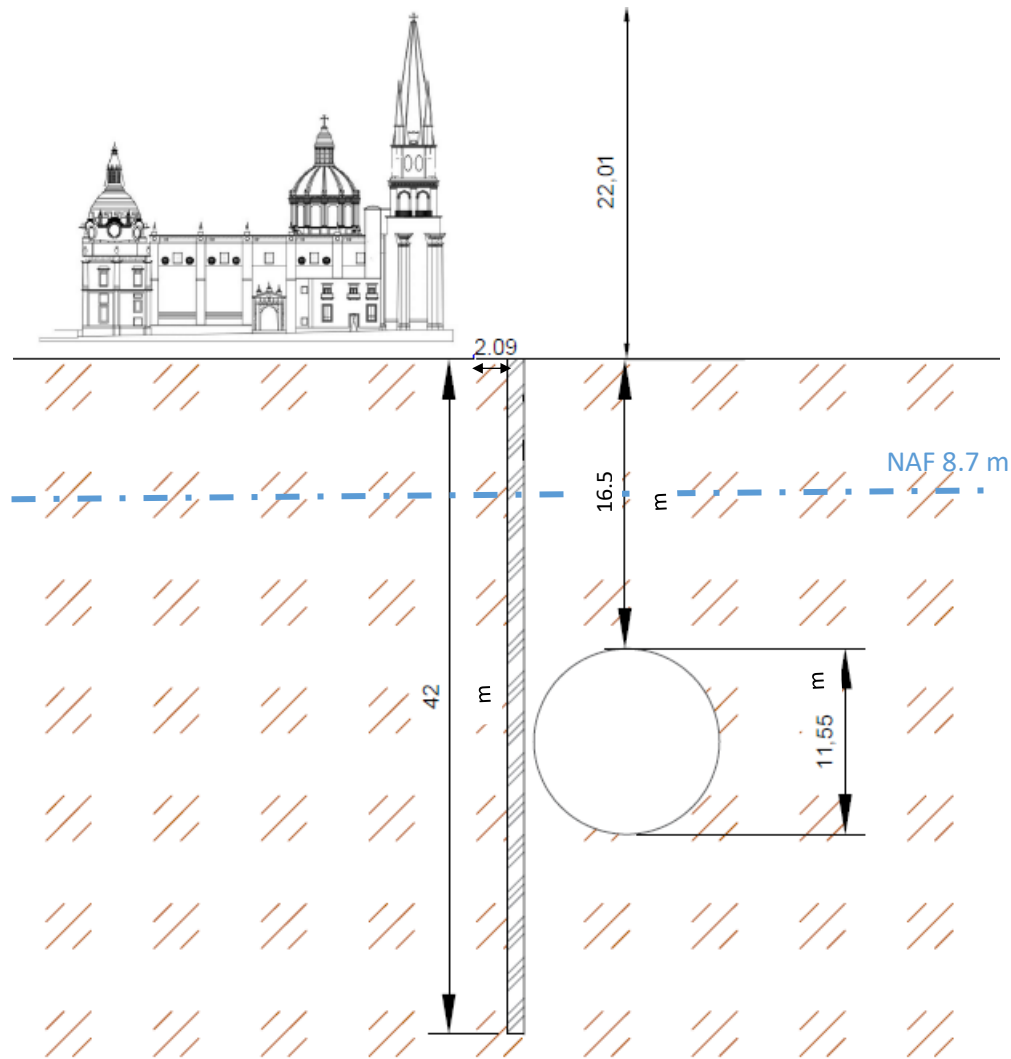


Figura 9. Perfil geotécnico de zona de Catedral. Fuente: Consorcio Túnel Guadalajara S. A. P. I. de C. V.

La pantalla de protección de muro colado *in situ* se dividió en dos, debido a la reducción de la distancia en el túnel y la cornisa del Sagrario, diferenciándose en que la primera zona de muro es de 1 metro de espesor para la Catedral, y para la zona de Sagrario es de 0.80 metros de espesor. En conjunto tienen una longitud total de 85.22 metros, con una profundidad de desplante de los muros de 42 metros. El arreglo de la pantalla en planta y perfil es el siguiente:



De manera general, podemos decir que las pantallas trabajaron de manera correcta, al reducir la curva de asentamientos provocada por el tuneo. Los edificios protegidos tuvieron menores asentamientos.



1.4 PUNTOS DE REVISIÓN Y CAMBIO DE HERRAMIENTAS

Los puntos de revisión son lugares estancos, que se construyen para hacer revisiones completas de la tuneladora cada determinados metros, en el intertramo excavado. Dentro de las estaciones y de estos recintos se hará la revisión, principalmente, de las herramientas, de ser necesario su cambio, así como la revisión de la rueda de corte, sellos y componentes de la motorización principal. En total, se construyeron 6 puntos de revisión, 5 mediante pilas de mortero y 1 con el método de *Jet Grouting*.

En el caso del tramo de las arenas bajo el nivel freático, la idea fundamental es entrar a un recinto estanco que permita revisar las herramientas y la cabeza del escudo, sin necesidad de ejecutar una intervención hiperbárica, la cual es complicada, costosa y riesgosa.

