

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIHUAHUA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO



**TRATAMIENTOS ESPECIALES EN LA LÍNEA 3 DEL TREN LIGERO EN
GUADALAJARA PARA LA PROTECCIÓN DE CONSTRUCCIONES
ALEDAÑAS DURANTE EL PASO DE LA TUNELADORA**

POR:

ING. JOEL PARADA MOLINA

**ESTUDIO DE CASO PRESENTADO COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO
DE**

MAESTRO EN INGENIERÍA

CHIHUAHUA, CHIH., MÉXICO

AGOSTO 2018



Tratamientos especiales en la línea 3 del tren ligero en Guadalajara para la protección de construcciones aledañas durante el paso de la tuneladora. Estudio de caso presentado por Ing. Joel Parada Molina como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, ha sido aprobado y aceptado por:

M.I. Javier González Cantú
Director de la Facultad de Ingeniería

Dr. Alejandro Vialobos Aragón
Secretario de Investigación y Posgrado

M.C. Alejandro Calderón Landaverde
Coordinador Académico

M.I. José Carlos Montero De Anda
Director de Estudio de caso

Agosto 2018

Fecha

Comité:

M.I. José Carlos Montero de Anda
Dr. Fernando Rafael Astorga Bustillos
M.C. Alejandro Calderón Landaverde
M.I. José Antonio Portillo Ocegüera

© Derechos Reservados

Ing. Joel Parada Molina

Facultad de Ingeniería Circuito
Universitario 1 campus 2,
Chihuahua, Chihuahua, Mexico.

Agosto 2018



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE
CHIHUAHUA

16 de agosto de 2018

ING. JOEL PARADA MOLINA
Presente

En atención a su solicitud relativa al trabajo de Estudio de Caso para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, nos es grato transcribirle el tema aprobado por esta Dirección, propuesto y dirigido por el director M.I. José Carlos Montero de Anda para que lo desarrolle como Estudio de Caso, con el título: **“TRATAMIENTOS ESPECIALES EN LA LÍNEA 3 DEL TREN LIGERO EN GUADALAJARA PARA LA PROTECCIÓN DE CONSTRUCCIONES ALEDAÑAS DURANTE EL PASO DE LA TUNELADORA”**.

INDICE

Agradecimientos

1. Antecedente

2. Descripción de tratamientos especiales (introducción)

3. Campaña geotécnica

3.1 Descripción geológico-geotécnica tramificación

3.2 Parámetros geotécnicos

3.3 Abrasividad

3.4 Estimación de caudales de infiltración

4. Estimación del daño potencial en edificios

4.1 Metodología de análisis

4.2 Información disponible sobre el estado de los edificios

4.3 Resultados de análisis

4.4 Estimación del daño potencial en edificios de alto valor histórico-arquitectónico

4.5 Estimación del daño potencial en estructuras singulares

4.6 Resultados

4.7 Introducción

4.8 Metodología

4.9 Módulos elásticos en pequeñas deformaciones

4.10 Modelo numérico de la catedral de Guadalajara - PK 1 1+180

4.11 Parámetros de cálculo

4.12 Resultados

5. Tratamiento de protección de edificios e infraestructuras frente a subsidencias

5.1 Iglesia nuestra señora de Guadalupe

5.2 Palacio municipal

5.3 Catedral de Guadalajara y centro comercial

5.4 Templo de San José

5.5 Casa de los perros

5.6 Iglesia de San Francisco

5.7 Cruce con la línea 2

5.8 Puntos de revisión de la tuneladora

5.9 Recintos de estanqueidad (corralitos)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE
CHIHUAHUA

6. Adecuaciones al proyecto, derivados de imprevistos durante el proceso de obra

- 6.1 Casa de los perros
- 6.2 Catedral de Guadalajara
- 6.3 Iglesia de San Francisco

7. Referencias

Apéndice

Solicitamos a Usted tomar nota de que el título del trabajo se imprima en lugar visible de los ejemplares de las tesis.

ATENTAMENTE
"Naturam subiecit aliis"

EL DIRECTOR

M.I. JAVIER GONZÁLEZ CANTÚ

EL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN
Y POSGRADO

DR. ALEJANDRO VILLALOBOS ARAGÓN

FACULTAD DE
INGENIERÍA
U.A.C.H.



DIRECCIÓN

Dedicatoria

A Dios por darme la oportunidad de conocerle, de estar conmigo en todo momento y saber que es mi escudo y mi fortaleza, a mi familia, mi Esposa Leticia Miranda y mis hijos Camila y Joel, por ser mi motor día con día, por ser el motivo de mi vida y llenar cada momento de alegrías, los amo, a mis padres y hermanos por hacer esta gran familia.

Agradecimientos

A la Universidad Autónoma de Chihuahua, en especial a la Facultad de Ingeniería, por permitirme ser parte de esta gran institución, a los maestros y catedráticos de dicha facultad por su apoyo y dedicación a mi formación académica, a mi Amigo y compañero el M.I. José Carlos Montero De Anda, por su apoyo para la realización de este trabajo. A mi empresa Mota-Engil Mexico S.A de C.V. por darme la oportunidad de ser parte de tan distinguida empresa, donde me han brindado todas las atenciones para mi desarrollo profesional, en especial mi agradecimiento para el CEO Ing. Carlos Filipe Dos Santos Martins, el Director de Operaciones Pedro Filipe Dos Santos Pereira, el Director de Proyectos Especiales Mota-Engil América Latina Ing. Carlos Roldan Moya y el Director de Proyectos Tren Ligero Mexico el Ing. Juan García Roche, gracias a todos y cada uno de ellos por el apoyo desde que llegue a laborar en dicha empresa, por sus enseñanzas, por el respaldo a mi trabajo, pero sobre todo por su amistad, y no podría dejar de agradecer a mi Equipo de Trabajo en esta empresa el Área Técnico Comercial, que con orgullo dirijo, es especial a mi equipo de Trabajo en la Construcción de Línea 3 de tren ligero de Guadalajara, mi equipo con el cual conquistamos metas todos los días.



ÍNDICE

Agradecimientos	3
1. ANTECEDENTE	1
2. DESCRIPCIÓN DE TRATAMIENTOS ESPECIALES. (INTRODUCCIÓN)	2
3. CAMPAÑA GEOTÉCNICA.....	3
3.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA. TRAMIFICACIÓN	3
3.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	5
3.2.1 Secciones Tipo De Cálculo	5
3.2.2 Perfiles Estratigráficos Secciones Tipo	6
3.2.3 Parámetros geotécnicos de suelos.....	9
3.2.4 Parámetros geotécnicos de rocas	11
3.3 ABRASIVIDAD	14
3.4 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN.....	26
3.4.1 Resumen Hidrogeológico	26
3.4.2 Planteamiento Conceptual.....	28
3.4.3 Metodología.....	28
4. ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL EN EDIFICIOS.....	30
4.1 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	30
4.1.1 Análisis preliminar de riesgos.....	30
4.1.2 Análisis de riesgos	34
4.1.3 Análisis de detalle.....	38
4.2 INFORMACIÓN DISPONIBLE SOBRE EL ESTADO DE LOS EDIFICIOS	39
4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS	42
4.3.1 Resultados del análisis preliminar de riesgos.....	42
4.3.2 Resultados del análisis de riesgos.....	43
4.4 ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL EN EDIFICIOS DE ALTO VALOR HISTÓRICO – ARQUITECTÓNICO.....	44
4.4.1 Resultados Del Fase I De Análisis.....	46
4.4.2 Resultados del Fase II de Análisis	49
4.5 ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL EN ESTRUCTURAS SINGULARES.....	54
4.6 RESULTADOS	54
4.7 INTRODUCCIÓN	55
4.8. METODOLOGÍA.....	60



4.8.1.	Simulación Del Funcionamiento De Una EPB.....	60
4.8.2.	Mecanismos De Generación De Asientos Con Tuneladoras EPB.....	60
4.8.3.	Cálculo de asientos mediante modelización numérica	63
4.8.4	Características generales del modelo de cálculo.....	69
4.9	MÓDULOS ELÁSTICOS EN PEQUEÑAS DEFORMACIONES.....	83
4.10	MODELO NUMÉRICO DE LA CATEDRAL DE GUADALAJARA - PK 1 1+180	87
4.10.1	Descripción Del Modelo	87
4.11	PARÁMETROS DE CÁLCULO	93
4.11.1	Terreno.....	93
4.11.2	Pantalla de pilotes	94
4.11.3	Pantalla de micropilotes.....	95
4.12	RESULTADOS	97
4.12.1	Respuesta general del modelo	97
4.12.2	Perfiles de asientos y deformaciones a cota de cimentación de la catedral.....	100
4.12.3	Solicitaciones en la pantalla de pilotes	110
5.	TRATAMIENTO DE PROTECCIÓN DE EDIFICIOS E INFRAESTRUCTURAS FRENTE A SUBSIDENCIAS	116
5.1	IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE GUADALUPE.....	118
5.2	PALACIO MUNICIPAL.....	120
5.3	CATEDRAL DE GUADALAJARA Y CENTRO COMERCIAL.....	122
5.4	TEMPLO DE SAN JOSÉ	128
5.5	CASA DE LOS PERROS.....	131
5.6	IGLESIA DE SAN FRANCISCO	133
5.7	CRUCE CON LA LÍNEA 2	136
5.8	PUNTOS DE REVISIÓN DE LA TUNELADORA.....	140
5.9	RECINTOS DE ESTANQUEIDAD (CORRALITOS).....	141
6.	ADECUACIONES AL PROYECTO, DERIVADOS DE IMPREVISTOS DURANTE EL PROCESO DE OBRA.	145
6.1	CASA DE LOS PERROS.....	146
6.2	CATEDRAL DE GUADALAJARA.....	150
6.3	IGLESIA DE SAN FRANCISCO.....	154
7.	REFERENCIAS.....	161
	APÉNDICE	163



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Correlación entre la abrasividad Rosiwal y la dureza de Mohs	22
<i>Figura 2. Definición de la ley de asientos propuesta por Peck (1969).</i>	31
Figura 3. Esquema de Análisis.	45
Figura 4. Geometría idealizada del entorno del frente del tunel.	65
Figura 5. Detalle del modelo en el frente del tunel.	69
Figura 6. Presión de tierras en el frente.	71
Figura 7. . Interfase para la interacción terreno-coraza del escudo.	72
<i>Figura 8. Ajuste de una función de forma de fraguado a los ensayos.</i>	75
Figura 9. . Evolución del coeficiente de Poisson del mortero durante el fraguado.	77
Figura 10. Evolución del coeficiente de Poisson con el fraguado.	78
Figura 11. .Evolución de la rigidez del mortero.	79
Figura 12. Modelización del anillo de dovelas mediante ‘shell’	81
Figura 13. Curva ejemplo de degradación de módulos.	84
Figura 14. Curva de degradación de módulos empleada en los cálculos	86
Figura 15. PK 11+180. Planta de la zona objeto de estudio.	88
Figura 16. PK 11+180. Perfil geológico de la zona objeto de estudio.	89
Figura 17. PK 11+180. Vista general del modelo de cálculo.	90
Figura 18. PK 11+180. Perfil geológico en el modelo (sección por el eje del túnel)	91
Figura 19. PK 11+180. Isolíneas de presión de poro en el modelo (sección por el eje del túnel). ..	91
Figura 20. PK 11+180. Disposición de las pantallas de pilotes y micropilotes.	93
Figura 21. PK 11+180. Planta de desplazamientos verticales en superficie (m).	98
Figura 22. PK 11+180. Planta de desplazamientos verticales a cota de cimentación (m)	98
Figura 23. PK 11+180. Desplazamientos verticales en el entorno del túnel (m).	98
Figura 24. PK 11+180. Desplazamientos horizontales en el entorno del túnel (m).	99
Figura 25. PK 11+180. Plastificación en el entorno del túnel.	100
Figura 26. PK 11+180. Perfiles de análisis.	101
Figura 27. PK 11+180. Asientos a cota de cimentación en el perfil transversal.	103
Figura 28. PK 11+180. Pendientes a cota de cimentación en el perfil transversal	104
Figura 29. PK 11+180. Pendientes a cota de cimentación en el perfil transversal.	105
Figura 30. PK 11+180. Desplazamientos horizontales a cota de cimentación en el perfil transversal.	105
Figura 31. PK 11+180. Deformaciones horizontales a cota de cimentación en el perfil transversal.	107
Figura 32. PK 11+180. Asientos a cota de cimentación en el perfil longitudinal.	108
Figura 33. . PK 11+180. Pendientes a cota de cimentación en el perfil longitudinal.	108
Figura 34. PK 11+180. Desplazamientos longitudinales a cota de cimentación en el perfil longitudinal.	109
Figura 35. PK 11+180. Deformación longitudinal a cota de cimentación en el perfil longitudinal.	109
Figura 36. PK 11+180. Axil en la pantalla de pilotes (N).	111
Figura 37. PK 11+180. Flector, según el eje Y, en la pantalla de pilotes (m•N)	111
Figura 38. PK 11+180. Flector, según el eje X, en la pantalla de pilotes (m.N)	112



Figura 39. PK 11+180. Diagrama de interacción en los pilotes.	112
Figura 40. PK 11+180. Axil en la pantalla de micropilotes (N).....	113
Figura 41. PK 11+180. Flector, según el eje Y, en la pantalla de micropilotes (m•N).	114
Figura 42. PK 11+180. Flector, según el eje X, en la pantalla de micropilotes (m•N).	114
Figura 43. PK 11+180. Diagrama de interacción en los micropilotes.	115
Figura 44. Jet Grouting Tipo 1(Mono/Luido).....	155
Figura 45. Jet Grouting Tipo 2(Bifluido)	157



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Palacio Municipal y Casa de los Perros.....	51
Ilustración 2. Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe y Templo de San José.	52
Ilustración 3. Iglesia nuestra señora de Guadalupe	118
Ilustración 4. Tratamiento en la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	119
Ilustración 5. Palacio Municipal.....	120
Ilustración 6. Pantalla de micropilotes de protección. Sección.....	121
Ilustración 7.Catedral de Guadalajara y centro comercial subterráneo.....	124
Ilustración 8. Tratamientos en Catedral y centro comercial subterráneo	127
Ilustración 9.Templo de San José	128
Ilustración 10. Pantalla de pilotes de protección en templo de San José. Sección	130
Ilustración 11. Casa de los Perros.....	131
Ilustración 12. Tratamiento en Casa de los Perros. Sección.....	132
Ilustración 13. Templo de San Francisco	134
Ilustración 14. Tratamiento con Jet Grouting en Templo de San Francisco. Sección.....	136
Ilustración 15. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara.....	136
Ilustración 16. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara- Planta Nivel Vestíbulo	138
Ilustración 17. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara- Planta- Nivel Intermedio	138
Ilustración 18. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara – Sección A-A.	138
Ilustración 19. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara – Sección B-B.	139
Ilustración 20. Puntos de revisión de la tuneladora.....	141
Ilustración 21. Recintos de estanqueidad	143
Ilustración 22. Pantalla protección a base de muro Milán en casa de los perros	148
Ilustración 23. Proyecto Original de Pantalla de Pilotes de 1.50m de diámetro en Catedral	150
Ilustración 24.Pantalla de Doble Barrera de 1.0m de Diámetro en Catedral.....	151
Ilustración 25. Pantallas de Protección de 1.20m de Diámetro en Catedral.....	152
Ilustración 26.Modulación de Pantalla de protección a base de muro Milán para Catedral	153
Ilustración 27. Modulación definitiva de Pantalla a base de Muro Milán para catedral.....	154



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Secciones Tipo de Cálculo.....	6
Tabla 2. Perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo.- Parte 1	7
Tabla 3. Perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo.- Parte 2	8
Tabla 4. Perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo.- Parte 3	8
Tabla 5. Parámetros geotécnicos a utilizar en los cálculos para las unidades de suelos.....	10
Tabla 6. Parámetros geotécnicos de los distintos materiales rocosos a las profundidades a las que estos se sitúan.- parte 1	12
Tabla 7. Parámetros geotécnicos de los distintos materiales rocosos a las profundidades a las que estos se sitúan.-Parte 2	12
Tabla 8. Clasificación cualitativa y cuantitativa del índice Cerchar.	15
Tabla 9. Clasificación AVS y SAT, basada en NTNU/SINTEF.....	16
Tabla 10. Ensayos realizados y los resultados de Abrasividad en Rocas.	16
Tabla 11. Ensayos realizados y los resultados de Abrasividad en Suelos.	17
Tabla 12. Clasificación de abrasividad de las unidades de roca y suelos según los valores obtenidos	17
Tabla 13. Dureza de cada mineral, dada por el denominado número de Vickers, VHN.	19
Tabla 14. Resultados obtenidos para las cinco muestras de roca disponibles, todas ellas correspondientes a Rocas basálticas.....	20
Tabla 15. Resultados obtenidos para las cinco muestras de roca disponibles, todas ellas correspondientes a Rocas basálticas.....	21
Tabla 16. Valores factores de conversión a aplicar a cada especie mineral presente en las muestras analizadas.....	23
Tabla 17. Coeficiente F, la rozabilidad cuantitativa y cualitativa de la roca.....	24
Tabla 18. Resultados Obtenidos del Basalto	24
Tabla 19. Resumen de Diferencias de cota n.f. (roca menos suelo).....	26
Tabla 20. Resumen niveles freáticos en suelo	27
Tabla 21. Resumen niveles freáticos en roca	27
Tabla 22. Valores de Permeabilidad.....	27
Tabla 23. Resultados de los cálculos realizados en FLAC 3D en términos de Vs% y K.....	32
Tabla 24. Determinación del valor de Vs% y K a asignar a cada tramo de túnel. En base a los resultados obtenidos, se considera que cuando el túnel se excava en UG4a no se genera afección en la superficie.	33
Tabla 25. Clasificación de daños visibles con referencia a la facilidad de la reparación (Escala de Burland J.B. (1977) y adoptada por el BRE Británico) y Relación entre la categoría del daño y la deformación límite de tracción (Boscardin y Cording, 1989).- Parte 1	36
Tabla 26. Clasificación de daños visibles con referencia a la facilidad de la reparación (Escala de Burland J.B. (1977) y adoptada por el BRE Británico) y Relación entre la categoría del daño y la deformación límite de tracción (Boscardin y Cording, 1989).- Parte 2	36
Tabla 27. Edificios inventariados.-Parte 1	41
Tabla 28. Edificios inventariados.- Parte 2	41
Tabla 29. Edificios en la banda de influencia delimitada por las isóneas de los 10 mm de asiento.	43



Tabla 30. Resultados de la segunda fase de análisis: Análisis de Riesgos.- Parte 1.....	44
Tabla 31. Resultados de la segunda fase de análisis: Análisis de Riesgos.-Parte 2.....	44
Tabla 32 Edificios/estructuras monumentales objeto de análisis específico.....	45
Tabla 33. Resultados de la fase I de análisis de los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.47	
Tabla 34. Tratamientos previstos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.-Parte 1.	49
Tabla 35. Tratamientos previstos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.- Parte 2	50
Tabla 36. Resultados de la fase II de análisis de los edificios de alto valor histórico arquitectónico.	53
Tabla 37. Estructuras Singulares recorrido línea 3	54
Tabla 38. Resultados de Asentamientos Estructuras Singulares.....	55
Tabla 39. Tratamientos previstos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.	56
Tabla 40. Resultados de desplazamiento	59
Tabla 41. Condicionantes geométricos de tuneladora y dovelas.....	65
Tabla 42. Módulos de Young obtenidos de ensayos de mortero.....	74
Tabla 43. PK 11+180. Propiedades asignadas al terreno.....	94
Tabla 44. PK 11+180. Propiedades asignadas a los pilotes.	94
Tabla 45. PK 11+180. Propiedades asignadas a la viga de atado de los pilotes.	95
Tabla 46. PK 11+180. Propiedades asignadas a los micropilotes de la pantalla.....	96
Tabla 47. 11+180. Propiedades asignadas a la viga de atado de los micropilotes.	97
Tabla 48. PK 11+180. Resumen del análisis de desplazamientos a cota de cimentación en la línea de fachada.....	102
Tabla 49. PK 11+ 180. Resumen de resultados en los micropilotes	113
Tabla 50. Edificios que requieren protección frente a subsistencias.	117
Tabla 51. Solución Propuesta para rebajamiento de nivel freatico en Estaciones.....	144
Tabla 53. Cantidades de tratamiento de Jet 1.....	156
Tabla 54. Plazo de ejecución Jet 1.	156
Tabla 55. Plazo de ejecución Jet-1.....	156
Tabla 56. Cantidades de tratamiento de Jet 2.....	158
Tabla 57. Plazo de ejecución Jet 2.	158
Tabla 58. Plazo de ejecución Jet-2.....	159



1. ANTECEDENTE

Línea 3 del tren ligero tiene su origen en el municipio de Zapopán, la primer estación es denominada Periférico - Zapopán y su término en la estación central camionera Tlaquepaque, tiene una longitud de 20.43 km que se reparten de la siguiente manera.

Viaducto 1 inicia de estación Zapopán a la estación normal con una longitud de 8.35 km, el segundo tramo túnel, parte de la estación normal hasta la estación plaza de la bandera con una longitud de 5.33 km y por último el tramo de viaducto 2, inicia en estación plaza de la bandera y termina en la estación central camionera con una longitud de 6.75 km

Dispone de 18 estaciones, 13 de ellas son elevadas (viaducto) y 5 subterráneas (túnel), cada estación tiene una longitud útil de andén de 75m.



2. DESCRIPCIÓN DE TRATAMIENTOS ESPECIALES. (INTRODUCCIÓN)

El objeto de este estudio es la definición de los tratamientos especiales planteados para la nueva línea de tren ligero entre los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque. Estos tratamientos serán diseñados con el fin de que la construcción se desarrolle en condiciones de máxima seguridad.

La excavación de un túnel provoca unas deformaciones verticales y horizontales en el terreno que pueden afectar a las edificaciones, servicios y otras infraestructuras que se encuentren en su entorno, ya que se ven sometidas a solicitaciones adicionales a aquellas para las que han sido proyectadas. Estas nuevas solicitaciones pueden producir daños que pueden variar desde una ligera afección de tipo estético hasta graves perjuicios de orden funcional o, incluso, ruina estructural.

Las actuaciones que se describen en los siguientes apartados resultan necesarias para limitar la afección producida por la excavación del túnel sobre su entorno y garantizar la seguridad de los trabajos. A continuación se enumeran de forma esquemática los distintos tipos de medidas adoptados:

- Programar paradas sistemáticas de la TBM (Tunnel Boring Machine) para realizar el mantenimiento general del conjunto escudo – back-up y revisar las herramientas de corte de la máquina.
- Diseñar tratamientos de protección frente a subsidencias para los edificios/estructuras que presenten movimientos inducidos por la excavación del túnel superior a los límites admisibles establecidos para la categoría estructural correspondiente.



- Realizar recintos de estanqueidad a la entrada y a la salida de las estaciones. Estos recintos (también llamados corralitos) albergan la totalidad de la longitud del escudo y permiten la entrada de la TBM en el terreno o la salida del mismo en condiciones seguras y sin alterar las condiciones iniciales del terreno circundante la excavación.

3. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

3.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA. TRAMIFICACIÓN

Atendiendo a los terrenos atravesados por el túnel, incluyendo las rampas de entrada y salida, éste puede dividirse en tres grandes tramos:

- Tramo 1 (PPKK 9+485.95 a 11+730). Tramo en suelo
- Tramo 2 (PPKK 11+730 a 12+420). Tramo en frente mixto
- Tramo 3 (PPKK 12+420 a 13+384.99). Tramo en roca

Tramo 1 (PPKK 9+485.99 a 11+730): Corresponde al tramo de túnel que discurre enteramente en las unidades de suelo. Se inicia en la estación de la Normal, donde el sustrato rocoso asciende paulatinamente de cota aunque manteniendo prácticamente la misma profundidad, si bien la contravóveda del túnel llega a situarse a escasos 2 m sobre el contacto suelo-roca en torno a los PPKK 9+700 y 10+900. En cuanto a los suelos atravesados predomina la unidad UG1c, si bien cabe destacar la presencia de zonas en UG1b como son las situadas entre 9+469 a 9+750 en clave de túnel y 11+600 y 11+730 a sección completa. Tanto por encima como por debajo de la unidad UG1c predominante se dispone la unidad UG1d con una potencia media de 4 m.



El sustrato en este sector, desde Normal hasta final del tramo, está constituido por ignimbritas (UG3a) y tobas piroclásticas (UG3b1 y UG3b2) hasta 11+170, donde se pasa a basaltos mediante un rejuego de fallas en la zona donde se sitúa la Catedral.

En todo este sector el túnel discurre por debajo del nivel freático situado entre 5 y 11 m de profundidad con cargas hidráulicas hasta contravóveda entre 16 a 22 m.

Tramo 2 (PPKK 11+730 a 12+420): En este tramo el túnel discurre por un frente mixto de materiales tipo suelo y tipo roca, iniciándose en una zona muy tectonizada en la que el sustrato asciende de cota unos 20 m a la par que se reduce el espesor de suelos correspondientes a la Toba Tala con espesores entre 7 y 17 m. Este salto o escalón morfológico del sustrato se ha interpretado que se lleva a cabo mediante dos fallas que lo levantan de forma escalonada. En un primer sector, hasta el PK 12+050, el frente mixto.

Tramo 3 (PPKK 12+420 a 13+384.99): En este tramo el túnel discurre por un frente de roca competente, atravesando algunas zonas bastante tectonizadas, sobre los materiales de las unidades geotécnicas, UG4a y UG4b. El espesor de suelos se reduce en torno a los 13 m. La montera del túnel decrece paulatinamente conforme asciende de cota el túnel hasta la rampa de salida pasando de 25 m en la parte norte del tramo a unos 14 m en su final. El paso del tramo anterior en frente mixto a este tramo a sección completa en roca, se lleva a cabo mediante una falla con un salto de en torno a los 7 m.



Es de destacar el predominio de los basaltos masivos frente a los vacuolares a lo largo de todo el tramo.

El túnel discurre íntegramente por debajo del nivel freático con cargas hidráulicas entre 18 y 30 m.

3.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

3.2.1 Secciones Tipo De Cálculo

Han sido seleccionadas una serie de secciones estratigráficas a lo largo del túnel con el objeto de realizar en ellas los cálculos para determinar los esfuerzos en los anillos de dovelas y los asentamientos inducidos en superficie por el paso de la tuneladora.

En la tabla siguiente se presentan las secciones tipo de cálculo que han sido seleccionadas.

SECCIÓN DE ESTUDIO	DESCRIPCIÓN	PK
TS-1	Túnel en UG1c con UG1b en la clave - Recubrimiento mínimo de suelos y mínima carga de agua	9+450
TS-2	Túnel en UG1c con UG1b en la clave - Recubrimiento mayor de UG1b en la clave con respecto a la TS1	9+650
TS-3	Túnel en UG1d con UG1c en la clave. Capas más someras formadas por relleno y con UG1b.	9+850
TS-4	Túnel en UG1c con recubrimiento de suelos menor con respecto a la sección TS-5. Capas más someras formadas por rellenos y UG1a. No roca en la base del túnel.	10+680
TS-5	Túnel en UG1c con máximo recubrimiento de suelos.	10+870
TS-6	Sección por catedral y túnel carretero. Túnel en UG1c.	11+180
TS-7	Sección por Iglesia de San Francisco. Túnel en UG1b.	11+750
TS-8	Sección en frente mixto suelo - roca. Mínimo recubrimiento de UG3a en la clave.	12+150



TS-9	Sección en frente mixto suelo - roca. Máximo recubrimiento de UG3a en la clave.	12+350
TS-10	Túnel excavado en roca con mínimo recubrimiento de tierras y capas más someras formadas por rellenos y UG1a.	13+350

Tabla 1. Secciones Tipo de Cálculo

3.2.2 Perfiles Estratigráficos Secciones Tipo

En la tabla siguiente se presentan los perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo anteriormente definida, así como otros datos de interés tales como profundidad del túnel y profundidad del nivel freático.

Sección de estudio	P K	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad geotécnica	Prof. Ini	Prof. Fin	Espesor
						(m)	(m)	
TS-1	9+470	16	26.6	11	Relleno	0	1.5	1.5
					UG1b	1.5	6.5	5
					UG1d	6.5	10.5	4
					UG1c	10.5	12	1.5
					UG1b	12	18	6
					UG1c	18	29	11
					UG2	29	32	3
TS-2	9+650	17.5	28.1	10	Relleno	0	1	1
					UG1c	1	5.5	4.5
					UG1d	5.5	9	3.5
					UG1b	9	22.5	13.5
					UG1c	22.5	29	6.5
					UG2	29	30.5	1.5
TS-3	9+850	20	30.6	12.75	Relleno	0	1	1
					UG1b	1	9	8
					UG1d	9	14	5
					UG1b	14	15	1
					UG1c	15	25	10
					UG1d	25	34	9
					UG2	34	35.5	1.5
					UG3a	35.5		
					Relleno	0	3.5	3.5
					UG1a	3.5	9	5.5
					UG1c	9	42	33



Sección de estudio	P K	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad	Prof. Ini	Prof. Fin	Espesor
					geotécnica	(m)	(m)	(m)
TS-4	10+680	18.5	29.1	9	UG2	42	43.5	1.5
					UG3b2	43.5	45	1.5
					UG2	45	48	3
					UG4a	48		

Tabla 2. Perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo.- Parte 1

Sección de estudio	P K	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad	Prof. Ini	Prof. Fin	Espesor
					geotécnica	(m)	(m)	(m)
TS-5	10+870	22	32.6	10.8	Relleno	0	1.5	1.5
					UG1b	1.5	5	3.5
					UG1d	5	10	5
					UG1c	10	30	20
					UG1d	30	32	2
					UG2	32	34.5	2.5
					UG3a	34.5	38	3.5
					UG3b1	38		-38
TS-6	11+180	17.5	28.1	8.7	Relleno	0	1	1
					UG1a	1	3	2
					UG1b	3	5.5	2.5
					UG1d	5.5	9.5	4
					UG1c	9.5	21	11.5
					UG1d	21	40.5	19.5
					UG2	40.5	43	2.5
					UG3b1	43	45	2
TS-7	11+750	18.5	29.1	5.5	Relleno	0	2	2
					UG1b	2	26.5	24.5
					UG2	26.5	27.5	1
					UG3b1	27.5	30	2.5
					UG4a	30	33.5	3.5
					UG4b	33.5		
TS-8	12+150	15.5	26.1	3	Relleno	0	1.5	1.5
					UG1b	1.5	4	2.5
					UG1c	4	6	2
					UG2	6	8	2
					UG3a	8	11.5	3.5
					UG3b1	11.5	13.5	2



Sección de estudio	PK	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad geotécnica	Prof. Ini (m)	Prof. Fin (m)	Espesor (m)
					UG3b2	13.5	22	8.5
					UG2	22	23	1
					UG4a	23	27.5	4.5
					UG4b	27.5	35.5	8

Tabla 3. Perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo.- Parte 2

Sección de estudio	PK	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad geotécnica	Prof. Ini (m)	Prof. Fin (m)	Espesor (m)
					UG4a	35.5		
TS-9	12+350	22	32.6	6	Relleno	0	1.5	1.5
					UG1a	1.5	3.5	2
					UG1b	3.5	7	3.5
					UG1c	7	10	3
					UG2	10	11.5	1.5
					UG3a	11.5	16.5	5
					UG3b1	16.5	19	2.5
					UG3b2	19	28	9
					UG2	28	29	1
					UG4a	29	34	5
					UG4b	34		
TS-10	13+350	14.5	25.1	4.5	Relleno	0	1	1
					UG1a	1	4	3
					UG1b	4	7	3
					UG1c	7	11.5	4.5
					UG2	11.5	13	1.5
					UG4a	13	18	5
					UG4b	18		

Tabla 4. Perfiles estratigráficos considerados en cada sección de cálculo.- Parte 3



3.2.3 Parámetros geotécnicos de suelos.

Los parámetros geotécnicos a utilizar en los cálculos para las unidades de suelos son los que se presentan en la siguiente tabla



PARÁMETROS DE SUELOS																				
TIPO DE SUELO/ DESCRIPCIÓN		ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN							ENSAYOS DE RESIST. N_{60}	σ_{ap} (KN/m^3)	PARÁMETROS DE RESISTENCIA		DEFORMABILIDAD					COEF. POISSON	COEF. BALASTO HORIZONTAL (KN/m^3)	K (m/s)
		LIMITES			GRANULOMETRÍA			CLASIF. USCS			Drenados		PRESIÓN LÍMITE (MPa)	MÓDULOS ESTÁTICOS	MÓDULOS DINÁMICOS (ρ <0,001 %)					
		LL	LP	IP	% grava	% arena	% finos				c' (KPa)	ϕ' (°)			E_{Young} (MPa)	G_0 (MPa)	E_d (MPa)			
R	Relleno antropico	27.7	25.4	2.3	4.1	71.7	24.1	SM-100%	11	18.0	5	29	0.6	10	30	85	0.4	4900		
UG-1a	Toba Tala	36.2	32.7	3.5	2.2	76.7	21.1	SM-90%	10	18.0	5	29	0.6	10	30	85	0.4	4900		
UG-1b	Toba Tala	36.0	28.5	7.5	5.8	73.1	21.2	SM-73%	20	18.5	15	31	1.5	30	85	225	0.33	15100	4.0E-6 (1.4E-5 - 4.3E-7)	
UG-1c	Toba Tala	33.0	29.0	4.0	3.6	67.3	29.1	SM-76%	30	19.0	20	33	2.2	40	175	465	0.33	20600	1.3E-6 (6.9E-5 - 3.3E-8)	
UD-1d	Toba Tala	33.4	28.4	5.0	3.3	65.9	30.8	SM-79%	50	19.5	25	36	3.4	55	270	720	0.33	29000	7.0E-7 (8.6E-6 - 2.5E-8)	
UG-2	Suelo residual	43.1	27.5	14.7	4.0	69.7	26.3	SM-63% GC,SP,SW- 25% ML, CL- 12%	50	20.0	30	35	4.6	80	325	865	0.33	43800	2.5E-8 (5.0E-8 - 4.0E-9)	
UG3-b2	Toba piroclástica (GM IV-V)	47.4	39.9	7.2	2.6	82.5	14.8	SM-73%	60	20.5	30	37	4.1	125	630	1675	0.33	71000	6.5E-8 (7.5E-8 - 5.2E-8)	

Tabla 5. Parámetros geotécnicos a utilizar en los cálculos para las unidades de suelos



3.2.4 Parámetros geotécnicos de rocas

Para cada sección tipo y cada unidad presente se han calculado mediante el programa RocLab (Hoek) los parámetros geotécnicos de los distintos materiales rocosos a las profundidades a las que estos se sitúan. En la tabla siguiente se presentan los resultados obtenidos.

SECCIÓN	PK	UNIDAD ROCA	Calidad del macizo rocoso	Prof. cálculo (m)	δ (KN/m ³)	CLASIFICACIÓN DE HOEK- BROWN		PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO				
						σ_{ci} (MPa)	GSI	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	e' (MPa)	ϕ (°)	E_m (MPa)
TS - 1	9+470	UG3a	media	30	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.288	54.87	3100
TS-2 / TS-3	9+650 / 9+850	UG3a	media	30	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.288	54.87	3100
TS-4	10+680	UG3a	media	45	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.335	52.36	3100
		UG4a	media	50	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.297	52.9	3000
TS - 5	10+870	UG3a	media	35	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.304	53.94	3100
		UG3b1	media	38	21	3.00	48	-0.0074	0.161	0.086	33.96	250
		UG3a	media	35	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.304	53.94	3100
		UG3b1	media	38	21	3.00	48	-0.0074	0.161	0.086	33.96	250



TS - 6	11+180	UG4a	media	42	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.269	54	3000
		UG4b	buena	45	27	45	66	-0.1387	6.759	0.794	62.9	11800
TS - 7	11+750	UG3b1	media	28	21	3.00	48	-0.0074	0.161	0.072	36.32	250
		UG4a	media	32	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.231	55.88	3000
		UG4b	buena	35	27	45	66	-0.1387	6.759	0.739	64.07	4000
		UG3a	media	10	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.222	60.41	3100

Tabla 6. Parámetros geotécnicos de los distintos materiales rocosos a las profundidades a las que estos se sitúan.- parte 1

SECCIÓN	PK	UNIDAD ROCA	Calidad del macizo rocoso	Prof. cálculo (m)	δ (KN/m ³)	CLASIFICACIÓN DE HOEK- BROWN		PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO				
						σ_{ci} (MPa)	GSI	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	c' (MPa)	ϕ (°)	E_m (MPa)
		UG3b1	media	12	21	3.00	48	-0.0074	0.161	0.046	42.8	250
		UG4a	media	25	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.203	57.43	3000
		UG4b	media	32	27	45	47	-0.0331	2.272	0.376	61	4000
		UG4a	media	40	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.262	54.41	3000
TS - 9	12+350	UG3a	media	17	23	18.00	59	-0.0629	1.820	0.246	58.0	3100
		UG3b1	media	18	21	3.00	48	-0.0074	0.161	0.057	39.74	250
		UG4a	media	32	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.231	55.88	3000
		UG4b	media	37	27	45	47	-0.0331	2.272	0.405	60.17	4000
TS - 10	13+350	UG4a	media	16	24	20.00	48	-0.0198	1.071	0.164	60	3000
		UG4b	media	25	27	45	47	-0.0331	2.272	0.333	62.36	4000

Tabla 7. Parámetros geotécnicos de los distintos materiales rocosos a las profundidades a las que estos se sitúan.-Parte 2





3.3 ABRASIVIDAD

Para la evaluación de la abrasividad de los terrenos atravesados por el túnel se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio sobre muestras de suelos y rocas:

- Ensayo Cerchar.
- Ensayo AVS, Valor de Abrasión del acero Ensayo SAT, Soil Abrasion Test

Los dos primeros ensayos se han realizado para clasificar la abrasividad de las rocas y el tercero para suelos.

Además, en base a los resultados mineralógicos se ha determinado el parámetro de desgaste/abrasividad VHNR (“Vickers Hardness Number”) así como el coeficiente F de Schimazek..

Ensayo Cerchar:

Este ensayo consiste en hacer pasar una aguja de acero de forma cónica (útil de corte) bajo la acción de un peso de 7 kg sobre la superficie de una muestra, recorriendo lentamente una distancia de 10 . La abrasividad se determina a partir del diámetro de la superficie circular producida por el desgaste del útil de corte (expresada en décimas de milímetro).



La clasificación cualitativa y cuantitativa del índice Cerchar se muestra en la siguiente tabla:

CLASIFICACIÓN (LCPC)	ÍNDICE CERCHAR- CAI
Extremadamente abrasiva	4.0-6.0
Muy abrasiva	2.0-4.0
Abrasividad media	1.0-2.0
Ligeramente abrasiva	0.5-1.0
No muy abrasiva	0.3-0.5
No abrasiva	0.0-0.3

Tabla 8. Clasificación cualitativa y cuantitativa del índice Cerchar.

Ensayo AVS:

Con este ensayo se mide directamente el poder de abrasión de la roca sobre el útil de corte. Para ello se tritura la muestra de roca con un tamaño menor de 1 haciéndola pasar con un disco bajo una pieza de acero a la que se somete a un empuje de 10 kg. El valor de AVS es igual a la pérdida de peso en mg que sufre el útil de corte después de 20 revoluciones del disco.

Ensayo SAT, Soil Abrasion Test:

Este ensayo, desarrollado para suelos, tiene la misma metodología que el ensayo AVS para rocas, si bien el tamaño de las partículas de suelo es menor de 4.

La clasificación AVS y SAT, basada en NTNU/SINTEF se muestra en la siguiente tabla:



CATEGORÍA	AVS-SAT
Extremadamente alta	>44
Muy alta	36-44
Alta	26-35
Media	13-25
Baja	4-12
Muy baja	2-3
Extremadamente baja	<1

Tabla 9. Clasificación AVS y SAT, basada en NTNU/SINTEF.

En la tabla siguiente se recogen los ensayos realizados y los resultados obtenidos

Ensayos de abrasividad en rocas

Sondeo	profundidad	Abrasión Value Steel (AVS)	CERCHAR Abrasive Test (CAI)	Unidad geotécnica
ST-20	18,15-19,45	26	4.7	UG3A
ST-20	21,10-29,97	12	1.0	UG3B1
ST-21	32,20-33,69	26	4.5	UG4A
ST-21	34,80-36,95	25	4.3	UG4B
ST-29	32,20-33,95	25	4.1	UG4B
ST-31	33,00-35,00	13	4.2	UG4B
ST-32	33,17-45,05	17	4.2	UG4B

Tabla 10. Ensayos realizados y los resultados de Abrasividad en Rocas.



Ensayos de abrasividad en suelos

sondeo	profundidad	SAT	Unidad geotécnica
ST-13	18.0-19.8	29.0	UG1c
ST-18	18.2-19.4	10.5	UG1c
ST-18	25.4-27.8	17.0	UG1c
ST-10	22.6-23.7	21.0	UG1c
ST-26 BIS	20.0-25.9	31.0	UG1b
ST-13	15.6-17.4	28.0	UG1d
ST-10	26.1-29.1	11.0	UG1d

Tabla 11. Ensayos realizados y los resultados de Abrasividad en Suelos.

En la tabla siguiente se clasifica la abrasividad de las unidades de roca y suelos según los valores obtenidos en los diferentes ensayos.

Unidad geotécnica	Descripción	Abrasión Value Steel (AVS)		CERCHAR Abrasiveness Test (CAI)		Soil Abrasion Test (SAT)	
		valor	Clasificación (NTNU/SINTEF)	valor	Clasificación (LCPC)	valor	Clasificación abrasividad
UG3A	Ignimbritas	26	Media-alta	4.7	Extremadamente abrasiva		
UG3B1	Tobas piroclásticas	12	Baja	1.0	Ligeramente abrasiva a abrasividad media		
UG4A	Basalto vacuolar	26	Media-alta	4.5	Extremadamente abrasiva		
UG4B	Basalto masivo	21 (13-25)	Media	4.2 (4.1-4.3)	Extremadamente abrasiva		
UG1B	Toba Tala					31	Alta
UG1C						19.4 (10.5-29)	Media (baja- alta)
UG1D						19.5 (11-28)	Media (baja - alta)

Tabla 12. Clasificación de abrasividad de las unidades de roca y suelos según los valores obtenidos



En los suelos existe gran variabilidad en los valores obtenidos (abrasividad baja a alta), si bien para el conjunto de las unidades puede establecerse un valor medio del índice SAT de 21, lo que indica una abrasividad media.

En el caso de las rocas la variabilidad en la abrasividad es menor. A excepción de la unidad UG3b-1, toba piroclástica, que se clasifican como de abrasividad baja (según AVS), o ligeramente abrasiva a abrasividad media (según CAI), para el conjunto de basaltos (vacuolares y masivos) la abrasividad es media ($AVS_{medio} = 25$) o extremadamente abrasiva ($CAI_{medio} = 4.3$)

Parámetro de desgaste/abrasividad VHNR (“Vickers Hardness Number”)

Este parámetro se estima a partir del contenido mineralógico (en porcentaje) deducido del análisis mineralógico y la dureza de cada mineral, dada por el denominado número de Vickers, VHN (SEGÚN TABLA 1.2, PÁG. 17 DEL DOCUMENTO “DRILLABILITY TEST METHODS - PROJECT REPORT 13A-98”).



Mineral	VHN [kg/mm ²]
Corundum	2300
Quartz	1060
Garnet	1060
Olivine	980
Hematite	925
Pyrite	800
Plagioclase	800
Diopsid (clinopyroxene)	800
Magnetite	730
Orthoclase (alkali feldspar)	730
Augite (clinopyroxene)	640
Ilmenite	625
Hypersthene (orthopyroxene)	600
Hornblende (amphibole)	600
Chromite	600
Apatite	550
Dolomite	365
Pyrrhotite	310
Fluorite	265
Pentlandite	220
Sphalerite (zinc blende)	200
Chalcopyrite (copper pyrite)	195
Serpentine	175
Anhydrite	160
Calcite	125
Biotite	110
Galena (lead glance)	85
Chalcosite	65
Chlorite	50
Gypsum	50
Talc	20
Halite (rock salt)	17
Sylvite	10

Tabla 13. Dureza de cada mineral, dada por el denominado número de Vickers, VHN.



El número de dureza Vicker (VHN) se usa como una medida de la abrasividad de cada mineral. El número de dureza se define como el cociente de la carga aplicada por el penetrador Vicker (gramo o kilogramo fuerza) dividido por el área de contacto (milímetros cuadrados). Existe una relación prácticamente lineal entre dureza Moh's y VHN (en escala logarítmica). En la tabla siguiente se indican los valores de VHN a aplicar según mineral.

El número Vicker de dureza de la roca (VHNR) se obtiene combinando la dureza de cada mineral con el porcentaje que presenta cada uno de ellos según el análisis mineralógico. Este índice constituye un buen parámetro para determinar la vida de los útiles de perforación.

En la tabla siguiente se muestran los resultados obtenidos para las cinco muestras de roca disponibles, todas ellas correspondientes a rocas basálticas que son de las que se dispone cuantificación mineral.

Sondeo (muestra)	UG	Litología	VHN (kg/mm ²)					VHNR (kg/mm ²)
			plagioclasa	olivino	magnetita	piroxeno (AUGITA)	vidrio volcánico	
ST-20 (31.8- 32.2)	UG4A	basalto vacuolar	601.6	148.96	8.76	39.68	12.1	811.1
ST-21 (32.2- 33.43)	UG4A	basalto vacuolar	600	147		51.2	11	809.2
ST-21 34.8- 36.95	UG4B	basalto masivo	592	117.6	3.65	76.8	8.25	798.3

Tabla 14. Resultados obtenidos para las cinco muestras de roca disponibles, todas ellas correspondientes a Rocas basálticas.



Sondeo (muestra)	UG	Litología	VHN (kg/mm ²)					VHNR (kg/mm ²)
			plagioclasa	olivino	magnetita	piroxeno (AUGITA)	vidrio volcánico	
ST-31 (33.0- 35.0)	UG4B	basalto masivo	600	137.2	3.65	57.6	8.25	806.7
ST-32 (44.85- 45.05)	UG4B	basalto masivo	596	141.12	3.65	57.6	8.8	807.2
	VHN (kg/mm ²)	MEDIA	597.9	138.4	4.93	56.58	9.68	806.5
		MEDIANA	600.0	141.2	3.65	57.6	8.80	807.2

Tabla 15. Resultados obtenidos para las cinco muestras de roca disponibles, todas ellas correspondientes a Rocas basálticas.

Los valores de VHNR obtenidos son muy similares en todas las muestras y no existe prácticamente variación entre las muestras de basalto vacuolar y masivo.

Coefficiente F de Schimazek

Con este coeficiente se determina la rozabilidad y abrasividad de las rocas a partir del tamaño medio de los granos de la roca y de los minerales que la componen, mediante estudio de microscopía en lámina delgada. Se determina a partir de la siguiente expresión:

$$FSchim = Q* d50 RT$$

Donde:

FSchim = coeficiente de abrasividad (N/mm).

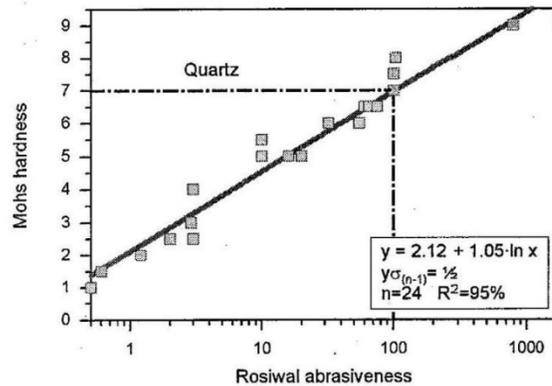
Q* = contenido en cuarzo equivalente en minerales abrasivos (%), obtenido en lamina delgada.



d50= diámetro medio del cuarzo (mm), obtenido en lámina delgada. En ausencia de este corresponde al diámetro medio de los minerales más abrasivos aplicando el coeficiente reductor.

RT = resistencia a tracción (MPa) (ensayo brasileño).

La cantidad de cuarzo equivalente, Q^* , es la suma de los porcentajes volumétricos de cada mineral (excluyendo la porosidad) multiplicado por un factor, R , correspondiente a la abrasividad Rosival, que es calculada por correlación con la dureza de Mohs, según el gráfico siguiente (Thuro y Plinninger, 20



Correlation between Rosival abrasiveness and Mohs Hardness (Thuro and Plinninger, 2003)

Figura 1. Correlación entre la abrasividad Rosival y la dureza de Mohs

En la tabla siguiente se indican los valores factores de conversión a aplicar a cada especie mineral presente en las muestras analizadas.



Dureza según escala Moh's	Factor de conversión a Q	Mineral	Dureza Moh's	factor de conversión
1	0	Plagioclasa	6 - 6½	0.43
1,5	0	Olivino	6½ - 7	0.75
2	0.0021	Piroxeno	5½ - 6½	0.35
2,5	0.015	Vidrio	6-7	0.65
3	0.036	Opacos	5-6	0.18
3,5	0.038			
4	0.042			
4,5	0.047			
5	0.055			

Tabla 16. Valores factores de conversión a aplicar a cada especie mineral presente en las muestras analizadas.

Una de las principales dificultades a la hora de establecer el índice F en rocas volcánicas es determinar el diámetro medio de los granos de cuarzo. Esta estimación puede resultar no válida en el caso de las rocas con abundantes fenocristales, donde estos presentan tamaños superiores a los 2 mm y están envueltos en una masa de cristal vítreo con tamaños menores de 0.02 mm. El cálculo del coeficiente F se ha determinado considerando dos supuestos de diámetro medio de la especie mineral predominante (plagioclasa): valor medio entre los cristales grandes y los menores y valor medio de los cristales menores.

Según el coeficiente F, la rozabilidad cuantitativa y cualitativa de la roca es la siguiente:



CATEGORÍA DE ABRASIVIDAD F (N/mm)	COEFICIENTE	ROZABILIDAD
		Calificación
0.2 – 0.3		Muy buena
0.3 – 0.4		Buena
0.4 – 0.5		Moderada
0.5 – 0.6		Regular
0.6 – 0.8		Mala
0.8 – 1.0		Muy mala

Tabla 17. Coeficiente F, la rozabilidad cuantitativa y cualitativa de la roca.

En la tabla siguiente se recogen la totalidad de los resultados obtenidos de las muestras de las que se dispone de cuantificación mineral, que corresponde con las de basalto.

Sondeo (muestra)	UG	Cálculo I. Schimazek										
		Plagioclasa	olivino	piroxeno	opacos	vidrio volcánico	Q^* (cuarzo equivalente)	d_{50} medio (mm)	d_{50} mínimo (mm)	TR (N/mm^2)	F _(d50 medio)	F _(d50 mínimo)
ST-20 (31.8-32.2)	UG4A	0.3234	0.1140	0.0217	0.0022	0.0143	0.4755	0.7095	0.1075	6.5	2.193	0.332
ST-21 (32.2-33.43)	UG4A	0.3225	0.1125	0.0280	0.0000	0.0130	0.4760	0.7095	0.1075	6.5	2.195	0.333
ST-21 (34.8-36.95)	UG4B	0.3204	0.0900	0.0420	0.0009	0.0065	0.4598	0.645	0.1075	7	2.076	0.346
ST-31 (33.0-35.0)	UG4B	0.3225	0.1050	0.0315	0.0009	0.0098	0.4697	0.774	0.0645	7	2.545	0.212
ST-32 (44.85-45.05)	UG4B	0.3204	0.1050	0.0315	0.0009	0.0130	0.4708	0.774	0.1075	7	2.551	0.354

Tabla 18. Resultados Obtenidos del Basalto



Los resultados, según los diámetros medios considerados, resultan muy dispares. Así se obtiene una rozabilidad muy mala ($F > 2$ N/mm) para diámetros medios entre fenocristales y cristales menores; y entre muy buena a buena (0.21-0.5 N/mm) para diámetros mínimos (cristales menores). Dado que el estudio mineralógico no concluye qué tipo de cristales son los predominantes, el índice Schimazek obtenido no resulta del todo representativo de la abrasividad de las rocas basálticas, por lo que debe tomarse con ciertas reservas



3.4 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN.

3.4.1 *Resumen Hidrogeológico*

En cuanto a las características hidrogeológicas de los materiales pueden diferenciarse dos acuíferos. El superior libre, corresponde a los depósitos granulares de la Toba Tala, y el inferior que corresponde al sustrato rocoso volcánico.

Respecto al funcionamiento hidrogeológico la dirección principal del flujo de agua es oeste-este, por lo que este es prácticamente ortogonal al trazado.

Para determinar la posición del nivel freático a lo largo de todo el trazado se dispone de un total de 77 piezómetros de los cuales 16 son dobles, con dos tubos dentro de la misma cavidad y ranurado a diferentes profundidades para detectar diferencias entre el acuífero volcánico (roca) y el granular (suelo). Tanto en estos piezómetros dobles como en los sencillos instalados en roca, la separación entre acuíferos se lleva a cabo mediante un tapón de cemento bentonita.

El nivel del acuífero inferior se sitúa en régimen de semiconfinamiento con niveles piezométricos en carga, aunque siempre situados por debajo del nivel freático del superior, en torno a 2 m de media, aunque en diversas zonas se encuentra a la misma cota y en otras ostensiblemente por debajo en torno a 8-13 m.

DIFERENCIA DE COTAS N.F. PIEZÓMETROS MIXTOS	MAXIMO (m)	9.15
	MINIMO (m)	0.03
	MEDIA (m)	2
	TOTAL	16

Tabla 19. Resumen de Diferencias de cota n.f. (roca menos suelo)



A continuación se muestra unas tablas resumen para los niveles freáticos medidos en suelo y roca.

SUELO	Profundidad máxima n.f.	26.9
	Profundidad mínima n.f.	1.8
	MEDIA (m)	9.4
	TOTAL MEDIDAS	62

Tabla 20. Resumen niveles freáticos en suelo

ROCA	Profundidad máxima n.f.	17
	Profundidad mínima n.f.	3
	MEDIA (m)	9.7
	TOTAL MEDIDAS	31

Tabla 21. Resumen niveles freáticos en roca

Para determinar la permeabilidad de suelos y rocas se han realizado ensayos Lefranc y Lugeon. Se ha realizado una nueva reinterpretación de los ensayos cuyos resultados no difieren en gran medida de los presentados por Vorsevi en el informe de referencia

De la reinterpretación de ensayos y tras eliminación de aquellos ensayos considerados como anómalos, se han deducido los siguientes valores de permeabilidad:

UG	Cantidad	K (m/s)					
		Máximo	Mínimo	Promedio	mediana	Desv. Est.	propuesto representativo
UG1B	6	1.41E-05	4.30E-07	4.00E-06	1.45E-06	4.92E-06	4.00E-06
UG1C	26	6.90E-05	3.30E-08	6.06E-06	1.29E-06	1.35E-05	1.30E-06
UG1D	13	8.60E-06	2.49E-08	1.46E-06	6.90E-07	2.14E-06	7.00E-07
UG2	4	4.94E-08	4.05E-09	2.53E-08	2.39E-08	1.65E-08	2.50E-08
UGB2	2	7.51E-08	5.21E-08	6.36E-08	6.36E-08	1.15E-08	6.50E-08
UG3a-UG3b	7	1.1E-08	2.3E-09	6.5E-09	7.0E-09	2.9E-09	7.0E-09
UG-4a	12	4.5E-07	1.7E-09	1.6E-07	1.2E-07	1.6E-07	1.3E-07
UG-4b	9	5.7E-07	1.7E-09	1.6E-07	1.6E-07	1.5E-07	1.6E-07

Tabla 22. Valores de Permeabilidad.



3.4.2 Planteamiento Conceptual.

El hueco sin revestir del túnel se encontrará bajo el nivel freático y actuará como un dren subterráneo que detrae los flujos por su superficie interior, tanto en la parte cilíndrica como en el frente de avance. Conceptualmente esta acción es equivalente a una detacción o bombeo en un dren horizontal, con lo que se iniciará una depresión de la piezometría en la traza del túnel como respuesta al caudal detraído del sistema.

Este proceso se produce en régimen transitorio, dado que la depresión evoluciona a lo largo del tiempo hasta que se realiza el revestimiento del túnel. Por esto, las fórmulas de Goodman que se van a emplear para la estimación de los caudales de agua infiltrados en el túnel incorporan en el cálculo el tiempo durante el cual esa superficie interna está drenando y tienen también en cuenta la superficie específica que interviene en el drenaje subterráneo.

3.4.3 Metodología.

Para el cálculo estimado de caudales de aguas infiltradas en el interior de túneles existen varios métodos analíticos. Para el caso que aquí se trata, se estima que el más adecuado es el de Goodman, que calcula el caudal por unidad de longitud del túnel (caudal unitario) según se va excavando.

El método de Goodman tiene en cuenta el efecto que produce el drenaje del túnel y considera cargas constantes o variables a lo largo del túnel, así como una constante de permeabilidad k . El caudal de agua que se filtra al túnel viene dado por



la siguiente expresión:

$$Q = 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot k \cdot H^3 \cdot S \cdot t}{3 \cdot C}}$$

Donde:

Q = caudal por unidad de longitud de túnel

K = constante de permeabilidad (m/s)

H = altura piezométrica

S = Producción específica (aproximadamente toma el valor de 0,05)

C = factor de penetración (adimensional) = 0,5

t = tiempo (s)

Una modificación (GOODMAN, ET AL., 1965) DE LA FÓRMULA ANTERIOR SE PROPONE EN CARRERA, J. Y VAZQUEZ-SUÑÉ, E. (2008). SOBRE LA INTERACCIÓN ENTRE ACUÍFEROS Y OBRAS SUBTERRÁNEAS. EL AGUA Y LAS INFRAESTRUCTURAS EN EL MEDIO SUBTERRÁNEO. AIG-GE BARCELONA.

Estos autores consideran que se puede obtener una primera idea de la magnitud de los caudales en condiciones idealizadas de un macizo homogéneo bajo un nivel permeable. El caudal que capturaría un túnel de dicho sistema superficial viene dado por:

$$\frac{Q}{L} = \frac{2\pi \cdot K_{roca} \cdot P}{\ln\left(\frac{2p}{R_{tunnel}}\right)}$$

Donde:

Q/L es el caudal drenado por el túnel por unidad de longitud K es la permeabilidad de macizo y p es la profundidad del túnel por debajo del nivel freático del acuífero.

Se considera hasta cota de contrabóveda.

APÉNDICE No.1-Perfiles Geológicos Geotécnicos Secciones Tipo (Origen)



4. ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL EN EDIFICIOS

4.1 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

A causa del elevado número de edificios afectados por la excavación del túnel en cuestión, el análisis de riesgos se desarrollará en tres fases de acuerdo con el procedimiento propuesto por ITA/ AITES EN EL DOCUMENTO "SETTLEMENTS INDUCED BY TUNNELLING IN SOFT GROUND" (2006) [1] Y POR MAIR, TAYLOR Y BURLAND (1996) [6]. Esta metodología prevé tres fases de análisis que se describen a continuación.

4.1.1 Análisis preliminar de riesgos

El análisis preliminar de riesgo se realiza según un criterio simple y conservador cuyo objetivo es limitar el número de edificios a analizar. La metodología aplicada consiste en calcular el asiento y la distorsión angular máxima en superficie en correspondencia de cada edificio y en localizar aquellos edificios que asientan más de 10 mm y presentan una distorsión angular mayor de 1/500 ya que estos pueden ser susceptibles de sufrir daños.

A continuación se describe la metodología adoptada para la determinación de los movimientos inducidos en la superficie.

El perfil de asientos generados en superficie debido a la excavación del túnel en condiciones que no tienen en cuenta la interacción entre el terreno y las estructuras existentes, puede asimilarse una ley de distribución tipo Gauss de acuerdo con el método semiempírico propuesto por PECK (1969) [7]:

$$S_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i_0^2}}$$

En donde S es el asiento bajo la abscisa x, S_{max} es el asiento máximo en superficie coincidente con la clave del túnel e i₀ es la abscisa del punto de inflexión de la curva de Gauss. La siguiente figura muestra la forma de esta curva y sus puntos singulares.

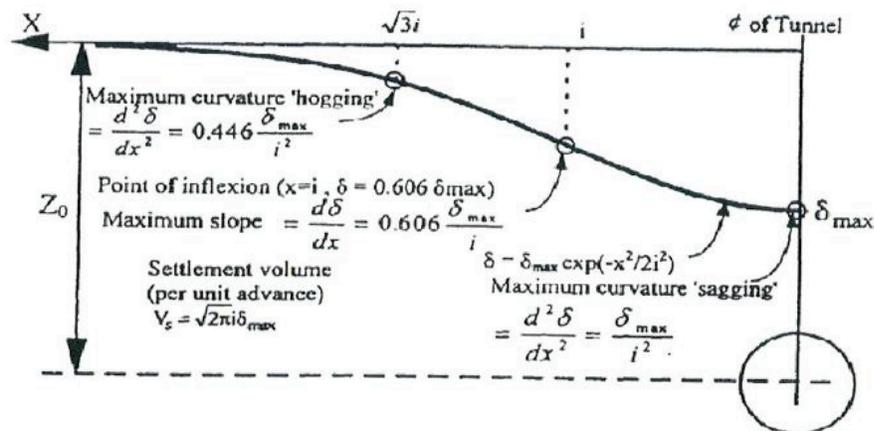


Figura 2. Definición de la ley de asientos propuesta por Peck (1969).

El valor del asiento máximo se determina a partir de la siguiente expresión:

$$S_{max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i_0}}$$

En donde V_s representa el volumen total de asientos en superficie (pérdida de suelo).

La abscisa i₀ del punto de inflexión se puede determinar a partir de la siguiente expresión (O' Really y New 1982):

$$i_0 = kz_0$$

Donde z₀ es la profundidad del eje del túnel y K el parámetro de anchura de la cubeta que depende del tipo de terreno excavado.



El valor de V_s y del parámetro K de anchura de la cubeta se han determinado a partir de los resultados de los cálculos en FLAC 3D, en condición de campo libre, realizados para 10 secciones transversales a lo largo del túnel que representan los diversos tipos de suelos/rocas atravesados, las cargas mínimas y máximas del terreno sobre el anillo y las cargas máximas/mínimas de agua.

En la tabla siguiente se resumen los resultados de los cálculos ejecutados.

Sección de estudio	Tipo de terreno atravesado	PK	Datos geométricos		Parámetros ajuste Peck	
			Profundidad eje (m)	Profundidad nivel freático (m)	$V_s\%$	k
TS-1	UG1b	9+450	21.30	10	0.56	0.50
TS-2	UG1b	9+650	22.80	9.5	0.57	0.49
TS-3	UG1d y UG1c	9+850	25.30	12.75	0.54	0.47
TS-4	UG1c con capas más someras formadas por aproximadamente 10 m de Rellenos y UG1a.	10+680	24.30	10	0.70	0.53
TS-5	UG1d y UG1c	10+870	27.40	10.75	0.49	0.49
TS-6	UG1d y UG1c	11+180	22.80	8.5	0.37	0.52
TS-7	UG1b	11+750	21.30	5.5	0.56	0.46
TS-8	UG3b2	12+150	21.30	3	0.25	0.45
TS-9	UG3b2	12+350	27.30	6	0.32	0.47
TS-10	UG4a	13+350	20.30	4.5	0.01	0.48

Tabla 23. Resultados de los cálculos realizados en FLAC 3D en términos de $V_s\%$ y K .

A partir de estos resultados se ha tramificado el túnel en función del tipo de terreno atravesado y para cada tramo se ha establecido el valor de $V_s\%$ y K que se adopta para la determinación de la cubeta de asientos en superficie.

TRAMO	PK ^{inicial}	PK ^{final}	Tipo de terreno atravesado	Parámetros ajuste Peck		$\beta=dS/dx^{m\acute{a}x}$
				$V_s\%$	K	
1	9+450	9+800	UG1b	0.57	0.50	1.09E-03
2	9+800	10+580	UG1c - UG1d	0.54	0.49	1.17E-03
3	10+580	10+800	UG1c + Rellenos + UG1a	0.70	0.53	1.07E-03
4	10+800	11+550	UG1c - UG1d	0.54	0.49	1.08E-03



5	11+550	11+800	UG1b	0.57	0.50	1.08E-03
6	11+800	12+420	UG3b2	0.32	0.47	8.37E-04
7	12+420	13+400	UG4a	-	-	0

Tabla 24. Determinación del valor de $V_s\%$ y K a asignar a cada tramo de túnel. En base a los resultados obtenidos, se considera que cuando el túnel se excava en UG4a no se genera afección en la superficie.

Una vez definida la geometría de la cubeta de asientos cada 20 m a lo largo del túnel se dibujan las líneas de nivel de asientos (isolíneas) en un plano de planta de trazado en el que estén reflejados los edificios y, además, se calculan las distorsiones angulares máximas por tramo de túnel (por derivación de la curva de asientos) según el tipo de terreno excavado. Si el máximo asiento y la máxima distorsión angular en superficie resultan menores de 10 mm y de 1/500, respectivamente, los edificios se consideran no susceptibles de sufrir daños.

De acuerdo con RANKIN (1988) [8], siempre que un edificio esté en buen estado previo a la ejecución de las obras movimientos del terreno que produzcan asientos inferiores a 10 mm y distorsiones angulares inferiores a 1/500 en el edificio no producirán daños al edificio.

En términos de distorsión angular, se ha comprobado que esta característica no es determinante ya que todos los edificios afectados por la excavación del túnel presentan un valor inferior a 1/500.

En cuanto a los asientos, siguiendo el criterio anteriormente establecido se han seleccionado los edificios incluidos en la banda limitada por las isolíneas de 10 mm. Estos edificios son los que se analizarán en la fase 2 del análisis de subsidencias. Por el



contrario, se considera que los edificios situados en el exterior de esta banda no precisan, sin necesidad de realizar análisis más detallados, protección ni tratamiento alguno.

Este método suele ser conservador ya que se calculan los movimientos inducidos en superficie y no a cota de cimentación. Además, supone que el edificio no tiene rigidez a efectos de determinación de los asientos por lo que sigue la deformada del terreno en campo libre que produce mayores asientos y deformaciones.

4.1.2 Análisis de riesgos

En el caso de los edificios en los que, como resultado del análisis preliminar, se ha obtenido un asiento superior a 10 mm, se realizará un estudio más detallado de la posible afección generada por los movimientos inducidos por el túnel consistente en el cálculo de su deformación máxima de tracción.

BOSCARDIN Y CORDING (1989) [2] analizaron casos reales de asientos en edificios generados por excavaciones próximas y mostraron que el daño al edificio, definido según la escala de BURLAND (1977) [3], podía relacionarse con la magnitud de la deformación de tracción inducida en el mismo.

Conocidos los movimientos verticales a cota de cimentación (cubeta de asientos resultante de la fase 1 del análisis), se divide cada uno de los edificios a estudiar en varios tramos correspondientes a zonas de deformación cóncava (zona de arrufo) y convexa (zona de quebranto).



Cada uno de estos tramos se modeliza como una viga de gran canto biapoyada con carga puntual en el centro (método de la viga equivalente). Para cada una de las vigas se calcula la deflexión máxima, lo cual permite obtener las deformaciones de tracción debidas a flexión y cortante. Las expresiones utilizadas para ello, de acuerdo con PREDICTION OF GROUND MOVEMENTS AND ASSESSMENT OF RISK OF BUILDING DAMAGE DUE TO BORED TUNNELLING (MAIR ET AL 1996) [6] son las siguientes:

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLHG} \right\} \cdot \varepsilon_b \quad \text{Para la deformación de flexión}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18IE} \right\} \cdot \varepsilon_d \quad \text{Para la deformación de cortante}$$

Donde:

H: altura del edificio medida desde la cimentación.

L: longitud del edificio, limitada por los puntos de inflexión o el límite práctico de asientos.

E y G: módulo de Young y módulo transversal del edificio como viga. El valor de E/G suele tomarse igual a 12,5 en el caso de pórticos de hormigón armado y cerramientos ligeros de ladrillo.

I: momento de inercia de la viga equivalente.

t: distancia del eje neutro a la fibra de tracción. Éste se considera en el centro de gravedad de la sección (H/2) en zona de arrufo y en la cara inferior de la viga (H) en zona de quebranto.



Categoría e intensidad del daño	Descripción del daño típico y forma más habitual de reparación para edificios típicos de fábrica	Abertura de grieta (mm)	Deformación límite de tracción (%)
0 Despreciable	Fisuras de menos de 0,1 mm (límite de agudeza visual)	< 0,1	0 a 0,05
1 Muy ligero	Fisuras y grietas que pueden ser tratados con decoración. El daño se restringe generalmente a tabiques interiores. Algunas grietas aisladas en paredes de ladrillo	1	0,05 a 0,075
2 Ligero	Grietas fácilmente rellenables. Probablemente precise redecoración. Varias fisuras ligeras apreciables en el interior. Las grietas se aprecian externamente, exigiendo un repintado. Puertas y ventanas pueden sufrir deformaciones ligeras en sus marcos.	5	0,075 a 0,15

Tabla 25. Clasificación de daños visibles con referencia a la facilidad de la reparación (Escala de Burland J.B. (1977) y adoptada por el BRE Británico) y Relación entre la categoría del daño y la deformación límite de tracción (Boscardin y Cording, 1989).- Parte 1

Categoría e intensidad del daño	Descripción del daño típico y forma más habitual de reparación para edificios típicos de fábrica	Abertura de grieta (mm)	Deformación límite de tracción (%)
3 Moderado	Las grietas requieren un picado y obra de albañilería. Los revestimientos adecuados pueden enmascarar las grietas recurrentes. Posiblemente parte de la fachada de ladrillo requiera sustitución. Las puertas y ventanas se atascan. Las tuberías y bajantes pueden romperse. Empeora la resistencia del edificio frente a los agentes atmosféricos.	5 a 15 o número de fisuras > 3	0,15 a 0,3
4 Severo	Reparación extensiva incluyendo demolición y restitución de porciones de muros especialmente sobre puertas y ventanas. Los marcos de ventanas y puertas se distorsionan y el suelo de inclina apreciablemente La tabiquería se inclina y abomba. Algunas vigas se descuelgan y las cañerías quedan fuera de servicio	15 a 25 aunque depende del número de grietas	>0,3
5 Muy severo	Se requiere una gran reparación con reconstrucción total o parcial del edificio. Las vigas se descuelgan. Se requiere apuntalamiento en muros. Las ventanas revientan por distorsión. Peligro de inestabilidad.	usualmente >25 aunque depende del número de grietas	>0,3

Tabla 26. Clasificación de daños visibles con referencia a la facilidad de la reparación (Escala de Burland J.B. (1977) y adoptada por el BRE Británico) y Relación entre la categoría del daño y la deformación límite de tracción (Boscardin y Cording, 1989).- Parte 2



A la deformación máxima obtenida como resultado de la deflexión producida por los movimientos Verticales $\max = (\varepsilon_b; \varepsilon_d)$, se le suma un cierto porcentaje, variable entre el 30% y el 100% en función del tipo de cimentación, de la deformación a tracción producida por los movimientos horizontales. Ésta deformación puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$\varepsilon_h = \frac{S}{H} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i_0^2} \right) \text{ para la deformación horizontal}$$

Donde:

s: asiento.

H: profundidad del eje del túnel.

i0: punto de inflexión.

x: distancia horizontal al eje del túnel.

De esta forma se obtiene, para cada edificio, la deformación máxima de tracción correspondiente a cada una de las zonas de deformación cóncava y convexa (las distintas deformaciones, flexión+horizontal, y cortante+horizontal, se combinan según el círculo de Mohr en deformaciones). La deformación máxima del edificio corresponde al máximo de las deformaciones obtenidas en las zonas cóncavas y convexas.

En función de este máximo se determina la categoría de daños potencial con la ayuda de la Tabla 21, comparando dicho máximo con la deformación límite ε_{lim}

Se considera que un edificio tiene un riesgo bajo si la categoría de daño potencial asignada está entre las categorías 0 (despreciable) y 2 (ligero). Este límite se considera



aceptable para un edificio de nueva construcción que no arrastra una historia de lesiones previas ni está catalogado como de interés patrimonial, por ejemplo edificios antiguos y de interés histórico-artístico. Las conclusiones que se extraigan de este análisis son por ello únicamente aplicables a edificios sin daños previos.

Este método suele ser conservador ya que se calculan los movimientos inducidos en superficie y no a cota de cimentación. Además supone que el edificio no tiene rigidez a efectos de determinación de los asientos por lo que sigue la deformada del terreno de campo libre. La interacción suelo-estructura tiende a reducir la deflexión relativa $\frac{\Delta}{L}$ y las deformaciones horizontales unitarias ϵ_h . Sin embargo, esta metodología permite caracterizar de forma conservadora todos los edificios situados en la zona de influencia de la traza del túnel.

4.1.3 Análisis de detalle

De acuerdo con las recomendaciones de MAIR, TAYLOR Y BURLAND (1996) [6] en aquellos edificios clasificados en la categoría de daño moderado o superior se recomienda realizar un estudio de detalle en el que se tengan en cuenta los efectos tridimensionales de la posición del túnel respecto del edificio, introduciendo además una consideración sobre la tipología estructural ya que las edificaciones con una continuidad estructural definida por pórticos de hormigón armado o acero son menos susceptibles de experimentar daño que los que están constituidos por muros de carga.



Estos cálculos permitirían la optimización de los tratamientos de corrección de subsidencias propuestos, pero requieren información detallada en relación a la estructura y materiales de los edificios a analizar.

4.2 INFORMACIÓN DISPONIBLE SOBRE EL ESTADO DE LOS EDIFICIOS

En la tabla que se incluye a continuación se resume la información disponible del inventario de edificios. Según se observa, se han inventariado únicamente los edificios de más de tres plantas y/o de alto valor histórico arquitectónico que se encuentran a lo largo de la traza del túnel objeto de estudio.



Tramo	Código Edificio	PK	Número de plantas	Número de sótanos	Tipo Cimentación	Profundidad cimentación	Estado de conservación	Valor arquitectónico
	001	9+649	4	2	Superficial	8	Sin daños	Normal
	002	9+650	2	1	Superficial	6	Sin daños	Normal
	003	9+703	3	1/2	Superficial	3	Sin daños	Escaso
	004	9+816	4		Superficial	2	Sin daños	Escaso
	005	9+795	3		Superficial	2	Sin daños	Escaso
	006	9+884	4	1	Superficial	6	Sin daños	Escaso
	007	9+911	3		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	008	9+936	4		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	009	9+942	4		Superficial	3	Sin daños	Escaso
	010	9+952	3				Daños ligeros	Escaso
	011	9+986	4		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	012	10+036	5		Superficial	3	Sin daños	Normal
	013	10+057	3		Superficial	2	Sin daños	Escaso
	014	10+091	3		Superficial	2	Sin daños	Escaso
	015	10+116	3		Superficial	2	Daños ligeros	Normal
	016	10+124	3		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	017	10+200	4		Superficial	3	Sin daños	Escaso
	018	10+307	16	1			Sin daños	Singular
	019	10+323	2				Sin daños	Monumental
Acalde - Catedral	020	10+474	3		Superficial	3	Sin daños	Normal
	021	10+495	5		Superficial	3	Daños ligeros	Normal
	022	10+615	5		Superficial	2	Sin daños	Escaso
	023	10+693	3		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	024	10+744	3		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	025	10+776	4		Superficial	3	Daños ligeros	Escaso
	026	10+832	5		Superficial	3	Daños moderados	Escaso
	027	10+786	15					Monumental
	028	10+866	3				Sin daños	Monumental
	029	11+033	9				Sin daños	Normal
	030	10+970	2	1	Superficial	6	Sin daños	Escaso
	031	11+103	2	1	Superficial	8	Sin daños	Monumental
	032	11+190	3	1			Daños moderados	Monumental
	033	11+277	7	1	Superficial	7	Daños ligeros	Monumental
	034	11+354	6		Superficial	7	Daños ligeros	Singular
	035	11+365	4	1	Superficial	8	Daños ligeros	Escaso
	036	11+425	7	1	Superficial	8	Daños moderados	Escaso



Tramo	Código Edificio	PK	Número de plantas	Número de sótanos	Tipo Cimentación	Profundidad cimentación	Estado de conservación	Valor arquitectónico
	037	11+424	7	1	Superficial	8	Sin daños	Escaso

Tabla 27. Edificios inventariados.-Parte 1

Catedral - Independencia Sur	038	11+466	8	1		7	Daños ligeros	Escaso
	039	11+497	5			3	Sin daños	Escaso
	040	11+503	10			7	Daños moderados	Normal
	041	11+509	6					
	042	11+615	8			7	Sin daños	Escaso
	043	11+636	8			7	Daños ligeros	Escaso
	044	11+740						Monumental
	045	11+830	10					
	046	11+869	12					
	047	11+967	4					
048	12+005	3						
Independencia Sur- Plaza de la Bandera	049	11+800	13				Daños ligeros	Singular
	050	12+192	4		Superficial	2	Daños ligeros	Escaso
	051	12+240	4		Superficial	3	Daños ligeros	Normal
	052	12+441	3		Superficial	2	Sin daños	Escaso
	053	12+578	3		Superficial	3	Sin daños	Escaso
	054	12+608	6	1	Superficial	6	Daños ligeros	Normal
	055	12+766	3					
	056	12+777	3		Superficial	3	Daños moderados	Normal
	057	12+090	3					
	Edificios en la zona de influencia de las estaciones							

Tabla 28. Edificios inventariados.- Parte 2

Como resultado del análisis preliminar se ha obtenido un asiento superior a 10 mm en edificios que no han sido inventariados, por lo que a falta de más información se han adoptado las siguientes hipótesis de trabajo para poder seguir con la segunda fase del análisis:

- Se ha considerado que los edificios no presenten daños estructurales preexistentes antes del comienzo de las obras.



- Se han determinado las dimensiones geométricas en planta de los edificios midiéndolas en pantalla sobre Google Earth;
- Se ha estimado la altura de los edificios considerando el número de plantas y suponiendo una distancia entre forjados de 3 m.
- Se ha considerado que las cimentaciones de los edificios son del tipo zapata aislada y que se encuentran a una profundidad de 2m por debajo de la cota del terreno.

De cualquier forma, será necesario inspeccionar todos estos edificios antes del comienzo de la construcción del túnel puesto que si se observase que presentaran daños estructurales preexistentes el análisis realizado no sería aplicable y no sería posible garantizar una reducción suficiente del riesgo con medidas exclusivamente constructivas durante la ejecución de dicho túnel.

4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS

4.3.1 Resultados del análisis preliminar de riesgos

Los resultados del análisis preliminar de riesgos, indican que únicamente 11 edificios se encuentran dentro de la banda de influencia delimitada por las isolíneas de los 10 mm. En la tabla a continuación se indica la ubicación de estos edificios.

PK	Nombre edificio
10595	Edificio 01
10605	Edificio 02
10615	Edificio 03
10630	Edificio 04



10665	Edificio 05
10695	Edificio 06
10715	Edificio 07
10745	Edificio 08
11810	Edificio 09
12095	Edificio 10
12145	Edificio 11

Tabla 29. Edificios en la banda de influencia delimitada por las isolíneas de los 10 mm de asiento.

De acuerdo con la metodología de análisis, descrita en el apartado 4.1.2, para estos edificios se realizará un estudio más detallado de la posible afección generada por la excavación del túnel consistente en el cálculo de su deformación máxima de tracción.

4.3.2 Resultados del análisis de riesgos

Los resultados de esta segunda fase de análisis, ver tabla Tabla 30, indican que todos los edificios objeto de estudio están clasificados en la categoría de daño despreciable, por tanto no presentan riesgo de sufrir daños y no es necesario proceder al análisis de detalle.

Se considera necesario reiterar la importancia de inventariar los 11 edificios que se encuentran dentro de la banda de influencia delimitada por las isolíneas de los 10 mm previamente al comienzo de la obra para comprobar y confirmar su estado, puesto que las conclusiones de este análisis son aplicables únicamente a edificios sin daños previos.

PK	Nombre edificio	Clasificación de Burland		Distancia Edificio - Túnel / Asiento máximo bajo edificio		CATEGORÍA DE DAÑO EXISTENTE	RIESGO
		CATEGORÍA	INTENSIDAD	d (m)	S _{edif_máx} (mm)		
10595	Edificio 01	0	Despreciable	12	12.3	Sin daños	NO



10605	Edificio 02	0	Despreciable	12	12.3	Sin daños	NO
10615	Edificio 03	0	Despreciable	12	12.3	Sin daños	NO
10630	Edificio 04	0	Despreciable	12	12.4	Sin daños	NO
10665	Edificio 05	0	Despreciable	12	12.4	Sin daños	NO
10695	Edificio 06	0	Despreciable	11	13.5	Sin daños	NO

Tabla 30. Resultados de la segunda fase de análisis: Análisis de Riesgos.- Parte 1

PK	Nombre edificio	Clasificación de Burland		Distancia Edificio - Túnel / Asiento máximo bajo edificio		CATEGORÍA DE DAÑO EXISTENTE	RIESGO
		CATEGORÍA	INTENSIDAD	d (m)	S _{edif_máx} (mm)		
10715	Edificio 07	0	Despreciable	11	14.0	Sin daños	NO
10745	Edificio 08	0	Despreciable	11	13.4	Sin daños	NO
11810	Edificio 09	0	Despreciable	7	7.7	Sin daños	NO
12095	Edificio 10	0	Despreciable	0	13.4	Sin daños	NO
12145	Edificio 11	0	Despreciable	1	12.5	Sin daños	NO

Tabla 31. Resultados de la segunda fase de análisis: Análisis de Riesgos.-Parte 2

4.4 ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL EN EDIFICIOS DE ALTO VALOR HISTÓRICO – ARQUITECTÓNICO

A lo largo del trazado del túnel objeto de estudio existen edificios de alto valor histórico arquitectónico que por su importancia requieren un estudio específico del daño potencial inducido por la excavación del túnel. Este último se desarrollará en dos fases (ver Figura 2):



- Fase 1: En función de la bibliografía existente y de la experiencia en proyectos de similares características, se han fijado unos límites admisibles de asientos, distorsión angular y deformación horizontal a cota de cimentación de los edificios y se ha comprobado que se cumplan.
- Fase 2: Se plantea un tratamiento de protección frente a subsidencias y se comprueba su efecto mediante un modelo de diferencias finitas en FLAC 3D. Se procede a esta fase de análisis solo para aquellos edificios que no cumplen los límites fijados en la primera fase.

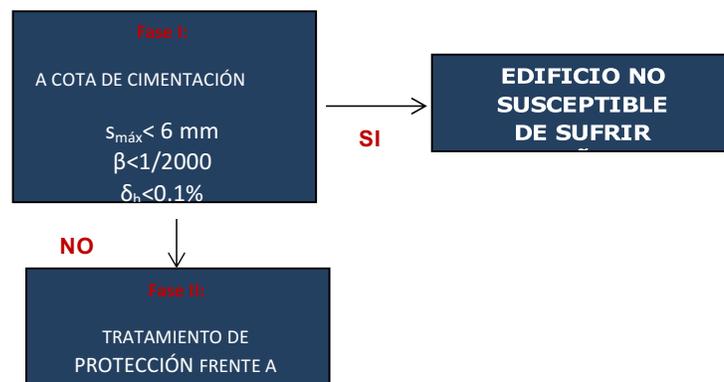


Figura 3. Esquema de Análisis.

Los edificios que se analizan según la metodología indicada son los siguientes:

Código de inventario	Nombre edificio	PK inicial	PK final
019	Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	10300	10350
027	Templo de San José	10760	10820
028	La casa de los perros	10840	10880
031	Palacio Municipal	11070	11130
032	Catedral de Guadalajara	11150	11230
044	Templo de San Francisco	11700	11760

Tabla 32 Edificios/estructuras monumentales objeto de análisis específico.



4.4.1 Resultados Del Fase I De Análisis

En la tabla que se presenta a continuación se muestran los resultados de la primera fase de análisis de los edificios de alto valor histórico arquitectónico. Se observa que para todos los edificios analizados el asiento máximo y la distorsión angular máxima a cota de cimentación resultan mayores que los valores límites establecidos, por lo que será necesario recurrir a tratamientos de protección frente a subsidencias para poder limitar los movimientos inducidos en los edificios.



CARACTERISTICAS EDIFICIOS				CARACTERISTICAS TÚNEL Y TERRENO			MOVIMIENTO MÁXIMO EN LA SUPERFICIE			
Edificio	Codigo	d(m)	p _{cim} (m)	Terreno atravesado	H _{eje} (m)	k	i	Vs %	S _{máx} (mm)	S _{edif} (mm)
Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	019	13.75	4	ug1c/d	21.86	0.49	10.71	0.54	17.752	7.785
Templo de San José	027	11.15	4	ug1c+r+ug1a	25.77	0.53	13.66	0.70	18.044	12.93
La casa de los perros	028	13.71	3	ug1c/d	27.27	0.49	13.36	0.54	14.225	8.40
Palacio Municipal	031	12.38	8	ug1c/d	25.57	0.49	12.53	0.54	15.173	9.31
Catedral de Guadalajara	032	8.0	4	ug1c/d	24.37	0.49	11.94	0.54	15.918	12.72
Templo de San Francisco	044	0	4	ug1b	25.82	0.50	12.91	0.57	15.543	15.54

MOVIMIENTO MÁXIMO A COTA DE CIMENTACIÓN					
i	Vs %	S _{máx} (mm)	S _{edif} (mm)	β	δ_h
9.1315	0.54	20.819	6.701	1.1E-03	0.032%
11.8992	0.70	20.711	13.351	1.1E-03	0.028%
12.1339	0.54	15.668	8.275	7.7E-04	0.025%
9.2823	0.54	20.481	8.416	1.2E-03	0.030%
10.3329	0.54	18.399	13.634	1.1E-03	0.034%
11.2516	0.57	17.835	17.835	9.6E-04	0.069%

Tabla 33. Resultados de la fase I de análisis de los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.





d=distancia al eje del túnel

pcim=profundidad de la cimentación

Heje=profundidad del eje del túnel

k=parámetro de anchura de la cubeta

i=abscisa del punto de inflexión

Vs%=pérdida de suelo

Smáx=Asiento máximo, coincidente con el eje del túnel.

Sedif=Asiento máximo en correspondencia del edificio

β=distorsión angular máxima en correspondencia del edificio (calculada por derivación numérica de la curva de asientos)

δh=deformación horizontal máxima en correspondencia del edificio (calculado por derivación numérica de la curva de desplazamientos horizontales)

4.4.2 Resultados del Fase II de Análisis

Los resultados de la Fase I de análisis indican que todos los edificios objeto de estudio presentan movimientos a cota de cimentación superiores a los valores admisibles, por tanto resulta necesario recurrir a tratamientos de protección que permitan reducirlos.

Los tratamientos planteados para cada estructura se resumen en la siguiente tabla.

Código de inventario	Nombre edificio	PK inicial	PK final	Tratamiento propuesto
019	Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	10300	10350	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
027	Templo de San José	10760	10820	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.

Tabla 34. Tratamientos previstos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.-Parte 1.



Código de inventario	Nombre edificio	PK inicial	PK final	Tratamiento propuesto
028	La casa de los perros	10840	10880	Pantalla de micropilotes $\phi_{\text{perif}}=0.20\text{m}$ separados entre sí 0.50 m
031	Palacio Municipal	11070	11130	Pantalla de micropilotes $\phi_{\text{perif}}=0.20\text{m}$ separados entre sí 0.50 m
032	Catedral de Guadalajara	11150	11230	Pantalla de pilotes $\phi=1.50\text{ m}$ separados entre sí 0.20 m.
044	Templo de San Francisco	11700	11760	Tratamiento de Jet Grouting en el entorno del túnel que se extiende desde 2 m por debajo del eje hasta 4 m radiales alrededor de la excavación.

Tabla 35. Tratamientos previstos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.- Parte 2

La comprobación de la eficacia del tratamiento de protección se realiza mediante un modelo de diferencias finitas en FLAC 3D en el que se simula el edificio a proteger a través de la carga que ejerce a cota de cimentación, el tratamiento de protección previsto y la excavación del túnel.

Los edificios se modelizan mediante una carga equivalente por falta de información relativa a la estructura.

Para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe y la Casa de los Perros no se realizan modelos específicos puesto que estos edificios presentan características similares al Templo de San José y al Palacio Municipal, respectivamente. Además, el perfil del terreno en dichos edificios es muy parecido o, incluso, de peores características en los casos simulados (túnel más somero o capas de terreno más blandas cerca de la superficie).



Por todo ello, se considera que los cálculos realizados en el Templo de San José y el Palacio Municipal son también válidos para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe y la Casa de los Perros y serán de aplicación los mismos tratamientos.

A continuación se muestran unas fichas con los cuatro edificios mencionados y sus respectivos perfiles geológicos.

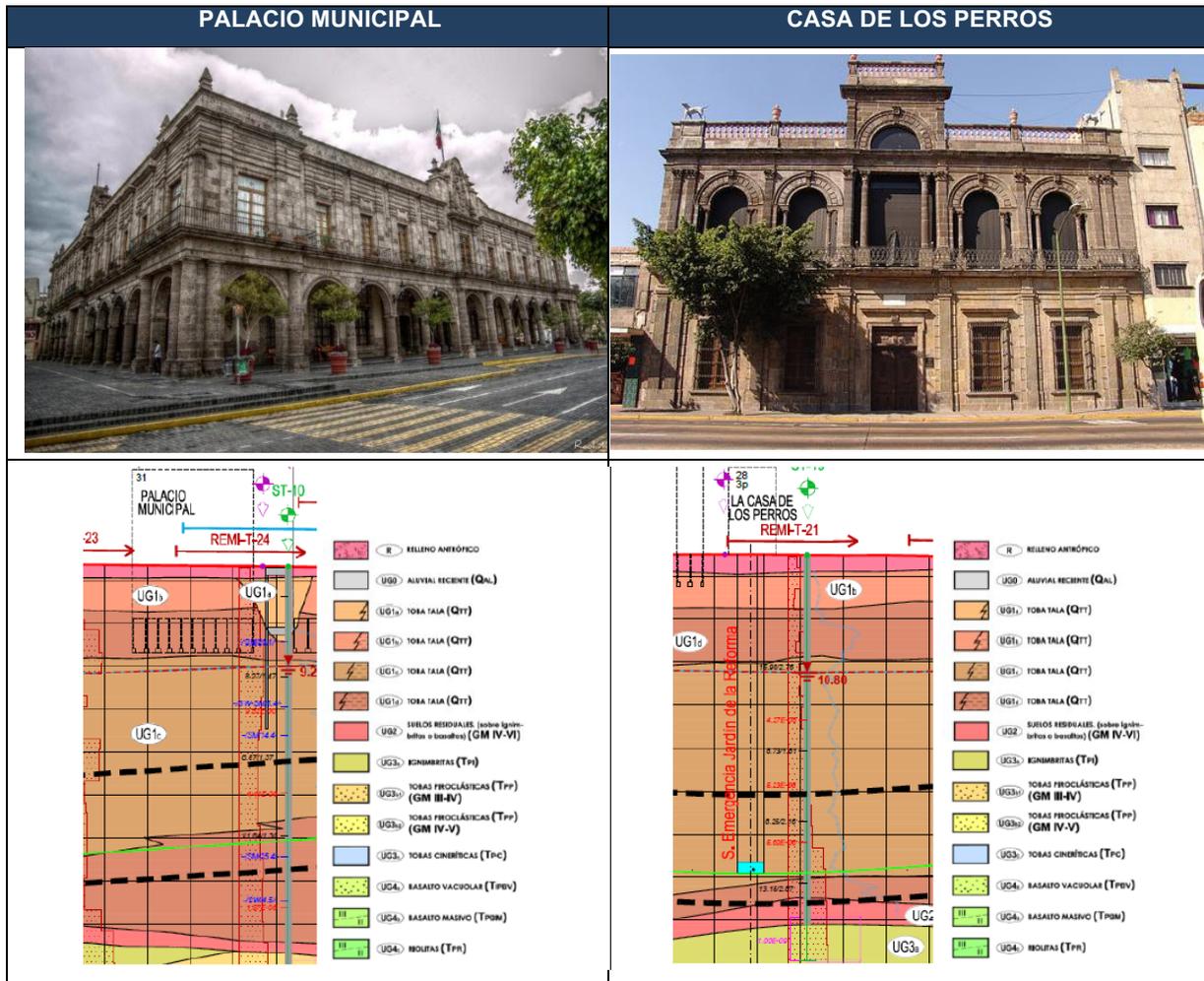


Ilustración 1 Palacio Municipal y Casa de los Perros.

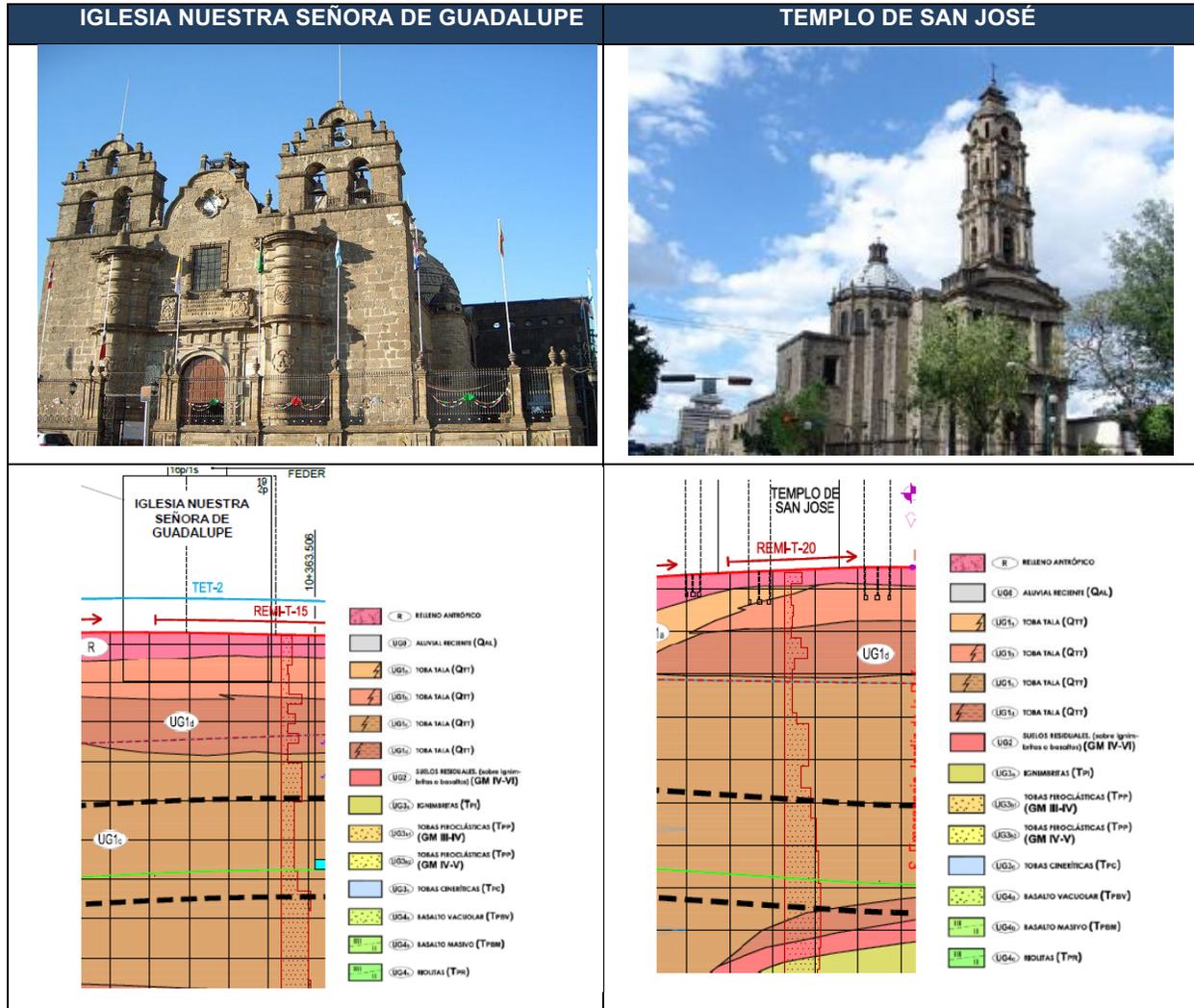


Ilustración 2. Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe y Templo de San José.



En la tabla que se presenta a continuación se resumen los resultados obtenidos para cada estructura analizada en esta segunda fase de análisis. Los resultados muestran la efectividad de los tratamientos planteados puesto que los movimientos inducidos son siempre inferiores a los límites establecidos (umbral admisible).

$$S_{m\acute{a}x} < 6 \text{ mm}$$

$$B < 0.05\% \left(\frac{1}{2000}\right)$$

$$\delta_h < 0.1\%$$

EDIFICIOS DE ALTO VALOR HISTÓRICO ARQUITECTÓNICO							
VARIABLE	UMBRAL ADMISIBLE	IGLESIA NUESTRA SEÑORA	TEMPLO DE SAN JOSÉ	CASA DE LOS PERROS	PALACIO MUNICIPAL	CATEDRAL	TEMPLO DE SAN FRANCISCO
Desplazamiento vertical (mm)	6.0	*	5.8	*	3.2	3.8	3.9
Pendiente (mm/m)	0.5	*	0.3	*	0.4	0.18	0.14
Deformación horizontal (mm/m)	1.0	*	0.05	*	0.07	0.07	0.09
* Para estos edificios no se realizan modelos específicos. Se comprueba la efectividad del tratamiento propuesto en edificios de características similares. En el Palacio Municipal para la Casa de Los Perros y en el Templo de San José para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe.							

Tabla 36. Resultados de la fase II de análisis de los edificios de alto valor histórico arquitectónico.

El análisis in situ de las estructuras situadas a lo largo del trazado del túnel ha permitido observar que frente a la Catedral de Guadalajara se encuentra un centro comercial subterráneo cuyas características geométricas y estructurales son desconocidas en el momento de redacción de este proyecto. Para proteger esta zona se ha previsto ejecutar una pantalla de



micropilotes cuya efectividad se ha comprobado en el mismo modelo de cálculo elaborado para la Catedral de Guadalajara. Los resultados indican que los movimientos inducidos en el trasdós de la pantalla de micropilotes son inferiores a los límites admisibles.

4.5 ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL EN ESTRUCTURAS SINGULARES

El túnel de la nueva línea de tren ligero entre los municipios de Zapopan, Tlaquepaque y Guadalajara cruza en su recorrido dos estructuras singulares:

ESTRUCTURAS SINGULARES	PK inicial	PK final
Túnel Hidalgo	11132	11138
Túnel Línea 2	11394	11398

Tabla 37. Estructuras Singulares recorrido línea 3

Dada la complejidad del problema estudiar, el efecto de la excavación del túnel objeto de estudio sobre estas dos estructuras se simula a través de modelos de diferencias finitas en FLAC 3D. Se considera que si el movimiento vertical inducido en los túneles es inferior al límite admisible, fijado en 10 mm en función de la bibliografía existente, estas estructuras no corren riesgo de sufrir daños.

4.6 RESULTADOS

Los resultados de los cálculos ejecutados indican que los túneles objeto de análisis no son susceptibles de sufrir daños puesto que los movimientos verticales en ellos inducidos son inferiores a los 10 mm. Los resultados de los cálculos ejecutados se resumen a continuación.



ESTRUCTURAS SINGULARES			
VARIABLE	UMBRAL ADMISIBLE	TÚNEL DE HIDALGO	TÚNEL LÍNEA 2
Desplazamiento vertical (mm)	10	9.6	1.4

Tabla 38. Resultados de Asentamientos Estructuras Singulares

Puesto que el túnel de Hidalgo se encuentra en las cercanías del Palacio Municipal, el efecto producido por la excavación del túnel sobre estas dos estructuras se ha analizado a través de un único modelo de diferencias finitas en FLAC 3D.

4.7 INTRODUCCIÓN

El objeto de este Apéndice es la modelización numérica de la construcción con tuneladora EPB del tramo en túnel de la nueva línea de tren ligero entre los municipios de Zapopán, Guadalajara y Tlaquepaque, en Jalisco (México). El objetivo de la modelización en cuestión es la determinación de:

- El efecto de las medidas de protección previstas para los edificios de alto valor-histórico arquitectónico;
- Las deformaciones inducidas en los dos túneles existentes que se cruzan a lo largo del trazado: túnel de Hidalgo y túnel de la Línea 2 del Metro de Guadalajara.



Código de inventario	Nombre edificio	PK inicial	PK final	Tratamiento previsto
019	Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	10300	10350	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
027	Templo de San José	10760	10820	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
028	La casa de los perros	10840	10880	Pantalla de micropilotes $\phi_{\text{perf}}=0.20$ m separados entre sí 0.50 m
031	Palacio Municipal	11070	11130	Pantalla de micropilotes $\phi_{\text{perf}}=0.20$ m separados entre sí 0.50 m
032	Catedral de Guadalajara	11150	11230	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
044	Templo de San Francisco	11700	11760	Tratamiento de Jet Grouting en el entorno del túnel que se extiende desde 2 m por debajo del eje hasta 4 m radiales alrededor de la excavación.

Tabla 39. Tratamientos previstos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico.