Puntos de Revisión		
#	Estructura	Cadenamiento
1	Revisión 1	9+740
2	Revisión 2	10+010
3	Revisión 3	10+280
4	Revisión 5	11+050
5	Revisión 6	11+760

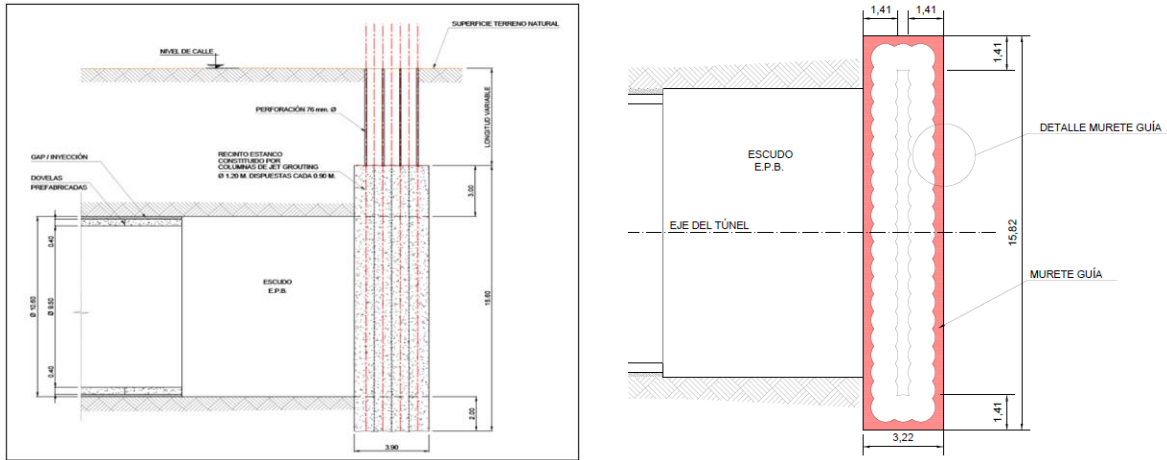


Figura 11. Punto de Revisión tipo (perfil y planta). Fuente: SENERMEX.

APÉNDICE 2

HERRAMIENTAS PARA CONSTRUIR EL TÚNEL

2.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL ESCUDO EPB

El Escudo tipo EPB¹ usado en Guadalajara, tiene 3 funciones básicas, las cuales son:

- Estabilizar el frente con un material a presión. Este material es el excavado, pero se plastifica con la inclusión de varios productos químicos.
- Lograr que la mezcla tenga la consistencia adecuada y pueda ser transportada por el tornillo de Arquímedes o tornillo sin fin, además de producir el efecto de sello que mantenga el equilibrio del sistema.
- Lograr que la mezcla se pueda extraer sin perder presión en el frente del escudo y garantizar la continuidad del proceso de excavación.

Los principales componentes de una EPB son:

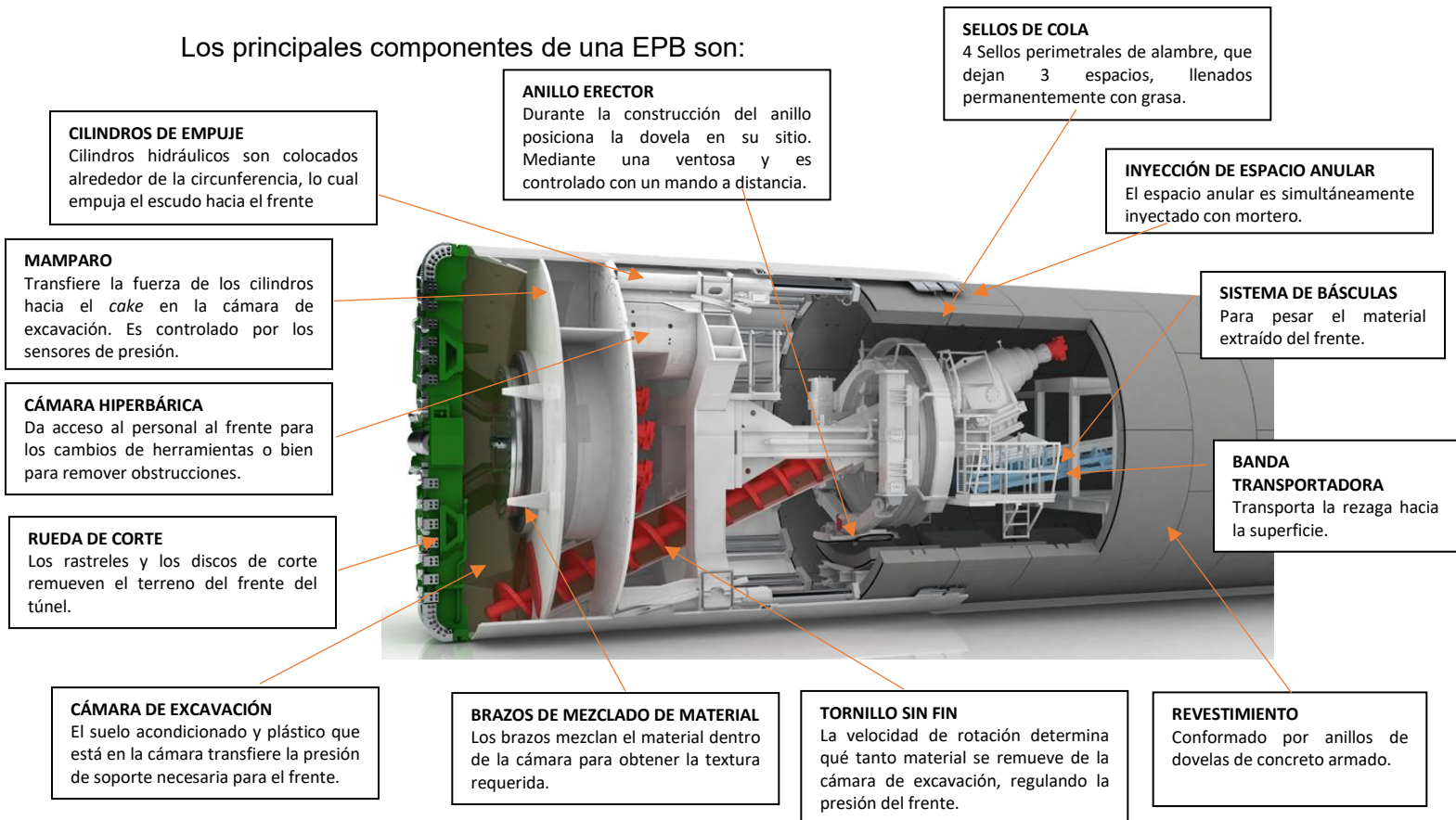


Figura 1. EPB. Fuente: Herrenknecht.

¹ Earth Pressure Balance

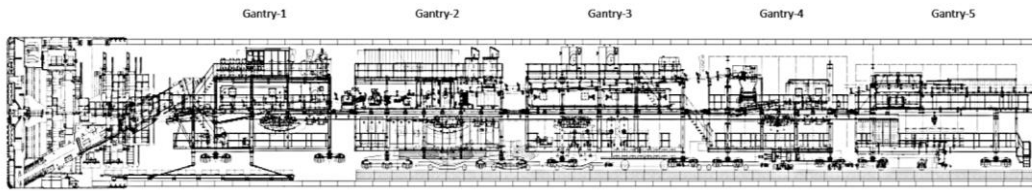


Figura 2. EPB LA TAPATÍA. Fuente: LYTSA.

Las características de la TBM² son:

- Diámetro excavado: 11.55 m
- Longitud escudo: 12.00 m
- Espesor del escudo: 40 mm
- Longitud total con *BackUp*: 95.00 m
- Peso total aproximado: 2,300 ton
- Empuje máximo: 135,378 KN o 7,125.16 KN por par de cilindro de empuje
- Velocidad de giro de la cabeza de corte: 0.3 a 46 RPM
- Potencia eléctrica total instalada: 6,600 KW
- Par nominal: 38,000 KNm a 1.5 RPM
- Líneas de inyección: 5
- Presión máxima de operación: 4.5 bar
- Inyección de mortero = 50 m³/hr
- Inyección de bentonita= 40 m³/hr
- 2 Cámaras hiperbáricas con capacidad para 4 personas cada una.

Dentro de las máquinas EPB, el manejo de la rezaga se realiza a través de dos estructuras: el tornillo de Arquímedes o sin fin y el sistema de bandas.

Rueda de Corte: la cabeza tiene 61 herramientas simples y al centro 4 herramientas dobles para discos de 17". El tipo de acero usado es estructural S355J2G3. Tiene un 32% de superficie abierta.

² Referencia Ficha Técnica Herrenknecht

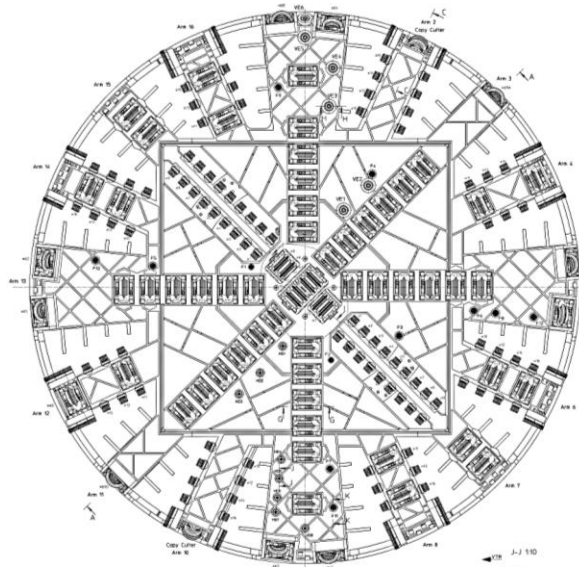


Figura 3. Rueda de Corte. Fuente: Herrenknecht.

Cuerpo del Escudo y Articulación: el escudo tiene 12 metros de longitud y un espesor de 40 mm. Se tiene una articulación de tipo de cola con 19 cilindros divididos en 4 grupos –A, B, C y D–, con una carrera máxima de 200 mm.

Cámara de Presión: el escudo cuenta con una cámara simple para materiales, tiene una longitud de 2500 mm para un diámetro de 600 mm. Su peso es de 1.75 ton, y trabaja hasta un máximo de 4.5 bar.

Gatos de Empuje: la rueda de corte cuenta con 38 cilindros de empuje, separados en 19 grupos de 2 cilindros cada uno, unidos por una zapata de acero. La fuerza de empuje máxima es de 135,378 kN.

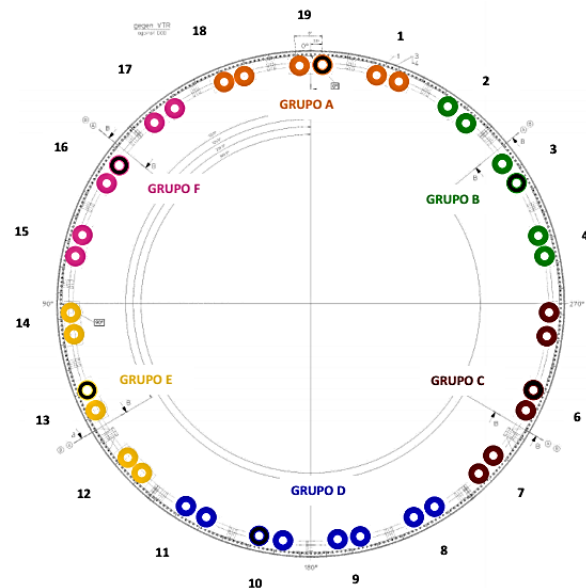


Figura 4. Gatos de empuje. Fuente: Herrenknecht.