Los tratamientos de protección planteados se consideran efectivos cuando los movimientos inducidos por la excavación del túnel en los edificios objeto de análisis son menores de los límites admisibles establecidos:

$$S_{\text{máx}} < 6 \text{ mm}$$

$$\beta < 0.05\% (1/2000)$$

$$\delta h < 0.1\%$$

De cara a los túneles existentes se considera que si el movimiento vertical inducido en ellos es inferior al límite admisible, fijado en 10 mm, estas estructuras no corren riesgo de sufrir daños.

Con el fin de determinar estos movimientos se han puesto a punto cinco modelos numéricos tridimensionales con el programa FLAC3D 5.0 de Itasca Consulting Group, Inc., que



Simula la excavación con tuneladora EPB del nuevo túnel, incluyendo las estructuras correspondientes, a fin de analizar el efecto de las deformaciones inducidas en las mismas.

Los modelos realizados y sus características principales se resumen a continuación:

- Templo de San José, ubicado en el entorno del PK 10+780, en el que la pared Oeste del templo se encuentra a unos 11 m del eje de la traza. El recubrimiento sobre clave es de unos 22 m.
- Palacio Municipal y Túnel Vehicular bajo la Avda. Hidalgo, ubicados en el entorno del PK 11+100, en el que la pared Este del Palacio se encuentra a unos 13 m del eje. El túnel, transcurre a poca profundidad y se sitúa prácticamente perpendicular a la traza en la zona de cruce. El recubrimiento sobre clave es de aproximadamente 19 m.
- Catedral de Guadalajara, ubicada en el entorno del PK 11+180, en la que su fachada se encuentra a unos 11 m de la traza. Frente a la Catedral existe un centro comercial subterráneo del que se desconoce su geometría exacta en el momento de redacción de este documento, por lo que no se ha podido incorporar con detalle en el análisis de esta sección de cálculo. El recubrimiento sobre clave es de unos 18 m.
- *Templo de San Francisco*, ubicado en el entorno del PK 11+714, en el que la esquina formada por las paredes Norte y Este se sitúa sobre la traza del túnel. El recubrimiento sobre clave es de unos 19 m.
- *Conexión con la estación de la L-2* existente en la Avda. Juárez, en el entorno del PK 11+400 de la traza y próxima a la nueva estación denominada “Catedral”. Tanto el



túnel de la L-2 como su estación transcurren a escasos metros de la superficie y se sitúan perpendiculares a eje del nuevo túnel. El recubrimiento sobre clave es de unos 15 m.

Para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe y la Casa de los Perros no se realizan modelos específicos puesto que estos edificios presentan características similares al Templo de San José y al Palacio Municipal, respectivamente. Además, el perfil del terreno en dichos edificios es muy parecido o, incluso, de peores características en los casos simulados (túnel más somero o capas de terreno más blandas cerca de la superficie).

Por todo ello, se considera que los cálculos realizados en el Templo de San José y el Palacio Municipal son también válidos para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe y la Casa de los Perros y serán de aplicación los mismos tratamientos.

Los resultados de los modelos resumidos en la Tabla 2 muestran:

- La efectividad de los tratamientos propuestos para los edificios de alto valor histórico-arquitectónico puesto que los movimientos en ellos inducidos son menores de los admisibles.
- La ausencia de riesgo para los dos túneles cruzados a lo largo del trazado puesto que los movimientos verticales en ellos inducidos son menores de 10 mm



EDIFICIOS DE ALTO VALOR HISTÓRICO ARQUITECTÓNICO							
VARIABLE	UMBRAL ADMISIBLE	IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE GUADALUPE	TEMPLO DE SAN JOSÉ	CASA DE LOS PERROS	PALACIO MUNICIPAL	CATEDRAL	TEMPLO DE SAN FRANCISCO
Desplazamiento vertical (mm)	6.0	*	5.8	*	3.2	3.8	3.9
Pendiente (mm/m)	0.5	*	0.3	*	0.4	0.18	0.14
Deformación horizontal (mm/m)	1.0	*	0.05	*	0.07	0.07	0.09
* Para estos edificios no se realizan modelos específicos. Se comprueba la efectividad del tratamiento propuesto en edificios de Características similares. En el Palacio Municipal para la Casa de Los Perros y en el Templo de San José para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe.							
ESTRUCTURAS SINGULARES							
VARIABLE	UMBRAL	TÚNEL DE HIDALGO	TÚNEL LÍNEA 2				
Desplazamiento vertical (mm)	10	9.6	1.4				

Tabla 40. Resultados de desplazamiento

A continuación se describen las características generales comunes a todos los modelos de cálculos, las características peculiares de cada modelo y se presentan los resultados obtenidos.



4.8. METODOLOGÍA

4.8.1. Simulación Del Funcionamiento De Una EPB

La importancia de la generación de asientos durante la construcción de túneles urbanos y de las afecciones que éstos son susceptibles de inducir en las edificaciones existentes no necesita ser enfatizada puesto que constituye el condicionante principal de diseño para este tipo de obras.

En los siguientes apartados se justifica y describe la metodología que se va a emplear para el cálculo de las deformaciones del terreno, partiendo de los mecanismos posibles que son susceptibles de generarlos cuando se construye un túnel mediante una tuneladora con presión de tierras en el frente.

4.8.2. Mecanismos De Generación De Asientos Con Tuneladoras EPB

En un escudo con presión de tierras en el frente, y suponiendo unas condiciones de funcionamiento normal de la máquina, los asientos provienen fundamentalmente de la suma de los siguientes factores:

- Deformación por delante del frente en el frente
- Deformación radial alrededor del escudo
- Deformación radial en la cola del escudo

A continuación se describen estos factores, que son los mecanismos generadores de asientos que hay que tener en cuenta en la fase de proyecto para disponer de una estimación razonable de los mismos.



Deformación por delante del frente.

El funcionamiento de un escudo EPB consiste en establecer un equilibrio entre el empuje total del terreno y la presión ejercida por el material excavado que está en el frente, presión que debe ser controlada mediante la velocidad de avance de la cabeza de corte, el empuje de los gatos, la velocidad de extracción del escombros y su grado de fluidificación.

En general puede establecerse que:

- Una presión de tierras insuficiente podría traducirse en la inestabilidad del frente con el riesgo de formación de una chimenea y la generación de un hundimiento que podría llegar hasta la superficie. Esta situación no debe llegar a producirse, para lo que es necesario un correcto control de la máquina. Por otro lado, si el frente es autoestable, la excavación se podría realizar sin presión de tierras.
- Una presión de tierras baja supone que el frente del túnel se deforma axialmente hacia el hueco creado, por lo que se irán induciendo unos asentamientos por delante del túnel. Esta es la situación de trabajo más habitual para los escudos de presión de tierras en obras de este tipo.
- Una presión de tierras alta puede producir el levantamiento de la superficie del terreno por delante del frente, por lo que tampoco se trata de una situación de trabajo, sino más bien casos accidentales especialmente cuando el recubrimiento es escaso.

En definitiva, y de acuerdo con la experiencia de obras similares, un control razonable durante la operación del escudo evita tanto la inestabilidad del frente como el levantamiento del terreno.



Deformación radial alrededor del escudo.

Se debe al eventual cierre del hueco que existe entre el terreno y la coraza del escudo, derivado del sobrecorte de la cabeza de corte respecto al escudo delantero (para evitar el contacto inicial coraza-terreno y facilitar el guiado) y por la excentricidad del escudo (para evitar que quede atrapado), que hacen que la sección de excavación sea superior al diámetro exterior de la coraza.

En terrenos no cohesivos (especialmente bajo el nivel freático) el suelo se cerrará inmediatamente entorno a la coraza, mientras que en terrenos cohesivos, este efecto dependerá de su capacidad portante y no tiene por qué producirse forzosamente.

Adicionalmente, algunos escudos permiten la inyección de coraza, inyectando el hueco existente entre coraza y terreno (bien con un mortero inerte o con bentonita) con la consiguiente reducción de asentos al reducirse la pérdida de suelo alrededor de la tuneladora.

Deformación radial en la cola del escudo

A medida que el escudo avanza, el gap, o espacio anular entre el anillo de dovelas y el terreno, es inyectado con mortero. Las deformaciones radiales que se produzcan en el terreno durante este proceso de inyección dependen de las condiciones de la inyección (volumen inyectado, presión y eficiencia) y del fraguado del mortero. En la actualidad, la tendencia en



terrenos difíciles es realizar una inyección continua a través de la junta de grasa situada en la cola del escudo, con lo que se consigue la máxima eficiencia.

4.8.3. Cálculo de asientos mediante modelización numérica

La práctica habitual para la estimación preliminar de asientos se basa inicialmente en los trabajos de Peck, posteriormente modificados por otros autores. Estos métodos permiten estimar de forma aproximada la cubeta de asientos en la superficie del terreno; son sencillos de aplicar, útiles, y perfectamente válidos cuando están contrastados con experiencias similares. Sin embargo, introducen una serie de simplificaciones que pueden suponer grandes diferencias con la realidad cuando se emplean en zonas en las que no existen experiencias previas, como son las siguientes:

- La cubeta se define a partir de parámetros empíricos (punto de inflexión, volumen de asientos o subsidencia máxima) que normalmente se estiman a partir de experiencias similares.
- No proporcionan directamente los desplazamientos horizontales del terreno.
- No tienen en cuenta la tridimensionalidad de las deformaciones en el frente del túnel.
- Consideran un único litotipo homogéneo, por lo que no se tiene en cuenta la estratigrafía real del suelo ni el comportamiento de las distintas capas.
- No tienen en cuenta el estado tensional inicial del suelo, ni la interacción del freático con la excavación.
- No tienen en cuenta el proceso constructivo del túnel, ni la interacción terreno-sostenimiento, ni la velocidad de avance del túnel. En concreto, en el caso de ejecución con tuneladora no tienen en cuenta de forma explícita los distintos mecanismos que son susceptibles de generar asientos, descritos en el apartado anterior.



- No tiene en cuenta la plastificación del terreno, con los cambios de volumen asociados.
- No permite la introducción objetiva de tratamientos en el terreno.

Las repercusiones de las obras subterráneas sobre las edificaciones próximas justifica el análisis más riguroso que sea posible, y que en la actualidad se consigue con modelización numérica tridimensional de la construcción secuencial del túnel.

Un modelo numérico tridimensional permite considerar el efecto de distintos materiales con diferentes modelos constitutivos, el estado tensional inicial, el nivel freático, la geometría y profundidades reales del túnel así como la simulación secuencial de los pases de excavación-sostenimiento según el método constructivo adoptado.

La modelización numérica se realizará empleando el programa FLAC3D, de Itasca Consulting Group Inc. En los apartados siguientes se presentan los criterios adoptados para la modelización numérica de un túnel construido con una EPB, y se describe la metodología general de modelización.

4.8.3.1. Requerimientos geométricos

De acuerdo con las características de la máquina tuneladora y la definición geométrica de los anillos de dovela, se tendrían los siguientes parámetros geométricos para introducir en el modelo (Tabla 41):



ESCUDO	Diámetro de la cabeza de corte (ϕ_{EXC})	10.60 m
	Diámetro del escudo delantero ($\phi_{\text{EPB cabeza}}$)	10.56 m
	Gap 1: $(\phi_{\text{EXC}} - \phi_{\text{EPB cabeza}}) / 2$	0.02 m
	Diámetro del escudo de cola ($\phi_{\text{EPB cola}}$)	10.52 m
	Gap 2: $(\phi_{\text{EXC}} - \phi_{\text{EPB cola}}) / 2$	0.04 m
	Longitud del escudo (L_{EPB})	9.00 m
DOVELAS	Diámetro exterior anillo de dovelas ($\phi_{\text{ext. dovelas}}$)	10.30 m
	Gap 3: $(\phi_{\text{EXT}} - \phi_{\text{ext. dovelas}}) / 2$	0.15 m
	Diámetro interior anillo de dovelas ($\phi_{\text{int. dovelas}}$)	9.50 m
	Espesor dovela: $(\phi_{\text{ext. dovelas}} - \phi_{\text{int. dovelas}}) / 2$	0.40 m

Tabla 41. Condicionantes geométricos de tuneladora y dovelas.

La geometría idealizada del frente del túnel, la tuneladora y el anillo de dovelas que se va a considerar en el modelo se presenta en la Figura 4.

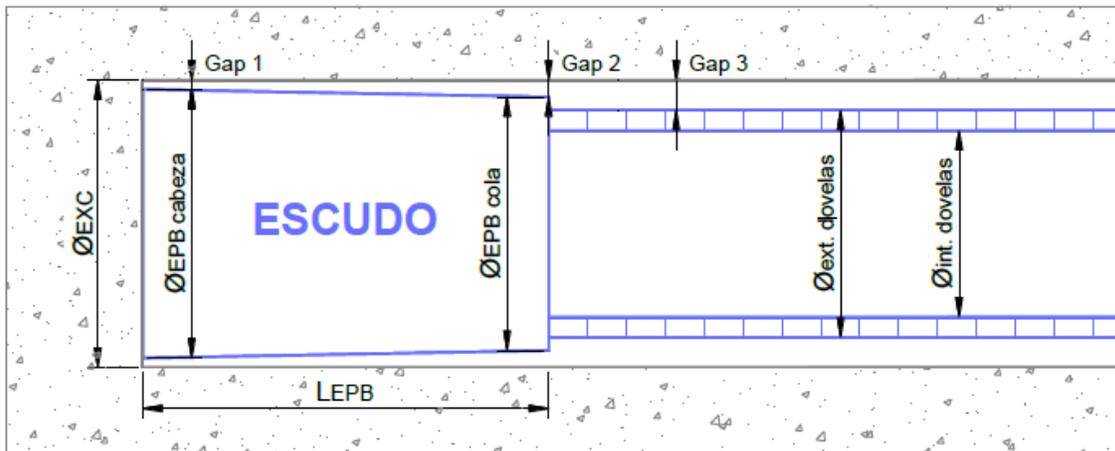


Figura 4. Geometría idealizada del entorno del frente del túnel.



Para establecer dicha idealización se han seguido los criterios siguientes:

- El escudo, modelizado como un tronco de cono, se mantiene concéntrico al anillo de dovelas durante la operación.
- En cuanto a la disposición relativa entre el escudo y las dovelas, el anillo de dovelas sale concéntrico con la tuneladora por la cola de la misma, la inyección de mortero rellena completamente el hueco tanto en clave como en solera y la rigidez longitudinal del anillo de dovelas impide que éste se hunda.
- Es necesario que la longitud de cálculo del escudo sea múltiplo de la longitud del anillo de dovelas, tomando el valor más próximo a la máxima longitud del escudo.



4.8.3.2. Simulación del proceso de excavación

El aspecto más importante de la modelización numérica frente a otras herramientas de cara a la estimación de los asientos producidos por la excavación de un túnel es que permite introducir en el esquema de cálculo la geometría tridimensional del frente y el proceso constructivo del túnel.

Para la simulación del proceso constructivo mediante una tuneladora del tipo EPB se ha supuesto que el avance es discontinuo, excavando de forma instantánea cilindros de túnel de longitud igual a 1 m.

Para cada uno de estos pases discontinuos de excavación se introducen las siguientes modificaciones en el modelo:

- Se aplica sobre el frente recién excavado una presión total correspondiente a la presión de tierras en la cámara de excavación de la EPB. En apartados siguientes se describe la condición de contorno para reproducir la presión de tierras.
- Se avanza la coraza del escudo hasta el frente de excavación. El diámetro de la tuneladora es inferior al de excavación, y además su geometría es troncocónica, por lo que el terreno de la clave y contraclave es susceptible de experimentar una semiconvergencia hasta llegar a contactar con la coraza del escudo. Para ello se realiza un cálculo en grandes deformaciones, de manera que los nodos del mallado actualizan sus coordenadas en función de sus desplazamientos, lo que permite simular el posible contacto entre terreno y tuneladora.



- Inmediatamente tras avanzar el escudo, se activan los elementos que simulan tanto el anillo de dovelas como la inyección continua de mortero por la cola del escudo entre el terreno y el extradós de las dovelas. Hay que insistir que el modelo reproduce unas condiciones razonables de funcionamiento de la tuneladora, de manera que se supone el relleno completo de mortero entre el terreno y el anillo de dovelas. En los apartados siguientes se describe los modelos constitutivos y propiedades empleados para la simulación de estos materiales.

Tras la ejecución de cada uno de estos pases, que incluye la excavación, la presión al frente, el avance de la tuneladora, la activación de la inyección de mortero, y la activación de un nuevo anillo de dovelas, el modelo se somete a un reajuste tensodeformacional mecánico, lo que se traduce en un incremento de deformaciones alrededor del hueco creado.

Simulando un número suficiente de “pases de avance” se alcanza un régimen permanente de deformaciones a partir del cual se pueden cuantificar la cubeta de asientos. Como se puede observar, con esta metodología se introducen explícitamente en el cálculo todos los mecanismos que son susceptibles de originar asientos.



4.8.4 Características generales del modelo de cálculo

En la siguiente Figura 5 se ilustra el detalle del escudo, anillo de dovelas y mortero en el entorno del frente del túnel.

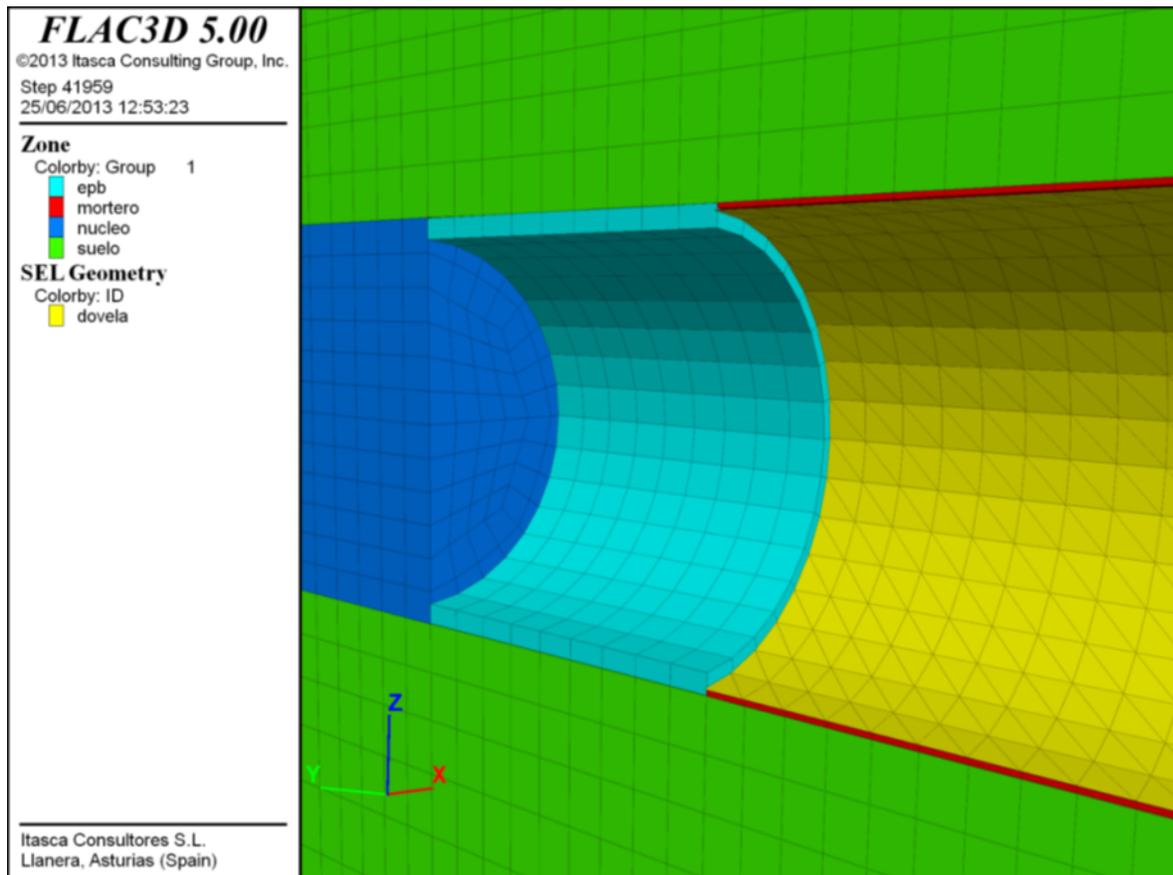


Figura 5. Detalle del modelo en el frente del túnel.



4.8.4.1. Condiciones en el frente del túnel

En el frente de excavación actúa la presión de tierras, que en el modelo se aplica como una presión mecánica horizontal.

Desde un punto de vista teórico sería recomendable que la presión de trabajo de la máquina sea igual al empuje de tierras al reposo, de manera que se inhiba completamente la deformación longitudinal del frente así como los asientos por delante del mismo.

No obstante, compensar el empuje total del terreno es muy ineficiente para la operación de la tuneladora, por lo que en el cálculo se ha considerado un valor para la presión de tierras de tierras que oscila entre 1.1 bar y 1.3 bar en clave. Estos valores son función de la altura de la columna de agua en cada sección. En la Figura 6 se ilustra la aplicación en el frente de la presión de tierras en el modelo. En cuanto a las condiciones de contorno hidráulicas en el frente se considera que las tierras situadas en la cámara de excavación, con el efecto de los correspondientes aditivos, actúan como una barrera impermeable que evitan la entrada de cantidades apreciables de agua por el frente del túnel.

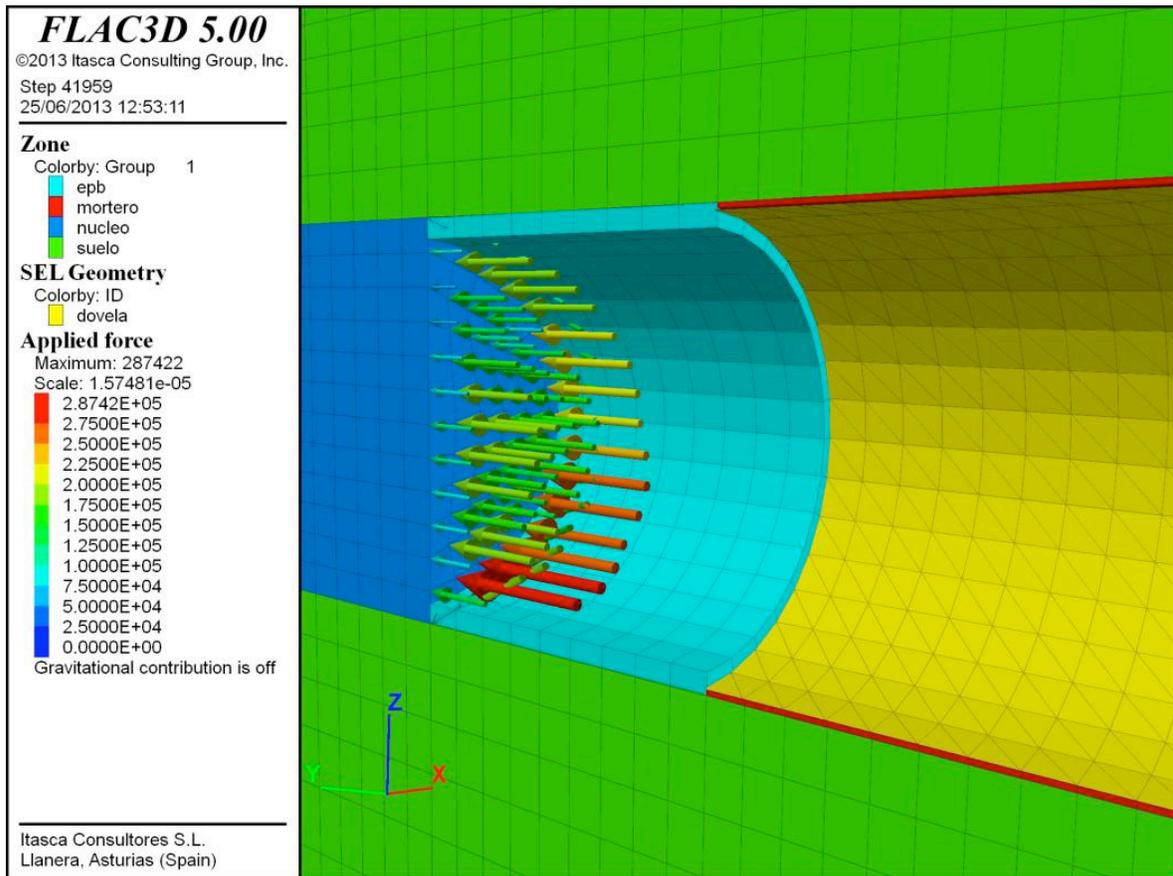


Figura 6. Presión de tierras en el frente.



4.8.4.2. Condiciones alrededor del escudo

Alrededor de la EPB el diámetro de excavación es superior al de la tuneladora (por sobreexcavación y por conicidad). Para simular el contacto entre el terreno y la coraza es necesario definir una interfase en el extradós del escudo, tal y como se aprecia en la Figura 7.

El cálculo se realiza en grandes deformaciones, lo que permite que la interfase comience a funcionar si el terreno llega a deformarse lo suficiente hasta ponerse en contacto con el escudo, existiendo un hueco hasta que llegue dicho instante.

Para la fricción terreno-escudo se adopta un valor de $\phi = 15^\circ$.

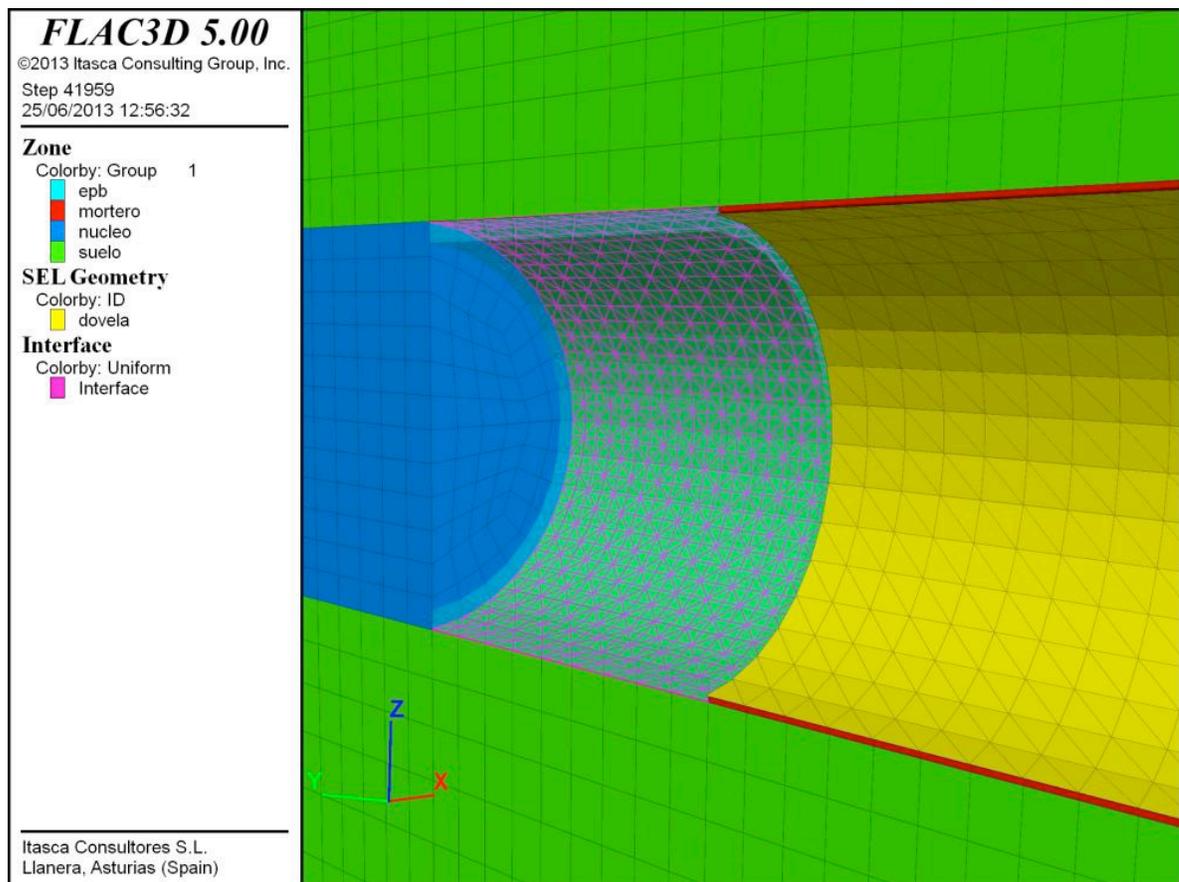


Figura 7. . Interfase para la interacción terreno-coraza del escudo.



4.8.4.3. Condiciones en la cola del escudo

Se asumen condiciones óptimas de trabajo para la tuneladora, con la inyección continua de mortero por la cola del escudo.



Descripción del proceso de fraguado del mortero

De acuerdo con los ensayos de los que se ha podido disponer, los morteros finalizan su fraguado en 10.5 hrs. A partir de dicha edad se puede determinar el módulo de deformación del mortero, habiéndose obtenido los siguientes resultados (Tabla 42).

Edad (días)	E (MPa)
1	78.6
2	145.7
3	533.3

Tabla 42. Módulos de Young obtenidos de ensayos de mortero.

Teniendo en cuenta que una tuneladora puede avanzar unos 10 anillos/día (unos 4 anillos cada 10 hrs.) se comprende que es necesario introducir en el modelo una ley de comportamiento que contemple el proceso completo de mortero. Para ello se acepta la siguiente ley de evolución del módulo de Young:

$$E_t = E_{28}(1 - e^{-at})$$

Donde:

E_t : módulo elástico para un tiempo t

E_{28} : módulo elástico a 28 días

α : constante de tiempos



Se ha encontrado que el mejor ajuste a los 3 ensayos disponibles se produce para $E_{28} = 1 \text{ GPa}$ y $\alpha = 0.2$, tal y como se observa en la Figura 8.

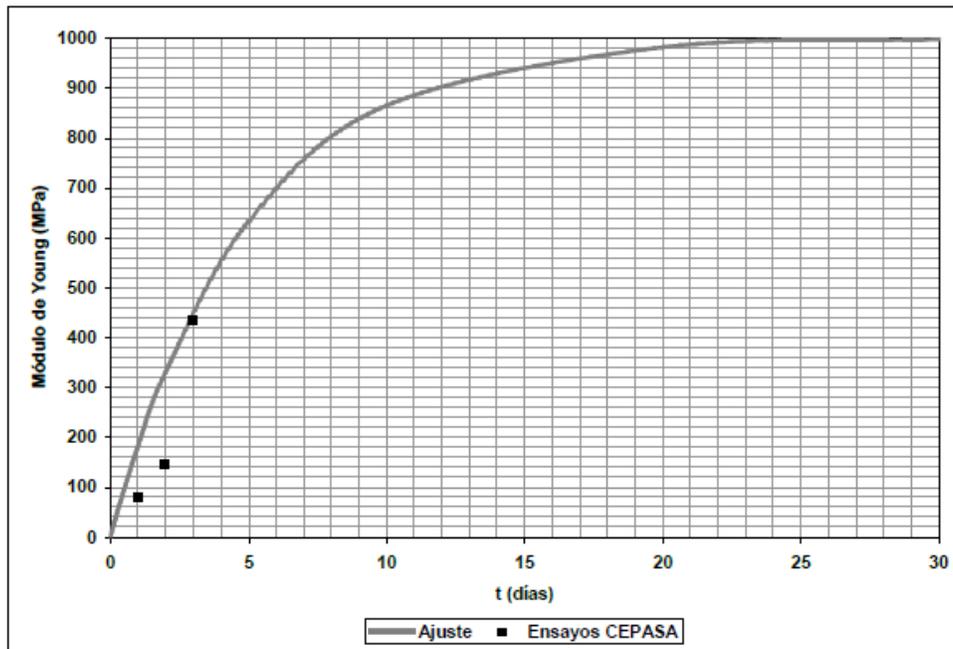


Figura 8. Ajuste de una función de forma de fraguado a los ensayos.

El siguiente parámetro que hay que caracterizar en el comportamiento elástico es el coeficiente de Poisson.

Para ello se asume la hipótesis de que al inicio de la inyección el mortero se comporta prácticamente como un fluido, con un módulo volumétrico K que se puede asumir igual al del agua y con un módulo de corte $G = 0$, y que durante el fraguado se va incrementando el valor del módulo de corte hasta alcanzar su valor final. Esto equivale a decir que al inicio de la inyección el coeficiente de Poisson es 0.5 (el de un líquido) y que durante el proceso de fraguado éste se va reduciendo hasta su valor final.



Se adopta la hipótesis de que la ley del fraguado del módulo volumétrico tiene la misma función de forma que el módulo elástico, pero recordando que para $t=0$ el módulo volumétrico sea el del agua. La ley adoptada es la siguiente:

$$K_t = K_0 + (K_{28} - K_0)(1 - e^{-\beta t})$$

Donde:

K_t : módulo volumétrico para un tiempo t

K_0 : módulo volumétrico inicial

K_{28} : módulo volumétrico a 28 días

α : constante de tiempos

De dicha ecuación se conoce K_0 , puesto que hemos asumido que puede ser igual al módulo volumétrico del agua. A pesar de que el módulo volumétrico del agua pura es de 2 GPa, se admite que el agua natural, con un pequeño porcentaje de burbujas de aire ocluidas, tenga un módulo volumétrico de $K_0=K_w= 2E8$ Pa.

Se conoce igualmente K_{28} , dado que se conoce $E_{28}= 1$ GPa (del ajuste anterior basado en ensayos de laboratorio) y se puede adoptar un Poisson fraguado de $\nu_{28}= 0.2$, con lo que sería:

$$K_{28} = \frac{E_{28}}{3(1 - 2\nu_{28})} = 555.6 \text{ MPa}$$



Conocidos E_t y K_t se puede despejar el coeficiente de Poisson, ν_t , y obtener así una curva de fraguado para el mismo.

$$\nu_t = \frac{1}{2} - \frac{E_t}{6K_t} = \frac{1}{2} - \frac{E_{28}(1 - e^{-0.2t})}{K_0 + (K_{28} - K_0)(1 - e^{-0.4t})}$$

La representación gráfica de esta curva de fraguado se presenta en la siguiente Figura 6, en la que se observa cómo efectivamente al inicio del fraguado el mortero se comporta como un fluido (con $\nu_0 = 0.5$) y conforme progresa el fraguado éste se va reduciendo hasta alcanzar un valor de 0.2 (valor que se ha adoptado a 28 días).

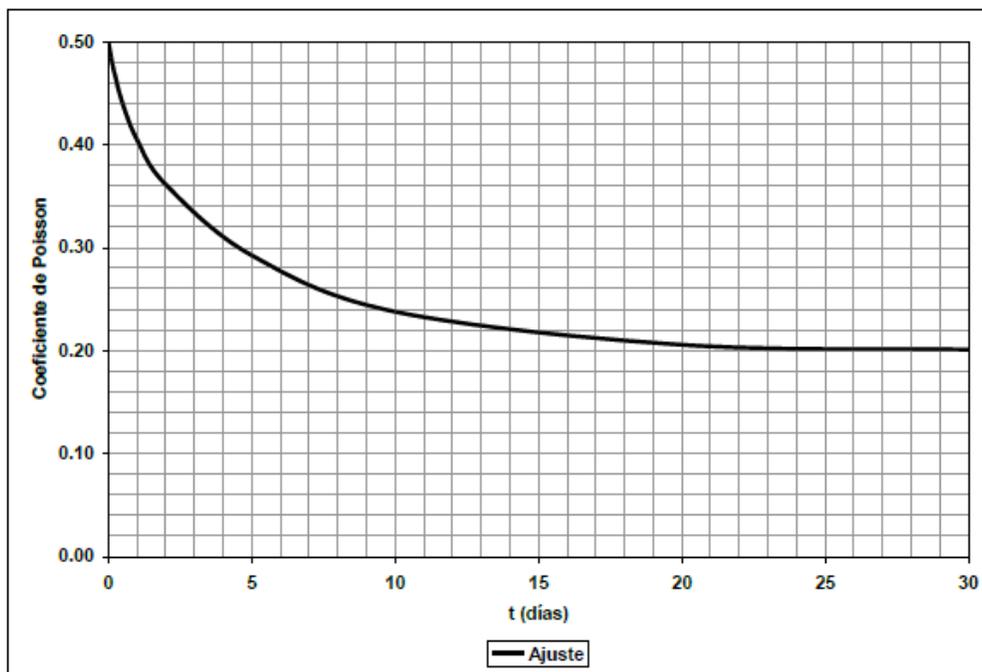


Figura 9. . Evolución del coeficiente de Poisson del mortero durante el fraguado



La ley de evolución del coeficiente de Poisson así obtenida es bastante similar a las consultadas en la Bibliografía, tal y como se presenta en la Figura 10.

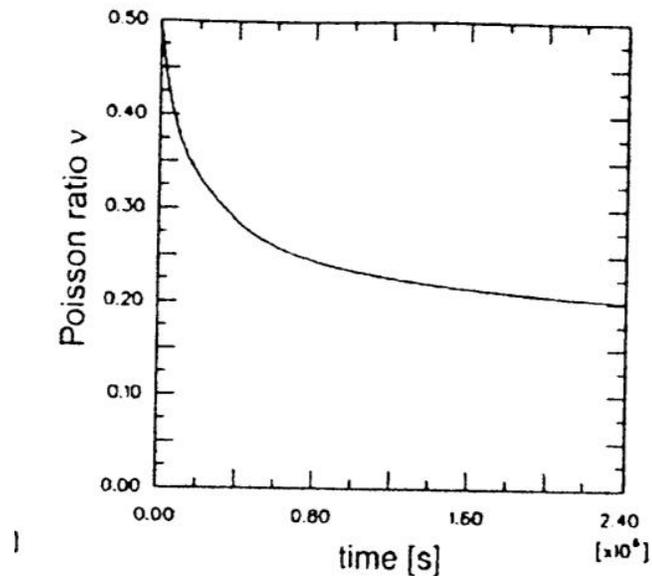


Figura 10. Evolución del coeficiente de Poisson con el fraguado.

Simulación del proceso de fraguado.

Puesto que el modelo numérico simula el avance secuencial del túnel, adoptando una velocidad media de avance, y con las leyes de fraguado anteriores, es posible ir variando los parámetros mecánicos del mortero conforme el frente se va alejando, y por tanto progresa su fraguado. En la Figura 11 se ilustra la evolución de la rigidez del mortero equivalente a su proceso de fraguado, tal y como se introduce en el modelo.

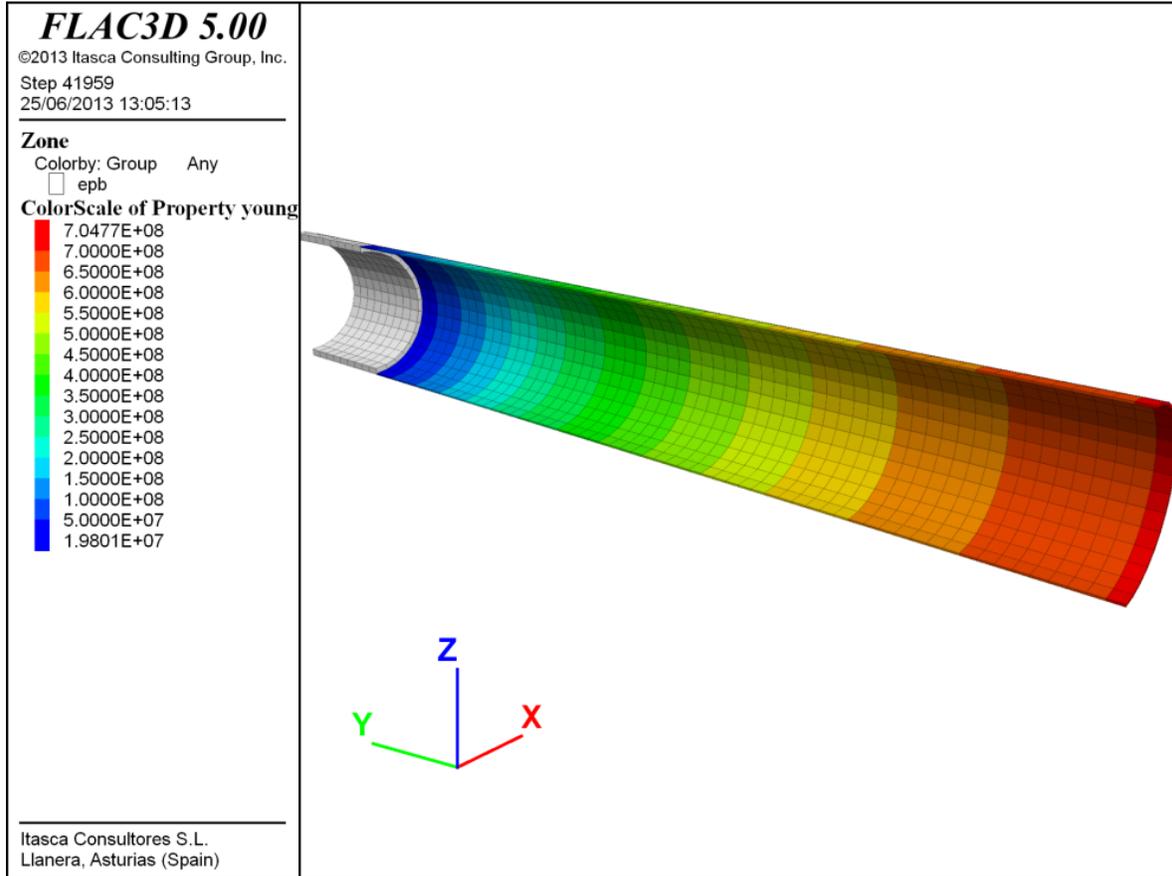


Figura 11. .Evolución de la rigidez del mortero.

Desde un punto de vista conservador se considera que la inyección de mortero llena el hueco existente, pero no transmite presión al terreno (a pesar de las evidencias de que presiones de inyección elevadas son susceptibles de compensar la cubeta de asientos generada).

Finalmente, por la propia naturaleza de la inyección de mortero se supone que el mortero actúa como una barrera impermeable e impide el flujo hacia el interior del túnel.



4.8.4.4. Modelización del anillo de dovelas

Los anillos de dovelas se han modelizado utilizando elementos estructurales tipo shell, o placa, que son elementos bidimensionales de tres nodos con 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 rotaciones, por lo que presentan rigidez tanto a axil como a flector y cortante), con un comportamiento elástico lineal y un acoplamiento al mallado rígido. La Figura 12 muestra el anillo de dovelas tal y como ha sido introducido en el modelo de cálculo.

A las dovelas se le asignan los siguientes parámetros de cálculo: modulo elástico=28.6 GPa, coeficiente de Poisson $\nu=0.2$ y densidad=2.5 t/m³, correspondientes a un hormigón de $f_c=30$ MPa.

De acuerdo con diversas referencias, la consideración del anillo de dovelas como un cilindro continuo, sin considerar aisladamente cada segmento que forma el anillo, es adecuada para una simulación cuyo objetivo es la estimación de asientos en superficie.

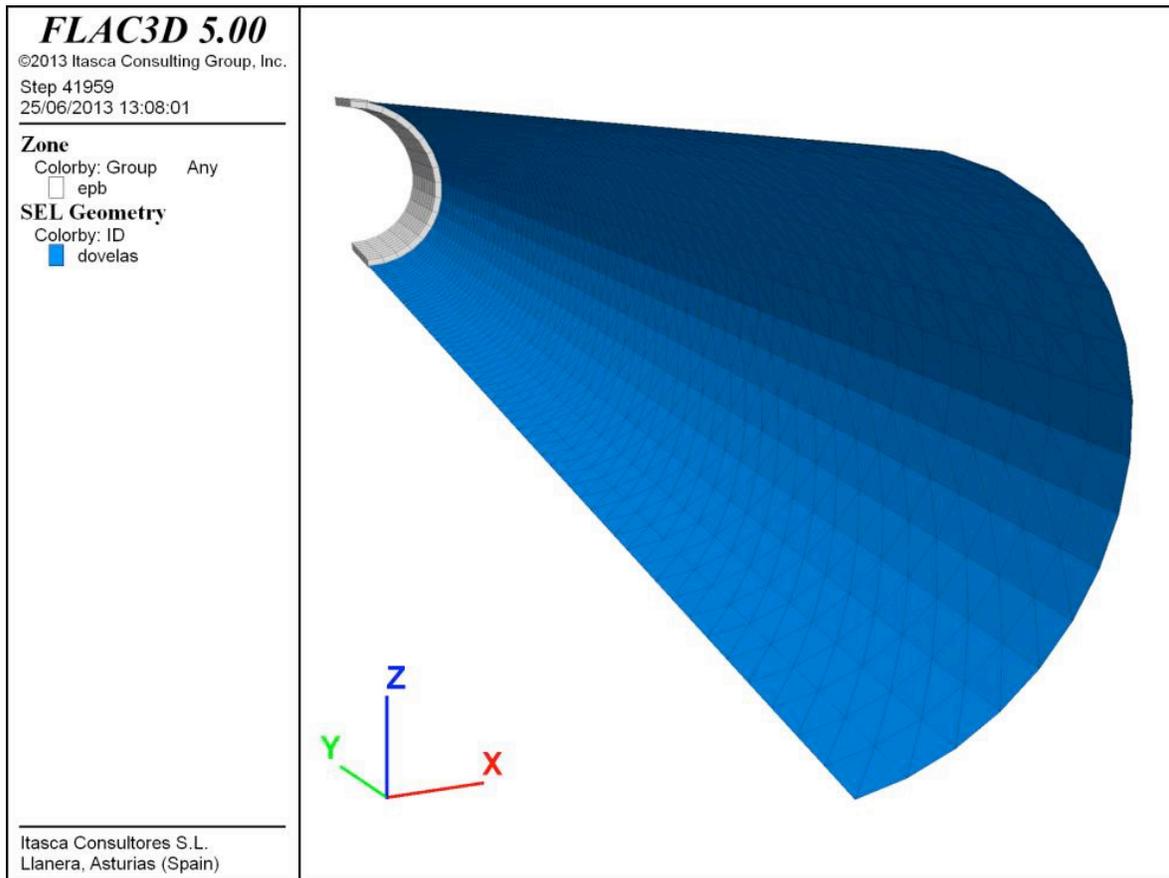


Figura 12. Modelización del anillo de dovelas mediante 'shell'.

4.8.4.5. Condiciones hidráulicas

Bajo unas hipótesis de funcionamiento adecuadas del sistema EPB, se asume que el flujo hidráulico del terreno hacia el hueco creado es despreciable, y por lo tanto no se considera drenaje.

En materiales considerados relativamente permeables se considera que la presión intersticial permanece constante durante el funcionamiento de la tuneladora debido a la rápida



recarga que serían susceptibles de experimentar y a las condiciones de trabajo de la tuneladora con un frente prácticamente impermeable. Adicionalmente, se considerará que el hueco alrededor del escudo está lleno de agua según el n.f. correspondiente, por lo que se aplicará en ambos contornos (terreno-dovelas) la presión hidrostática correspondiente.

4.8.4.6. Limitaciones de la metodología propuesta

Los criterios que se han expuesto en los apartados anteriores responden a unas condiciones normales de operación de un escudo EPB. No obstante, en el funcionamiento de los escudos influyen un elevado número de factores operacionales que hacen que sea muy difícil prever los asientos. A este respecto se relacionan a continuación una serie de fenómenos de difícil cuantificación práctica y que no pueden ser incluidos en la metodología estándar de estimación de asientos al tratarse de situaciones anómalas:

- El modelo considera la superficie teórica de excavación dada por el diámetro de la cabeza de corte, por lo que no se pueden cuantificar los asientos generados por sobre-excavaciones adicionales o pequeñas inestabilidades en la clave del túnel.
- El modelo considera la inyección continua de mortero así como el llenado completo del gap terreno-dovelas, aunque en alguna circunstancia es posible que el mortero no rellene completamente los huecos, especialmente en la clave. En el cálculo se ha tratado de ser conservador no considerando la presión de inyección de mortero (que podría incluso compensar los asientos) sino únicamente el llenado del hueco con un fluido que se va rigidizando.
- El modelo puesto a punto considera al terreno como un continuo, y por lo tanto supone que el volumen extraído del frente corresponde exactamente al avanzado por la



tuneladora en cada pase de excavación. En la realidad puede ocurrir que se extraiga más volumen que el teórico de excavación, situación que podría desembocar en una chimenea. Las circunstancias para que se produzca esta situación no deseada no pueden ser simuladas mediante el modelo numérico descrito.

4.9 MÓDULOS ELÁSTICOS EN PEQUEÑAS DEFORMACIONES

En los cálculos realizados con modelos constitutivos lineales en terrenos muy deformables, los materiales blandos situados por debajo del túnel tienden a subir al quitar la masa excavada, provocando el empuje hacia arriba del anillo de dovelas (más rígido que el terreno). Este mecanismo se traduce en la recuperación de parte de los asientos producidos en la vertical del escudo, obteniéndose incluso levantamientos en superficie.

Para minimizar este efecto, la tendencia actual consiste en invocar a la deformabilidad no lineal de los suelos, incorporando un modelo de comportamiento en pequeñas deformaciones en el que la rigidez del terreno dependa del nivel de deformación cortante.

Este modelo de comportamiento se ha programado sobre un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, pero en el que el módulo elástico se “degrada” o reduce según la deformación cortante que experimenta cada elemento del modelo, desde un valor correspondiente al módulo dinámico (G_0 , o de pequeñas deformaciones) hasta el módulo estático. Dicha degradación se produce siguiendo una curva “en S”, dependiente de la deformación cortante tal y como se ilustra en la Figura 13.

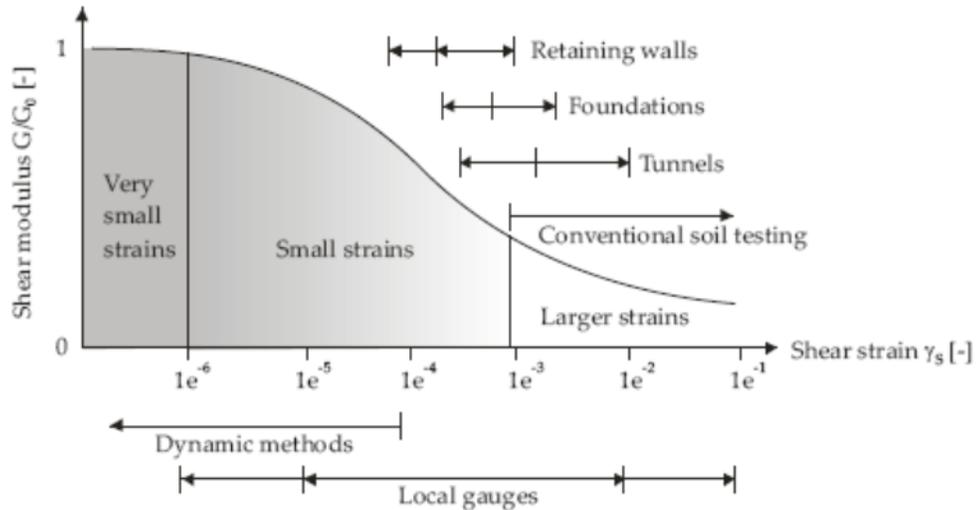


Figure 6.1 Characteristic stiffness-strain behavior of soil with typical strain ranges for laboratory tests and structures (after Atkinson & Salfors, 1991)

Existen diferentes curvas de degradación de módulos según diferentes autores, siendo en

Figura 13. Curva ejemplo de degradación de módulos.

cualquier caso similares todas ellas. Está muy extendida la definida por Hardin y Drnevich (1972), (esta curva es la utilizada en el programa de elementos finitos PLAXIS), según los cuales el módulo secante G/G_0 se define como:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \frac{|\gamma|}{|\gamma_{0.7}|}} \quad \text{con } a = \frac{3}{7}$$

Siendo, G = módulo de corte instantáneo para un nivel de deformación cortante γ

G_0 = módulo de corte dinámico (o en pequeñas deformaciones)

γ = deformación cortante del elemento

$\gamma_{0.7}$ = deformación cortante para la que se alcanza el 70% del módulo dinámico. Este parámetro permite posicionar la función de forma de cara a aumentar o disminuir la rigidez global del suelo.