Motores y Transmisión: tienen un accionamiento principal eléctrico, con 18 motores de 6300 kW de potencia.

Tornillo de Arquímedes o sin fin: tiene un diámetro interior de 1150 mm, con una longitud de 16 metros. Cuenta con dos motores de accionamiento para una velocidad máxima de 25 rpm y un gasto máximo de 945 m³/h.

Brazo Erector: es un erector de tipo libre de centro, de accionamiento hidráulico, con un ángulo de rotación de $\pm 200^\circ$, sujeto a 6 movimientos. Su peso total es de 170 ton.

Cámara Hiperbárica: son dos esclusas, cada una de doble cámara, con una longitud de 2500 mm y un diámetro de 1600 mm. Se pueden meter 4 personas en la cámara principal y 2 en la precámara. Cada cámara pesa 6 toneladas y puede usarse con una presión máxima de operación de 4.5 bar.

Sellos del Faldón: el número de filas de cepillos de sellado para la TBM es de 4, y tiene 36 puntos de inyección para la grasa de sellado. Se ha utilizado la grasa de la marca Condat WR89 (para la inyección) y WR90 (para sellado de cepillos durante su colocación).

Puntos de Inyección de Contacto: la TBM cuenta con 16 líneas de inyección de mortero, agrupadas en grupos de dos.

Puntos de Inyección de Espuma y Bentonita: el número de líneas de inyección es de 12.

Banda Transportadora: transporta la rezaga extraída del proceso de excavación. A la salida de la cámara de excavación el material es pesado mediante dos básculas.

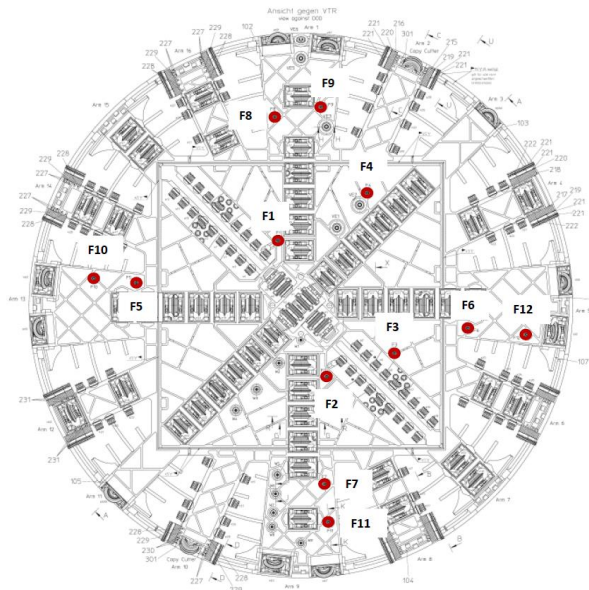


Figura 5. Líneas de Inyección de espuma y bentonita. Fuente: Herrenknecht.

Sensores de Presión: la TBM tiene 7 sensores de presión de tierra. El P1 mide la presión en la clave, el P1, P2 y P3 son para calcular la densidad de material en la cámara. Los P4 y P5 son las presiones que se generan en el eje, mientras que los sensores P6 y P7 representan la presión ejercida en la cubeta.

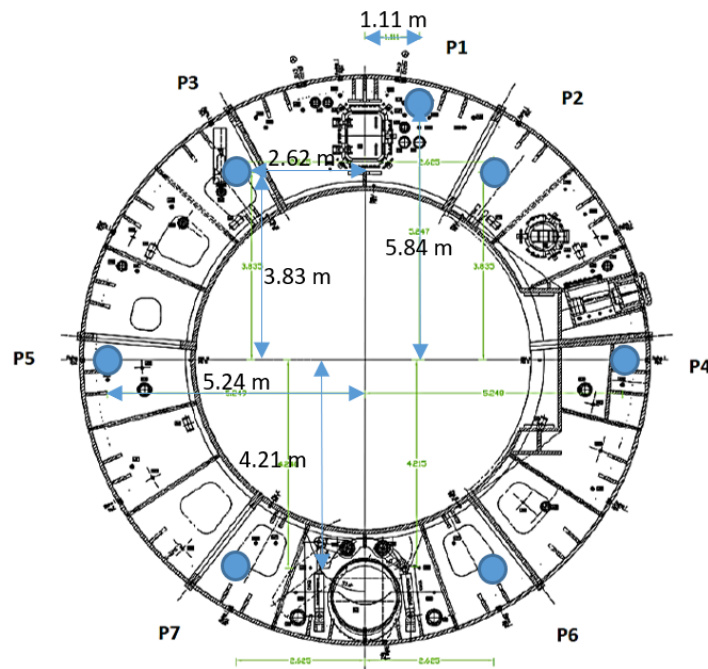


Figura 6. Sensores de tierra. Fuente: LYTSA.

BackUp: la TBM tiene un *BackUp* de 95 metros de longitud, dividido en 5 *gantries*.