Adicionalmente, este tipo de curvas se trunca en el cálculo con un valor mínimo del módulo de corte igual al módulo estático (normalmente para deformaciones cortantes superiores al 0.1 - 1%) puesto que con la ecuación estricta de la curva en S el módulo tendería a cero para grandes deformaciones.

En nuestro caso, se ha empleado la función de forma presentada en la Figura 14, dada por la siguiente expresión:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + 0.43 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^2} \quad \text{con } \gamma_{ref} = 2.0e-4$$

Es decir:

- Para un nivel bajo de deformación cortante, $\gamma < 1E-5$, el terreno prácticamente responde con un módulo elástico tangente “dinámico” o “de pequeñas deformaciones” que es del orden de 10 veces el módulo “estático” para los suelos objeto de análisis.
- Para niveles crecientes de deformación, el módulo elástico tangente se va reduciendo hasta bajar al módulo de grandes deformaciones, haciéndose igual a los determinados mediante presiómetros para deformaciones cortantes $\gamma \geq 1E-3 = 0.1\%$

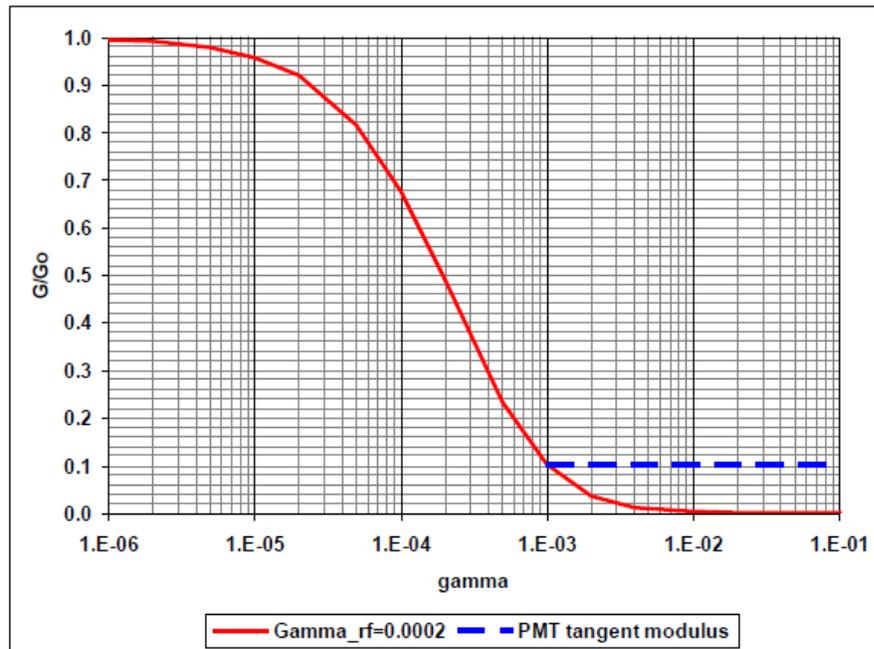


Figura 14. Curva de degradación de módulos empleada en los cálculos

El proceso de degradación (reducción) de módulos tangentes se realiza en el modelo monitorizando, durante el proceso de cálculo, la deformación cortante de cada elemento del modelo en el que se ha discretizado el suelo, para extraer el factor de reducción del módulo dinámico según la función adoptada, y reasignar el módulo elástico tangente en el elemento de cálculo según su nivel de deformación.

Esta rutina sólo es válida para procesos monotónicos de deformación, como los que ocurren durante la simulación de la construcción secuencial del túnel, en los que la deformación cortante se incrementa monotónicamente alrededor del túnel conforme progresa la excavación.



4.10 MODELO NUMÉRICO DE LA CATEDRAL DE GUADALAJARA - PK 1 1+180

4.10.1 Descripción Del Modelo

En este apartado se estudian las deformaciones inducidas por la excavación del túnel en la Catedral de Guadalajara, situada entre la avenida Miguel Hidalgo y la Plaza de Armas, y que corresponde al entorno del PK 11+180 de la traza. La Figura 15 muestra la planta del tramo objeto de estudio. Frente a la Catedral, existe un centro comercial subterráneo de que se desconoce sus detalles geométricos- constructivos, por lo que no se ha podido tener en cuenta en el análisis de esta sección de cálculo.

La Catedral, que se sitúa paralela a la traza a una distancia de 10.8 m del eje del túnel; tiene unas dimensiones en planta de 70 mL x 74 mT y dos torres en la pared Oeste (fachada) de 12.0 x 12.0 m de planta.

La Catedral se considera en el modelo como una sobrecarga equivalente, de 50 t/m² en la huella de la torres y de 20 t/m² en el resto, aplicada a cota de cimentación, que se asume a 4 m de profundidad.

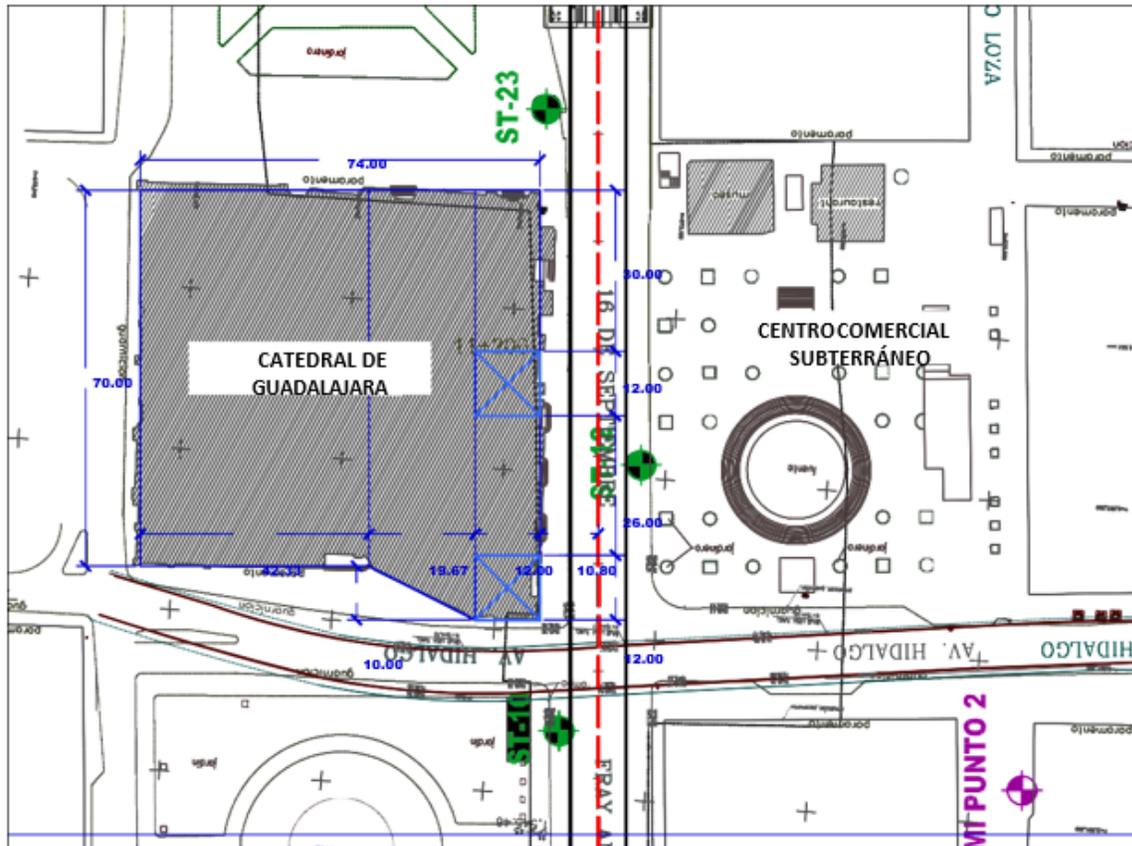


Figura 15. PK 11+180. Planta de la zona objeto de estudio.

En el tramo de estudio, el túnel transcurre mayormente en la unidad Toba Tala (UG1c/UG1d), siendo la profundidad de la rasante de 24.8 m y la altura de agua sobre la clave de 8.8 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la Figura 16.

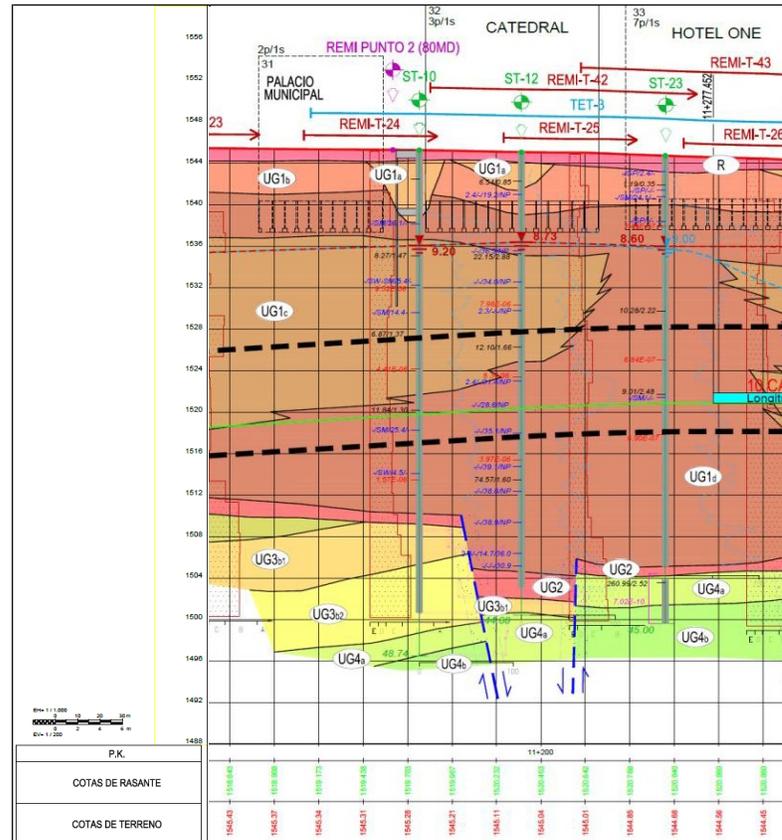


Figura 16. PK 11+180. Perfil geológico de la zona objeto de estudio.

Considerando los datos partida antes presentados, se ha construido un modelo tridimensional de excavación secuencial cuyas dimensiones son de 160 m en la dirección de avance del túnel (eje Y), discretizado en elementos de 1.0 m, 260 m en la dirección perpendicular (eje X) y 65.4 m en la dirección vertical, situando la superficie a 17.7 m sobre la clave del túnel. La Figura 17 muestra una vista general del modelo.

Como condiciones de contorno impuestas al modelo, se han fijado los desplazamientos horizontales en los contornos laterales y los desplazamientos verticales en el contorno inferior. El contorno superior, coincidente con la superficie del terreno, se ha modelizado explícitamente como condición de contorno libre.



La Figura 18 y la Figura 19 muestran, respectivamente, la geología y posición del nivel freático (representando las isóneas de presión de poro) que se han introducido en el modelo y que se consideran representativos del tramo de estudio.

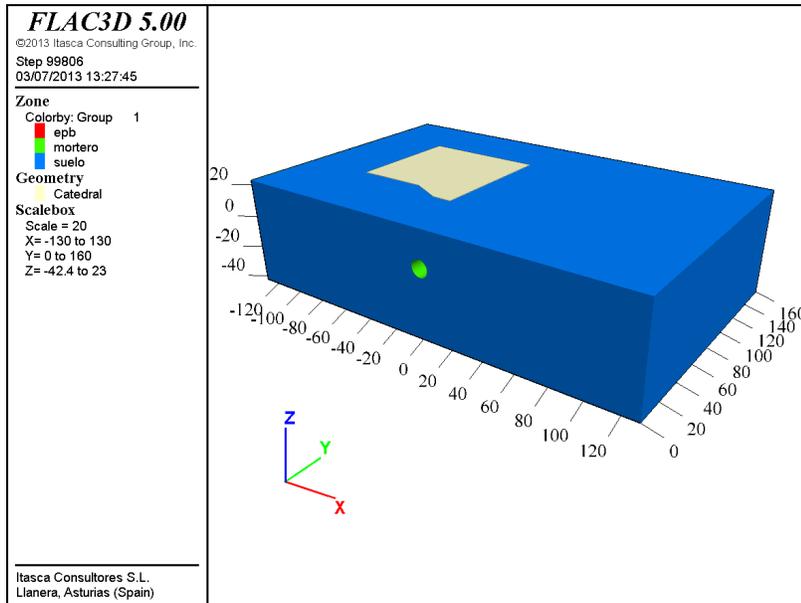


Figura 17. PK 11+180. Vista general del modelo de cálculo.

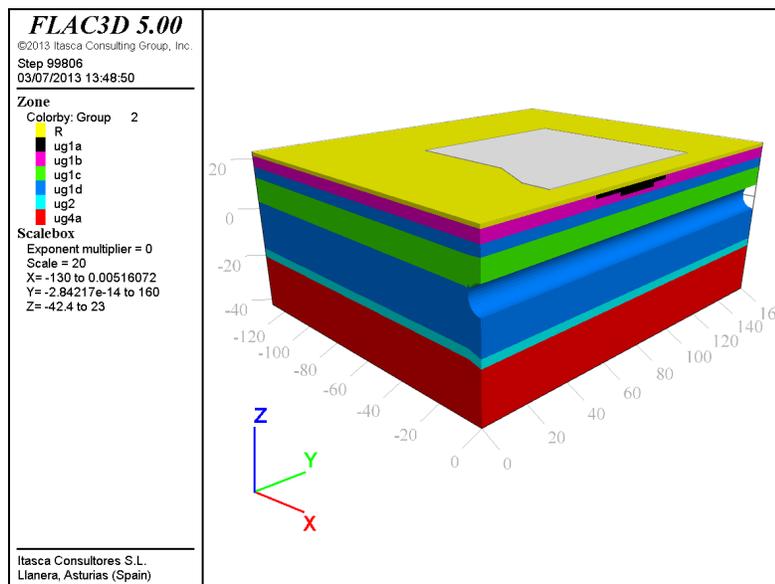




Figura 18. PK 11+180. Perfil geológico en el modelo (sección por el eje del túnel)

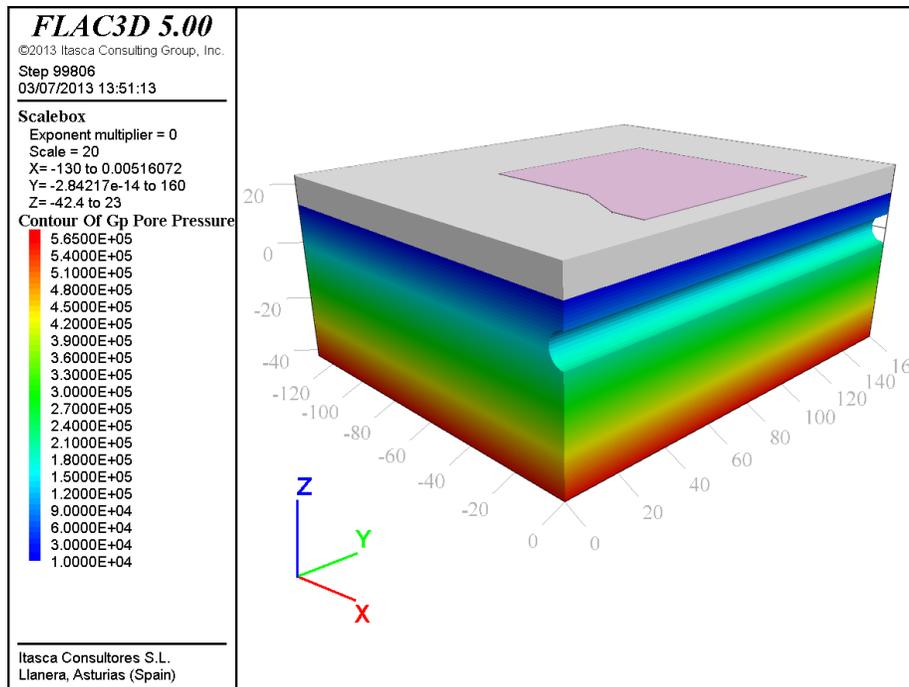


Figura 19. PK 11+180. Isolíneas de presión de poro en el modelo (sección por el eje del túnel).

Se considera que la presión de tierras a aplicar en el frente de excavación compensa el empuje horizontal debido a la columna de agua, aumentándola en 0.2 bar para tener en cuenta posibles oscilaciones del nivel freático. Por lo tanto, en el modelo se aplica una presión con una distribución trapezoidal caracterizada por un valor de $P_{frente} = P_w + 0.2 = 1.2 \text{ bar}$ en clave y un gradiente de 0.15 bar/m .

Como protección de la Catedral, se plantea la ejecución de una pantalla de pilotes de 1.5 m de diámetro, espaciados 0.2 m lateralmente. Dicha pantalla se sitúa a 2 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave ($\approx 30 \text{ m}$). Se considera que la pantalla se prolonga desde 2.5 m antes de la pared Norte hasta 2.5 m después de la pared Sur de la Catedral ($\approx 75 \text{ m}$ de longitud) y que los pilotes se



encuentran atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 1.5 m de lado.

El análisis in situ de la zona estudiada ha permitido observar que frente a la Catedral de Guadalajara se encuentra un centro comercial subterráneo cuyas características geométricas y estructurales son desconocidas en el momento de redacción de este proyecto. Para la protección del centro comercial, se plantea la ejecución de una pantalla de micropilotes de 200 mm de diámetro con tubo de acero de diámetro exterior 139.7 mm e interior 114.7 mm, espaciados 0.5 m. Dicha pantalla se sitúa a 2 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 30 m). Se considera la misma longitud que en la protección de la Catedral, y que los micropilotes se encuentran atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 0.5 m de lado. Si bien en el modelo no se tiene en cuenta el centro comercial, debido a la incertidumbre sobre su extensión geométrica, sí se incluye su pantalla de protección ya que influye en la disminución de la cubeta de asientos. Por otro lado, al no considerar el hueco del centro comercial se tiene una estimación conservadora de asientos puesto que la presión media a cota del túnel es mayor.

La Figura 20 muestra una vista general y otra en planta de la disposición de las pantallas en relación al túnel y a la huella de la Catedral.

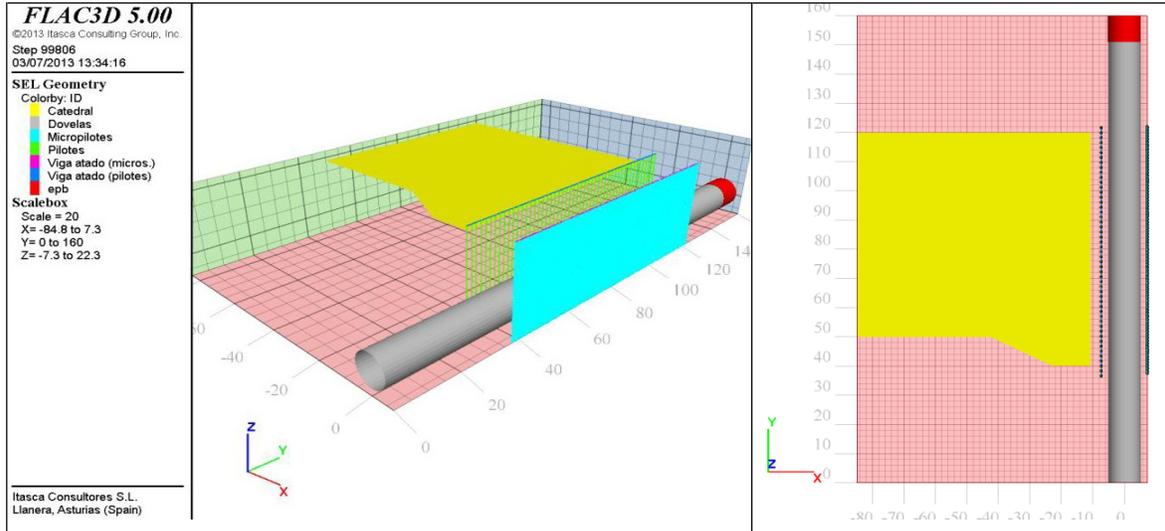


Figura 20. PK 11+180. Disposición de las pantallas de pilotes y micropilotes.

4.11 PARÁMETROS DE CÁLCULO

4.11.1 Terreno.

En la tabla 43 se resumen las propiedades plásticas así como los módulos elásticos estáticos (o en grandes deformaciones) que han sido adoptados en los cálculos. Se ha considerado un modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb; para el estado tensional inicial, se ha asumido un $K_0 = 0.5$:



Material		γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ ($^\circ$)	$E_{\text{estático}}$ (MPa)	ν	
Suelo	R	Relleno antrópico	18.0	5	29	10	0.40
	UG-1a	Toba Tala	18.0	5	29	10	0.40
	UG-1b	Toba Tala	18.5	15	31	30	0.33
	UG-1c	Toba Tala	19.0	20	33	40	0.33
	UD-1d	Toba Tala	19.5	25	36	55	0.33
	UG-2	Suelo residual	20.0	30	35	80	0.33
Roca	UG-4a	Basalto vacuolar	24.0	269	54	3000	0.20

Tabla 43. PK 11+180. Propiedades asignadas al terreno.

4.11.2 Pantalla de pilotes

Los pilotes que forman la pantalla de protección de la Catedral se han modelizado utilizando elementos estructurales tipo pile, que son elementos unidimensionales de dos nodos con 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 rotaciones), con un comportamiento elástico lineal y un acoplamiento elastoplástico al mallado. Las propiedades asignadas se resumen en la Tabla 44.

Elemento	Diámetro (m)	Área (m^2)	Inercia (m^4)	Módulo (GPa)	ν	Resistencia Fuste (kPa)
Pilotes	1.5	1.76	0.25	28.6	0.20	UG-1a = 69.93 UG-1d = 113.46 UG-1c = 118.71

Tabla 44. PK 11+180. Propiedades asignadas a los pilotes.



Se ha despreciado la resistencia por punta.

La viga de atado se ha modelizado utilizando elementos estructurales tipo beam, que son elementos unidimensionales de dos nodos con 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 rotaciones), con un comportamiento elástico lineal y un acoplamiento rígido a las cabezas de los pilotes. Las propiedades asignadas se resumen en la Tabla 45.

Elemento	L (m)	Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo (GPa)	v
Viga de atado (sección cuadrada)	1.5	2.25	0.42	28.6	0.20

Tabla 45.PK 11+180. Propiedades asignadas a la viga de atado de los pilotes.

4.11.3 Pantalla de micropilotes

Los micropilotes que forman la pantalla de protección del centro comercial se han modelizado utilizando elementos estructurales tipo pile antes descritos. Las propiedades asignadas se resumen en la Tabla 46.



Tubos Acero		Lechada		Sección homogeneizada	
Diám interior (mm) =	114.7	Diámetro taladro (mm) =	200	E (MPa)	210,000
Diám exterior (mm) =	139.7	E (MPa) =	10,000	n=	21.00
E (MPa) =	210,000	R compresión (MPa)=	20		
R tracción (MPa)=	355	R corte (MPa)=	0.0		
R corte (MPa)=	205	R tracción (MPa)=	0.0		
Coef seguridad =	1.15	Coef seguridad =	1.5		

SECCIÓN (cm ²)			MÓDULO DE INERCIA (cm ⁴)		
Acero	Lechada	Secc. Homog.	Acero	Lechada	Secc. Homog.
49.95	264.21	62.53	1,020.0	6,834.0	1,345.4

RESISTENCIA A COMPRESIÓN (ton)		
Acero	Lechada	Secc. Homog.
154.20	35.23	189.43

RESISTENCIA A TRACCIÓN (ton)		
Acero	Lechada	Secc. Homog.
154.20	0.00	154.20

RESISTENCIA A CORTE (ton)		
Acero	Lechada	Secc. Homog.
89.03	0.00	89.03

RESISTENCIA A FLEXIÓN			
I(m ⁴)	b/2 (m)	sigma ad (Mpa)	M(m.t)
1.020E-05	0.07	308.7	4.51

Tabla 46. PK 11+180. Propiedades asignadas a los micropilotes de la pantalla.



La viga de atado se ha modelizado utilizando elementos estructurales tipo beam antes descrito. Las propiedades asignadas se resumen en la Tabla 47.

Elemento	L (m)	Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo (GPa)	ν
Viga de atado (sección cuadrada)	0.5	0.19	5.21E-3	28.6	0.20

Tabla 47. 11+180. Propiedades asignadas a la viga de atado de los micropilotes.

4.12 RESULTADOS

4.12.1 Respuesta general del modelo

En este apartado se muestran los desplazamientos y plastificación obtenidos en el modelo tras la excavación del túnel.

La Figura 21 y la Figura 22 muestran sendas figuras en planta con los desplazamientos verticales en superficie y a cota de cimentación. Los máximos se obtienen sobre el eje del túnel, fuera del abrigo de la pantalla, con valores de 9.7 mm en superficie y 11.2 mm a cota de cimentación.

La Figura 23, la Figura 24 y la Figura 25 muestran los desplazamientos verticales y horizontales y la plastificación del terreno alrededor de la excavación según una sección vertical por el eje del túnel.



Los máximos, como ya se observó en las figuras anteriores, se obtienen en el terreno situado fuera de la zona de pantalla.

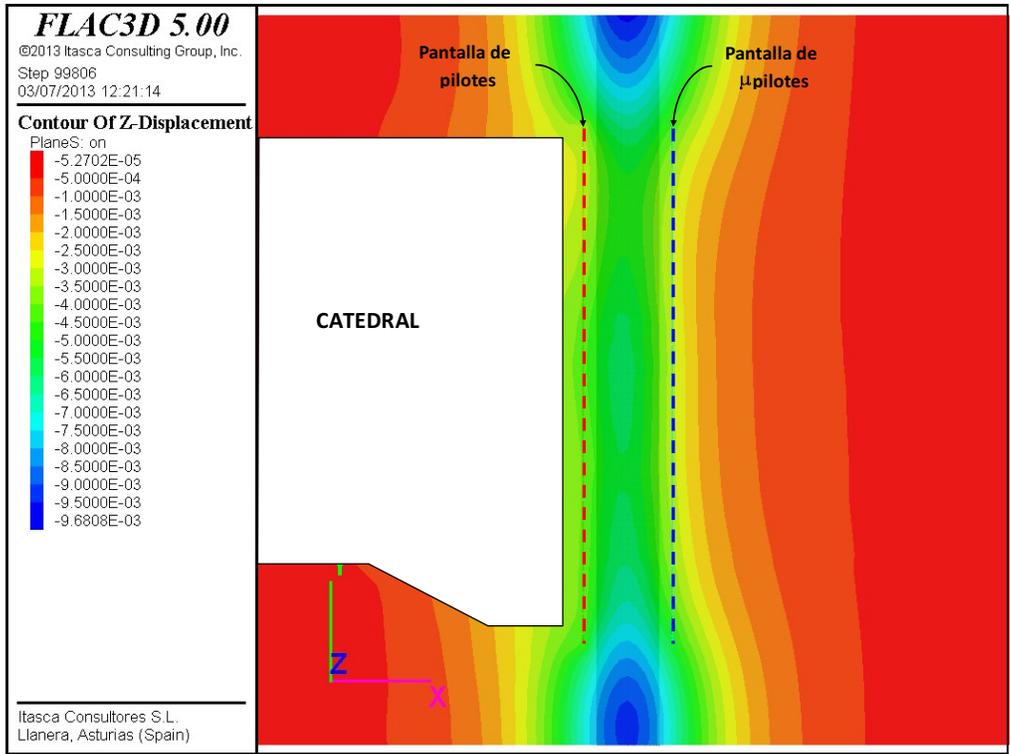
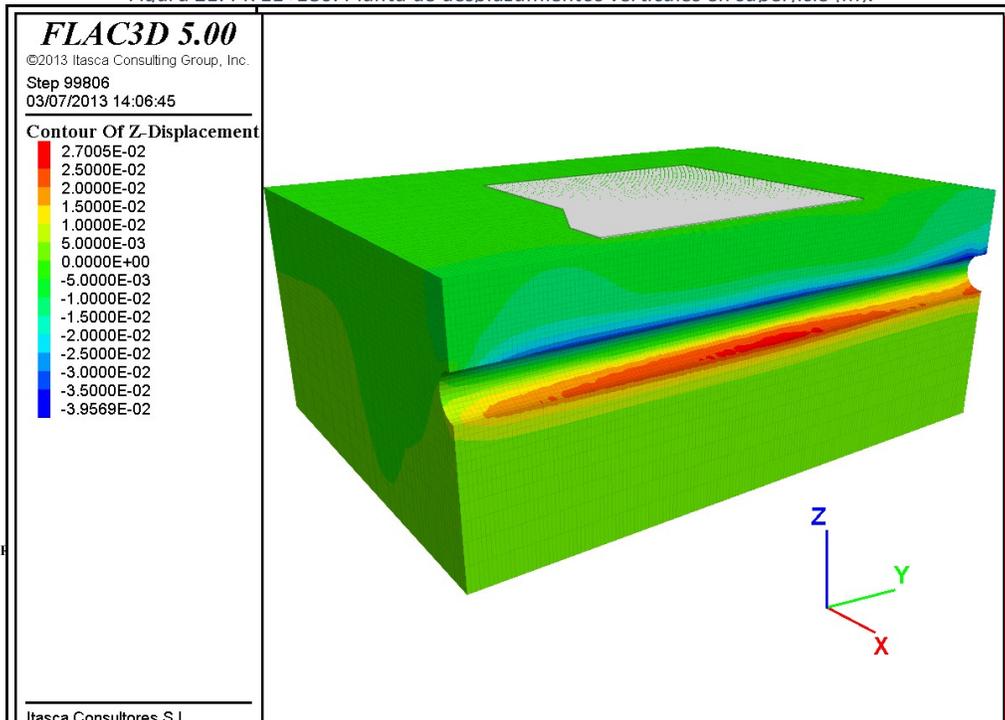


Figura 21. PK 11+180. Planta de desplazamientos verticales en superficie (m).



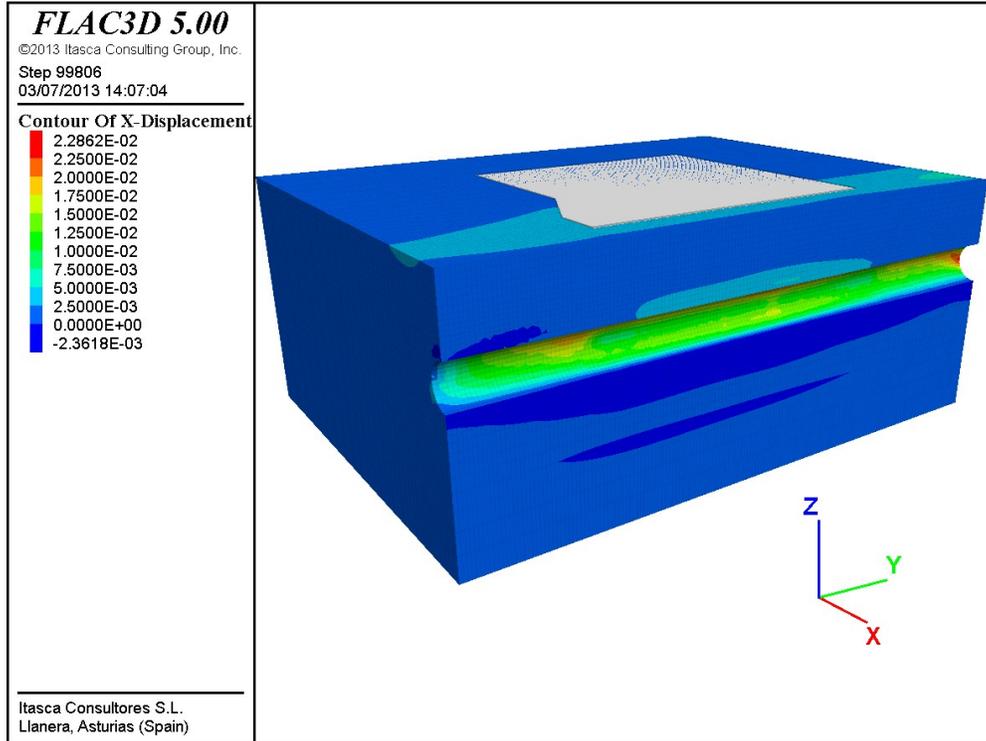


Figura 24. PK 11+180. Desplazamientos horizontales en el entorno del túnel (m).

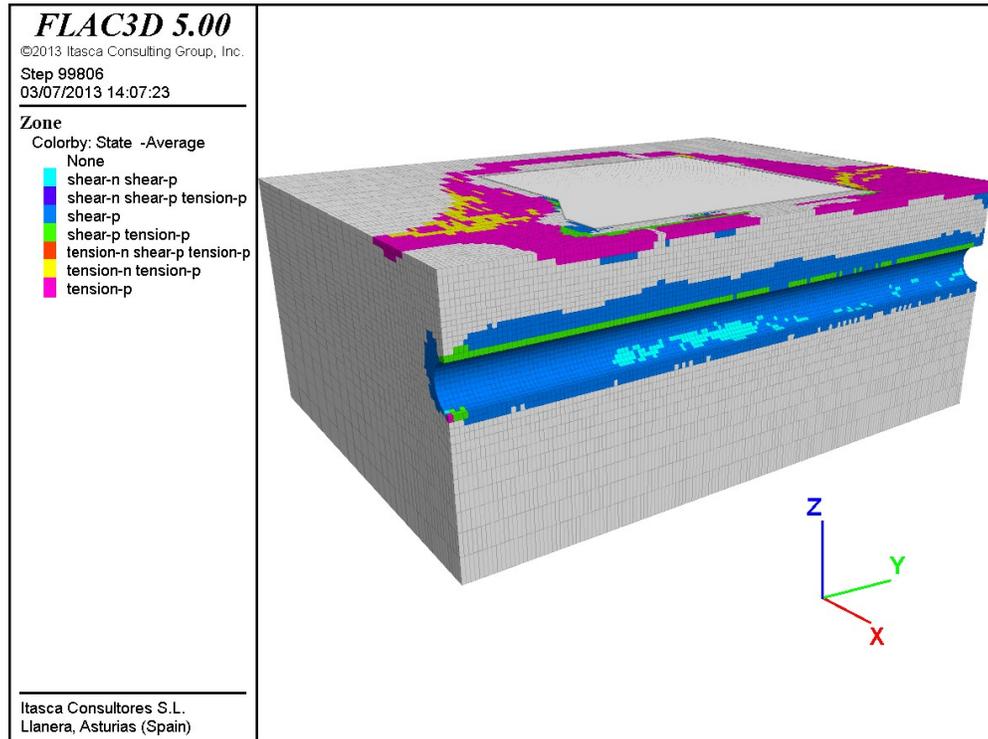


Figura 25. PK 11+180. Plastificación en el entorno del túnel.

4.12.2 *Perfiles de asientos y deformaciones a cota de cimentación de la catedral*

En las figuras siguientes se presenta el análisis de los desplazamientos a cota de cimentación realizado en el perfil de análisis 1 (Figura 26) una vez completada la excavación del túnel. Los resultados mostrados son los que siguen:

- Perfil de desplazamientos verticales,
- Perfil de pendientes, calculada por derivación numérica de la cubeta anterior,
- Perfil de movimientos horizontales, y
- Perfil de deformaciones horizontales, calculada por derivación numérica del perfil anterior



En el caso del Perfil 2, y dado que es paralelo a la traza, se presentan las cubetas de asientos para distintas posiciones del frente así como las pendientes longitudinales generadas en cada caso.

En dichas figuras se incluyen los umbrales de desplazamientos verticales, pendientes admisibles y deformaciones horizontales dados para edificios monumentales y que son:

- Máximo Asiento = 6.0 mm
- Máxima Pendiente = $1/2000 = 0.5$ mm/m
- Máxima Deformación horizontal = $1/1000 = 1$ mm/m

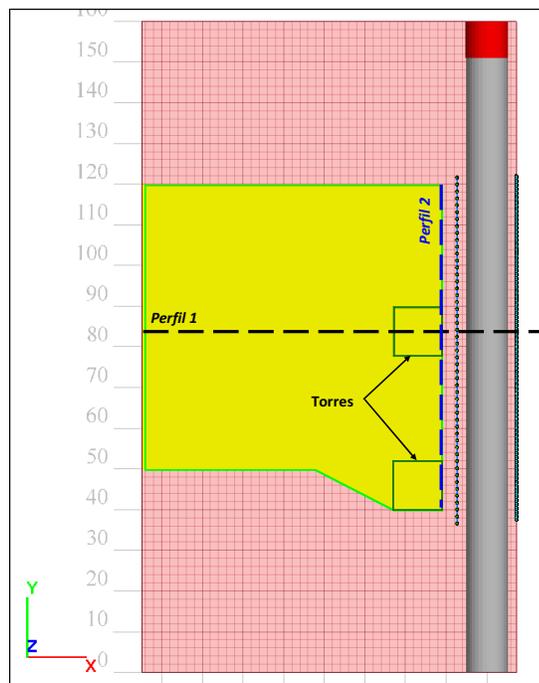


Figura 26. PK 11+180. Perfiles de análisis.



En la Tabla 48 se presenta un resumen de los máximos valores a cota de cimentación, con referencia a las figuras ilustrativas.

Variable	Umbral	Perfil transversal		Perfil longitudinal	
		Perfil 1	Fig.	Perfil 2	Fig.
Desplazamiento vertical (mm)	6.0	3.8	Figura 84	3.8	Figura 88
Pendiente (mm/m)	0.5	0.18	Figura 85	0.15	Figura 89
Desplazamiento horizontal (mm)	-	3.6	Figura 86	0.001	Figura 90
Deformación horizontal, (+) Tracción, (-) Compresión (mm/m)	1	0.07	Figura 87	0.04	Figura 91

Tabla 48. PK 11+180. Resumen del análisis de desplazamientos a cota de cimentación en la línea de fachada

A la vista de estos resultados se tiene que, tanto los asientos como las pendientes y las deformaciones horizontales a cota de cimentación son admisibles, ya que no superan el umbral impuesto para este tipo de edificación.

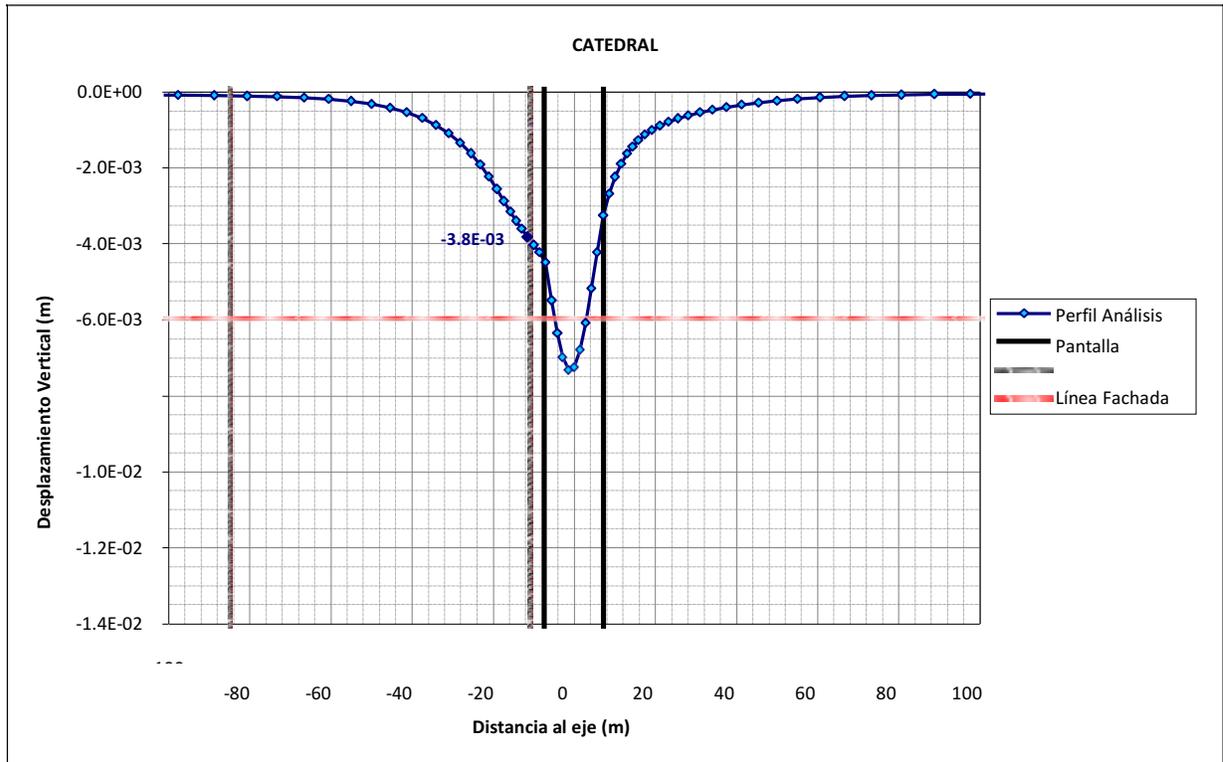


Figura 27. PK 11+180. Asientos a cota de cimentación en el perfil transversal.

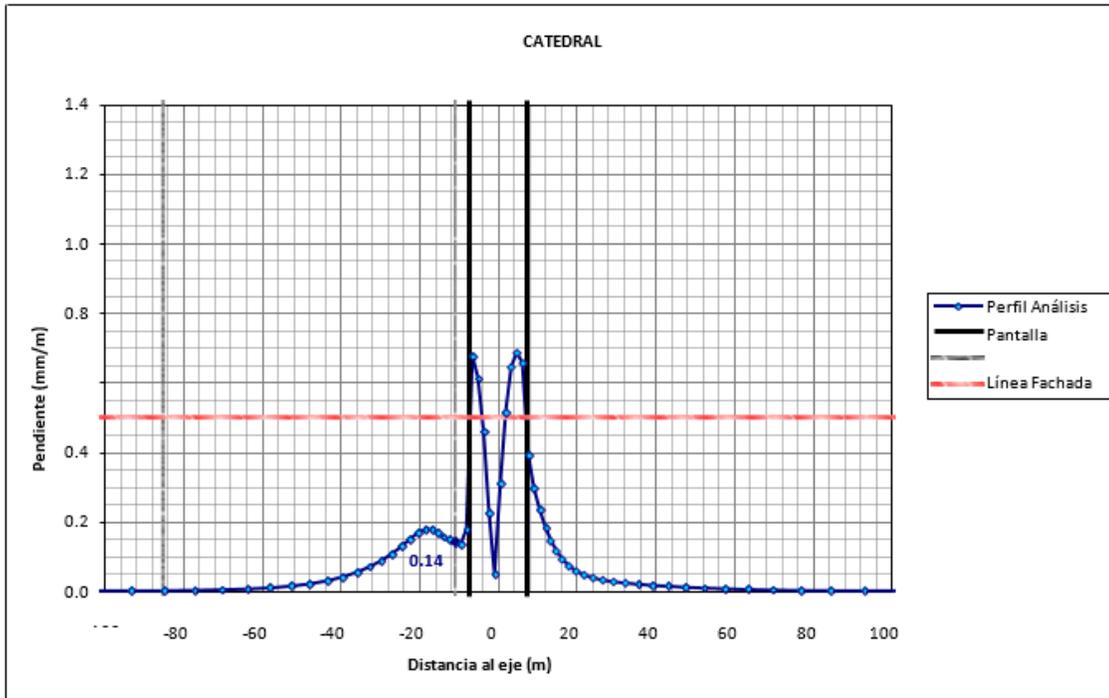


Figura 28. PK 11+180. Pendientes a cota de cimentación en el perfil transversal

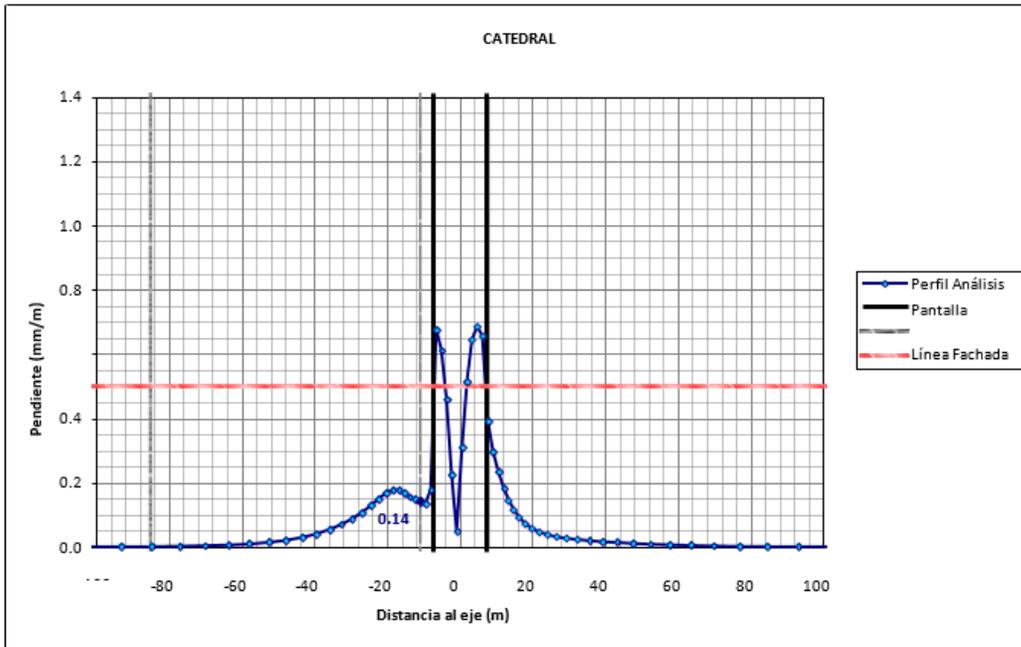


Figura 29. PK 11+180. Pendientes a cota de cimentación en el perfil transversal.

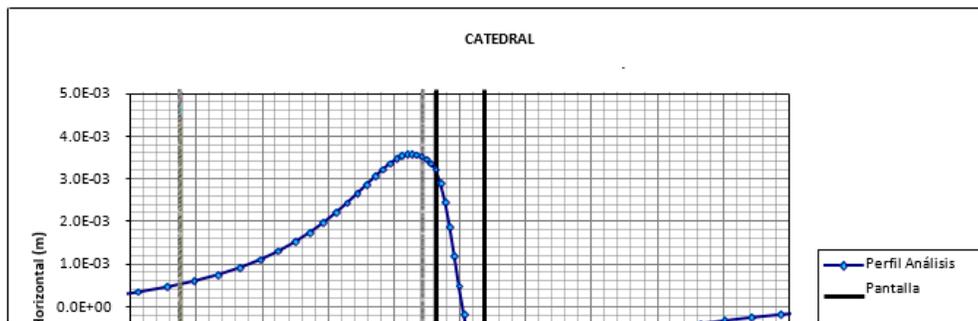
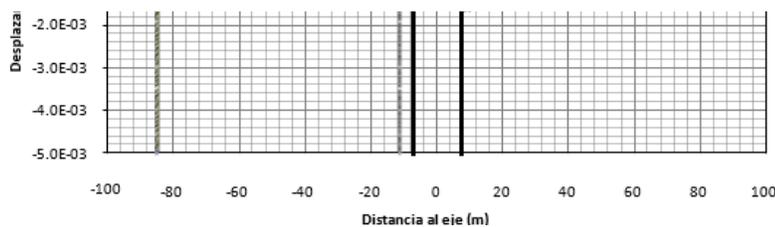


Figura 30. PK 11+180. Desplazamientos horizontales a cota de cimentación en el perfil transversal.





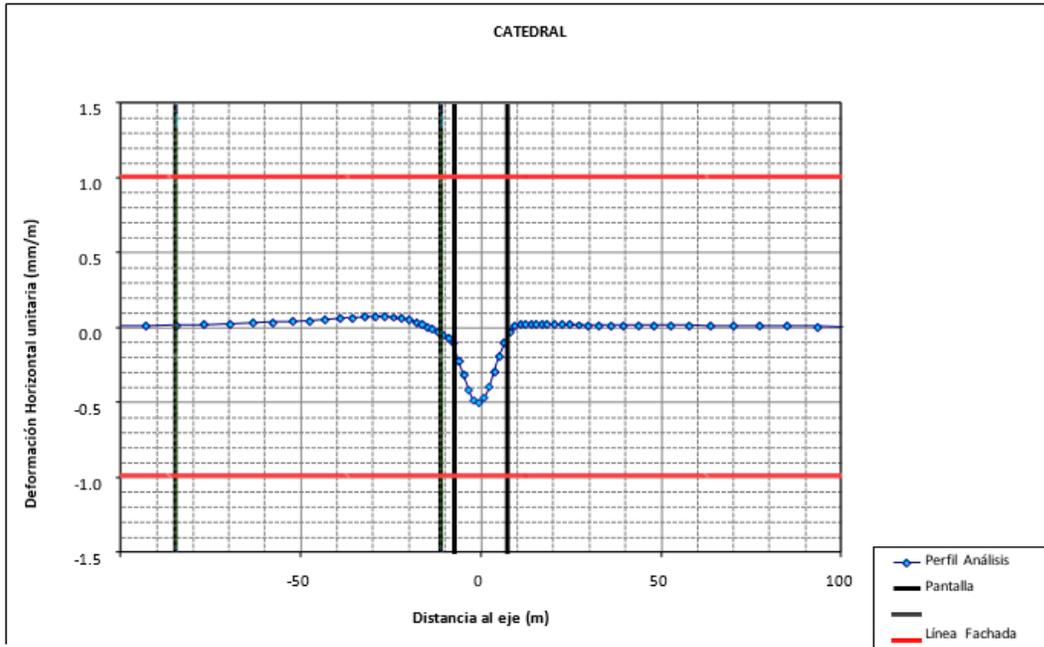


Figura 31. PK 11+180. Deformaciones horizontales a cota de cimentación en el perfil transversal.

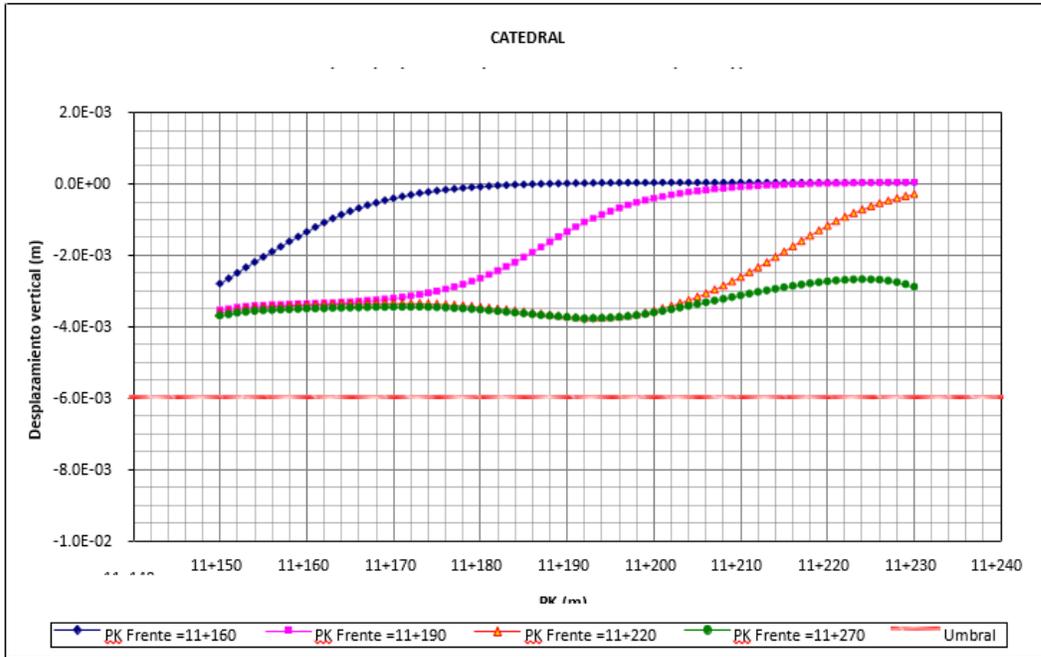


Figura 32. PK 11+180. Asientos a cota de cimentación en el perfil longitudinal.

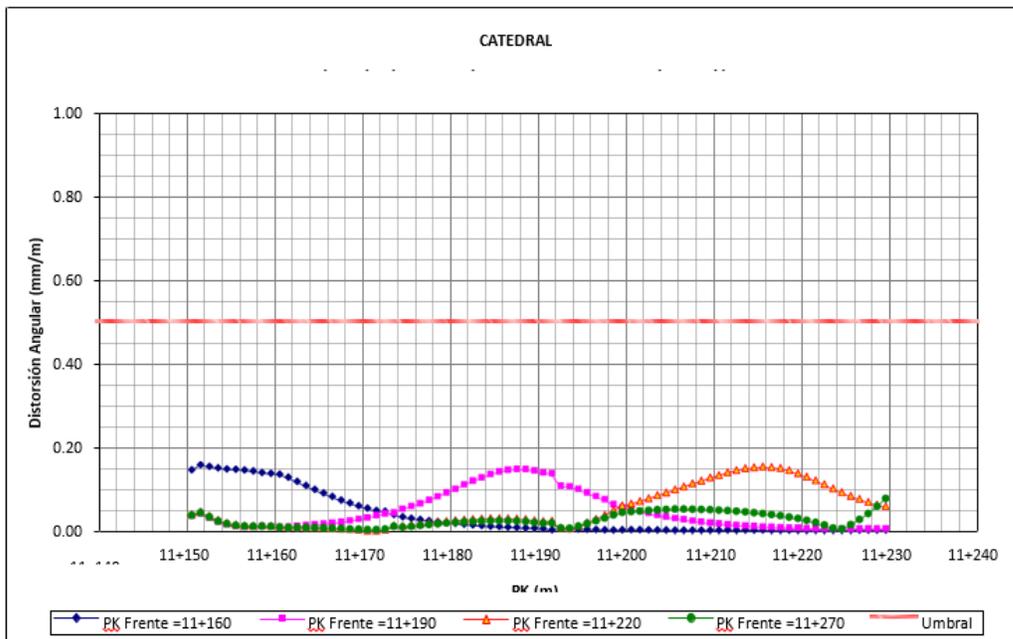


Figura 33. . PK 11+180. Pendientes a cota de cimentación en el perfil longitudinal.

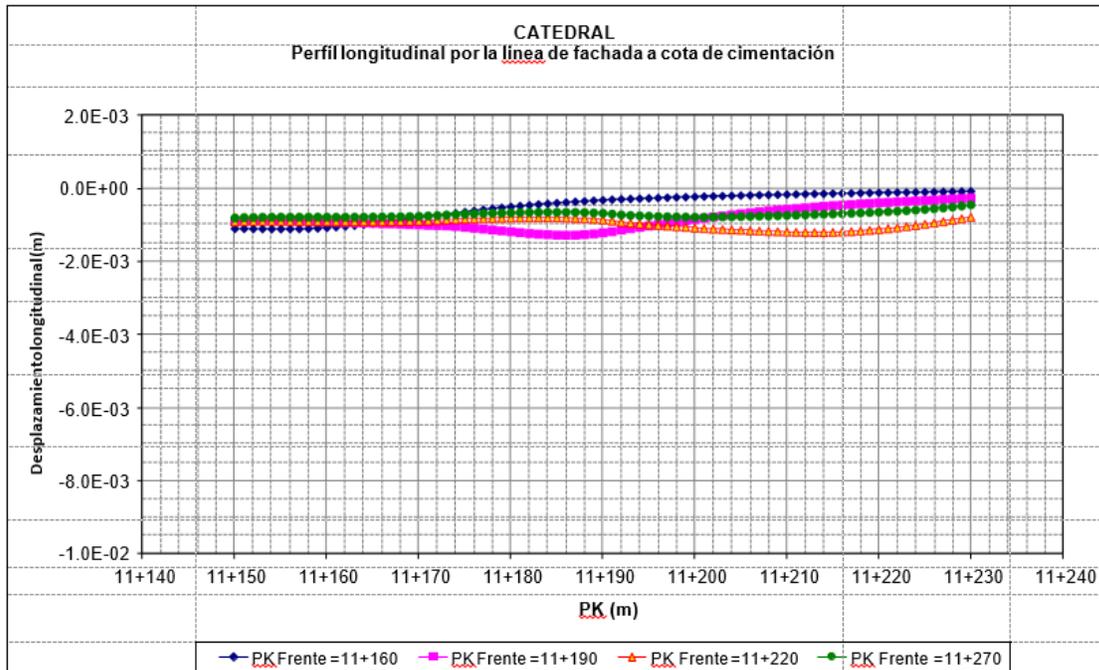


Figura 35. PK 11+180. Deformación longitudinal a cota de cimentación en el perfil longitudinal.

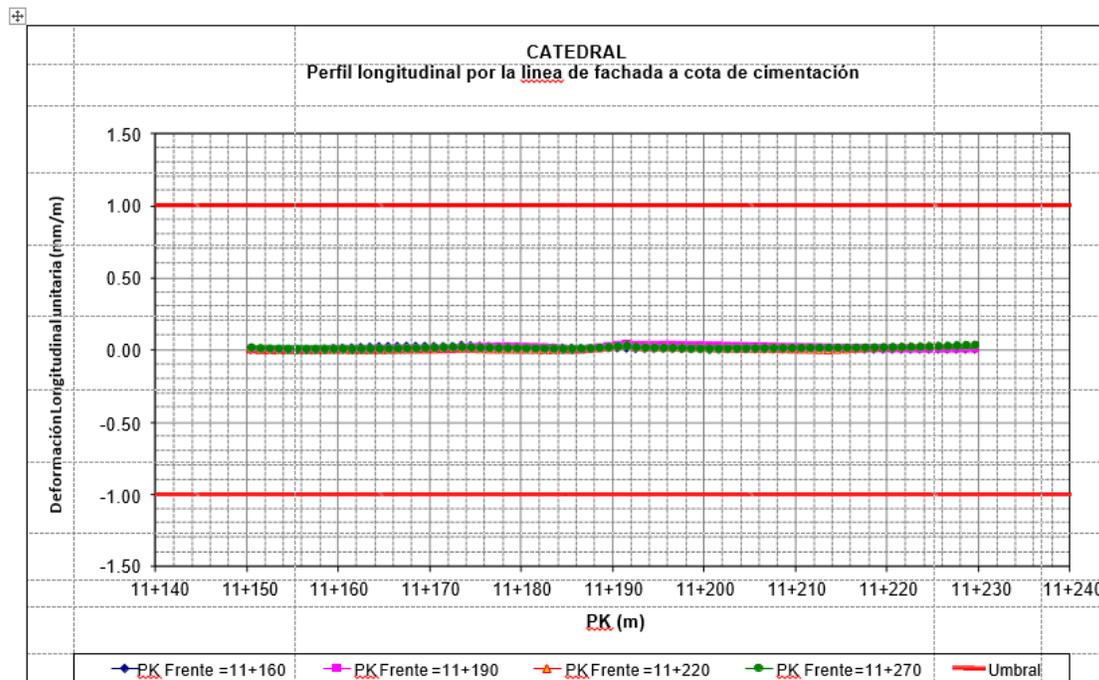


Figura 34. PK 11+180. Desplazamientos longitudinales a cota de cimentación en el perfil longitudinal.



4.12.3 Solicitaciones en la pantalla de pilotes

La Figura 36, la Figura 37 y la Figura 38 muestran las solicitaciones obtenidas en los pilotes de la pantalla de protección tras la excavación del túnel. Los máximos obtenidos son los que siguen:

- *Axil = 357.2 ton a compresión y 50.2 ton a tracción*
- *Flector = 66.2 m·ton según la dirección de avance del túnel (eje Y del modelo) y 50.4 m·ton según la dirección transversal al túnel (eje X del modelo)*

Para el armado de los pilotes, se ha considerado un armado mínimo según la normativa AASHTO, obteniendo el siguiente armado para los mismos:

- *Armado longitudinal $\rightarrow A_{s,min} = 0.135 * f_c' / f_y * A_c = 170 \text{ cm}^2 \rightarrow 20\#10$*
- *Armado transversal $\rightarrow A_{sv,min} = 0.35 * b_w / f_y = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1h\#4/0,20$*

A partir de dicho armado se ha calculado el diagrama de interacción Axil-Flector y se ha comprobado como todas las duplas de esfuerzos obtenidos en los pilotes (mayorados por 1,5) entran dentro del diagrama, por lo que el armado es correcto. La Figura 95 muestra el diagrama de interacción con los pares Axil-Flector concomitantes de los pilotes:

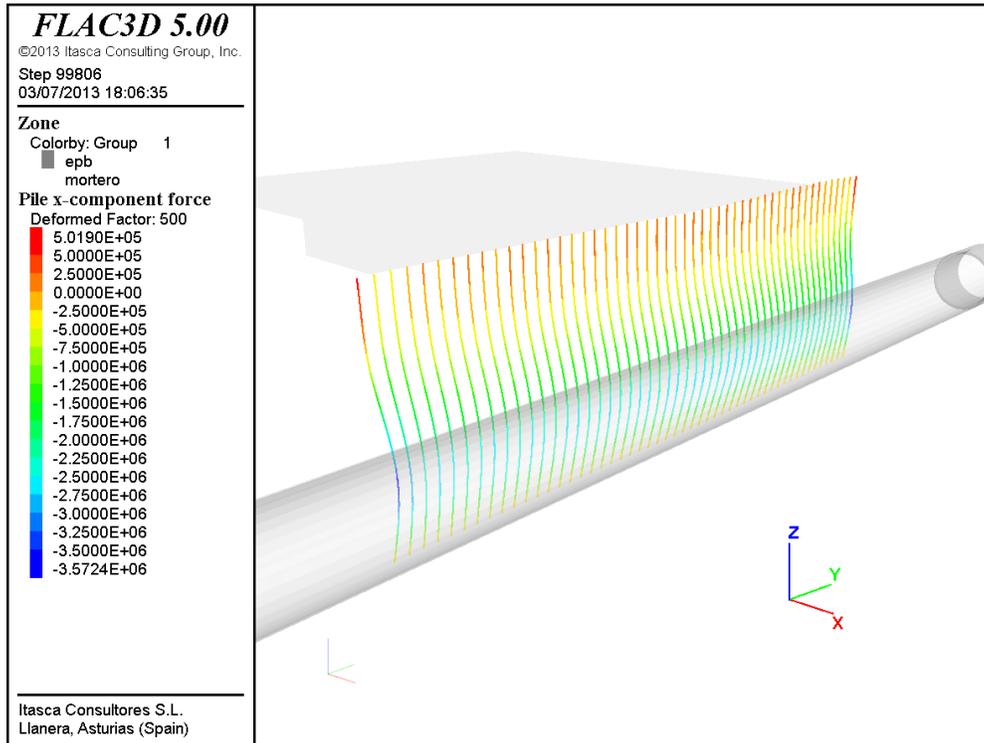


Figura 36. PK 11+180. Axil en la pantalla de pilotes (N).

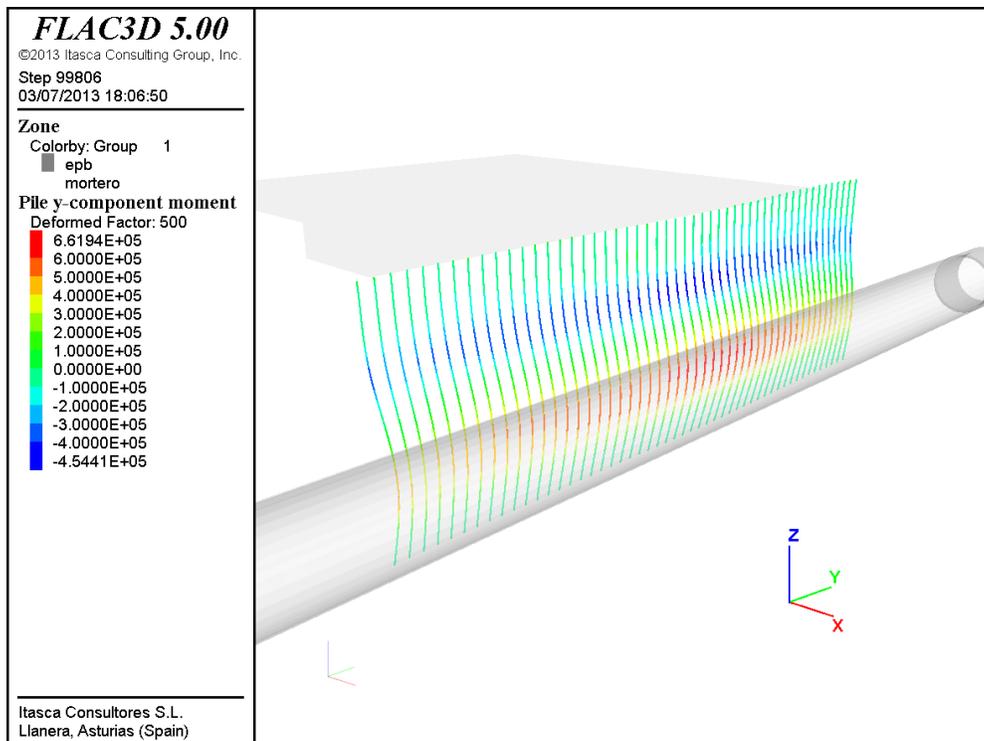


Figura 37. PK 11+180. Flector, según el eje Y, en la pantalla de pilotes (m•N).

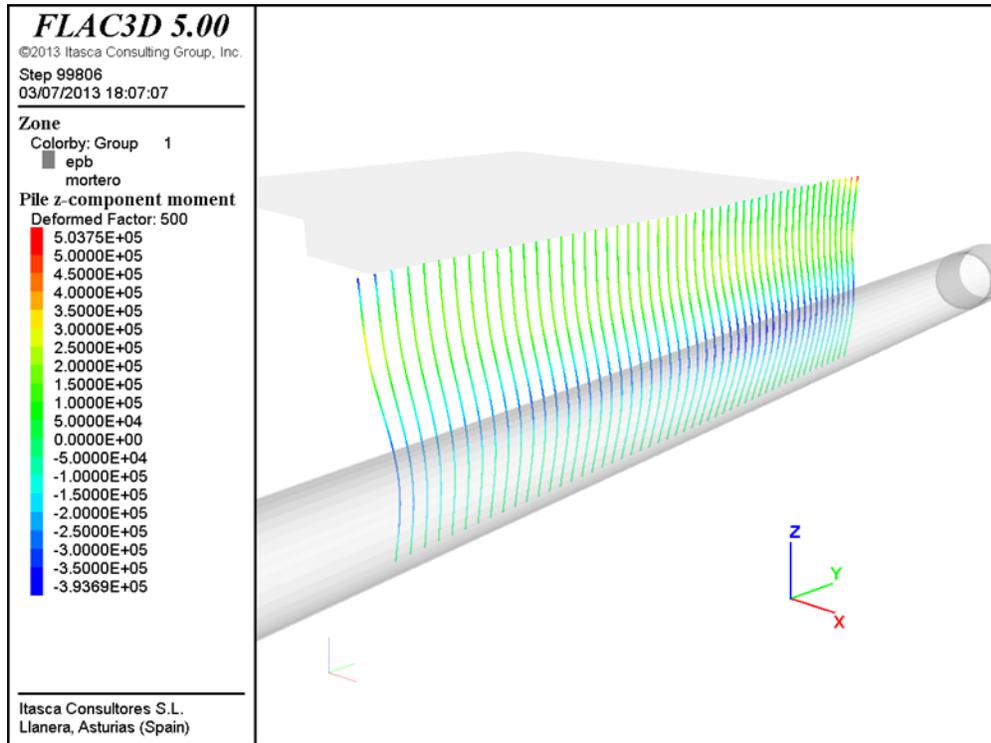
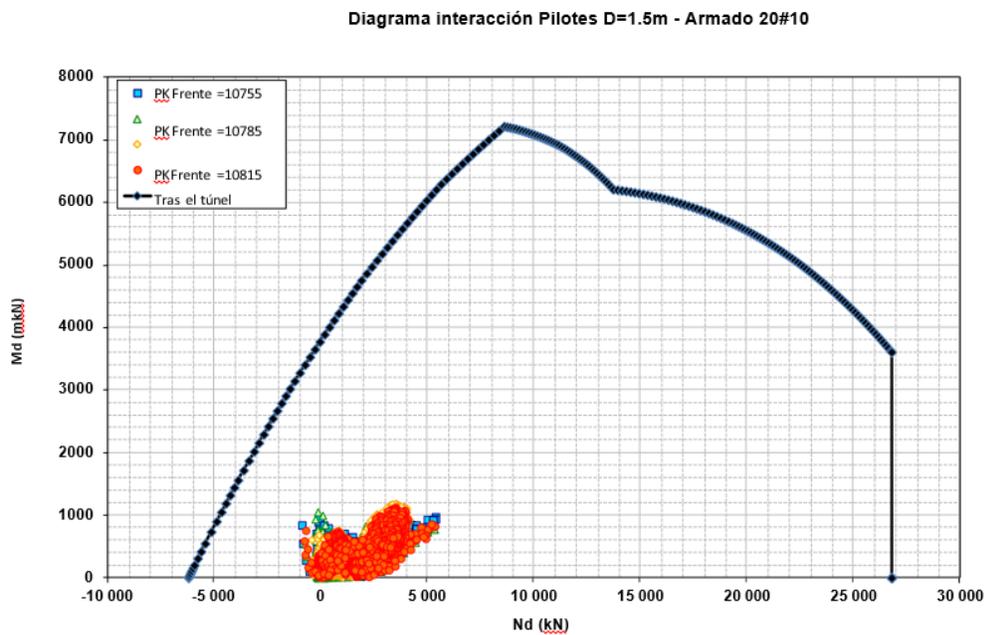


Figura 38. PK 11+180. Flector, según el eje X, en la pantalla de pilotes (m.N)



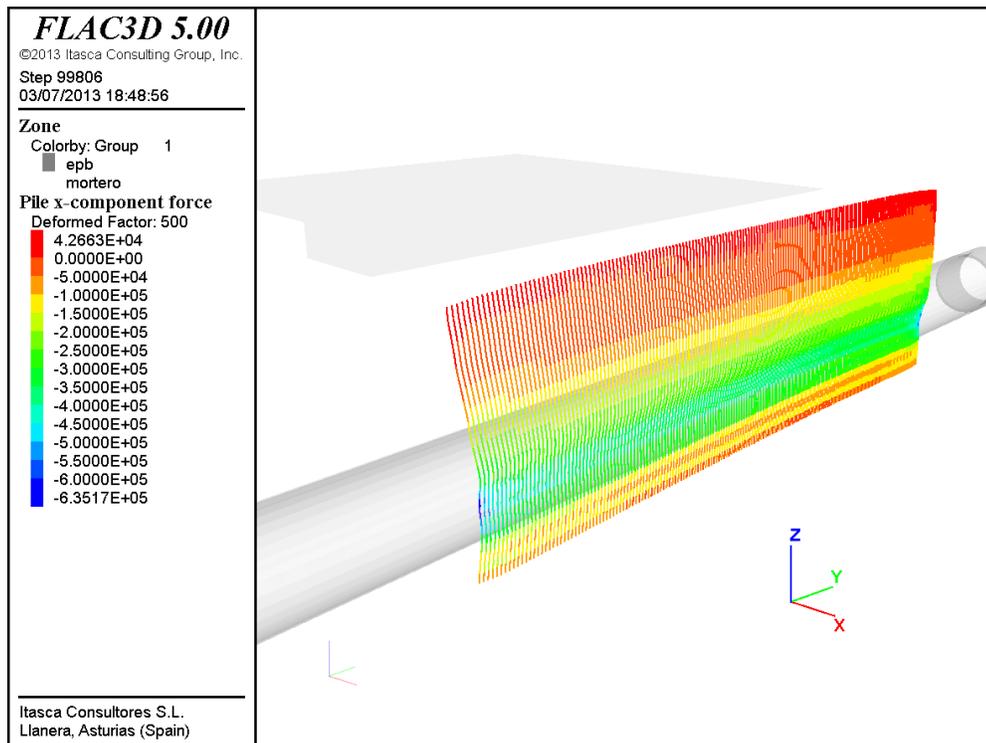


En la Tabla 49 se presenta un resumen de los máximos valores obtenidos en los micropilotes de la pantalla tras la excavación del túnel, con referencia a las figuras ilustrativas:

Variable		Límite	Máximo	Figura
Axil (ton)	Compresión	189.43	63.5	Figura 96
	Tracción	154.20	4.3	
Flector (m·ton)	Eje Y	4.51	0.11	Figura 97
	Eje X		0.18	Figura 98
FS	Flexocompresión	-	2.81	Figura 99

Tabla 49. PK 11+ 180. Resumen de resultados en los micropilotes

A la vista de estos resultados se comprueba que los pares axil-flector concomitantes se encuentran dentro de los límites asumibles, con un factor de seguridad aceptable.



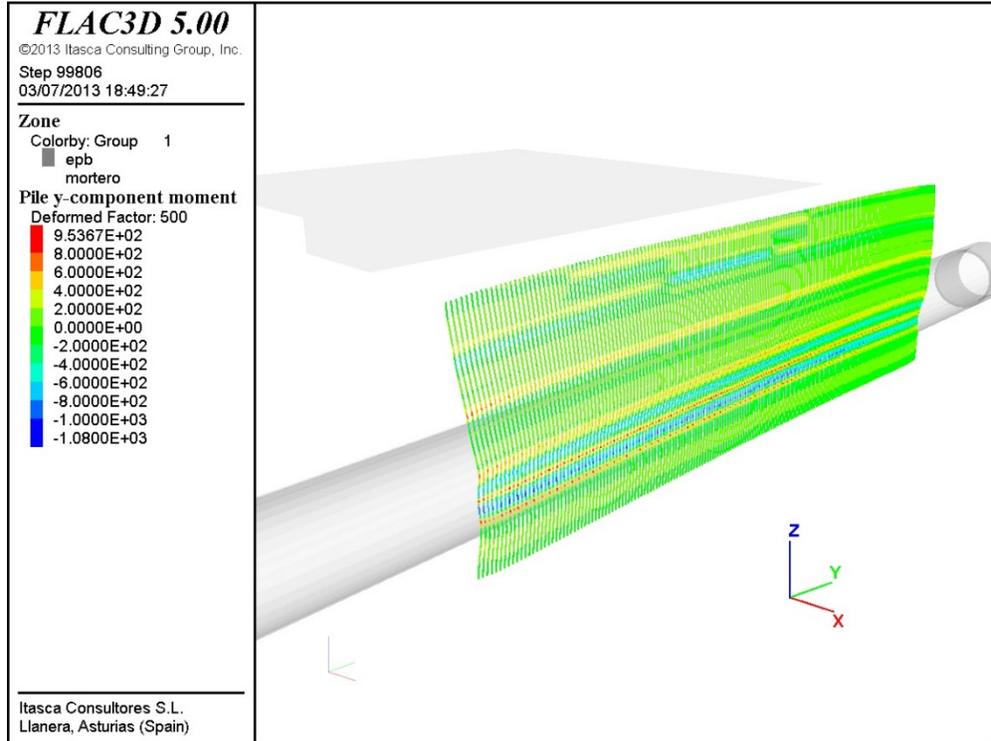


Figura 41. PK 11+180. Flector, según el eje Y, en la pantalla de micropilotes ($m \cdot N$).

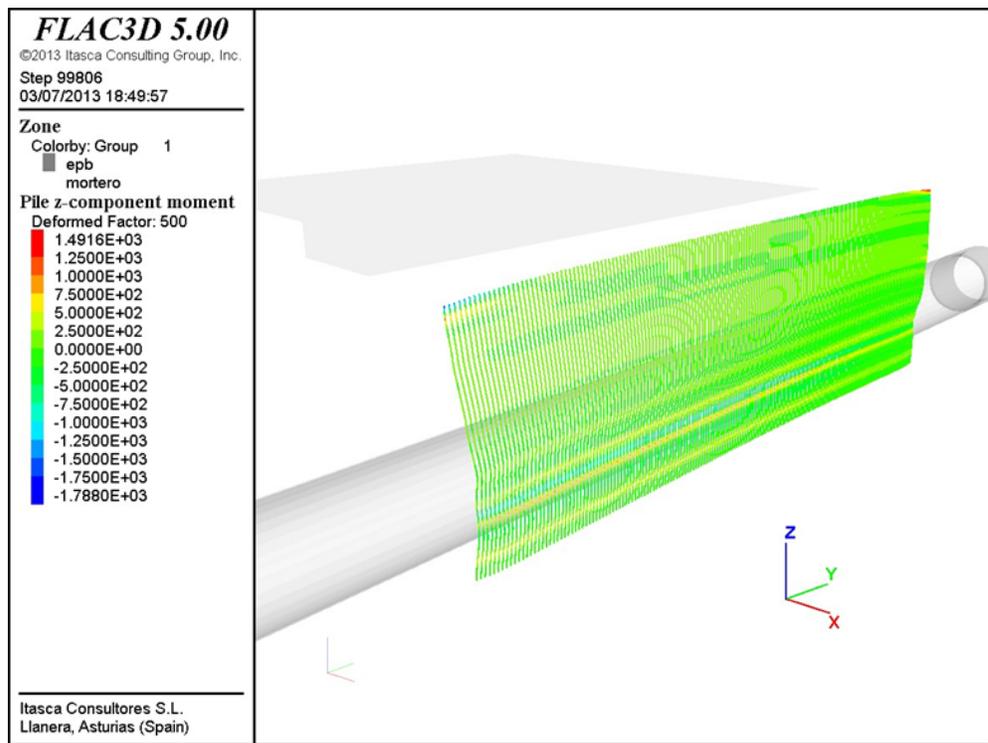


Figura 42. PK 11+180. Flector, según el eje X, en la pantalla de micropilotes ($m \cdot N$).

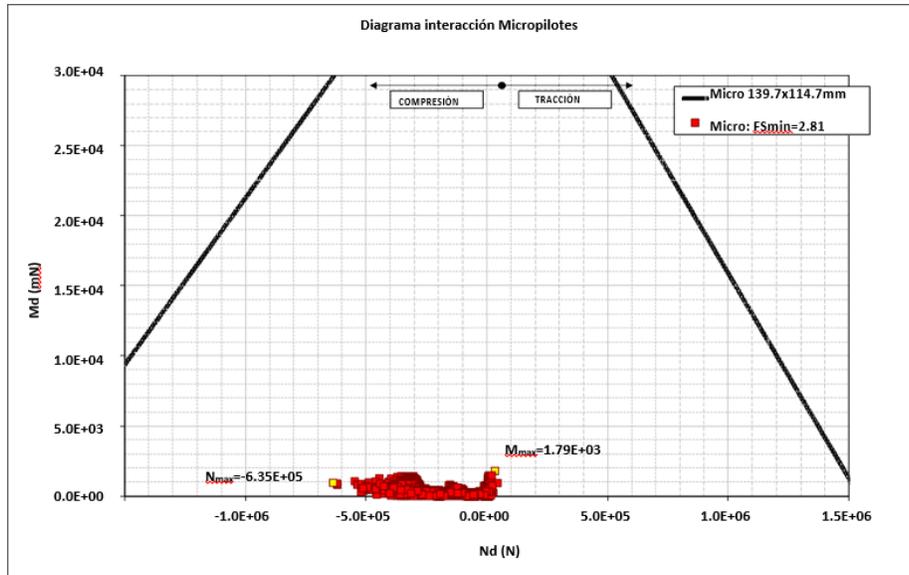


Figura 43. PK 11+180. Diagrama de interacción en los micropilotes.



5. TRATAMIENTO DE PROTECCIÓN DE EDIFICIOS E INFRAESTRUCTURAS FRENTE A SUBSIDENCIAS

Cuando las deformaciones inducidas en las edificaciones, servicios y otras infraestructuras por la excavación de un túnel se consideran peligrosas es necesario planificar las actuaciones geotécnicas necesarias para garantizar la estabilidad de las estructuras y evitar daños sobre las mismas.

El establecimiento del riesgo potencial de afección constituye, por tanto, una parte esencial del proyecto del túnel, y tiene por finalidad prever las eventuales medidas preventivas de protección y refuerzo.

En el ámbito del presente proyecto, los resultados de los análisis de subsidencias desarrollados han permitido identificar a lo largo de la traza del túnel objeto de estudio los siguientes edificios/estructuras que requieren medidas de protección frente a subsidencias:



Código de inventario	Nombre edificio	PK inicial	PK final	Tratamiento previsto
019	Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	10300	10350	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
027	Templo de San José	10760	10820	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
028	La casa de los perros	10840	10880	Pantalla de micropilotes $\phi_{\text{perif}}=0.20$ m separados entre sí 0.50 m
031	Palacio Municipal	11070	11130	Pantalla de micropilotes $\phi_{\text{perif}}=0.20$ m separados entre sí 0.50 m
032	Catedral de Guadalajara	11150	11230	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
044	Templo de San Francisco	11700	11760	Tratamiento de Jet Grouting en el entorno del túnel que se extiende desde 2 m por debajo del eje hasta 4 m radiales alrededor de la excavación.
-	Túnel Línea 2	11394	11398	Tratamiento mediante inyecciones.

Tabla 50. Edificios que requieren protección frente a subsistencias.

Los tratamientos de protección planteados resultan ser de dos tipos:

- **Pantalla de protección** de pilotes o de micropilotes, ejecutada entre túnel y edificio, que permita cortar la cubeta de asientos y aislar la estructura de la zona de influencia del túnel.
- **Tratamiento de mejora del terreno** con jet grouting o inyecciones que permita reducir la deformabilidad del terreno y, por tanto, limitar la afección producida por el túnel sobre las estructuras próximas a la excavación.

Ambos sistemas de protección suponen una actuación que se debe llevar a cabo antes de llegar a las proximidades de la estructura a proteger.



Las características principales de los tratamientos previstos para cada estructura se describen en los siguientes apartados.

5.1 IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE GUADALUPE.

En este apartado se describe el tratamiento de protección previsto para la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe, situada entre los cruces de las calles Juan Álvarez y Hospital con la avenida Fray Antonio Alcalde, y que corresponde al entorno del PK 10+300 de la traza. La ilustración 3 muestra la planta del tramo objeto de estudio y una foto de la iglesia.

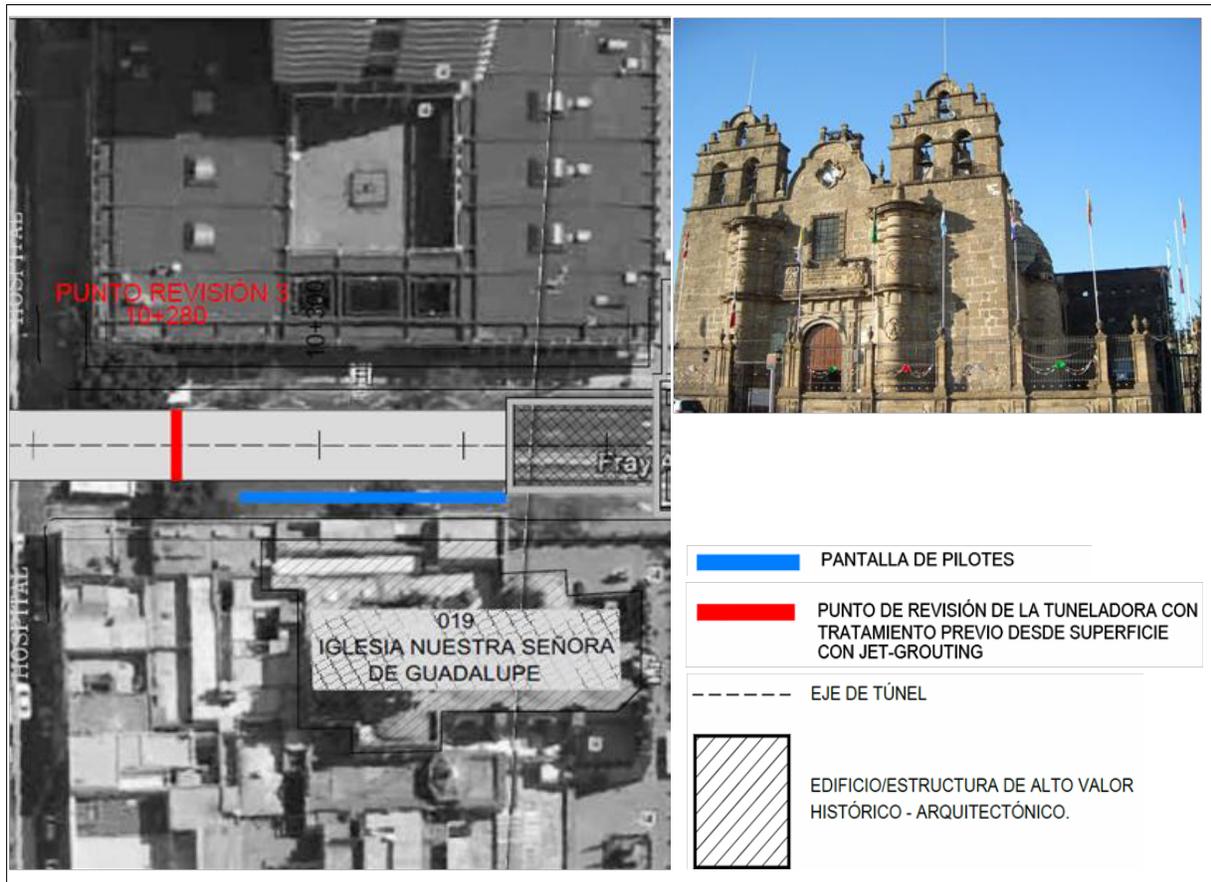


Ilustración 3. Iglesia nuestra señora de Guadalupe



La Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe se encuentra paralela a la traza a una distancia de 10.3 m del eje del túnel y tiene unas dimensiones en planta máximas de 45 mL x 45 mT.

En el tramo en estudio el túnel transcurre fundamentalmente en la unidad Toba Tala (UG1c), siendo la profundidad de la rasante de 24.5 m y la altura de agua sobre la clave de 6 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la ilustración 4.

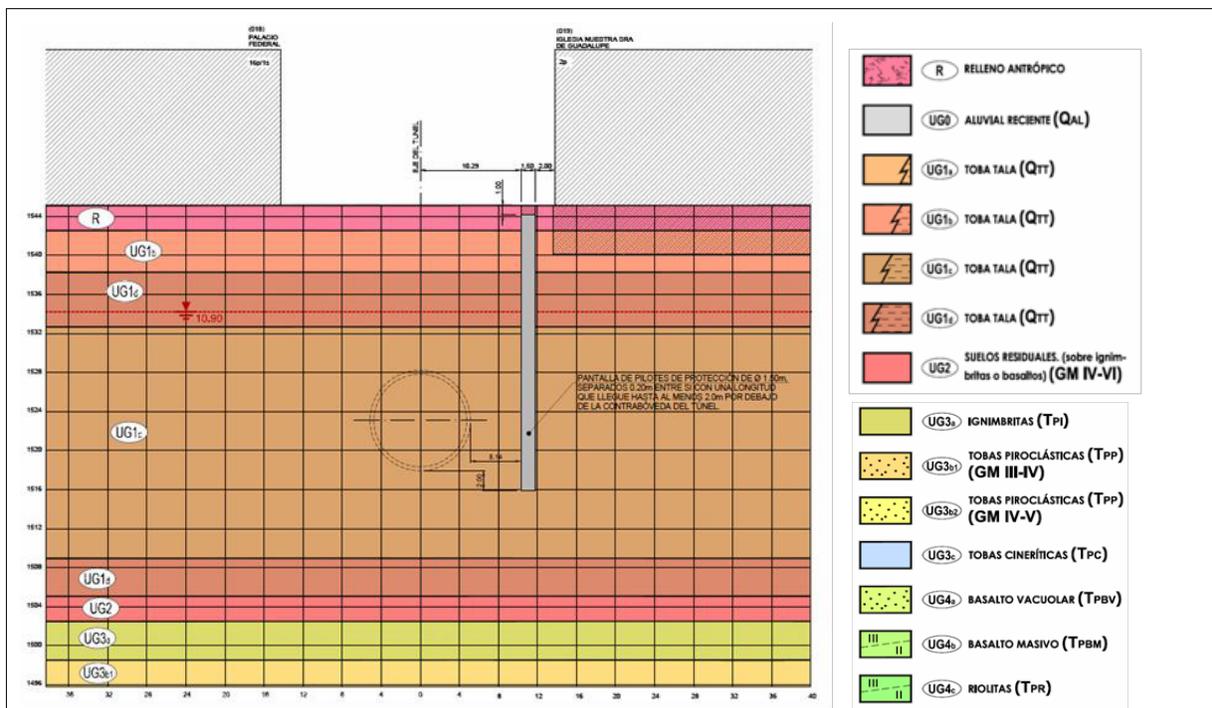


Ilustración 4. Tratamiento en la Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe

Como protección de la Iglesia se plantea la ejecución de una pantalla de pilotes de 1.5 m de diámetro, espaciados 0.2 m lateralmente. Dicha pantalla se sitúa a 5.1 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 29 m). Se considera que la pantalla se prolongue en planta desde 3 m antes de la pared Norte hasta el recinto de estanqueidad de entrada a la estación Alcalde (≈ 37 m de longitud). Los pilotes se ejecutarán atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 1.5 m de



lado.

5.2 PALACIO MUNICIPAL

En este apartado se describe el tratamiento de protección previsto para el Palacio Municipal de Guadalajara, situado entre los cruces de las avenidas Independencia y Manuel Hidalgo con la avenida 16 de Septiembre/Fray Antonio de Alcalde, y que corresponde al entorno del PK 11+100 de la traza. Ilustración 5 muestra la planta del tramo objeto de estudio y una foto del edificio.

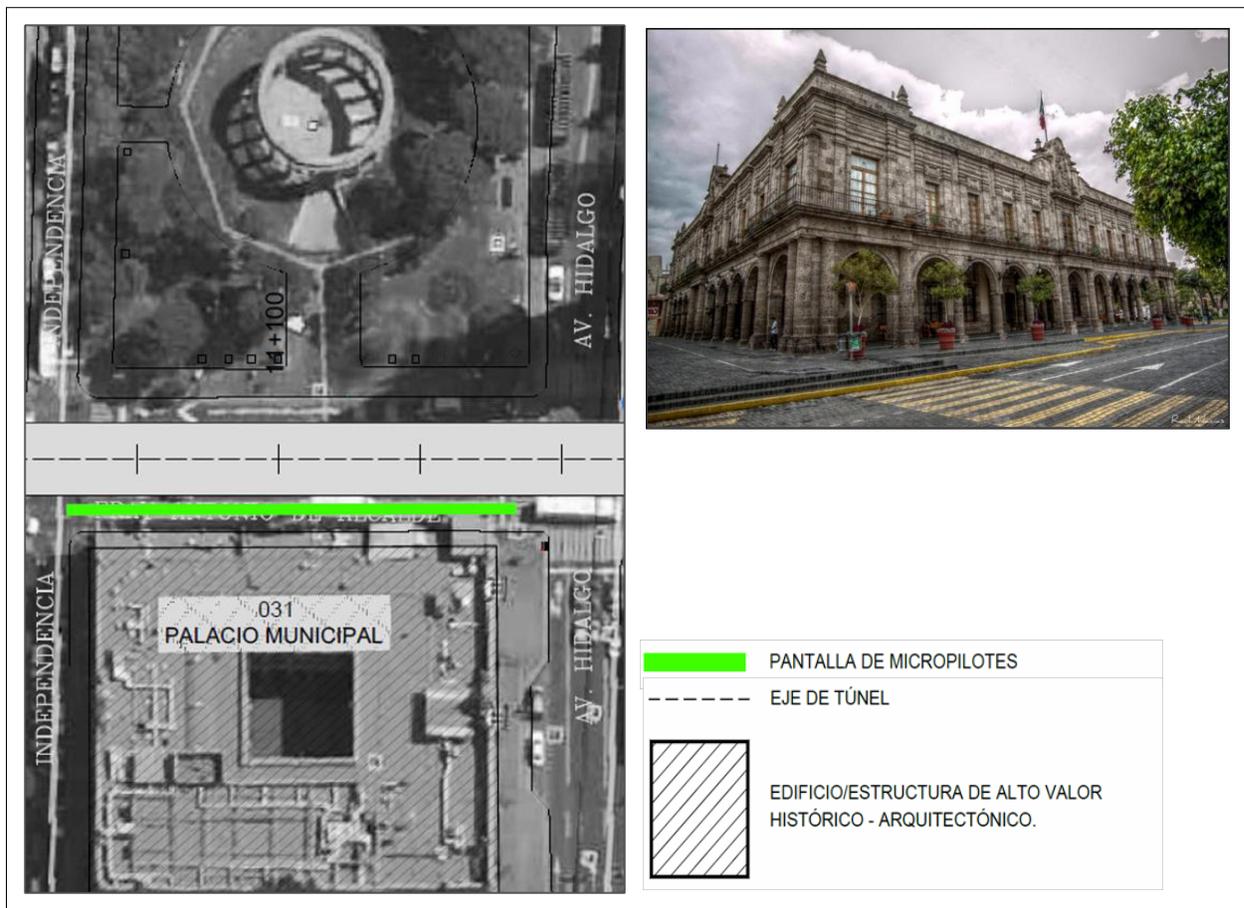


Ilustración 5. Palacio Municipal



El Palacio Municipal, que se sitúa paralelo a la traza a una distancia de 12.4 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones en planta de 57 mL x 54 mT, con un patio interior de planta cuadrada de 16 m de lado. El Palacio, de 2 plantas de altura, tiene un sótano de 5 m de altura.

En este tramo el túnel transcurre fundamentalmente en la unidad Toba Tala (UG1c/UG1d), siendo la profundidad de la rasante de 26 m y la altura de agua sobre la clave de 9.7 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la Ilustración 6.

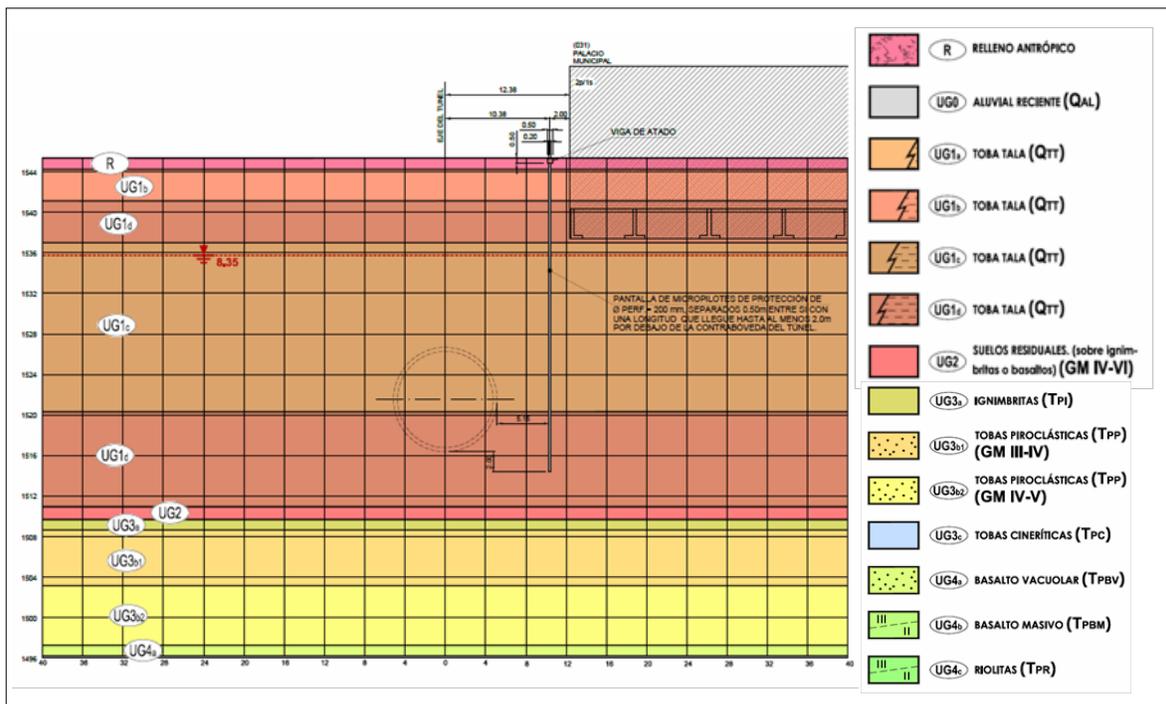


Ilustración 6. Pantalla de micropilotes de protección. Sección

Como protección del Palacio se plantea la ejecución de una pantalla de micropilotes



de 200 mm de diámetro con tubo de acero de diámetro exterior 139.7 mm e interior 114.7 mm, espaciados 0.5 m (ver ilustración 6). Dicha pantalla se sitúa a 5 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 31 m). Se considera que la pantalla se prolongue en planta desde 3 m antes de la pared Norte hasta 3 m después de la pared Sur (≈ 62 m de longitud) y que los micropilotes se ejecuten atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 0.5 m de lado.

5.3 CATEDRAL DE GUADALAJARA Y CENTRO COMERCIAL

En este apartado se describe el tratamiento de protección de la Catedral de Guadalajara, situada entre la avenida Miguel Hidalgo y la Plaza de Armas, y que corresponde al entorno del PK 11+180 de la traza. Frente a la Catedral existe un centro comercial subterráneo del que se desconocen sus detalles geométricos-constructivos en el momento de redacción del presente proyecto. Ilustración 7 muestra la planta del tramo objeto de estudio.

La Catedral, que se sitúa a una distancia variable del eje del túnel (distancia máxima = 10.8 m y distancia mínima = 2.81), tiene unas dimensiones en planta de 70 mL x 74 mT y dos torres en la pared Oeste (fachada) de 12.0 x 12.0 m de planta.

En el tramo objeto de estudio el túnel transcurre principalmente en la unidad Toba Tala (UG1c/UG1d), siendo la profundidad de la rasante de 24.8 m y la altura de agua sobre la clave de 8.8 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la Ilustración 8.



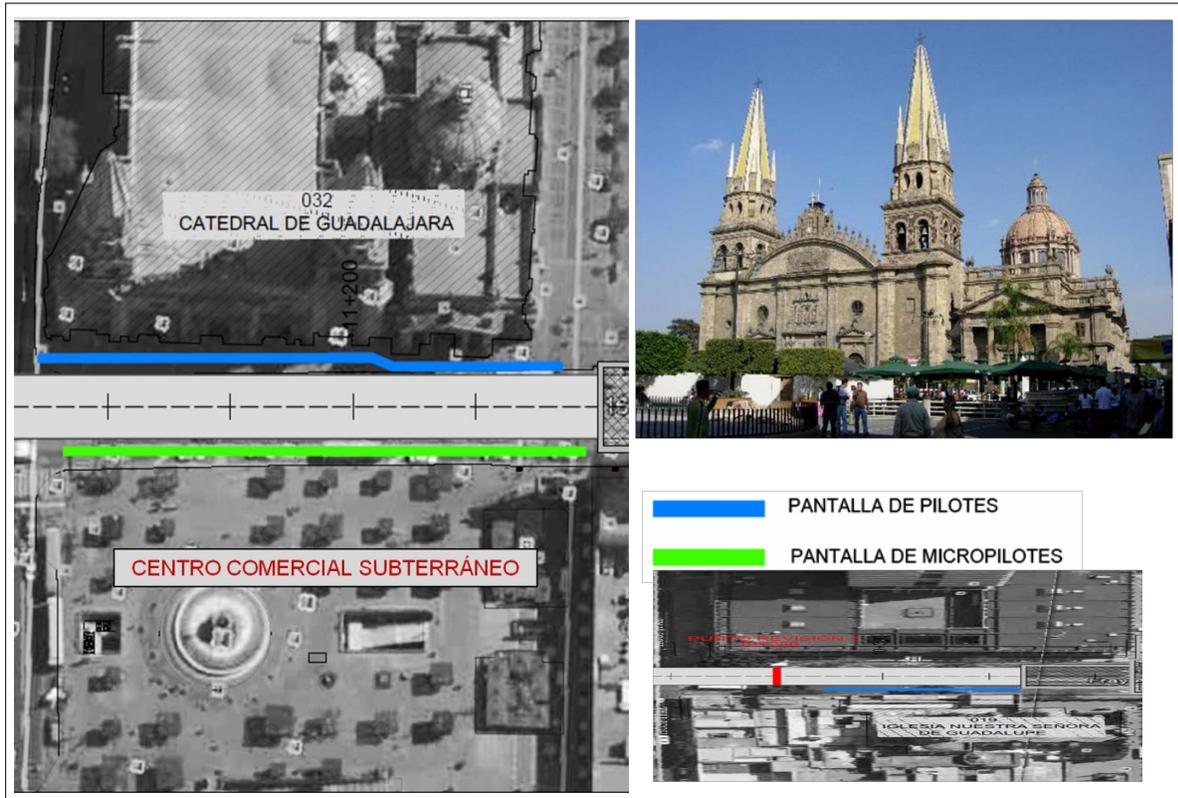


Ilustración 7. Catedral de Guadalajara y centro comercial subterráneo.