NIVEL	GANTRY 1	GANTRY 2	GANTRY 3	GANTRY 4	GANTRY 5
1	Tornillo sin fin, bombas de mortero, parte trasera de mesa de dovelas, grúa de dovelas y montaje de vías	Gabinets eléctricos y zona de descarga de dovelas y locomotora	Astronave, tanques de tensoactivo, y bombas de sello y de cola		Gabinets de alta tensión
2	Descarga del tornillo sinfin, banda transportadora y pesadoras, tolvas de mortero y compresores	Básculas, cinta transportadora, bombas de aceite y bomba eléctrica - hidráulica	Tanques de almacenamiento de bentonita y cinta transportadora	Cinta transversal, sistema de refrigeración, tanques de agua residual y mangueras para la prolongación de tubería	Caseta de ventilación, banda del túnel, cámara de rescate, carrete de cable de alta tensión, depósito de tanques de oxígeno y taller de herrería y pailería
3	Cabina, bombas de bentonita (HANY), Estación VMT (Sistema de Guiado), servidor LYTSA y descarga de tubería de ventilación	Controles y variadores	Compresores de aire respirable (para intervenciones)	Termina cinta de tuneladora	

Tabla 1. Backup:Fuente: LYTSA.

2.2 CICLOS DE EPB

Para explicar este apartado se hace referencia a la Figura 7 “Esquema de fuerzas e interacciones durante la excavación con TBM”.

De acuerdo con la referencia 30 del autor Comulada:

“...El proceso de excavación se inicia en el frente, donde las herramientas de corte giran con la rueda de corte (1) y penetran y rompen el suelo del frente gracias al empuje transmitido a la cabeza (2) desde los cilindros de empuje de la tuneladora (10). El primer objetivo es que el proceso de corte del suelo se haga de forma efectiva, con el mínimo desgaste de herramientas y el mínimo torque (1). Inmediatamente tras ser cortado, el material excavado debe ser capaz de fluir cómodamente a través de las aberturas de la cabeza de corte (3) hacia la cámara de excavación y hasta el tornillo sinfín o la bomba de

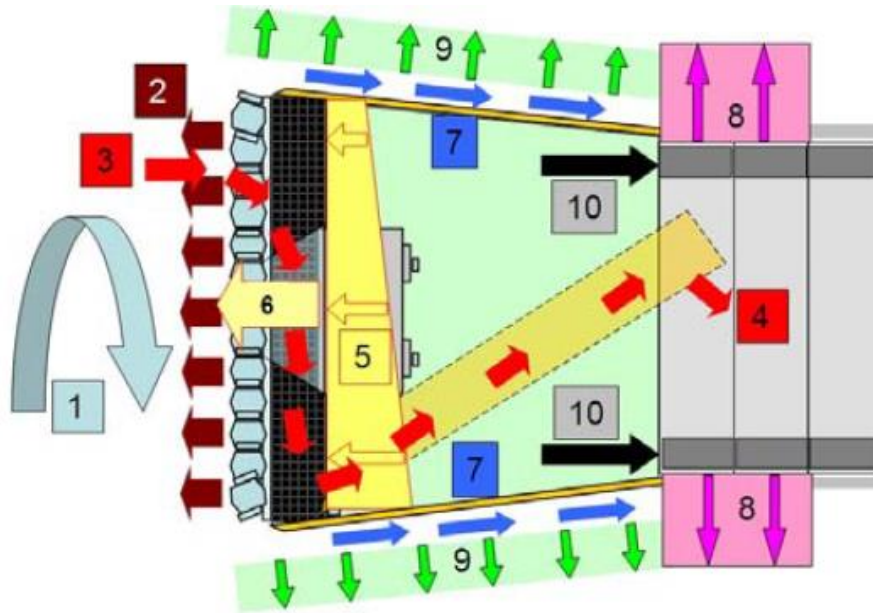
extracción (4). El buen flujo de material es necesario para garantizar un mínimo desgaste secundario de herramientas y una velocidad de avance constante y elevada.

En suelos inestables, es necesario aplicar presión en la cámara de excavación (5) con objeto de estabilizar el frente. Cuanto mayor es la presión del frente en la cámara (5), mayores serán el torque de la rueda de corte (1) y el desgaste de herramientas, lo cual puede acabar repercutiendo en una disminución de la velocidad de avance. La fuerza resultante de la presión en la cámara (6) reacciona contra el mamparo estanco y debe ser vencida por la fuerza de los cilindros de empuje (10). La mencionada fuerza resultante de presión en la cámara (6), no solo depende de la presión que se aplique para sostener el frente, sino que depende también de la densidad del material excavado. Por ello, es de crucial importancia mantener la densidad del material en la cámara suficientemente baja, tanto para minimizar la fuerza de empuje (10), como para permitir un adecuado flujo del material a través de la cámara (3-4).

Otras fuerzas que deber ser contrarrestadas por la fuerza de empuje total (10) son las fuerzas de fricción con el suelo (7), que pueden ser minimizadas con un adecuado guiado de la máquina y verificando el correcto posicionamiento del faldón del escudo. Además, con la presión a lo largo del escudo (9), que es función de las presiones de frente (5) y de inyección de mortero (8), se puede controlar la deformación del suelo alrededor del escudo y con ello se puede reducir la fricción.

La inyección de mortero (8) no solo permite controlar la deformación del suelo, sino que ofrece al revestimiento de dovelas el confinamiento necesario para trabajar como anillo. La calidad del revestimiento depende, finalmente también, de la magnitud y distribución de las fuerzas de los cilindros de empuje (10) que, como hemos visto, resultan de todo el proceso.

En definitiva, se puede concluir que efectivamente existe una estrecha interacción entre los procesos clave de la excavación con tuneladora y al mismo tiempo, con las propiedades del suelo. Para que el Control de Procesos sea efectivo, es necesario comprender y dominar todos los procesos clave y las interacciones existentes en todo momento...”



3

Figura 7. Esquema de fuerzas e interacciones durante la excavación con TBM. Fuente: M. Comulada.

2.3 MODOS DE OPERACIÓN

De acuerdo con el tipo de operación y presión en la cámara de excavación, existen cuatro tipos de operación en un escudo EPB (Figura 8).

- Modo abierto (MA)
- Modo cerrado (MC)
- Modo transición (MT)
- Modo de transición con aire comprimido (MTA).

La selección del modo de operar depende, principalmente, de la estabilidad del frente y de las condiciones del agua subterránea. Estas maneras de operar de los escudos EPB se pueden ver en la siguiente figura (cortesía de MTC), donde se aclaran las condiciones del frente, de la cámara de excavación, de las condiciones del suelo, roca o mezclas y de las condiciones del agua subterránea.

A lo largo de la excavación de la línea 3 de Guadalajara, se trabajó en las arenas en modo cerrado; y para la zona de roca se trabajó en modo abierto.

³ La conicidad del escudo está exagerada.

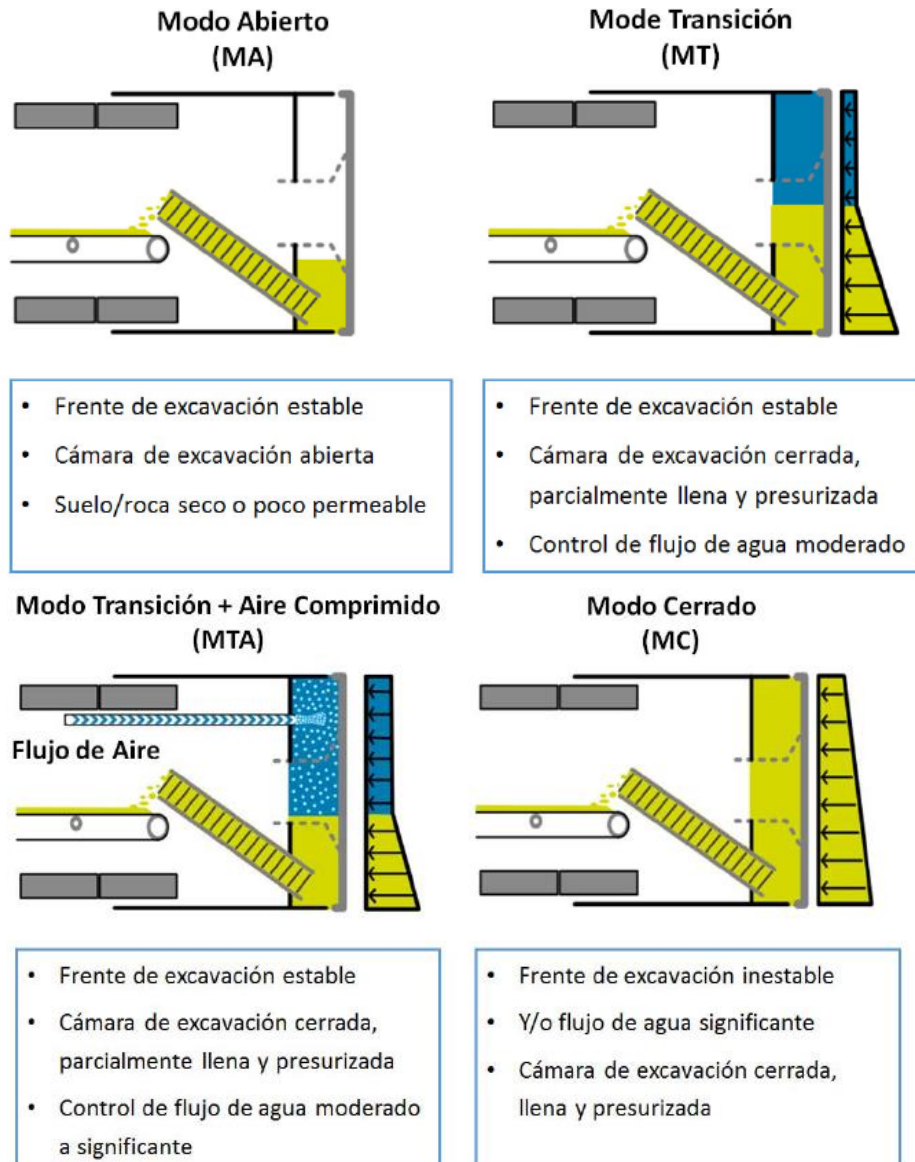


Figura 8. Modo de operación EPB. Fuente: MTC.

El factor clave es el llenado de la cámara de excavación. En modo transición + aire comprimido, hay que llenar la cámara por debajo del eje del túnel, para prevenir bloqueos de la rueda y bajos rendimientos por un ineficiente acondicionamiento. Durante este modo se usa aire comprimido en el resto de la cámara, para equilibrar el flujo de agua que tiende hacia el interior del escudo.

En modo transición, cuando se llena la cámara por encima del eje de la TBM, se restringe el acceso del material, hasta tener un acondicionamiento mediante el uso de espumas y bentonita, que forme un material más plástico y manejable.

En modo cerrado es necesario llenar la cámara por completo; el punto clave para este modo de trabajo es el acondicionamiento mediante espumas y bentonita.

2.4 REVESTIMIENTO ÚNICO

El revestimiento del túnel se hace mediante el sistema de anillo de dovelas. El anillo de dovelas está compuesto por 6 piezas, más una llave (Figura 9).

Las 7 piezas están integradas por 4 dovelas de tipo A, una dovela de tipo B, una dovela de tipo C y una de tipo K o llave. La siguiente imagen ilustra el anillo.