Como protección de la Catedral se plantea la ejecución de una pantalla de pilotes de 1.5 m de diámetro, espaciados 0.2 m lateralmente. Dicha pantalla se sitúa a una distancia variable del hastial del túnel (distancia máxima = 2 m y distancia mínima = 0.65 m) y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 30 m). Se considera que la pantalla se prolongue en planta desde 3 m antes de la pared Norte hasta 3 m después de la pared Sur de la Catedral (≈ 75 m de longitud) y que los pilotes se ejecuten atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 1.5 m de lado.

El análisis in situ de la zona estudiada ha permitido observar que frente a la Catedral de Guadalajara se encuentra un centro comercial subterráneo cuyas características geométricas y estructurales son desconocidas en el momento de redacción de este proyecto. Para la protección del centro comercial se plantea la ejecución de una pantalla de micropilotes de 200 mm de diámetro con tubo de acero de diámetro exterior 139.7 mm e interior 114.7 mm, espaciados 0.5 m. Dicha pantalla se sitúa a 2 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 30 m). Se considera la misma longitud en planta para esta pantalla que en la de la protección de la Catedral y que los micropilotes se ejecuten atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 0.5 m de lado. De cualquier forma, el tratamiento planteado para el Centro Comercial subterráneo se ha diseñado suponiendo unas características geométricas y estructurales que se deberán confirmar antes del comienzo de las obras.



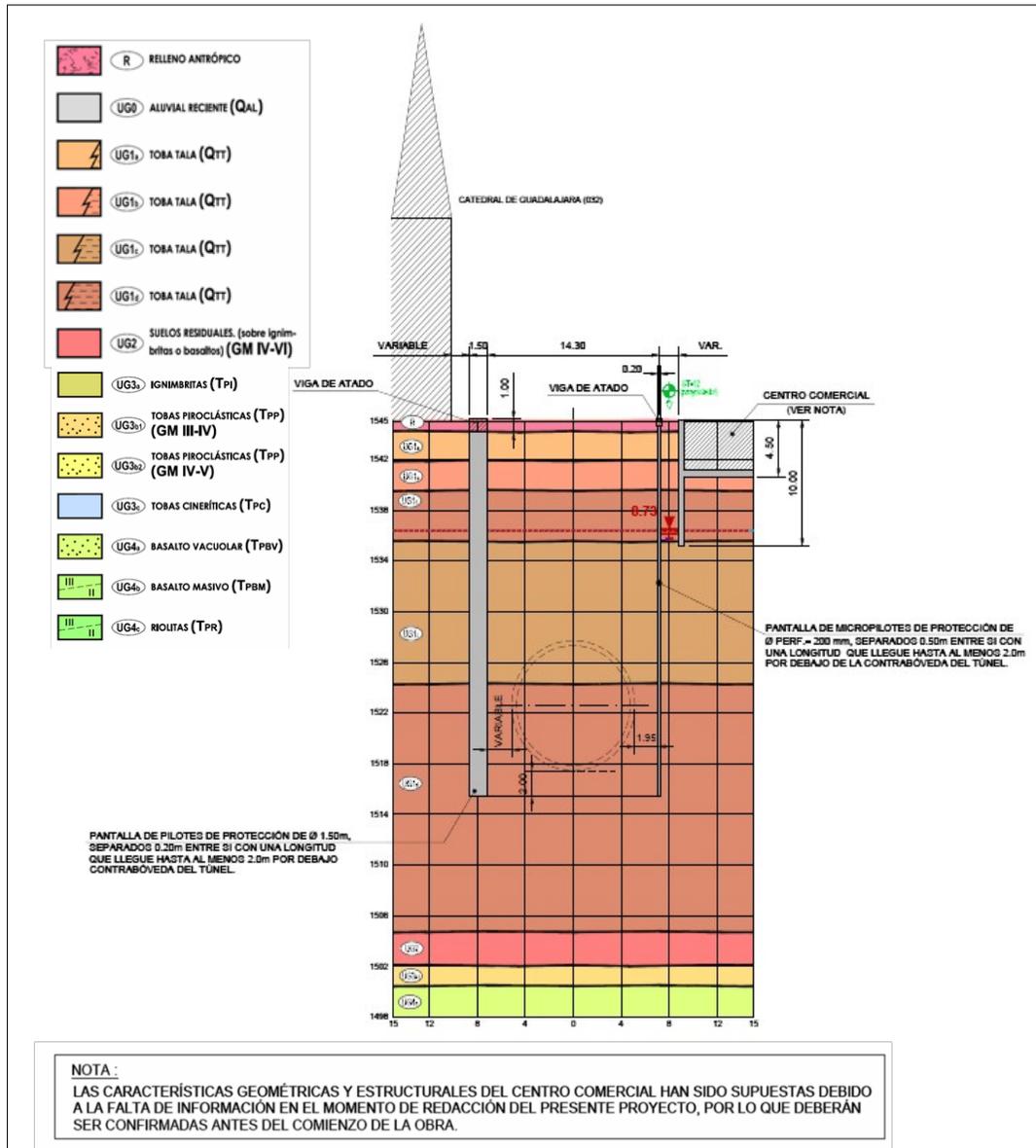


Ilustración 8. Tratamientos en Catedral y centro comercial subterráneo



5.4 TEMPLO DE SAN JOSÉ

En este apartado se describe el tratamiento de protección previsto para el Templo de San José, situado entre los cruces de las calles Garibaldi y Reforma con la Avenida 16 de Septiembre, y que corresponde al entorno del PK 10+780 de la traza. La Ilustración 9 muestra la planta del tramo objeto de estudio.

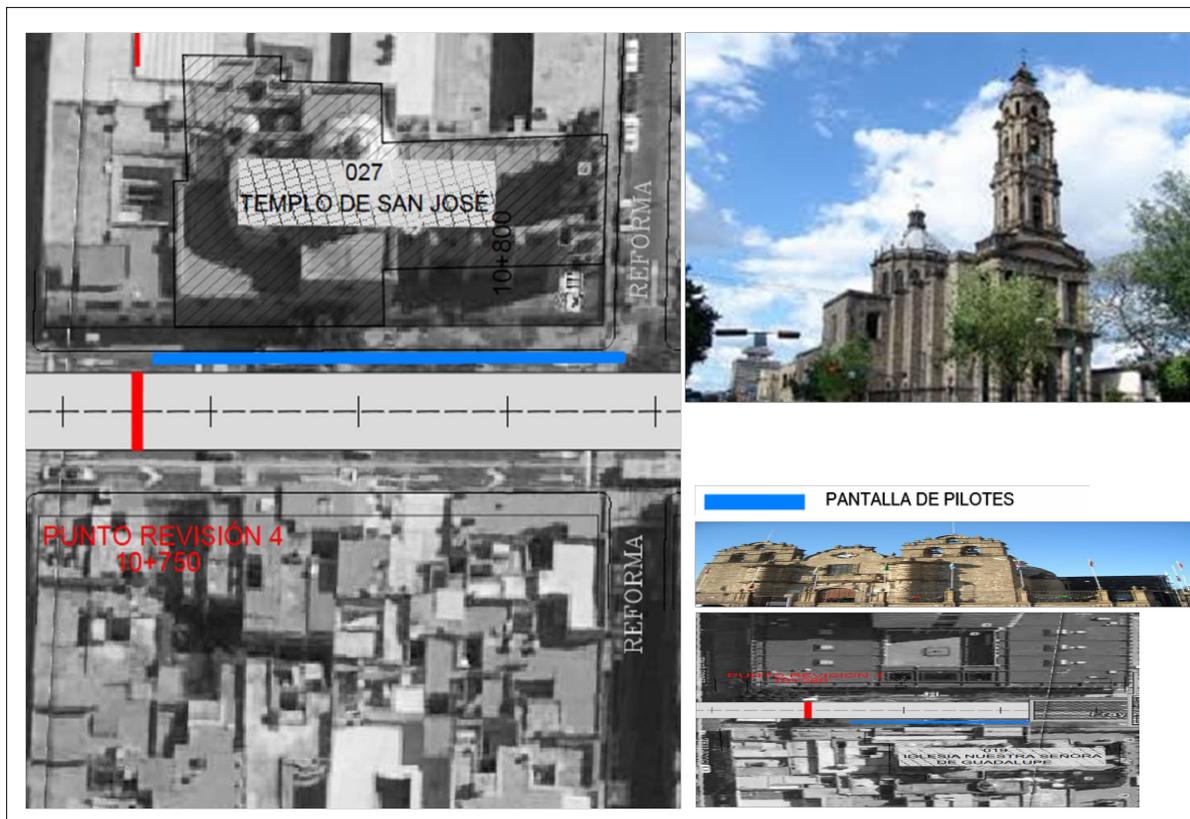


Ilustración 9. Templo de San José



El Templo de San José, que se sitúa paralelo a la traza a una distancia mínima de 11.2 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones en planta máximas de 58 mL x 36 mT y una torre centrada en la pared Sur (fachada) de 5.0 x 5.0 m de planta.

En este tramo el túnel transcurre principalmente en la unidad Toba Tala (UG1c), siendo la profundidad de la rasante de 29 m y la altura de agua sobre la clave de 11 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la Ilustración 10.

Como protección del templo se plantea la ejecución de una pantalla de pilotes de 1.5 m de diámetro, espaciados 0.2 m lateralmente. Dicha pantalla se sitúa a 2.5 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 30 m). Se considera que la pantalla se prolongue en planta desde 3 m antes de la pared Norte hasta 3.5 m después de la pared Sur (≈ 70 m de longitud) y que los pilotes se ejecuten atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 1.5 m de lado.

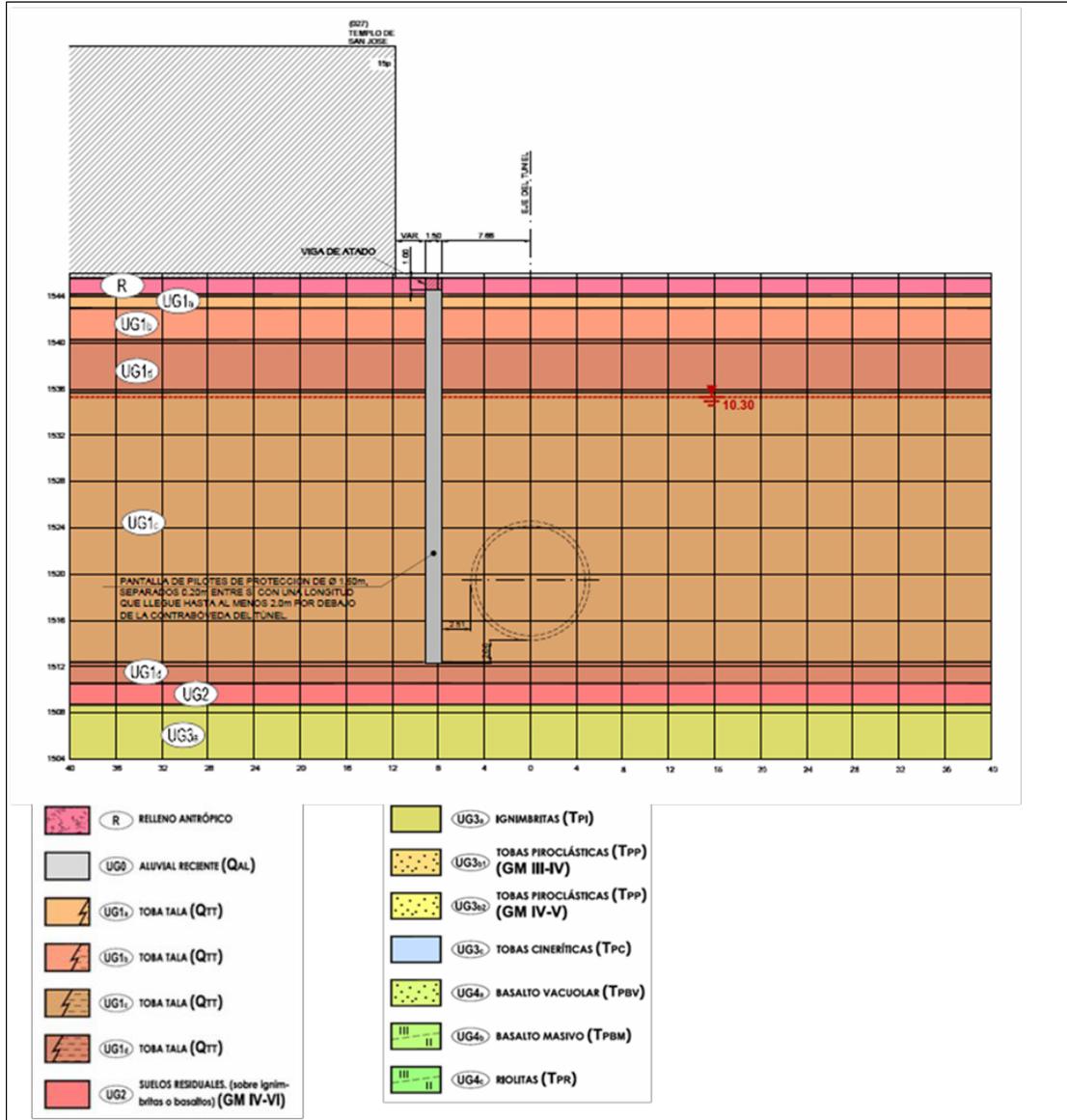


Ilustración 10. Pantalla de pilotes de protección en templo de San José. Sección



5.5 CASA DE LOS PERROS

En este apartado se describe el tratamiento de protección previsto para la Casa de los Perros, situada entre los cruces de las calles Reforma y San Felipe con la avenida Fray Antonio de Alcalde, y que corresponde al entorno del PK 10+850 de la traza. La muestra la planta del tramo objeto de estudio y una foto del edificio.

La Casa de los Perros, que se sitúa paralela a la traza a una distancia de 13.7 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones en planta de 24 mL x 30 mT. El edificio tiene 2 plantas de altura.



Ilustración 11. Casa de los Perros



En este tramo el túnel transcurre principalmente en la unidad Toba Tala (UG1c/UG1d), siendo la profundidad de la rasante de 27.5 m y la altura de agua sobre la clave de 10.5 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la Ilustración 12.

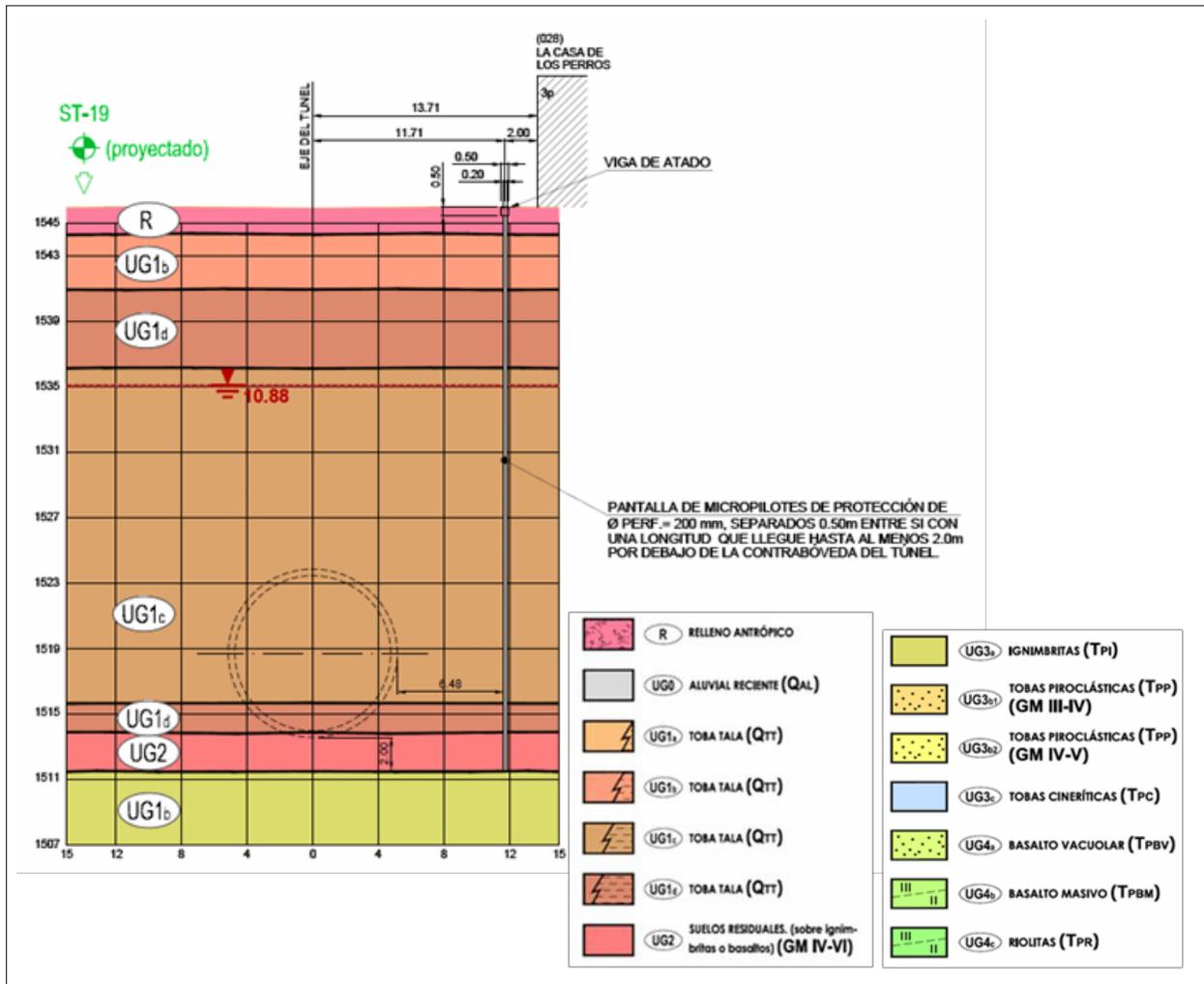


Ilustración 12. Tratamiento en Casa de los Perros. Sección.

Como protección de la Casa de los Perros se plantea la ejecución de una pantalla de



micropilotes de 200 mm de diámetro con tubo de acero de diámetro exterior 139.7 mm e interior 114.7 mm, espaciados 0.5 m (ver Ilustración 12). Dicha pantalla se sitúa a 6.4 m del hastial del túnel y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 34.5 m). Se considera que la pantalla se prolongue en planta desde 3 m antes de la pared Norte hasta 3 m después de la pared Sur (≈ 31 m de longitud) y que los micropilotes se ejecutan atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 0.5 m de lado.

5.6 IGLESIA DE SAN FRANCISCO

En este apartado se describe el tratamiento de protección propuesto para el Templo de San Francisco, situado junto al cruce de las avenidas 16 de Septiembre y Revolución Oriente, y que corresponde al entorno del PK 11+714 de la traza. La Ilustración 13 muestra la planta del tramo objeto de estudio.

El Templo, que se sitúa sobre la traza con un esviaje de 32.2° respecto al eje del túnel, tiene unas dimensiones en planta aproximadas de 61 mL x 28 mT y una torre en la pared Norte (fachada) de 8.0 x 8.0 m de planta.

En este tramo el túnel transcurre principalmente en la unidad Toba Tala (UG1b), siendo la profundidad de la rasante de 25.8 m y la altura de agua sobre la clave de 11 m, tal y como se aprecia en el perfil geológico presentado en la Ilustración 14.

Como protección del templo se plantea la ejecución de un tratamiento de Jet-Grouting en el entorno del túnel, abarcando desde 2 m por debajo del eje hasta 4 m radiales alrededor de la excavación. Este tratamiento se extiende una longitud de 80 m, entre los PKs



11+690 y 11+770 (ver Ilustración 14). En la zona tratada se deberá garantizar una mejora del terreno que permita alcanzar los siguientes parámetros geotécnicos:

$E=2500 \text{ MPa}$, $\sigma_c=5\text{MPa}$ y $k=10\text{-}8 \text{ m/s}$.

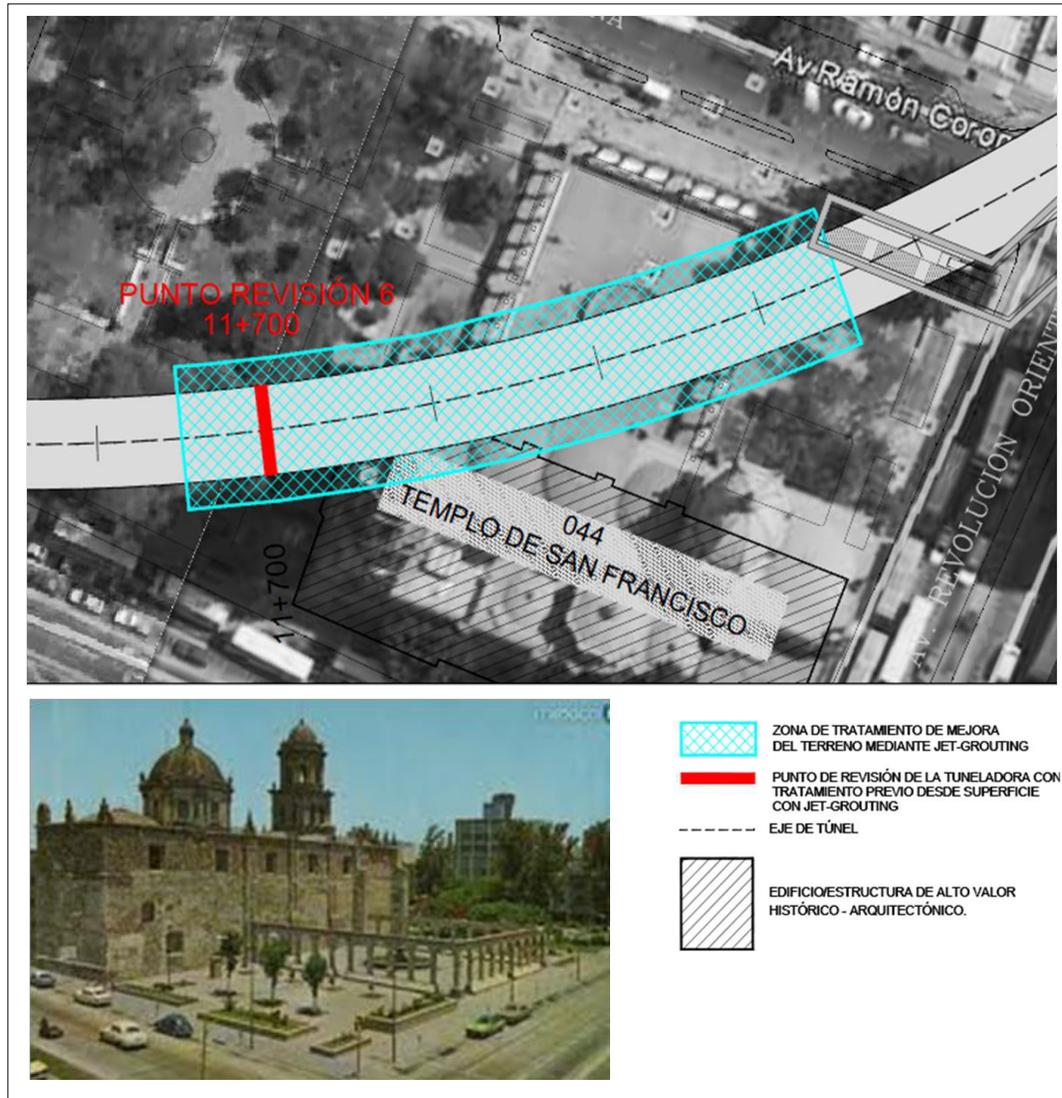
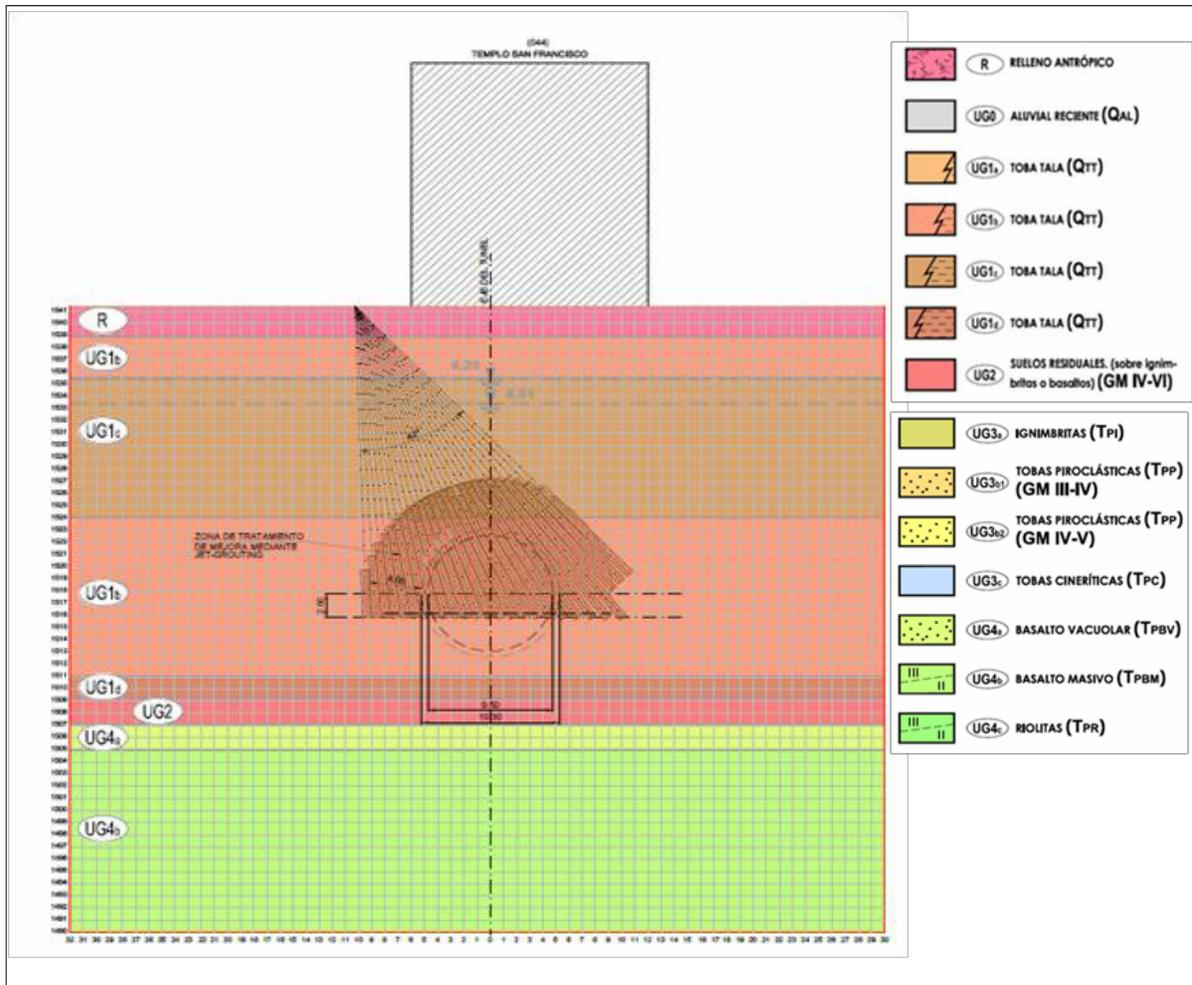


Ilustración 13. Templo de San Francisco





5.7 CRUCE CON LA LÍNEA 2

En este apartado se describe el tratamiento de protección propuesto para el cruce entre el túnel de la nueva línea de tren ligero entre los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque y la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara, ubicado en el cruce entre las Avenidas Juárez y 16 de Septiembre y que se corresponde aproximadamente con el PK 11+400 de la traza.

La Ilustración 15 muestra la planta de situación del tramo objeto de estudio.

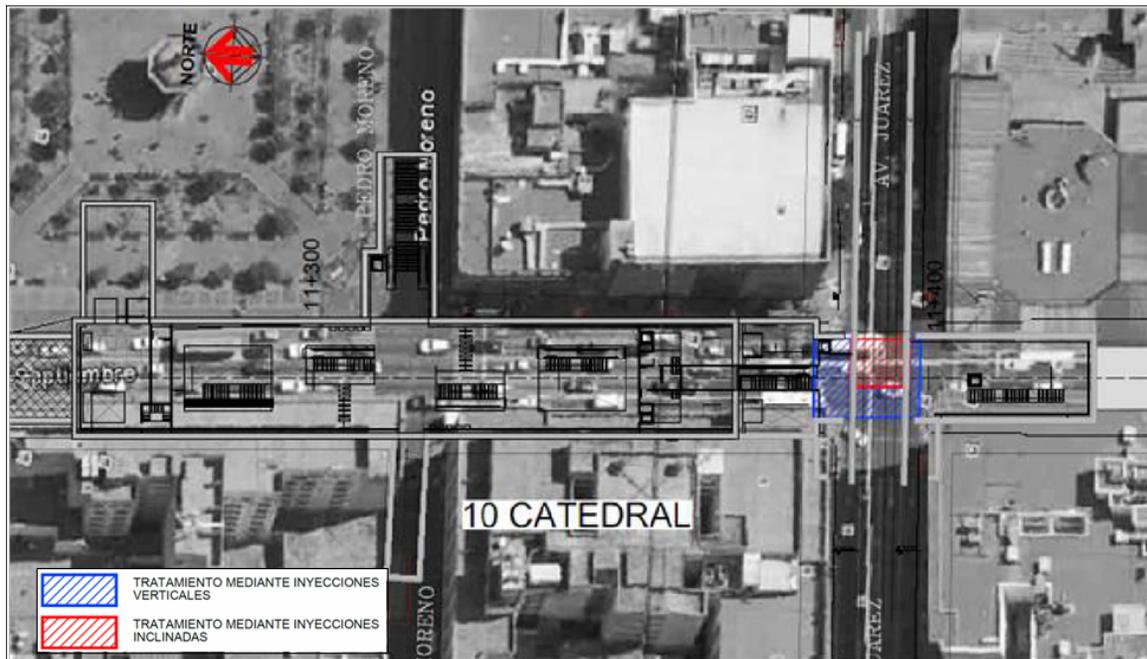


Ilustración 15. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara.



El túnel de la L-2 consta de un marco de 4.4 m de alto x 7.6 m de ancho (dimensiones interiores), ejecutado al abrigo de unas pantallas de pilotes tangentes entre sí. La cubierta del marco y las cabezas de los pilotes se encuentran a 1.2 m de profundidad respecto a la superficie (cota +1542.6 m).

La estación de la L-2 es un recinto de 14 m de anchura excavado entre pantallas de 1 m de espesor, con el andén situado a cota 1538.8 m (a unos 5 m de profundidad).

La estación de la nueva línea de tren ligero (Estación de Catedral), que se proyecta ejecutar entre pantallas de 1 m de canto, cuenta con un cuerpo principal de 17.5 m de ancho y con el andén situado a cota +1521.91 m (unos 22 m de profundidad) conectado a través de una galería bajo la L-2 con un recinto más pequeño, de 12.7 m de ancho interior y a cota +1531.01 m (a 13 m de profundidad), cuya función es el paso de pasajeros entre ambas estaciones.

La galería de conexión se encuentra situada bajo la L-2 y tiene unas dimensiones interiores de 4 m de ancho x 4.6 m de alto siendo la longitud aproximada de unos 12 m. Dicha galería se realizará al abrigo de dos pórticos, previa demolición de la pantalla de pilotes en el área afectada, que actuarán como recalce del marco de la L-2 y de muros de micropilotes situados en clave y hastiales de la misma.

Como protección de la galería de conexión y del marco de la L-2, antes de la excavación del túnel, se proyecta la ejecución de inyecciones (bien desde el cuerpo principal de la estación, bien desde la galería de conexión) en el terreno situado bajo la losa



intermedia del recinto pequeño, tratando un volumen de dimensiones 17.4 m de largo x 12.6 m de ancho x 6 m de alto. El tratamiento propuesto deberá garantizar una mejora del terreno que permita alcanzar en la zona tratada los siguientes parámetros geotécnicos:

$$E=400 \text{ MPa y } \sigma_c=2\text{MPa.}$$

Las siguientes figuras muestran la geometría de la conexión mediante dos plantas a cota de vestíbulo/andén de L-2 (+1538.8 m) y del nivel intermedio (+1531.01 m), una sección longitudinal por el eje de la galería y una sección transversal en el recinto pequeño (secciones AA y BB, respectivamente, indicadas en las vistas en planta).

Los planos de planta y sección del tratamiento se incluyen en el Apéndice 1.

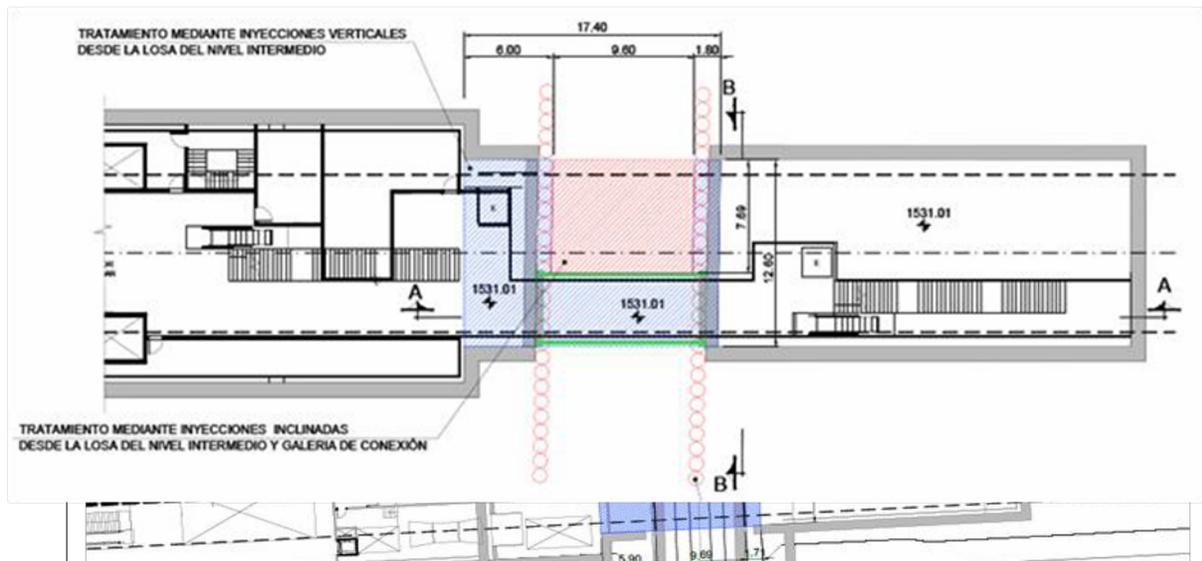


Ilustración 17. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara- Planta- Nivel Intermedio

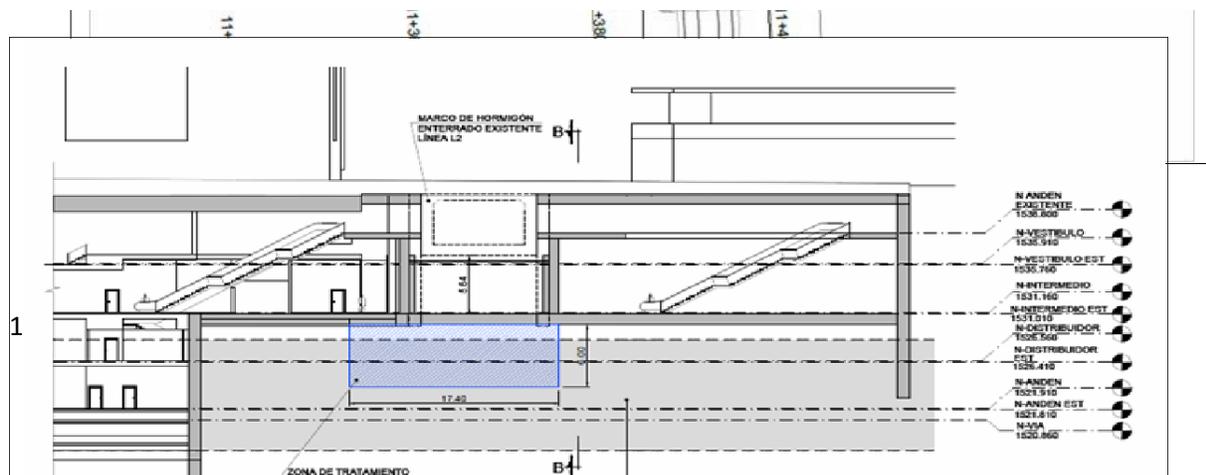


Ilustración 18. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara – Sección A-A.

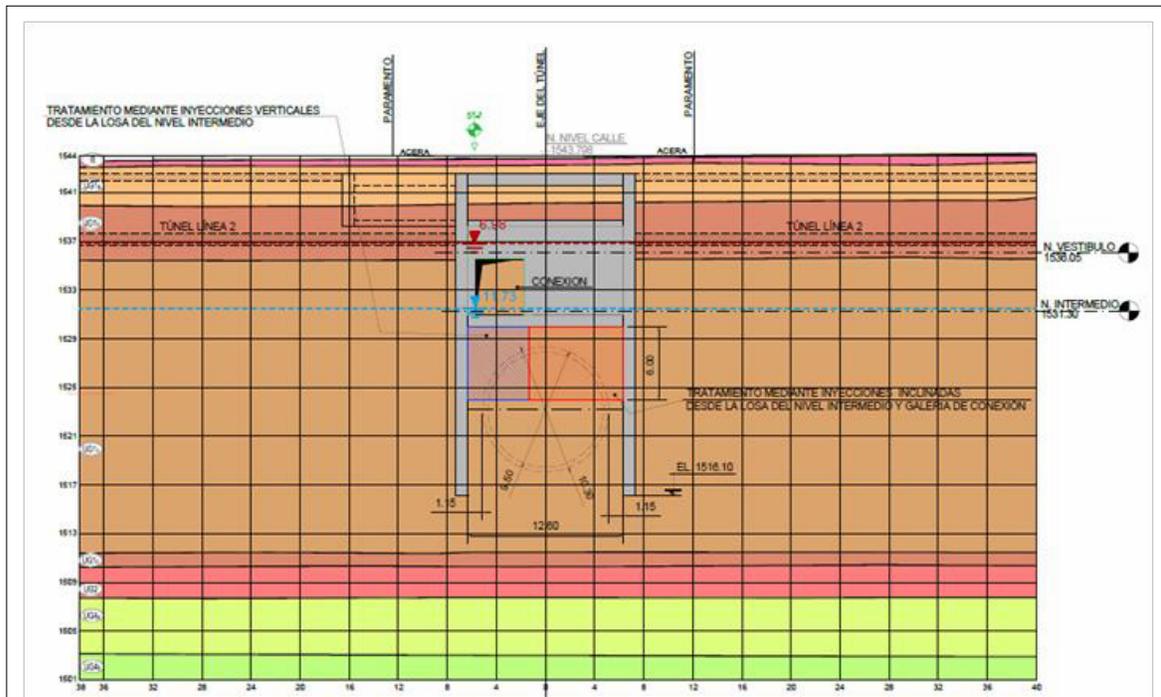


Ilustración 19. Cruce con la Línea 2 del Tren Ligero de Guadalajara – Sección B-B.



5.8 PUNTOS DE REVISIÓN DE LA TUNELADORA

La fiabilidad de los componentes principales de la tuneladora, de manera especial el rodamiento de la rueda de corte, los sellos del mismo y todos los componentes de la motorización principal, resulta esencial para garantizar que la excavación de un túnel se desarrolle correctamente y en condición de máxima seguridad.

Por esta razón, durante la construcción del túnel objeto de estudio se realizará la revisión completa de la tuneladora cada 300 metros en recintos previamente tratados desde superficie mediante jet-grouting (ver Figura 18) o en las estaciones. Adicionalmente, cada 125 - 150 m también tendrán lugar intervenciones hiperbáricas sin actuaciones desde superficie con la finalidad de realizar las operaciones de revisión y mantenimiento de las herramientas de corte, de la estructura de la rueda de corte y del sistema de sellos del accionamiento siempre que se considere oportuno. La localización de estos puntos de parada no se puede definir a priori.



Para las intervenciones de revisión y mantenimiento en los tramos excavados en roca no será necesaria la ejecución previa de recintos con jet-grouting y su frecuencia vendrá condicionada por el grado de abrasividad del sustrato y el desgaste de los equipos, no pudiendo ser definida a priori su localización exacta.

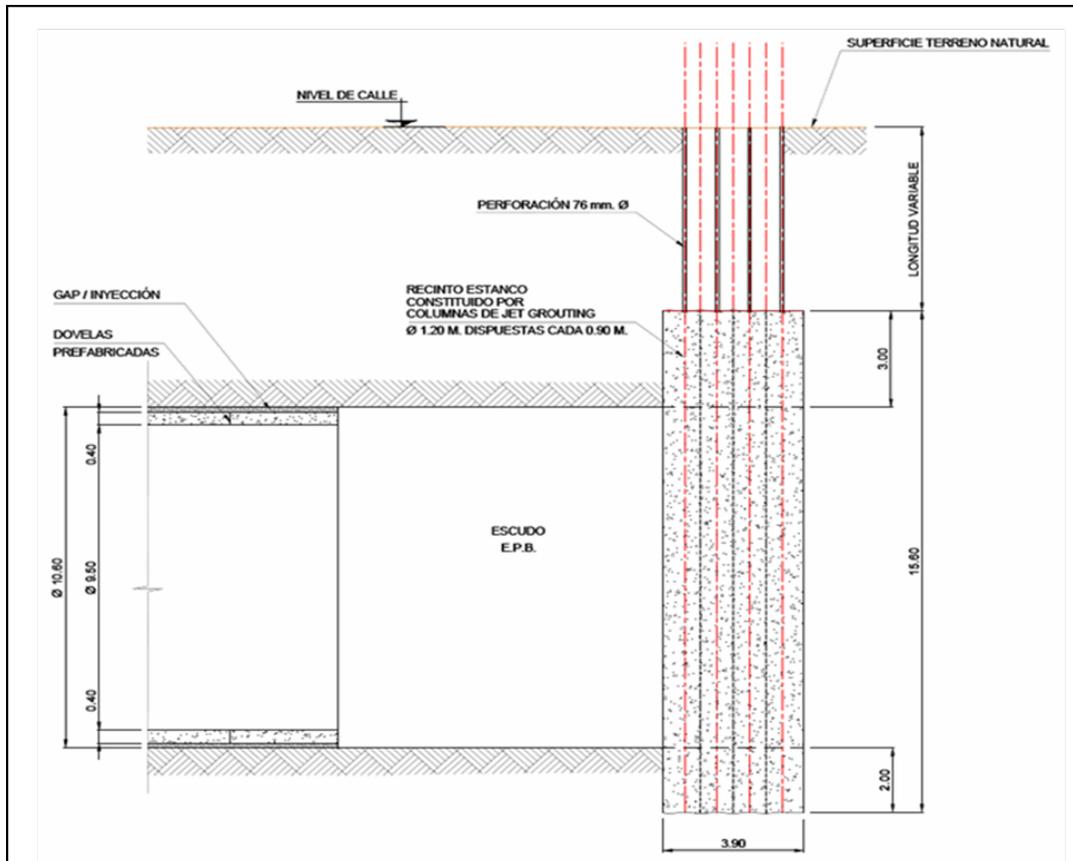


Ilustración 20. Puntos de revisión de la tuneladora.

5.9 RECINTOS DE ESTANQUEIDAD (CORRALITOS)

Los recintos de estanqueidad o corralitos para la entrada/salida de la tuneladora en las estaciones son unas actuaciones cuya finalidad es permitir la entrada o la salida completa



del escudo de la TBM en el terreno en condiciones seguras y sin alterar las condiciones iniciales del terreno circundante.

Siempre que sean posibles filtraciones de agua con arrastre de material será necesario construir un recinto para la entrada y salida de la máquina en las estaciones. En estas condiciones, si no se realiza ninguna actuación en el trasdós de la pantalla de la estación, cuando la rueda de corte atraviesa el elemento de contención desde la estación hacia el terreno se produce el sifonamiento del mismo a través del espacio anular que queda libre entre el escudo y el diámetro de perforación, debido a la diferencia de presión hidrostática ente el trasdós de la pantalla y la estación. Si la operación es de entrada en la estación desde el terreno, el fenómeno es similar ya que sigue existiendo un hueco por el que puede circular el agua y arrastrar las partículas de terreno hacia la estación. En ambos caso lo que se produce es la pérdida de compacidad del terreno alrededor del escudo y la creación de chimeneas que puedan llegar hasta superficie.

Para evitar este fenómeno es necesario disponer de un recinto en el que sea factible introducir todo el escudo para poder sellar el espacio anular existente entre el anillo de dovelas y el elemento de contención del recinto. De este modo se podrá controlar la filtración de agua hacia el interior así como modificar la cota del nivel freático dentro del recinto sin producir arrastres en la zona exterior (ver Ilustración 21).

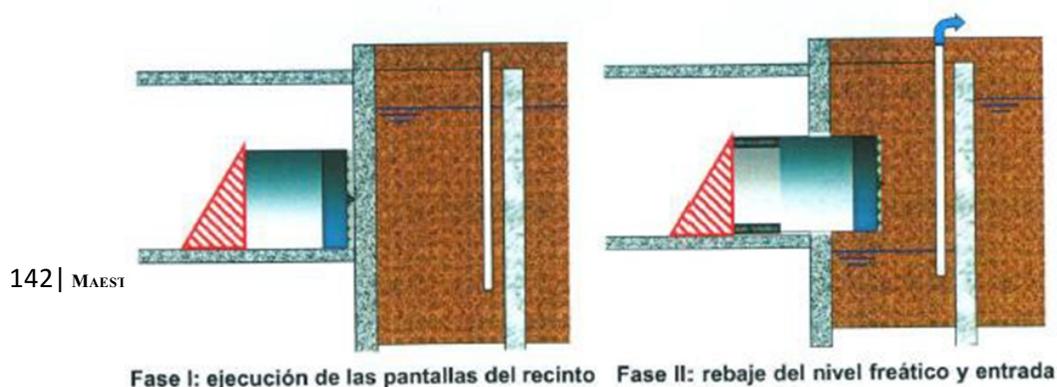




Ilustración 21. Recintos de estanqueidad

En el caso de encontrarse bajo el nivel freático en un macizo rocoso con alta permeabilidad pero sin posibilidad de arrastre de material, es posible controlar la entrada de agua mediante drenes, bombas o pozos de achique pero no será necesario ningún recinto estanco ya que el terreno es estable y no se producirán arrastres de material hacia la estación.

A la vista de lo ilustrado anteriormente, en el ámbito del presente proyecto se ha previsto la ejecución de recintos de estanqueidad solo a la entrada y a la salida de las estaciones que se excavan integralmente en suelos y bajo el nivel freático. Estas estaciones son las siguientes: Normal, Alcalde, Catedral e Independencia Sur.

En los recintos de estanqueidad de estas estaciones el rebajamiento del nivel freático se realizará mediante pozos de bombeo, con excepción de los corralitos de la estación Independencia Sur en los que se realizarán drenes horizontales en el frontal de la tuneladora ejecutados desde la estación. En la estación de Plaza de la Bandera no es necesario ejecutar un recinto de estanqueidad o corralito dado que la entrada de la tuneladora a la estación discurre íntegramente en roca.



La solución propuesta para el rebajamiento del freático en estaciones y testeros se resume en la siguiente tabla:

ESTACIÓN	Pk ini	Pk fin	Longitud (m)	Anchura (m)	Solución	Prof. max. excavación (m)	Prof. pantallas (m)			Solución testeros		Observaciones
							Longitudinales	Testeros	Corralitos	PK-	PK+	
Normal	9+377.15	9+485.95	108.8	21	PANTALLAS CUCHARA e=1,00m	27.6	35	35	33	TRINCHERA	CORRALITO	1 (estación, corralito)
Alcalde	10+346.46	10+455.26	108.8	21	PANTALLAS CUCHARA e=1,00m	28.45	45.5	45.5	43	CORRALITO	CORRALITO	1 (corralito) 2 (estación)
Catedral	11+260.43	11+427.63	167.2	19	PANTALLAS HIDROFRESA e=1,00m	27.8	43	43	41.5	CORRALITO	CORRALITO	1 (corralito) 2 (estación)
Independencia Sur	11+896.51	12+026.91	130.4	21	PANTALLAS HIDROFRESA e=1,00m	28.2	33	33	30	CORRALITO	CORRALITO	2 (estación) 4 (corralito)
Plaza de la Bandera	13+384.99	13+493.79	108.8	21	PANTALLAS HIDROFRESA e=1,00m	26.25	28	28	28	DRENES	TRINCHERA	2 (estación) 4, 5 (testero)

Tabla 51. Solución Propuesta para rebajamiento de nivel freatico en Estaciones

Los planos de cada uno de los tratamientos antes mencionados se encuentran en el **APÉNDICE No. 2- PLANOS DE LOS TRATAMIENTOS ESPECIALES**



6. ADECUACIONES AL PROYECTO, DERIVADOS DE IMPREVISTOS DURANTE EL PROCESO DE OBRA.

Durante el proceso de obra, los proyectos son susceptibles a sufrir cambios o adecuaciones, derivados situaciones imprevistas o cambios de proyecto solicitados por el cliente.

Las situaciones que pueden variar este proyecto son las siguientes:

- Imprevistos Geológicos, por la magnitud de este proyecto, se contempló una campaña geotécnica complementaria a realizar a inicio de la obra con la finalidad de ser necesario, hacer ajustes al proyecto por este tipo de imponderables.
- Imponderables Hidrológicos, como se puede ver en la campaña geotécnica se tiene la presencia de nivel freático, por lo que esto pudiera afectar algunos de los tratamientos considerados en este estudio.
- INAH, cabe recalcar que el estudio se centra en los edificios de alto valor histórico, los cuales la mayoría de ocasiones se carecen de un proyecto estructural y de cimentación de dicho edificio. De igual forma pueden presentarse durante el proceso constructivo seleccionado, genere alguna afectación a la estructura a proteger como es el caso de Vibraciones, por el equipo empleado.
- Social, dicho imponderables genera que por solicitudes de la sociedad donde se lleva a cabo el proyecto, derive en el cambio de proyecto indicado por el cliente, como es el caso de acceso adicional a las estaciones subterráneas o la reubicación de alguna de ellas, así como ajustes de plazo, con la finalidad de entregar las vialidades en menor tiempo.



6.1 CASA DE LOS PERROS.

El proyecto de protección de *Casa de los perros* originalmente proyectado, una pantalla de micropilotes de 200 mm de diámetro con tubo de acero de diámetro exterior 139.7 mm e interior 114.7 mm, espaciados 0.5 m.

La contratista Consorcio Túnel Guadalajara S.A.P.I. de C.V. da a conocer que conforme a los informes de instrumentación, las lecturas de asentamientos de un valor de 0.10 mm promedio en un día, lo cual genera que se salgan de los umbrales permitidos. Se instruye para la perforación de micropilotes, una vez que se detienen los trabajos, se observa que los asentamientos se detienen, por lo que se puede apreciar que es el proceso constructivo derivado de la inyección de aire a presión para la perforación genera los asentamientos derivado del tipo de suelo.

Se levanta un informe notariado, de inspección técnica post incidencia de rebase de umbrales de control del museo del periodismo 7 Casa de los Perros. Re-inspección motivada a lecturas de los clavos de nivelación negativas (asientos) cercanos a 20 mm.

La Asesoría Técnica Especializada "Senermex" emite Informe de situación de casa de los perros y propone medida de protección más adecuada sería la construcción de una pantalla de protección continua (muros Milán) compuesta por módulos de pantalla con espesor mínimo de 80 cm en la zona existente entre la pantalla de micropilotes original y la huella del túnel y describe las Ventajas y Desventajas de dicha alternativa:



Módulos de pantalla (pantalla continua)

- Ventajas: Experiencia en obra al haber utilizado este método en la construcción de las pantallas de las estaciones. Es un elemento estructural continuo que tiene posibilidad de alcanzar grandes profundidades. No produce las vibraciones ni ruidos durante la ejecución.
- Desventajas: La maquinaria que se usa y las instalaciones auxiliares son más potentes y requieren mayor espacio de instalación que cualquier otro sistema.
- No aplicación de juntas a sugerencia de la contratista, el proyectista modifica su propuesta de pantalla continua, por paneles separados para evitar las vibraciones que produciría el retiro de las mismas durante la ejecución.

Solución final: plano de proyecto DGTFM2112-PL-H01-TUNEL-30018 rev. 02.- Pantalla de protección de 36.36 m de longitud total, con 12 paneles de muros milán de 2.70 m de largo por 0.80 m de ancho cada uno.





6.2 CATEDRAL DE GUADALAJARA.

Proyecto original una pantalla de pilotes de 1.5 m de diámetro, espaciados 0.2 m lateralmente. Dicha pantalla se sitúa a una distancia variable del hastial del túnel (distancia máxima = 2 m y distancia mínima = 0.65 m) y alcanza una profundidad de al menos 2 m bajo contraclave (≈ 30 m). Se considera que la pantalla se prolongue en planta desde 3 m antes de la pared Norte hasta 3 m después de la pared Sur de la Catedral (≈ 75 m de longitud) y que los pilotes se ejecuten atados en cabeza mediante una viga de sección cuadrada de 1.5 m de lado

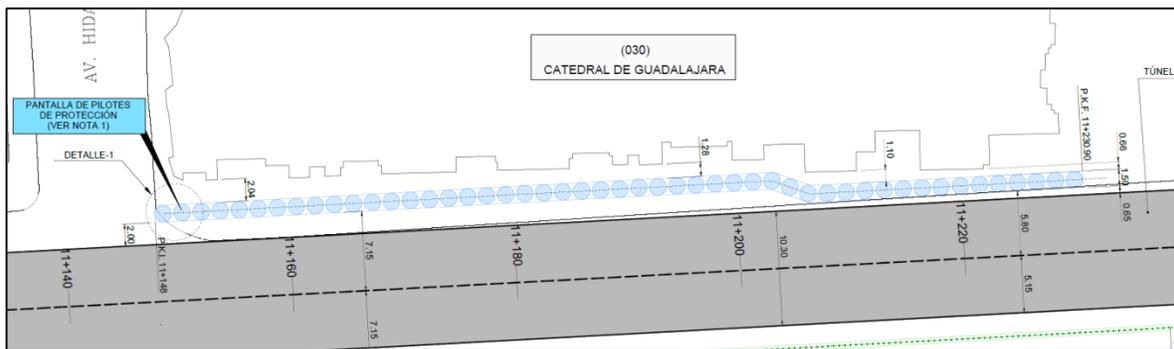


Ilustración 23. Proyecto Original de Pantalla de Pilotes de 1.50m de diámetro en Catedral

Ajuste geométrico por nuevo diámetro del Túnel.

NOTA 1 (DETALLE-2).-Pantalla de doble barrera de pilotes de 1.0 m de diámetro colocados al trespaso separados 2 m entre ejes de pilotes de una misma alineación. Separación entre ambas alineaciones de pilotes de 0.75m, siendo el ancho total ocupado por la doble barrera de 1.75m. Pantalla a una longitud de hasta al menos 1.50m por debajo de la contrabóveda del Túnel.



NOTA 2 (DETALLE-1).-Pantalla de pilotes de protección de 1.2 m de diámetro tangentes entre sí, a una longitud de hasta al menos 1.50m por debajo de la contrabóveda del Túnel.

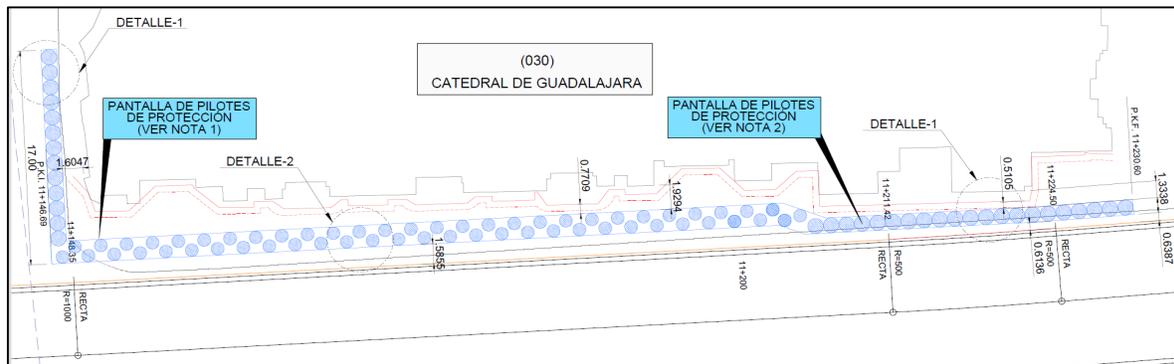


Ilustración 24. Pantalla de Doble Barrera de 1.0m de Diámetro en Cathedral.

Modificación pilotes a resguardo mínimo.

NOTA 1 (DETALLE-2).-Pantalla de doble barrera de pilotes de 1.0 m de diámetro colocados al trespunto separados 2 m entre ejes de pilotes de una misma alineación. Separación entre ambas alineaciones de pilotes de 0.75m, siendo el ancho total ocupado por la doble barrera de 1.75m. Pantalla a una longitud de hasta al menos 1.50m por debajo de la contrabóveda del Túnel.

NOTA 2 (DETALLE-1).-Pantalla de pilotes de protección de 1.2 m de diámetro tangentes entre sí, a una longitud de hasta al menos 1.50m por debajo de la contrabóveda del Túnel.



NOTA 3 (DETALLE-3).-Pantalla de pilotes de protección de 1.0 m de diámetro tangentes entre sí, a una longitud de hasta al menos 1.50m por debajo de la contrabóveda del Túnel.

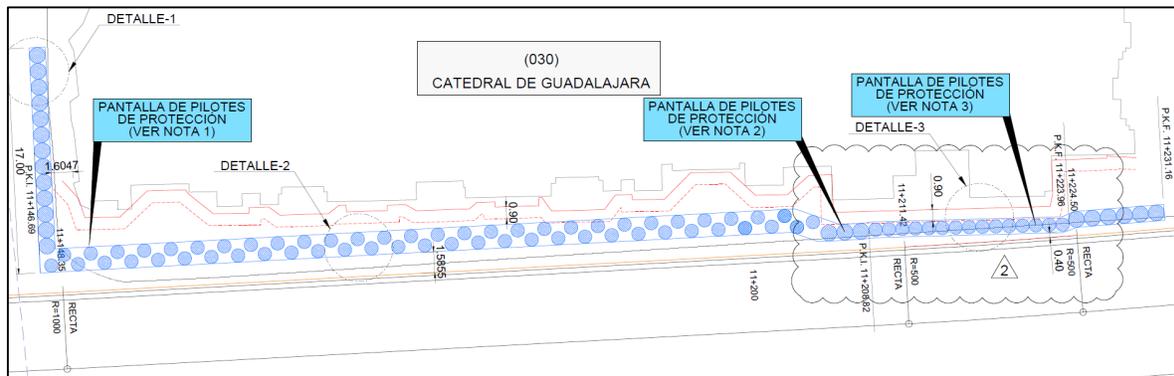


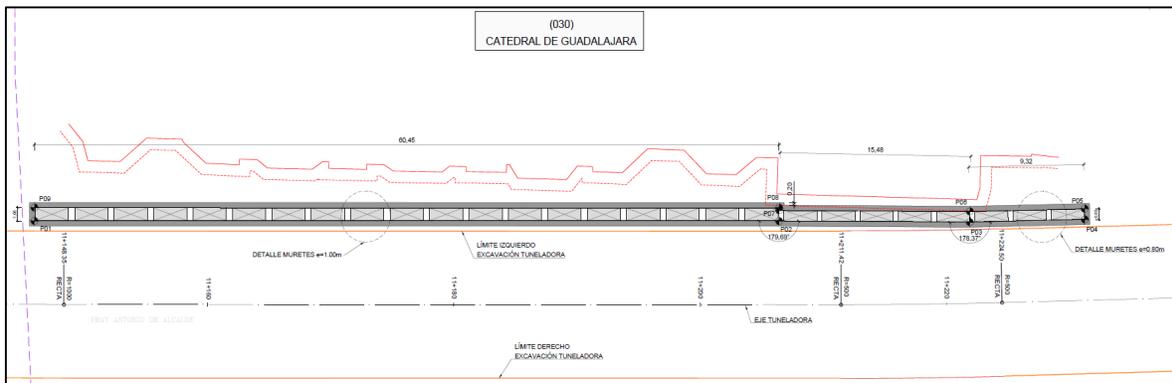
Ilustración 25. Pantallas de Protección de 1.20m de Diámetro en Catedral.

Cambio de proyecto por condicionantes de la Factibilidad del INAH Oficio Número 401. F(6)19.2015/5742. (Informe UNAM INAH 07-nov-2016) Estudio del instituto de ingeniería de la UNAM determina la adopción de muros Milán en lugar de pilas o pilotes para conformar las barreras de protección justificado debido a que resultan menos agresivos para las edificaciones que se desea proteger. Lo anterior constatado en prueba de excavación de muro Milán frente a Catedral donde se pudo comprobar que las vibraciones inducidas durante la operación de la herramienta eran apenas perceptibles y derivado de un estudio teórico con modelos numéricos en los cuales se evaluaron los efectos de la construcción de la barrera de protección a base de pilas o con muro Milán.

"Propuesta de paneles separados para evitar las vibraciones que produciría el retiro las juntas durante la ejecución. Módulos aislados separados 50 cm y no se dispondrá de junta entre módulos, específicamente: 19 módulos (muros Milán) de 2.70 m x 1.0 m y 8 módulos



(muros milán) de 2.70 m x 0.80 m. Evitar en lo mínimo posibles vibraciones. Los módulos de pantalla tendrán una longitud que alcance hasta el menos 2.00 m por debajo de la contrabóveda del túnel."





Evaluación De Plazos Y Cantidades De Obra Con Jet-1.

En este tipo de jet la lechada del agente cementante es la única que viaja dentro de la tubería de perforación y es el único fluido al que se le confía la acción de erosión de la masa del suelo que se trata, así como es el único líquido que se mezcla con el suelo y que lo sustituye en las partes en las cuales el terreno es completamente desplazado hacia afuera de la

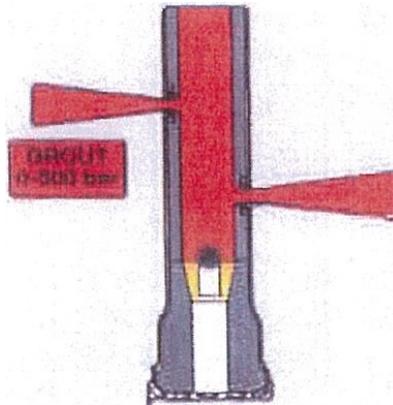


Figura 44. Jet Grouting Tipo 1(Mono/Luido)

perforación o radialmente hacia afuera del eje de los tramos de tubo de perforación {Fig. 44).

Este tipo de Jet-Grouting es técnicamente factible para diámetros esperados de columnas de suelo tratado inferiores o iguales a los 80 centímetros.

Para la malla de perforación y tratamiento prevista en proyecto, utilizando los parámetros medios de inyección de Jet 1; se obtuvieron los siguientes datos de cantidades de obra y plazo de ejecución:



Plazo con Tratamiento con Jet 1 - = 0.60 m										
	Zona de Tratamiento	Longitud en Planta (m.l.)	Total Secciones de Perforación (Uds.)	Total Columnas (Uds.)	Longitud Columnas (Tratamiento)	longitud Perforación Estéril (m.l.)	Long. Perforación (m.l.)	Total Tratamiento (m.l.)	Total Perforación Estéril (m.l.)	Total Perforación (m.l.)
Total Tratamiento	Del pK 11+690 al pK 11+705	15.00	21	643	327.70	464.78	792.48	7,022.14	9,959.57	16,981.71
	Del pK 11+730 al pK 11+767	37.00	53	1,586	327.70	464.78	792.48	17,321.29	24,566.94	41,888.23
	Del pK 11+705 al pK 11+730	25.00	36	929	287.84	459.13	746.97	10,280.00	16,397.50	26,677.50
				3,157				34,623.43	50,924.01	85,547.44

Tabla 52. Cantidades de tratamiento de Jet 1.

Plazo con Tratamiento con Jet 1 - = 0.60 m							
Tratamiento/Columna (m.l.)	Tiempo/columna (hs/columna)	Perforación Media/Columna (m.l./Columna)	Perforación/columna (Hs)	Tiempo total/columna (hs)	Columnas/turno (1 Turno 12 hs/día)	Total Columnas	Duración (días)
10.97	0.5	27.1	0.4	0.9	12	3,157	260

Tabla 53. Plazo de ejecución Jet 1.

Parámetros de Tratamiento con Jet-1 0.60 m	
Dosificación Mezcla	NC => 1/1
Presión de Aire	o
Presión de Mezcla	400 - 450 bar
Velocidad de Rotación (Tratamiento)	30 r.p.m.
Velocidad Ascensional (Tratamiento)	35 cm/min
	21 m.l./ hora

Tabla 54. Plazo de ejecución Jet-1



Evaluación de Plazos y Cantidades de obra con Jet-2

Este tipo de jet se diferencia del anterior en que la acción de erosión se realiza también con un segundo fluido (aire), utilizando aire para destruir la estructura del terreno de manera previa al corte, mezcla y remoción por parte de la lechada de cemento, esto permite realizar un pre-corte o pre-jetting que sumado al corte que inmediatamente realiza después la lechada a alta presión, genere un mayor diámetro de columna (Fig. 45).

Se requiere de una tubería especial en la que ambos fluidos (aire y mezcla de agua/cemento) no se mezclen y que sea capaz de llevar dentro de sí a estos fluidos a presiones diferentes, además de tener que contar con una o varias toberas de salida independientes para cada uno de los fluidos.

Este tipo de Jet-Grouting es técnicamente factible para diámetros esperados de columnas de suelo tratado de entre 100 y 200 centímetros.

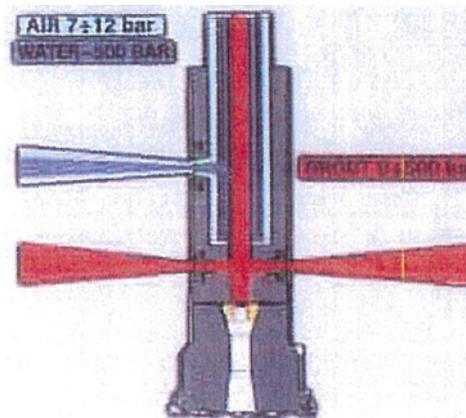


Figura 45. Jet Grouting Tipo 2(Bifluído)



En función de las pruebas paramétricas realizadas con Jet Tipo 2, se determinó la nueva malla de perforación y tratamiento aprobada técnicamente por la Asesoría Técnica Especializada Línea 3- SENERMEX, que permite obtener columnas 150 cm de diámetro, rebajando sensiblemente las cantidades de metros lineales de perforación y tratamiento sin disminuir el volumen de terreno tratado y consecuentemente, acortando de manera significativa los plazos de ejecución.

Utilizando los parámetros de la prueba NQ 7; se obtienen los siguientes datos de cantidades de obra y plazo de ejecución:

TRATAMIENTO JET 2 TEMPLO SAN FRANCISCO - CANTIDADES DE OBRA							
Total Tratamiento	Zona de Tratamiento	Longitud en Planta (m.1.)	Total Secciones de Perforación (Uds.)	Total Columnas (Uds.)	Total Tratamiento (m.1.)	Total Perforación Estéril (m.1.)	Total Perforación (m.1.)
	Del pK 11+690 al pK 11+767	77.00	61	793	9,080.00	9,355.00	18,435.00
				793	9,080	9,355	18,435

Tabla 55. Cantidades de tratamiento de Jet 2.

PLAZO CON TRATAMIENTO JET-2							
Tratamiento Medio/Columna(m.-l)	Tiempo//columna (hs/Columna)	Perforación Media/Columna (ml//columna)	Perforación/columna (hs)	Tiempo total/columna (hs)	Columnas/turno (1Turno 12 hs./día)	Total Columnas	Duración (días)
11.45	0.64	23.25	0.8	1.39	8	793	100

Tabla 56. Plazo de ejecución Jet 2.



Parámetros de Tratamiento con Jet 2 f6=1.50 m	
Dosificación Mezcla	A/C => 1/1
Presión de Aire	10 Kg/ cm ²
Presión de Mezcla	450 Kg/ cm ²
Velocidad de Rotación (Tratamiento)	10 r.p.m
Velocidad Ascensional (Tratamiento)	30 cm/min
	18 m.1./hora

Tabla 57. Plazo de ejecución Jet-2.

De la comparación de los datos obtenidos, se concluye que la aplicación del tratamiento de terreno mediante el sistema de Jet-Grouting Tipo 2 permite una disminución de plazo de 260 días naturales, a 100 días naturales; es decir, un ahorro aproximado de plazo de 160 días naturales.

Para la realización del Jet-Grouting Tipo 2, es necesario incorporar a los equipos previstos un compresor de alta presión y alto caudal que suministre el fluido de pre-corte (aire comprimido). Se debe incorporar una bomba de jet de mayor potencia que permita suministrar mayor caudal de lechada por unidad de tiempo, para rellenar en el mismo tiempo un volumen mayor de mezcla, tal como lo requiere el mayor diámetro; esto sin disminuir la velocidad ascensional. Así mismo, se requiere un varillaje de perforación-inyección con camisa interior que permita la inyección de ambos fluidos de manera independiente.

A efectos de lo anterior, se requiere la formulación de un nuevo precio que contemple estos cambios de equipo y utillaje de perforación e inyección, cuyo análisis detallado le será enviado a la brevedad.



Se realizó una campaña Geotécnica Complementaria para verificación de los parámetros del proyecto. **APÉNDICE No. 3.-Perfiles Geológicos geotécnicos secciones tipo (actualizado).**

Con la campaña complementaria y los cambios al proyecto mencionado en este apartado 6, se integra los proyectos finales para construcción de los tratamientos, los cuales se muestran en el **APÉNDICE No. 4.- Tratamientos Especiales Planos Finales.**



7. REFERENCIAS

- (SEGÚN TABLA 1.2, PÁG. 17 DEL DOCUMENTO “DRILLABILITY TEST METHODS - PROJECT REPORT 13A-98”).
- (GOODMAN, ET AL., 1965) DE LA FÓRMULA ANTERIOR SE PROPONE EN CARRERA, J. Y VAZQUEZ-SUÑÉ, E. (2008). SOBRE LA INTERACCIÓN ENTRE ACUÍFEROS Y OBRAS SUBTERRÁNEAS. EL AGUA Y LAS INFRAESTRUCTURAS EN EL MEDIO SUBTERRÁNEO. AIG-GE BARCELONA.
- ITA/ AITES EN EL DOCUMENTO “SETTLEMENTS INDUCED BY TUNNELLING IN SOFT GROUND” (2006) [1] Y POR MAIR, TAYLOR Y BURLAND (1996) [6].
- PECK (1969) [7]:
- RANKIN (1988) [8],
- BOSCARDIN Y CORDING (1989) [2]
- BURLAND (1977) [3]
- PREDICTION OF GROUND MOVEMENTS AND ASSESSMENT OF RISK OF BUILDING DAMAGE DUE TO BORED TUNNELLING (MAIR ET AL 1996) [6]
- MAIR, TAYLOR Y BURLAND (1996) [6]
- BOSCARDIN, M.D. Y CRODING E.G.(1989). BUILDING RESPONSE TO EXCAVATION-INDUCED SETTLEMENT. J GEOTECH ENGG, ASCE, 115 (1), PP. 1-21.
- BURLAND, J.B., BROMS, B.B. Y DE MELLO, V.F.B.: (1977). BEHAVIOUR OF FOUNDATIONS AND STRUCTURES. STATE OF THE ART, SESSION 2, PROC 9TH CONF SMFE, TOKYO, 2, PP. 495-546.
- BURLAND, J.B. (2012). BUILDING RESPONSE TO GROUND MOVEMENT. ICE MANUAL OF GEOTECHNICAL
- ENGINEERING, PP. 281-296. ICE, LONDON.
- BURLAND, J.B. (2001). ASSESSMENT METHOD USED IN DESIGN. BUILDING RESPONSE TO TUNNELLING. CASE STUDIES FROM CONSTRUCTION OF THE JUBILEE LINE EXTENSION, PP. 23-43. THOMAS TELFORD, LONDON.



- MAIR, R.J., TAYLOR, R.N. Y BURLAND, J.B. (1996). PREDICTION OF GROUND MOVEMENTS AND ASSESSMENT OF RISK OF BUILDING DAMAGE DUE TO BORED TUNNELLING. PROC. INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ASPECTS OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS IN SOFT GROUND GEOTECHNICAL ASPECTS OF UNDERGROUND CONSTRUCTION IN SOFT GROUND, PP. 713-718. BALKEMA, ROTTERDAM.
- PECK, R.B. (1969). DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELING IN SOFT GROUND, STATE OF THE ART REPORT, MÉXICO CITY. STATE OF THE ART VOLUME, PROC 7TH INT CONF SMFE, PP. 225- 290.
- RANKIN, W.J. (1988). GROUND MOVEMENTS RESULTING FROM URBAN TUNNELING; PREDICTIONS AND EFFECTS. ENGINEERING GEOLOGY OF UNDERGROUND MOVEMENT, GEOLOGICAL SOCIETY, ENGINEERING GEOLOGY SPECIAL PUBLICATION No 5, PP. 79 -92.
- SIMIC, D. (2010). ESTIMACIÓN DEL DAÑO POTENCIAL SOBRE LAS EDIFICACIONES INDUCIDO POR LAS
SUBSIDENCIAS. MANUAL DE TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS, PP. 1373-1404. CARLOS LÓPEZ JIMENO, MADRID.



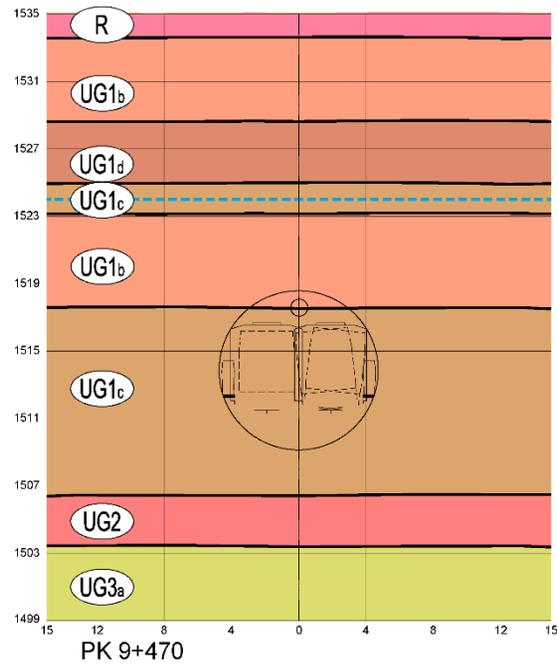
APÉNDICE



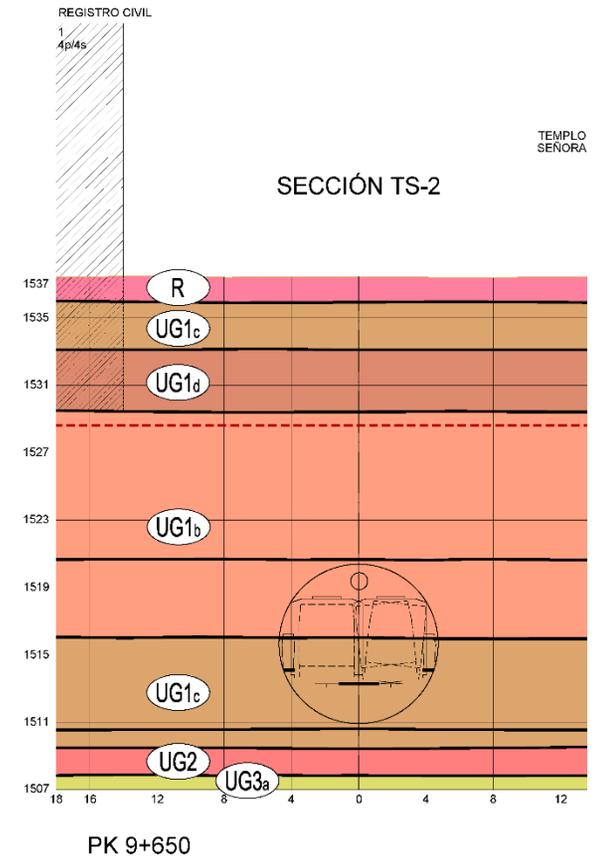
APÉNDICE 1

PERFILES GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS SECCIONES TIPO (ORIGEN)

SECCIÓN TS-1



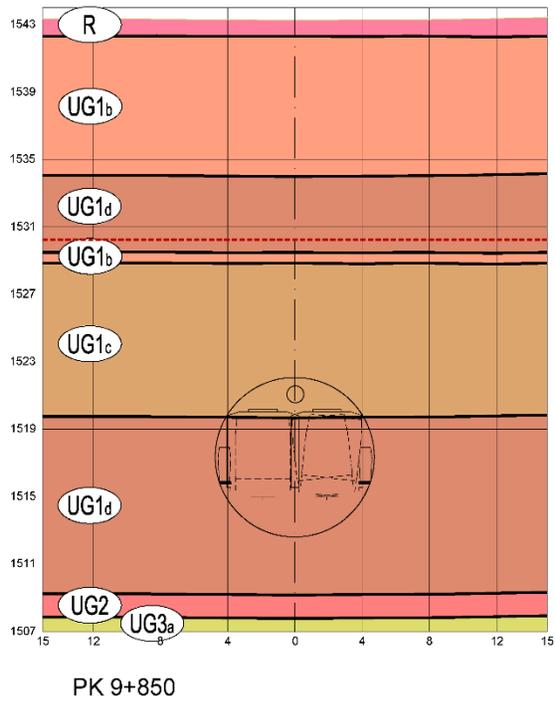
SECCIÓN TS-2



REGISTRO CIVIL
1
4p/4s

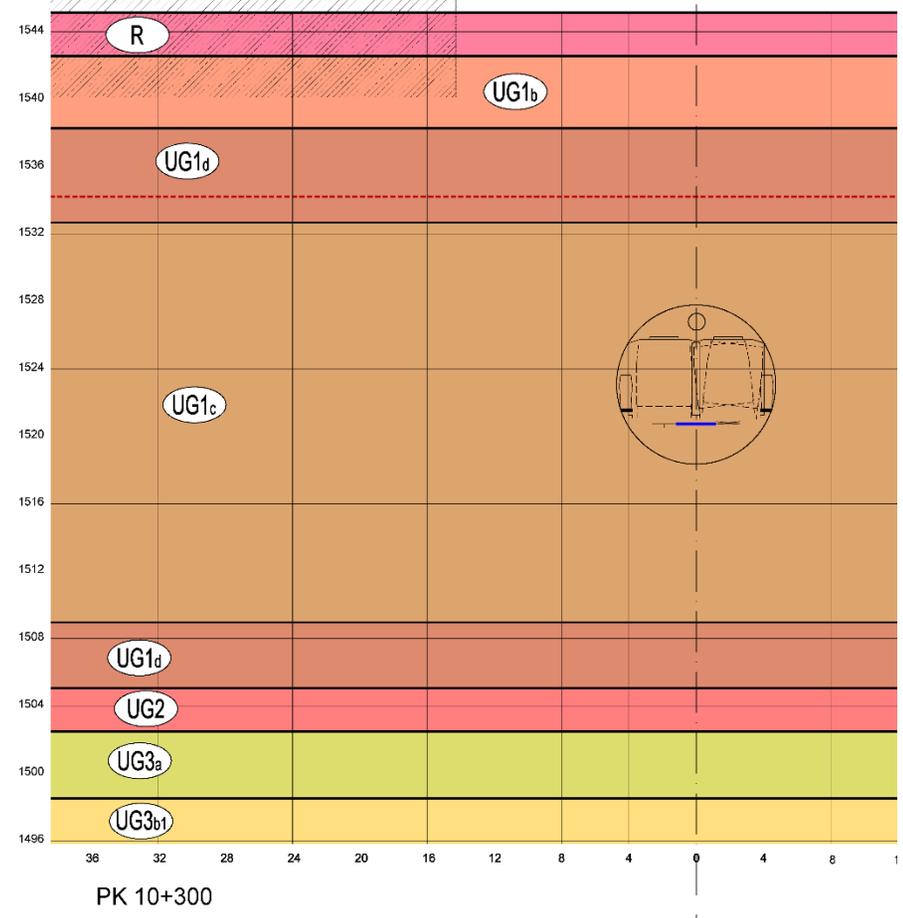
TEMPLO
SEÑORA

SECCIÓN TS-3



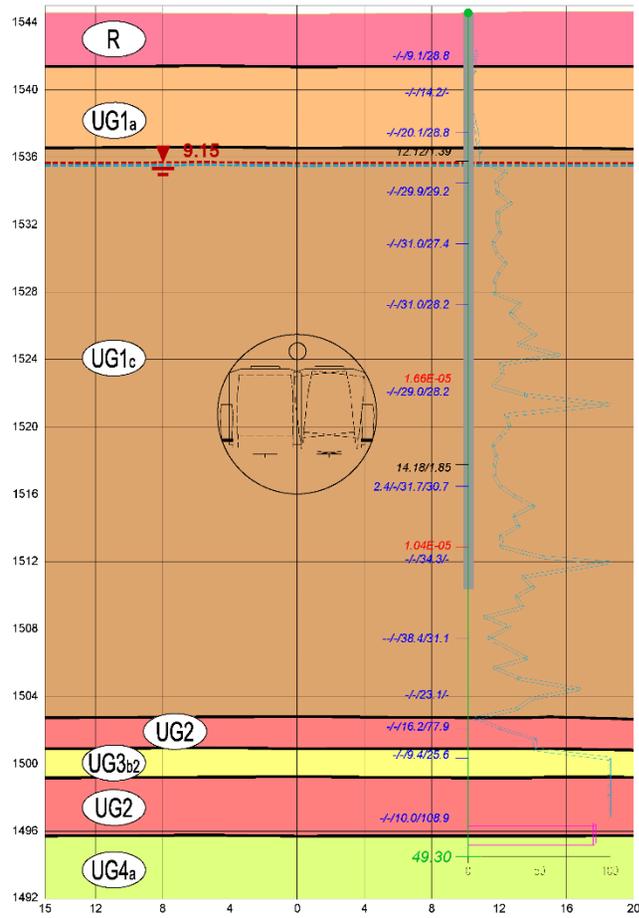
PALACIO FEDERAL
18
18p/1s

SECCIÓN SINGULAR
IGLESIA NTRA SRA DE GUADALUPE



SECCIÓN TS-4

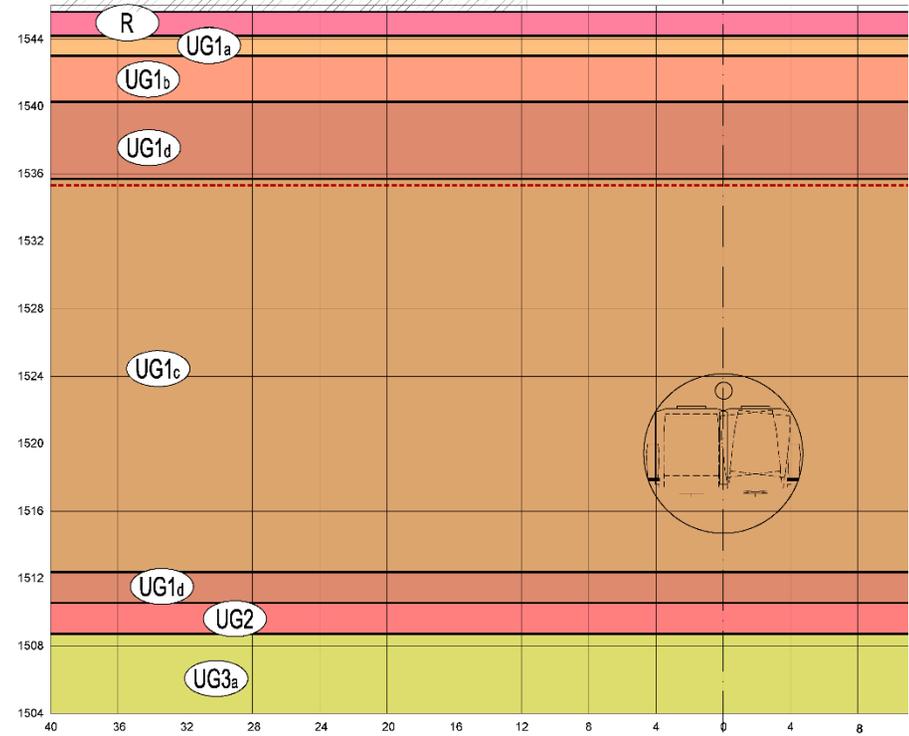
ST-18
 (proyectado)

PK 10+680

TEMPLO DE
SAN JOSE
27
15p

SECCIÓN SINGULAR
TEMPLO DE SAN JOSE



PK 10+780

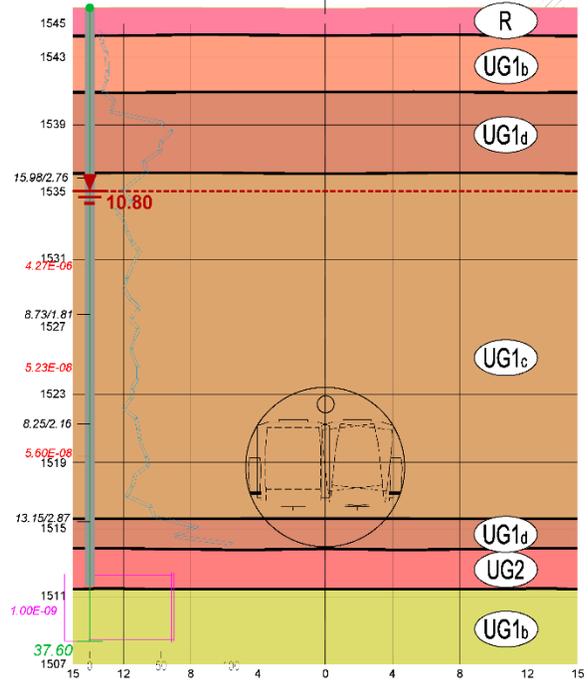
ST-19

LA CASA DE LOS PERROS

(proyectado)

28
3p

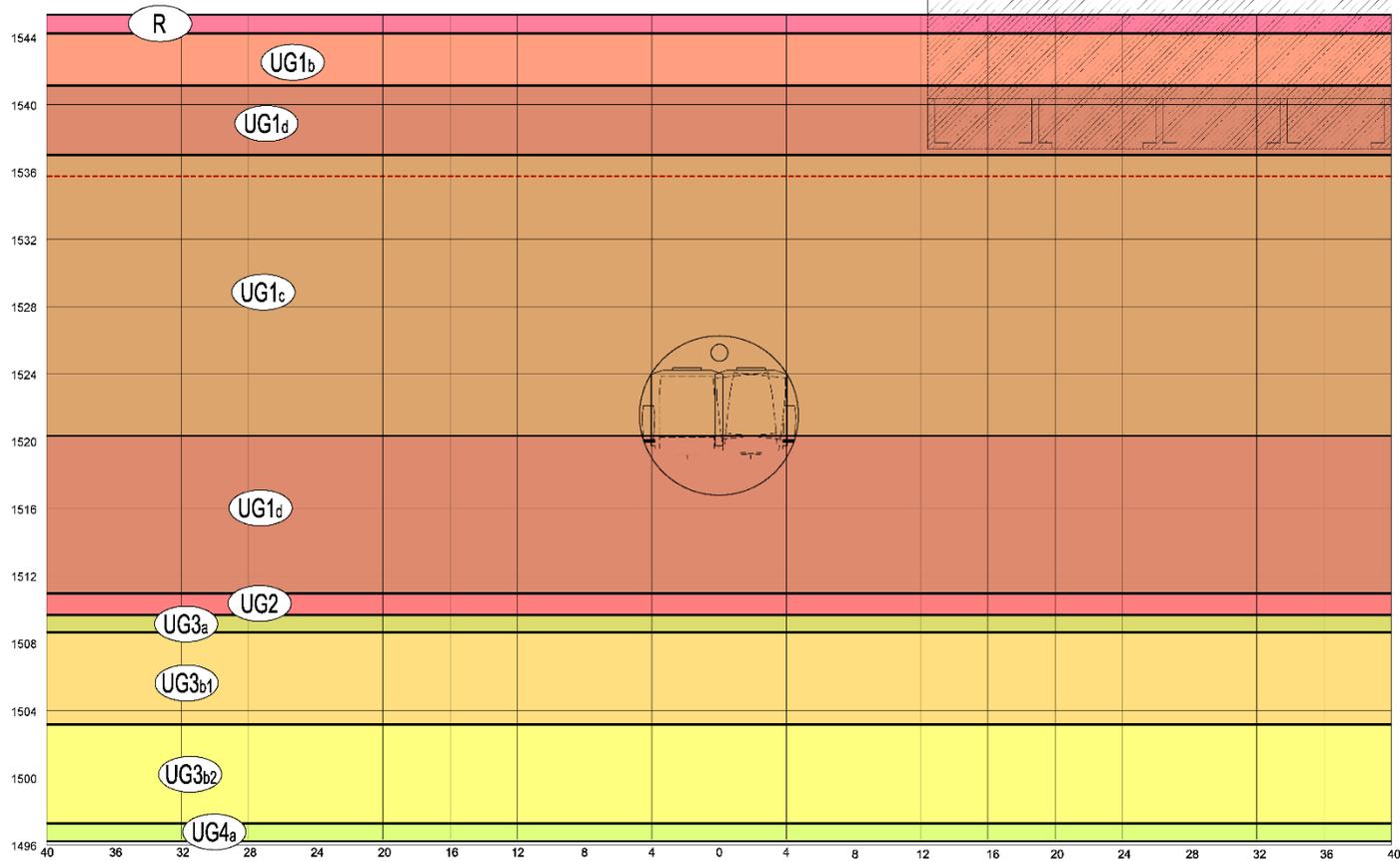
SECCIÓN TS-5



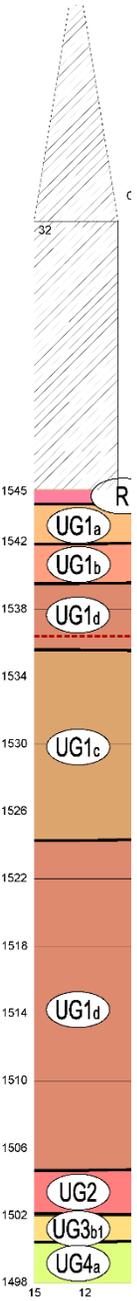
PK 10+870

SECCIÓN SINGULAR
PALACIO MUNICIPAL

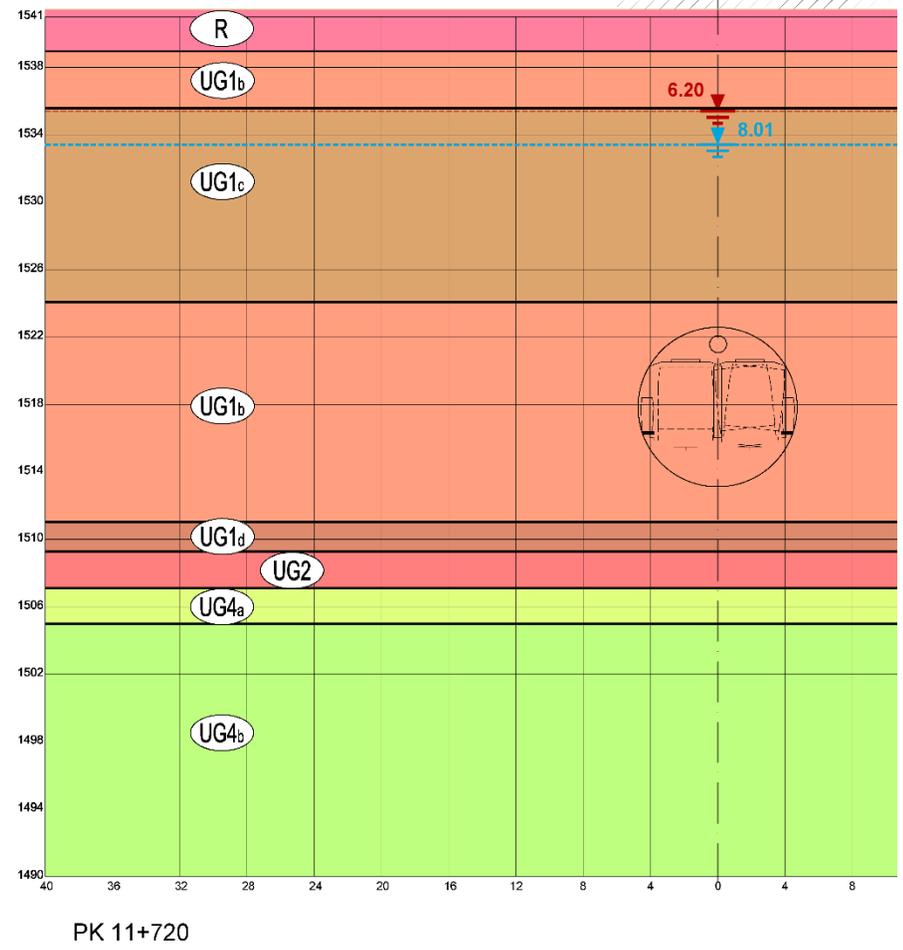
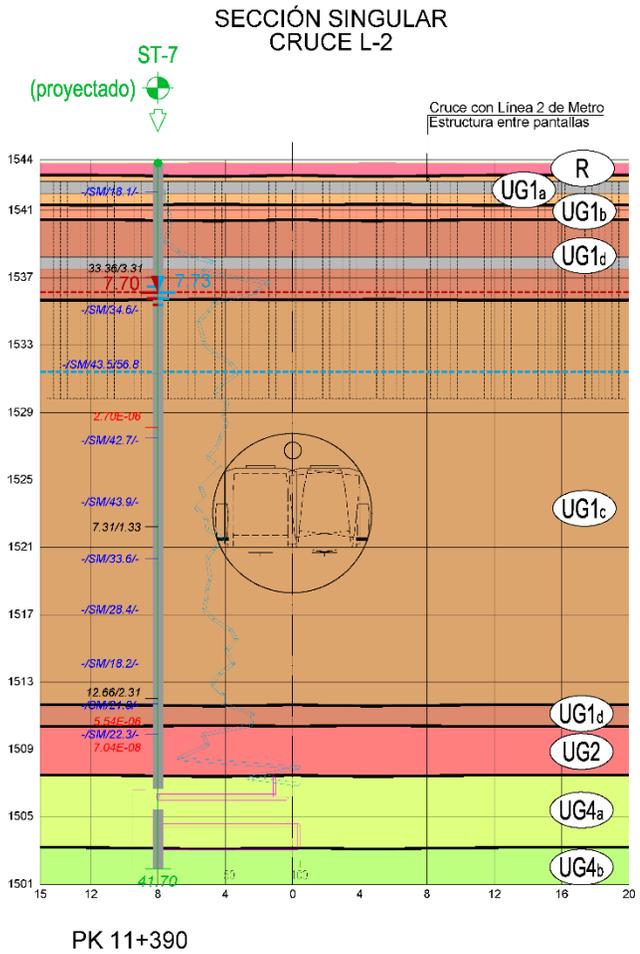
PALACIO
MUNICIPAL
31
2p/1s