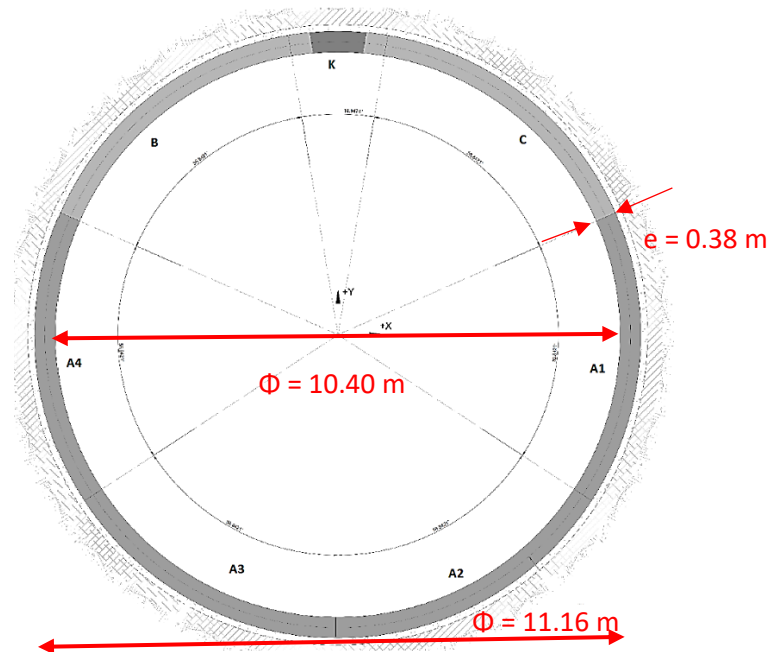


Figura 9. Anillo de dovelas. Fuente: LYTSA.

Las características del anillo son:

- Anillos de dovelas: 6+1
- Espesor: 38 cm.
- Ancho de dovela: 1.80 m
- Diámetro interior: 10.40 m
- Diámetro exterior: 11.16 m
- Anillos totales: 2223
- Dovelas base: 2223 pzas
- Peso por anillo: 56.38 ton
- Peso de dovela base: 11.76 ton
- $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Todas las dovelas se fabrican con fibras de polipropileno de 50 mm de longitud y un diámetro de 0.7 mm, con una dosificación mínima requerida de 3 kg/m^3 , con el fin de limitar los efectos dañinos de las altas temperaturas en caso de un incendio.

El espacio anular que existe entre la dovela y la superficie de la excavación, deberá ser rellenado con una inyección de contacto. La inyección de contacto es mono componente, esto quiere decir que solo está formada por mortero. El volumen teórico del espacio es de 12.5 m³ por anillo, con un ancho de 1.80 m; el mortero es inyectado a una presión de 1.60 bar en la clave.

Las propiedades y características de la mezcla de inyección de contacto, dependen de la metodología de inyección. Para un monocomponente (cemento, ceniza volcánica, arena y bentonita), se mezcla y transporta hacia el túnel para su colocación a través de las líneas de inyección. En caso de un bicomponente (componente A cemento y bentonita, y componente B acelerante tipo silicato de sodio) estos son mantenidos en distintas líneas y se mezclan en el punto de inyección en el espacio anular.

La inyección bicomponente tiene varias ventajas ante un monocomponente:

Consideration	Single Component	Two Component
Strength	X	
Cost	X	
Transportation		X
Groundwater		X
Early Set Time		X
Early Support		X
Fluidity		X
Batching		X
Maintenance		X

Figura 10. Ventajas del tipo de inyección. Fuente: Lok Home Curso AMITOS 2014.

Por su parte, el escudo tiene 4 líneas de cepillos de alambre. Estas líneas de cepillos tienen la función de formar un sello, el cual evita que ingrese material, mortero, agua y otros al interior del escudo. Al colocar cada línea de cepillos se les pone una grasa especial y, para cada impulso de la TBM, se inyecta una grasa que va entre línea y línea creando el sello (grasa tipo B). Por otro lado, se coloca sobre los cepillos una grasa especial (tipo A) cada vez que se cambian.

2.5 ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO

De acuerdo con el experto en acondicionamiento de la Universidad de Torino, Dr. Daniele Peila, los principales objetivos de un acondicionamiento del terreno son:

- Reducción del desgaste de todas las partes mecánicas de la máquina que estén en contacto con el suelo.
- Mejor uniformidad en la distribución de la presión en la cámara de excavación y, por consiguiente, mejor estabilidad del frente, con mejor control de asentamientos.
- Control del flujo del material excavado a través de la cabeza de corte.
- Reducción de la fuerza de empuje requerida por la cabeza de corte, debido a la reducción de fricción.

- Reducción de las fuerzas de fricción de la cámara de excavación, lo cual reduce el calor generado.
- Reducción de la permeabilidad, para mejorar el control de flujo de agua.
- Transporte de material más fluido a lo largo del tornillo sin fin y la creación de un sello en el mismo.
- Manejo de rezaga más fácil.

Con el objetivo de cumplir todos los requerimientos para tener una aplicación exitosa EPB, y ampliar el rango de su aplicación a otros suelos, es necesario inyectar aditivos que transformen el suelo en un material que tenga:

- Buena plasticidad
- Baja permeabilidad
- Consistencia pastosa.

Para las EPB, el sistema de acondicionamiento de la rezaga es una parte esencial del proceso de tuneleo.



Figura 11 Consistencia del material acondicionado, fuente D. Peila

Los aditivos más usados para acondicionamiento del suelo son:

- Espumas (surfactantes –tensoactivas– que se mezclan con agua y aire para crear espumas)
- Polímeros de cadenas largas (para mejorar la estabilidad de las burbujas de la espuma y la consistencia de la rezaga)
- Antiapelmazantes y agentes lubricantes (para evitar apelmaces y la pegajosidad de la arcilla)
- Agentes dispersantes (para evitar apelmaces y pegajosidad de la arcilla)
- Preventores de abrasión
- Bentonita
- *Filler* (finos)

- Agua (inyectada para plastificar la parte fina del suelo).

Soil	Foam types				Polymer additives
	A	B	C	FIR	
Clay	↑			30-80	Anti clogging polymer
Sandy lay – silt	↑↓	↑		40-60	Anti clogging polymer
Sand – layey silt		↑↓		20-40	Polymer for consistency control
Sand			↑	30-40	Polymer for cohesiveness and consistency control
Clayey ravels			↑↓	25-50	Polymer for cohesiveness and consistency control
Sandy ravels			↑↓	30-60	Polymer for cohesiveness and consistency control

Figura 12. Tipos de productos para EPB según el tipo de suelo. Fuente: D. Peila.



Figura 13. Composición de la espuma. Fuente: D. Peila.

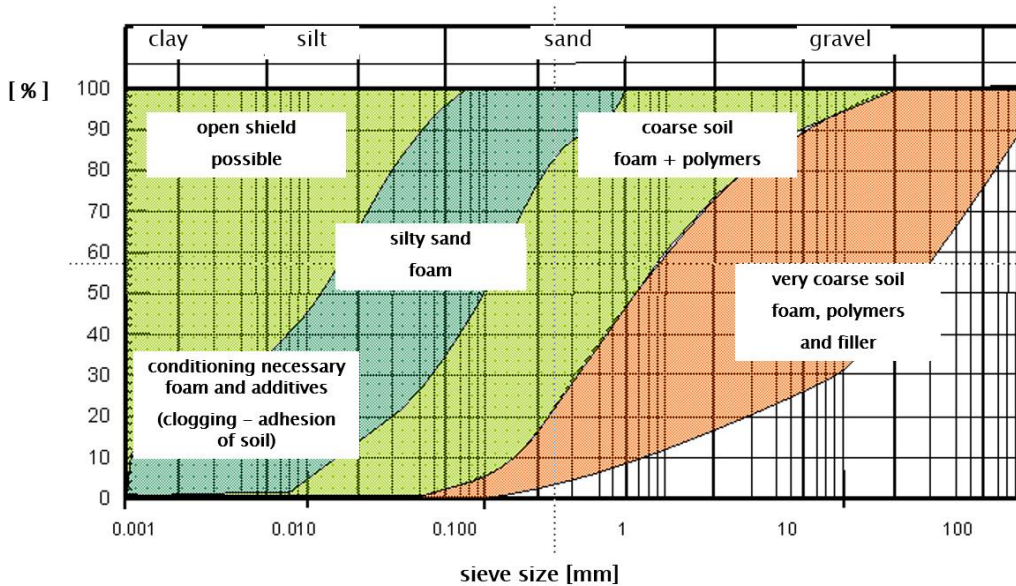


Figura 14. Rangos de aplicación sugeridos para una EPB. Fuente: D. Peila.

Las propiedades del material dentro de la cámara tienen que ver con el comportamiento del flujo, la fricción interna, la estabilidad, la abrasividad y la tendencia a la pegajosidad. Para lograr una buena rezaga se tendrá que controlar, con el acondicionamiento, cada uno de estos parámetros. La cantidad de aditivos que deberán añadirse al suelo excavado, son determinados por pruebas de laboratorio o con base en experiencias de campo.

Tabla 2. Pruebas aplicadas en suelos acondicionados para EPBs, DAUB Recommendations.

Type of test	Tested material	Purpose of the test	Reference
Drainage test	Foam	To check the stability of the foam	Vinai (2006), Budach (2012)
Density	Foam	Foam density and actual foam expansion ratio	Budach (2012)
Mixing test	Conditioned soil	Reduction in friction, torque measurement	Quebaud et al. (1998)
Slump test	Conditioned soil	Good workability	Thewes et al. (2010), Vinai (2006)
Permeability test	Conditioned soil	To control the water ingress into the excavation chamber	Bezuijen et al (1999), Maidl (1995)
Screw conveyor test	Conditioned soil	To determine the achievable pressure drop along the screw conveyor	Bezujen & Schaminée (2001), Merritt & Mair (2006), Peila et al. (2007)
Stability	Conditioned soil	Development of workability over time	Vinai (2006)



Figura 15 Pruebas de laboratorio en suelos. Fuente: D. Peila.

Las inyecciones se realizan a través de varios puntos ubicados en la rueda de corte, en la cámara de excavación y a lo largo del tornillo sin fin.



Figura 16. Puntos de inyección. Fuente: D. Peila.

Los parámetros empleados para el diseño de la espuma son el FIR y el FER, y se definen de la siguiente manera:

FOAM Design parameters

normally used ranges

$$\text{FER} = \frac{V_{\text{foam}}}{V_{\text{generation_liquid}}} \quad (8 - 20)$$

FER = Foam Expansion Ratio

$$\text{FIR} = \frac{V_{\text{foam}}}{V_{\text{excavated_soil}}} * 100 \quad (20 - 80 \%)$$

FIR = Foam Injection Ratio

De manera paralela a la investigación de acondicionamiento para este trabajo, se llevó a cabo con la Alianza FiiDEM un ***Estudio de aditivos en tuneladoras y el análisis internacional de laboratorios de pruebas de suelo para tuneladoras***, con la finalidad de dar una respuesta a las dudas que existen sobre el tema de aditivos, como: tipo, alcance, empresa que comercializa, laboratorios y universidades que realizan investigación de estos productos. El estudio se puede consultar en la referencia 44.