PK 11+100



PK 11-



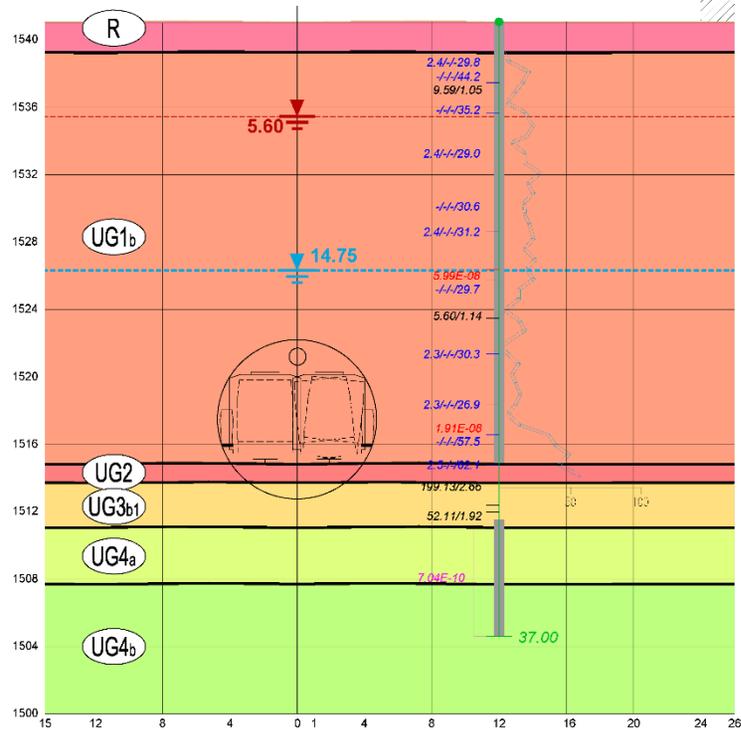
TEMPLO SAN FRANCISCO

44

ST-27

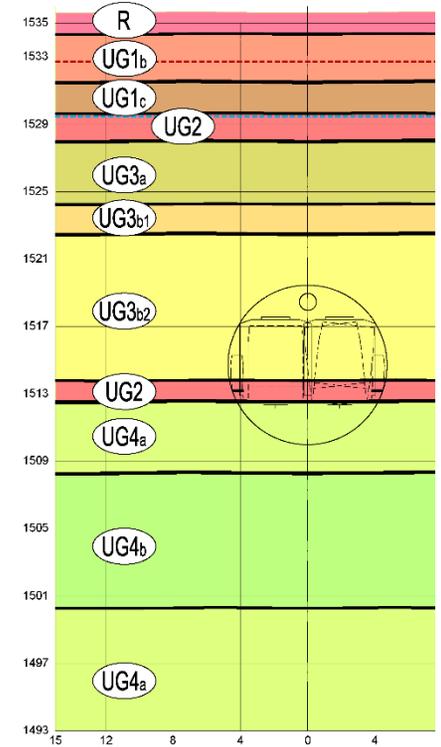


SECCIÓN TS-7



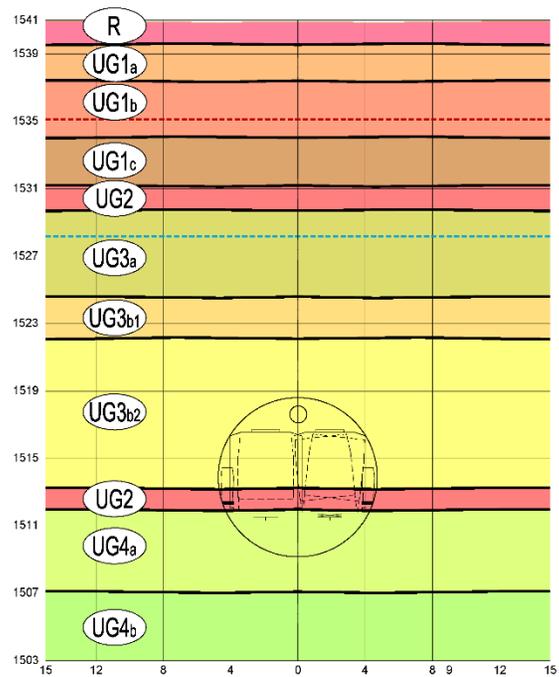
PK 11+750

SECCIÓN TS-8



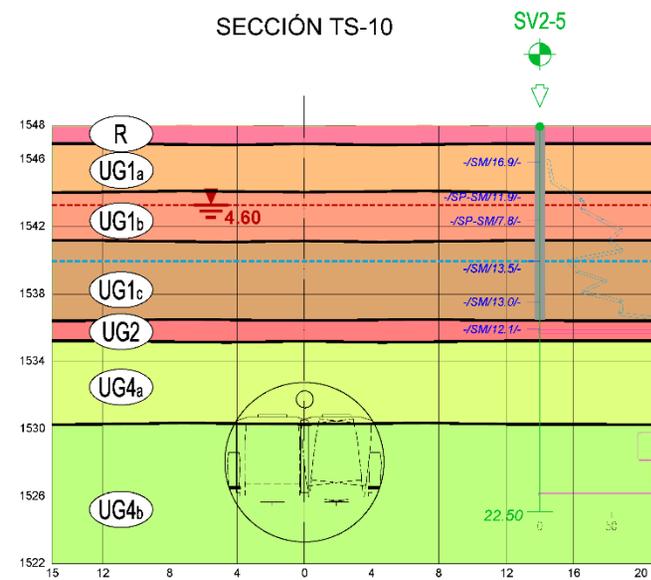
PK 12+150

SECCIÓN TS-9



PK 12+350

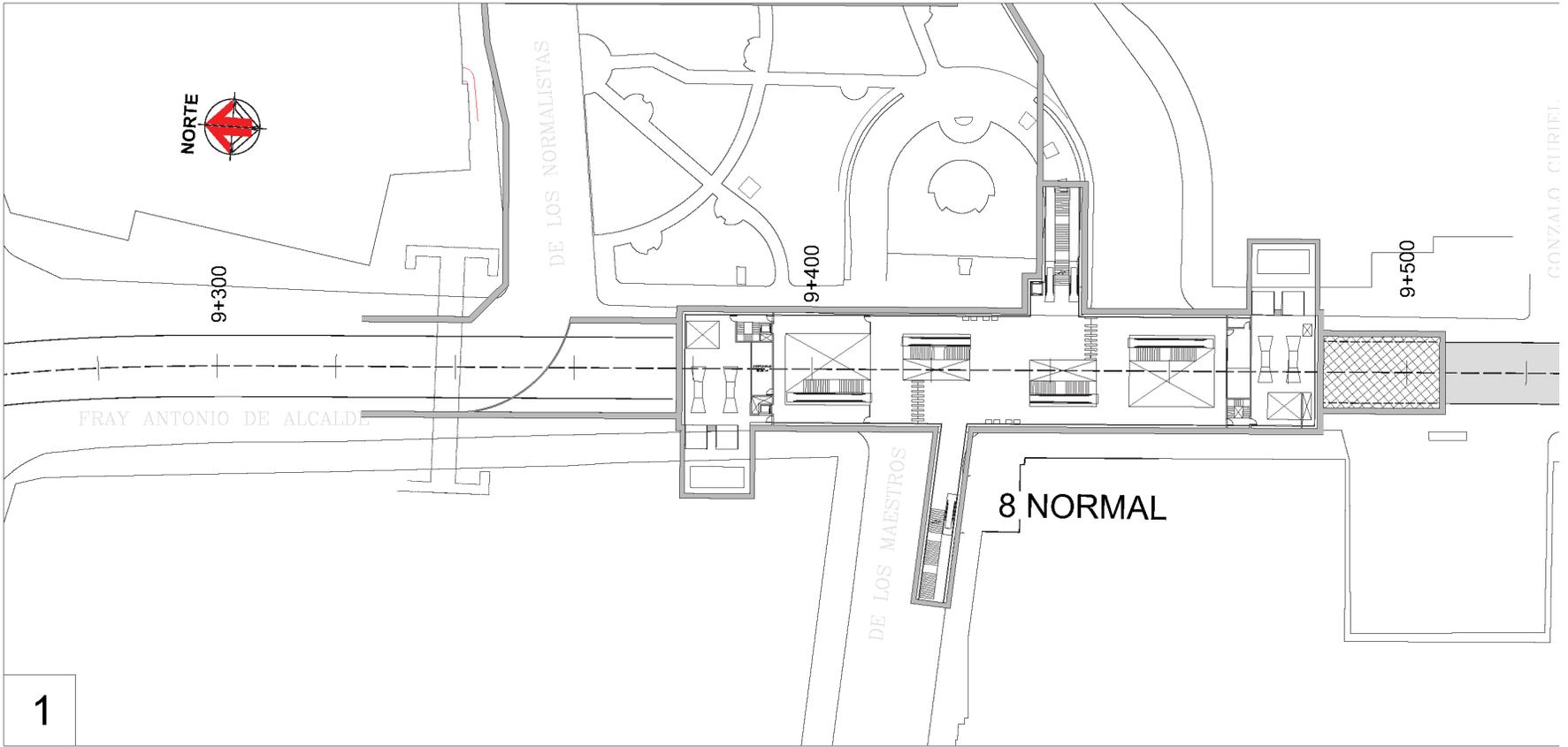
SECCIÓN TS-10

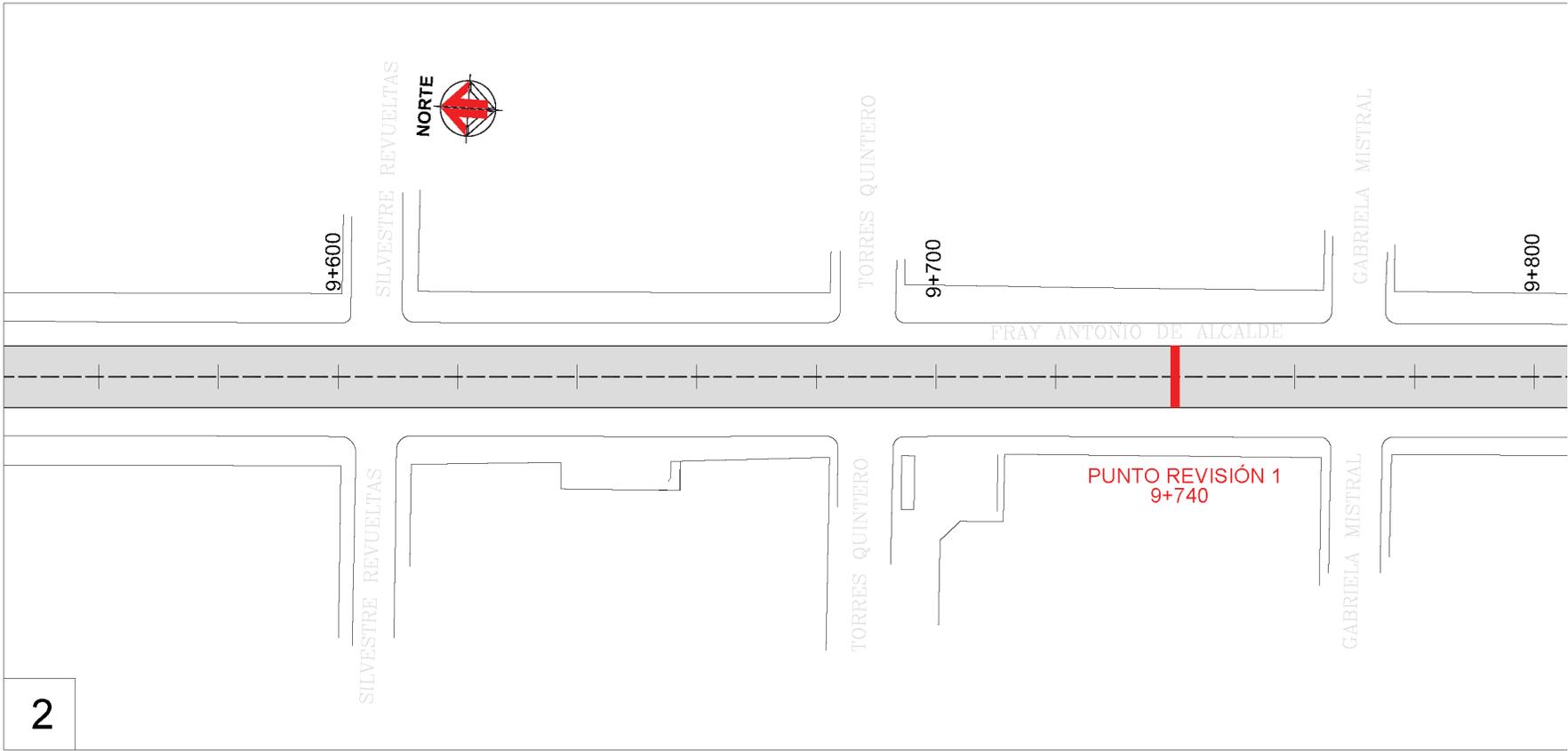


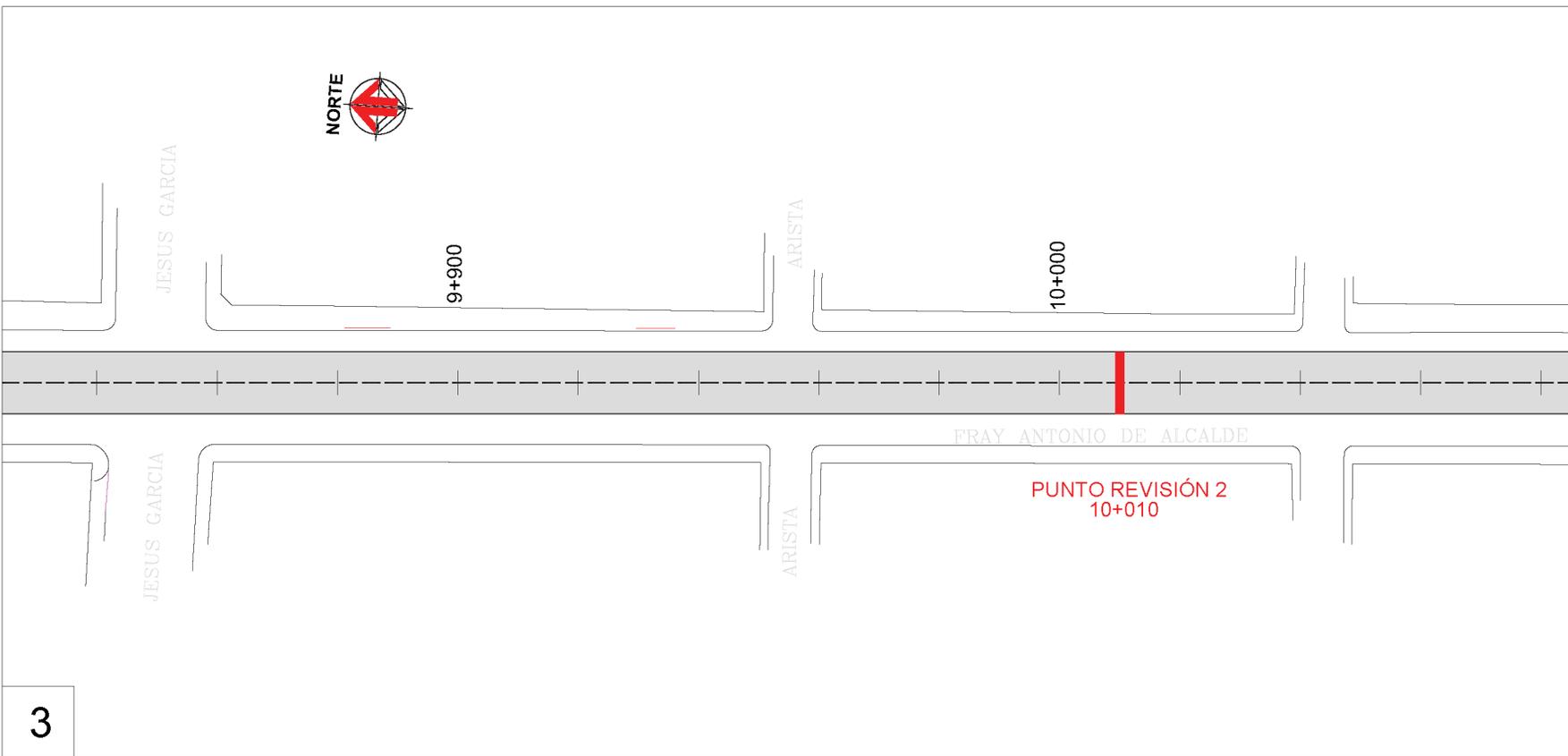
PK 13+350

APÉNDICE 2

PLANOS TRATAMIENTOS ESPECIALES COMPLETOS (ORIGEN)

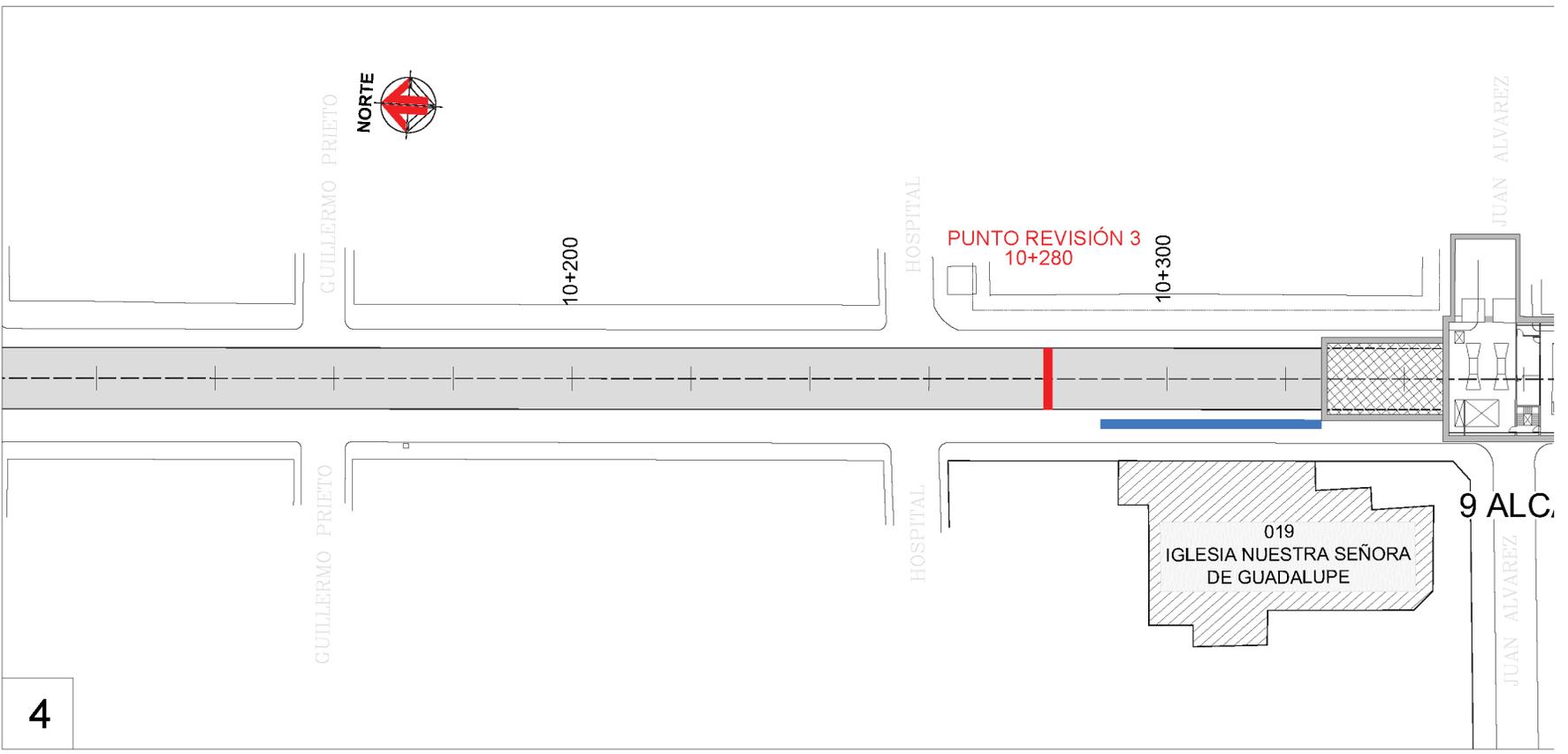


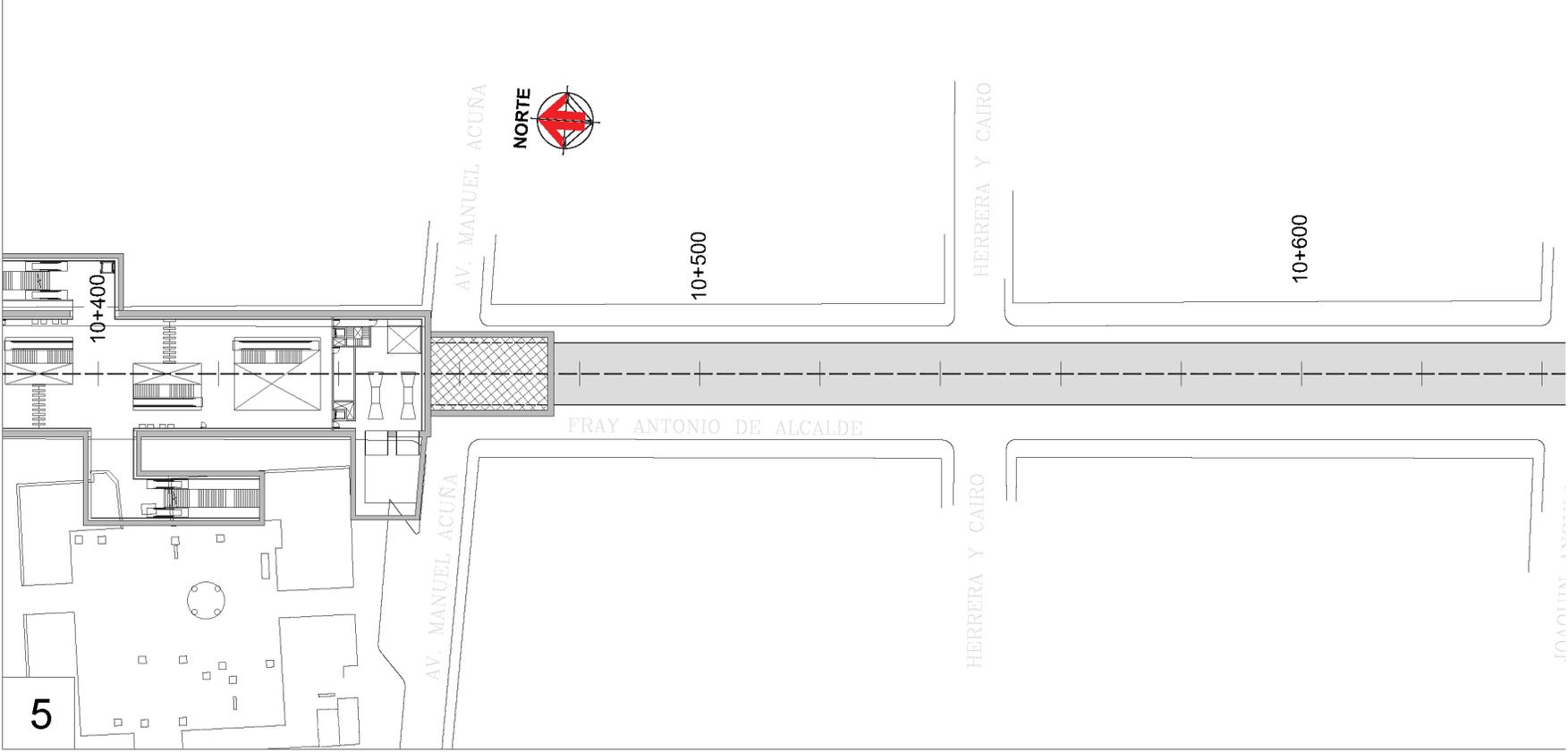
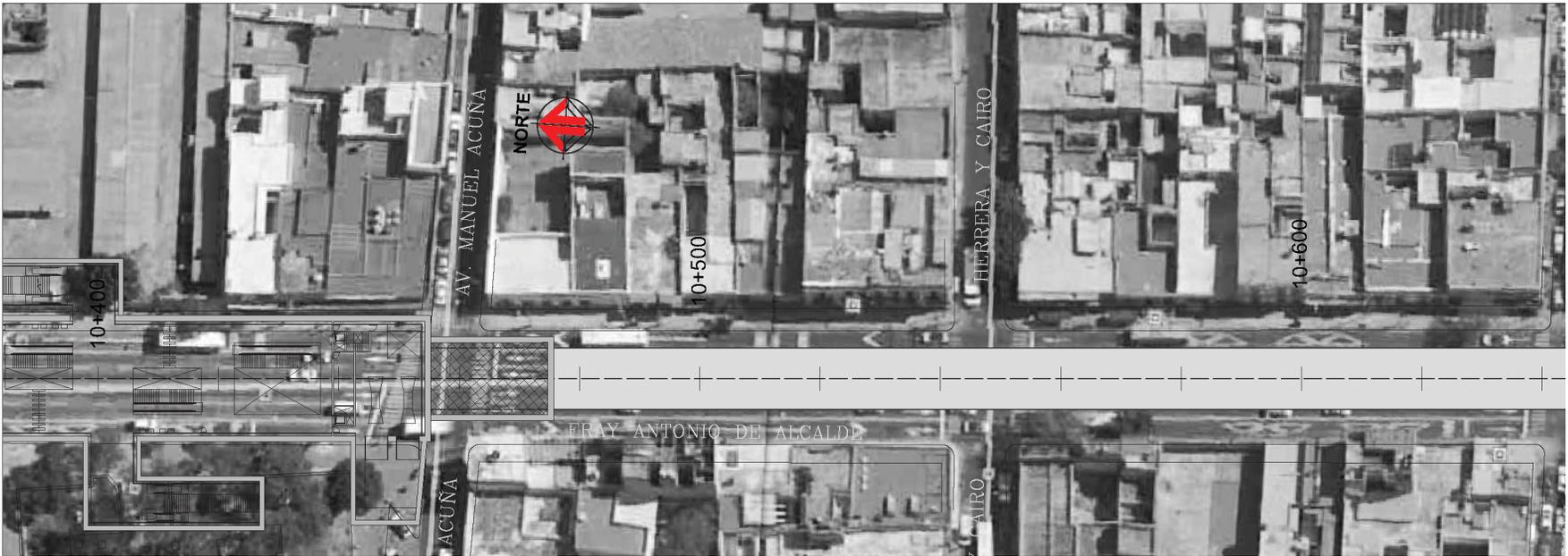


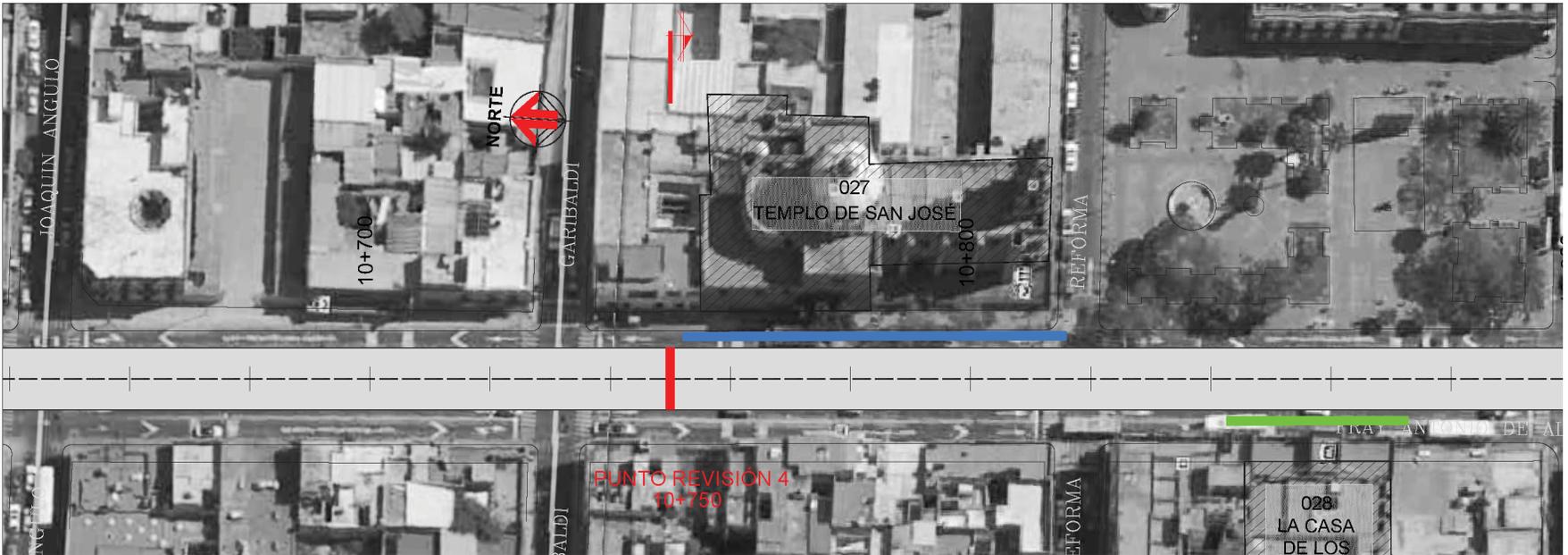
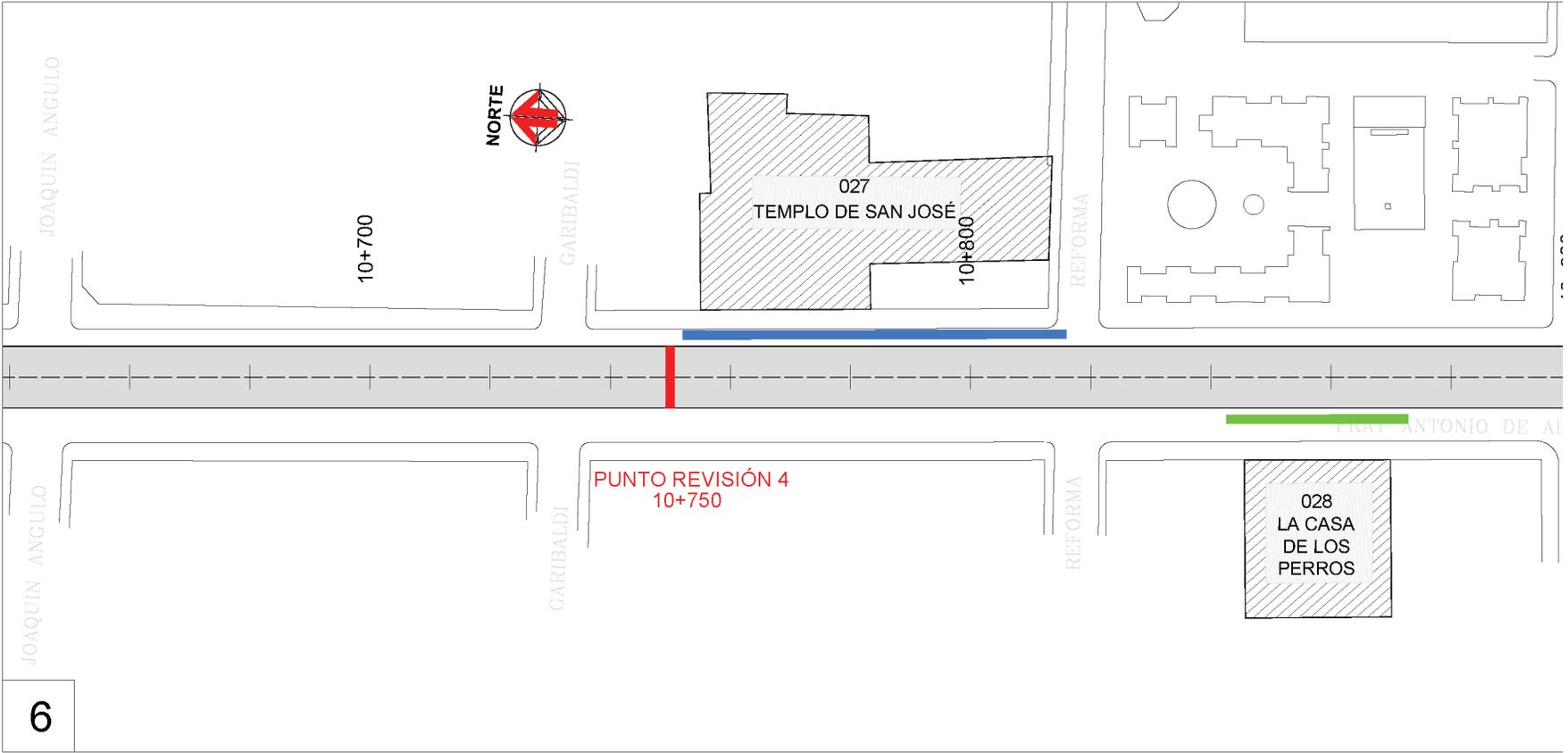


3

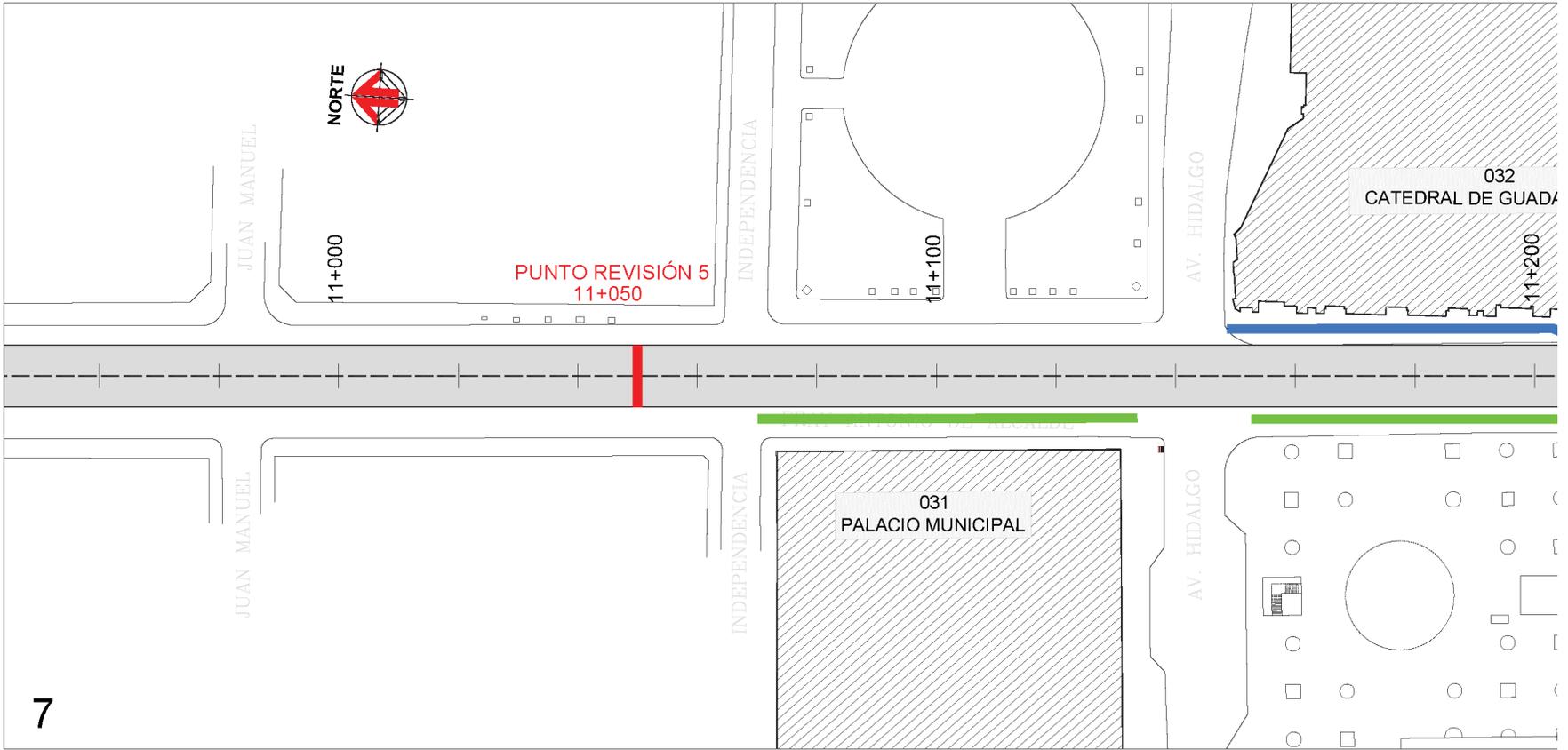




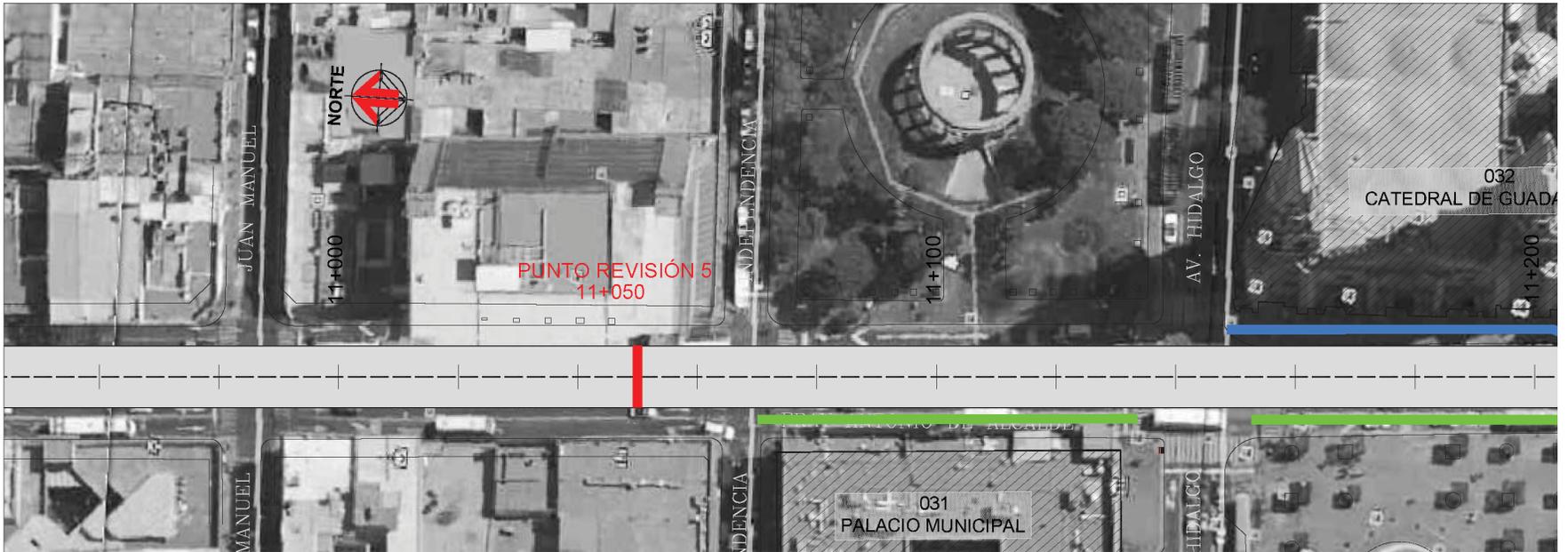


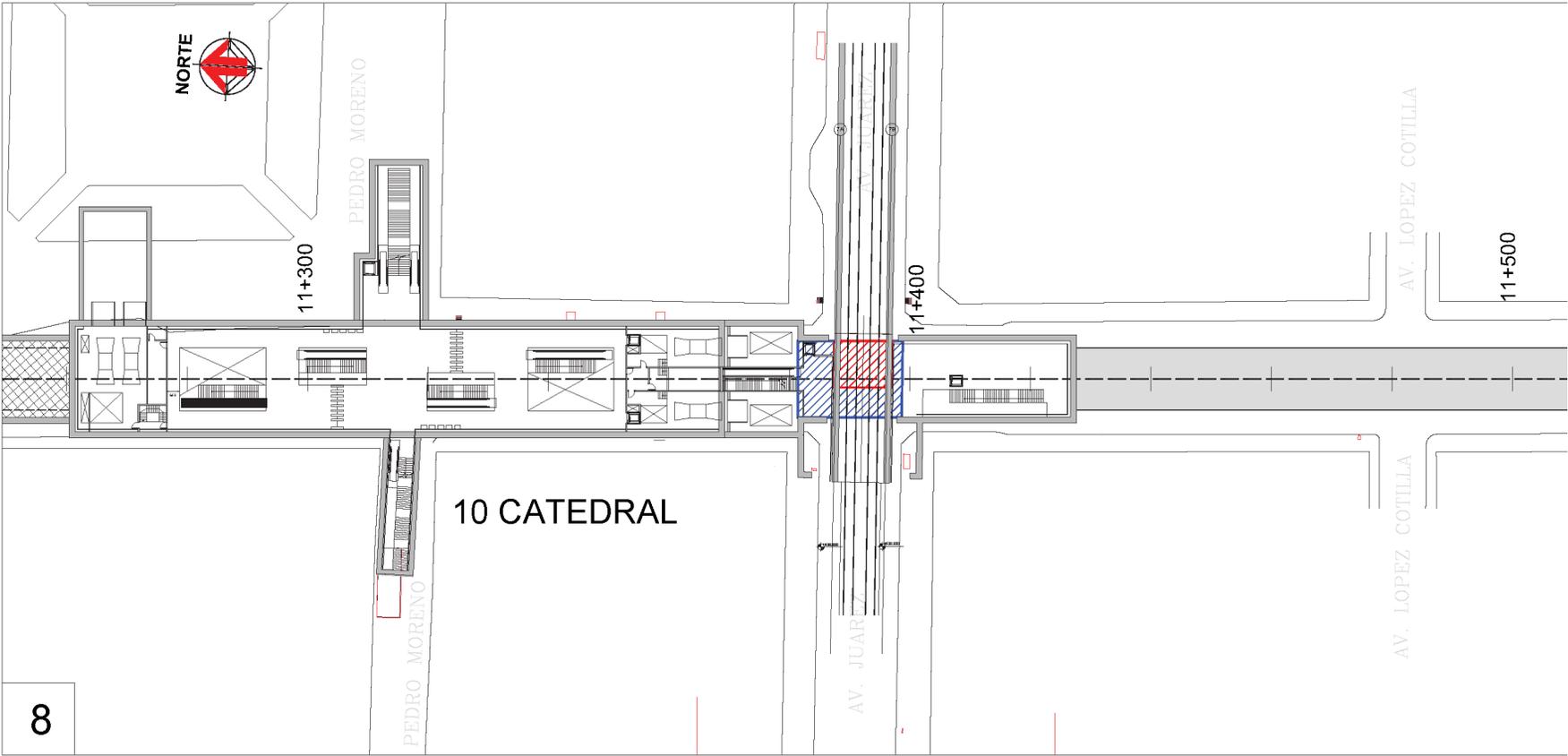


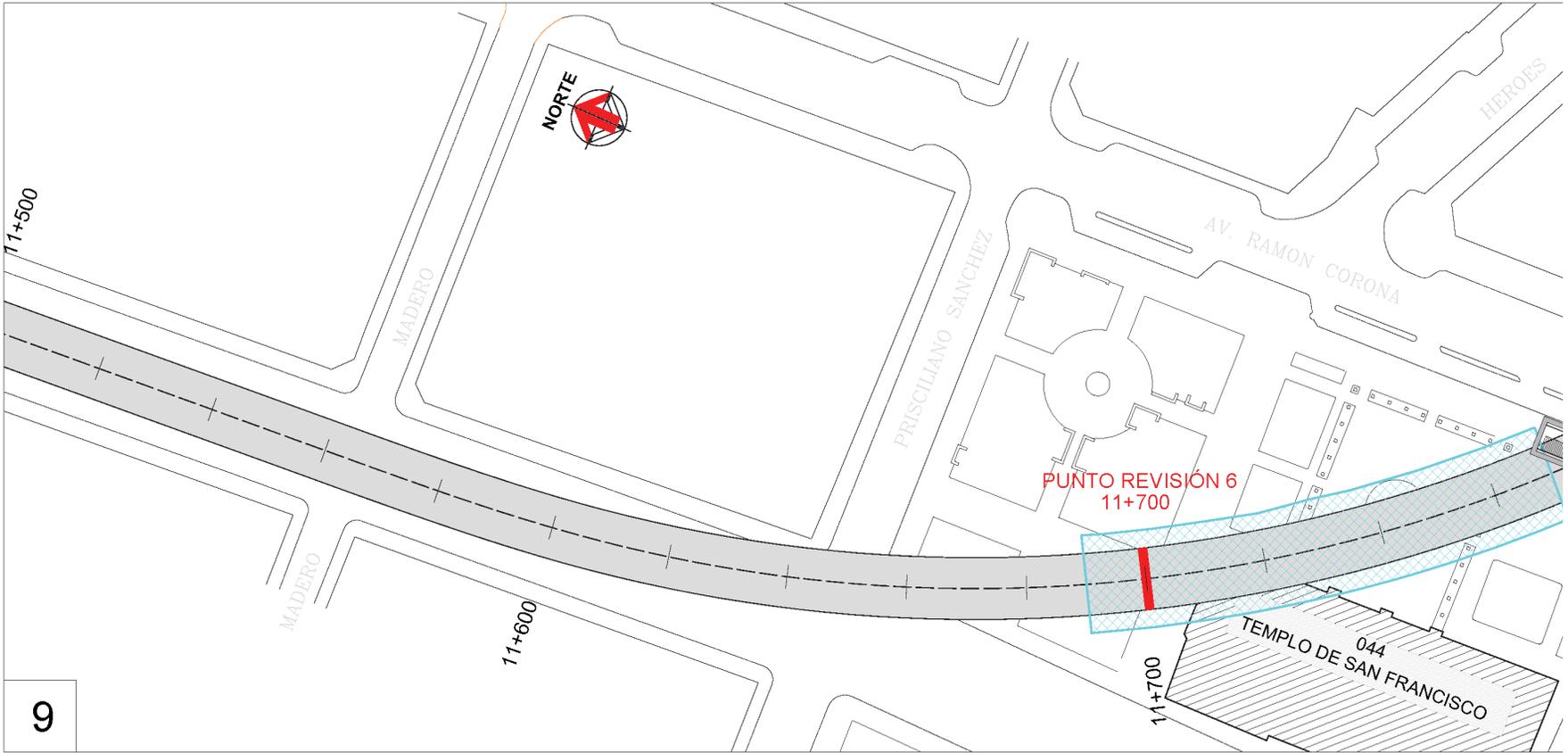
6

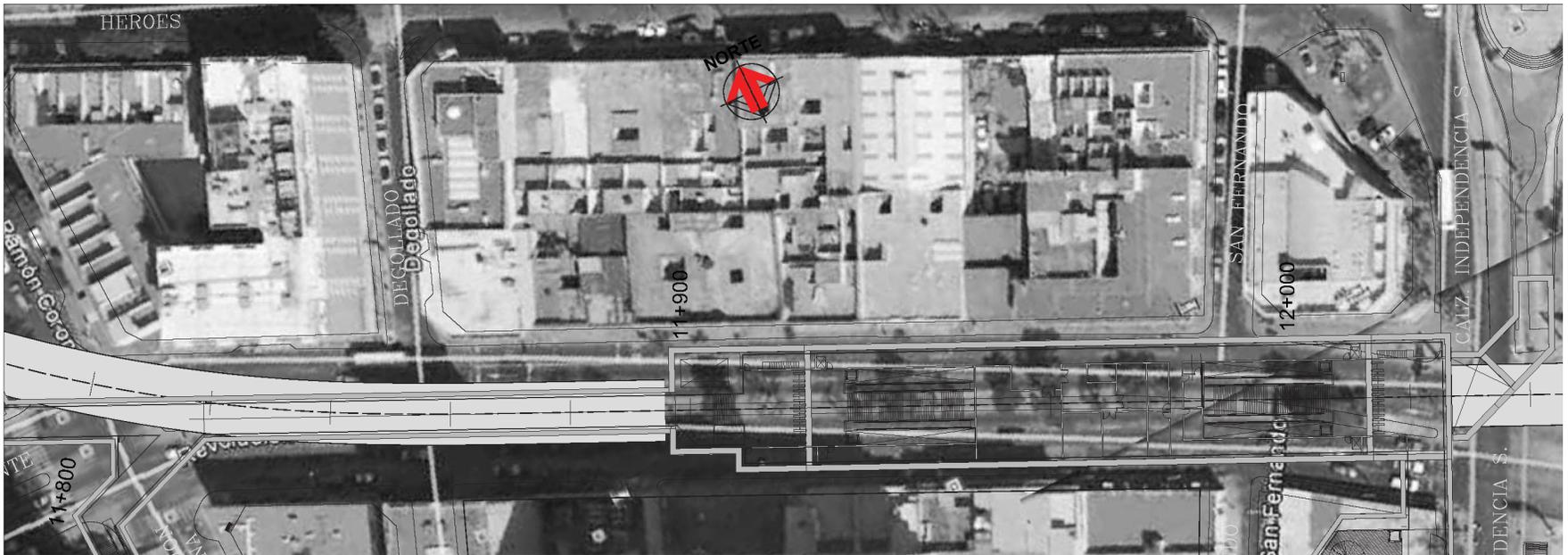


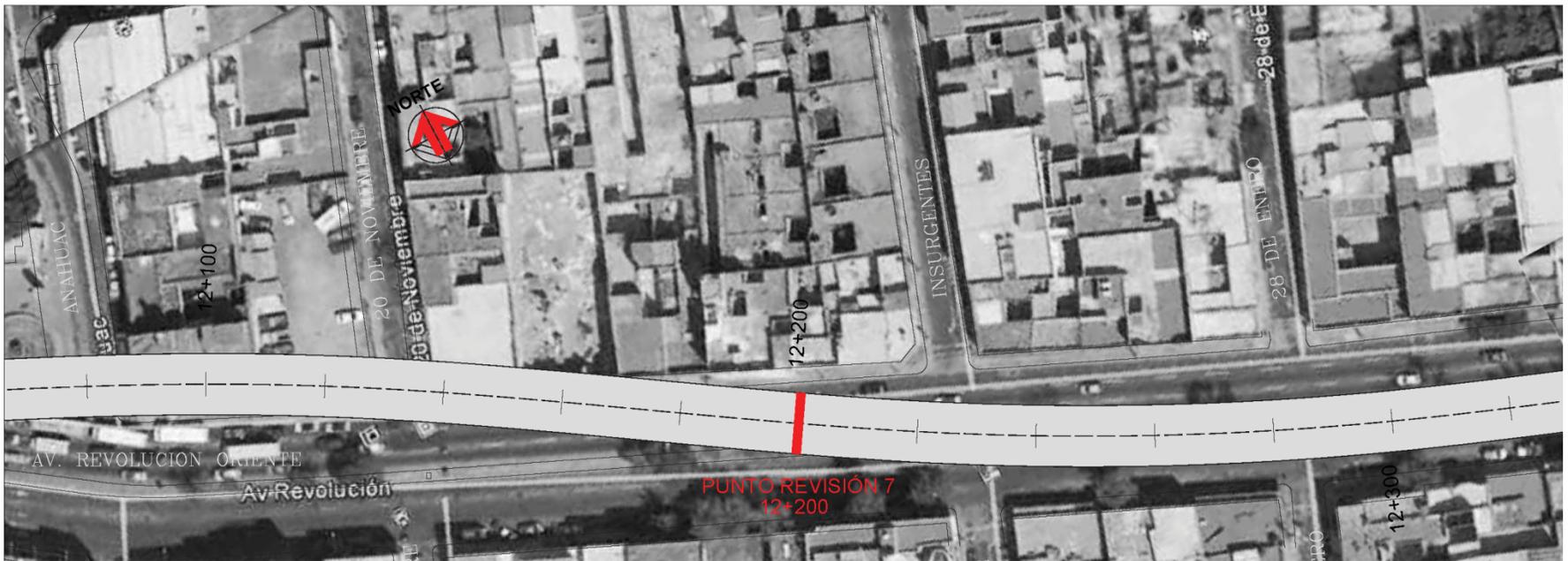
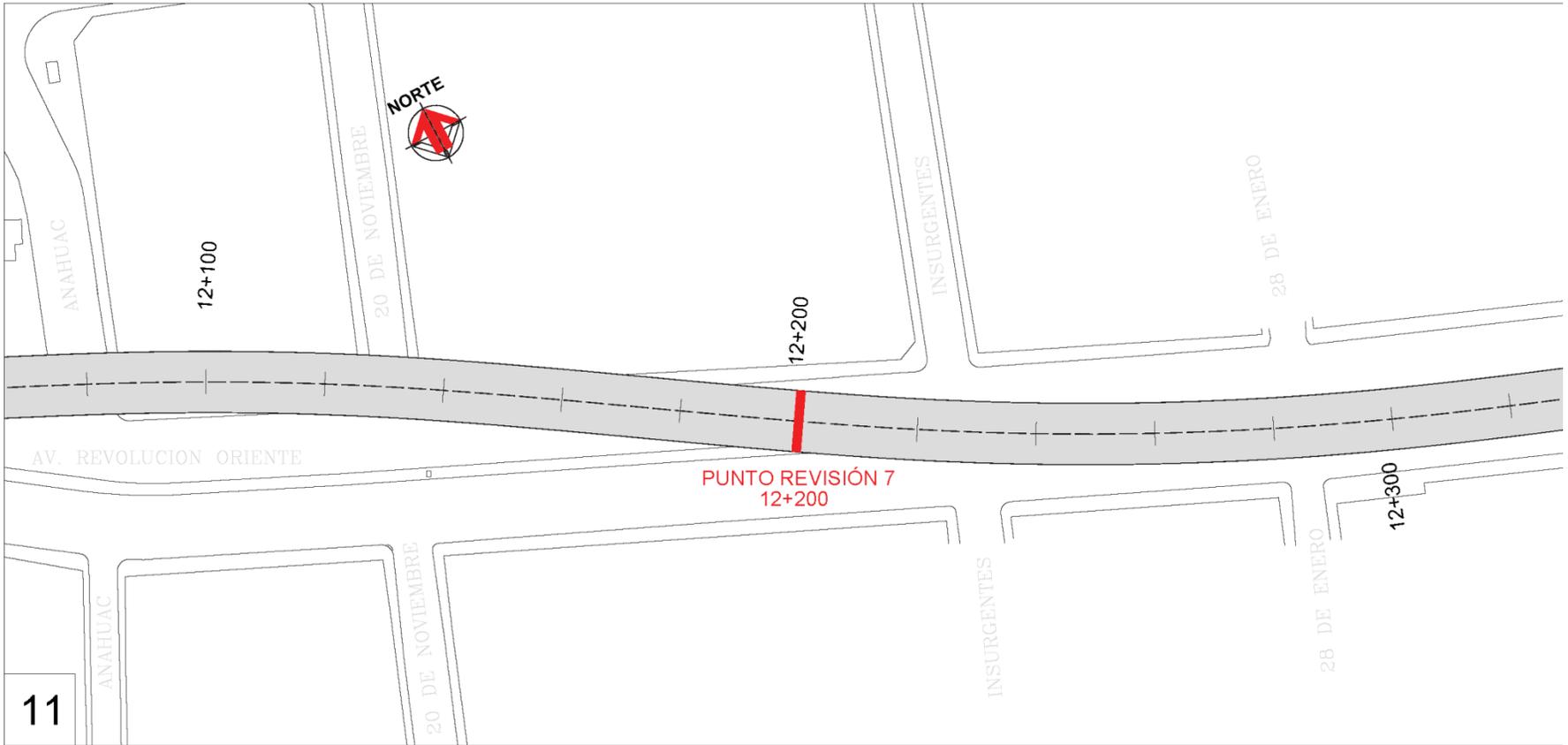
7

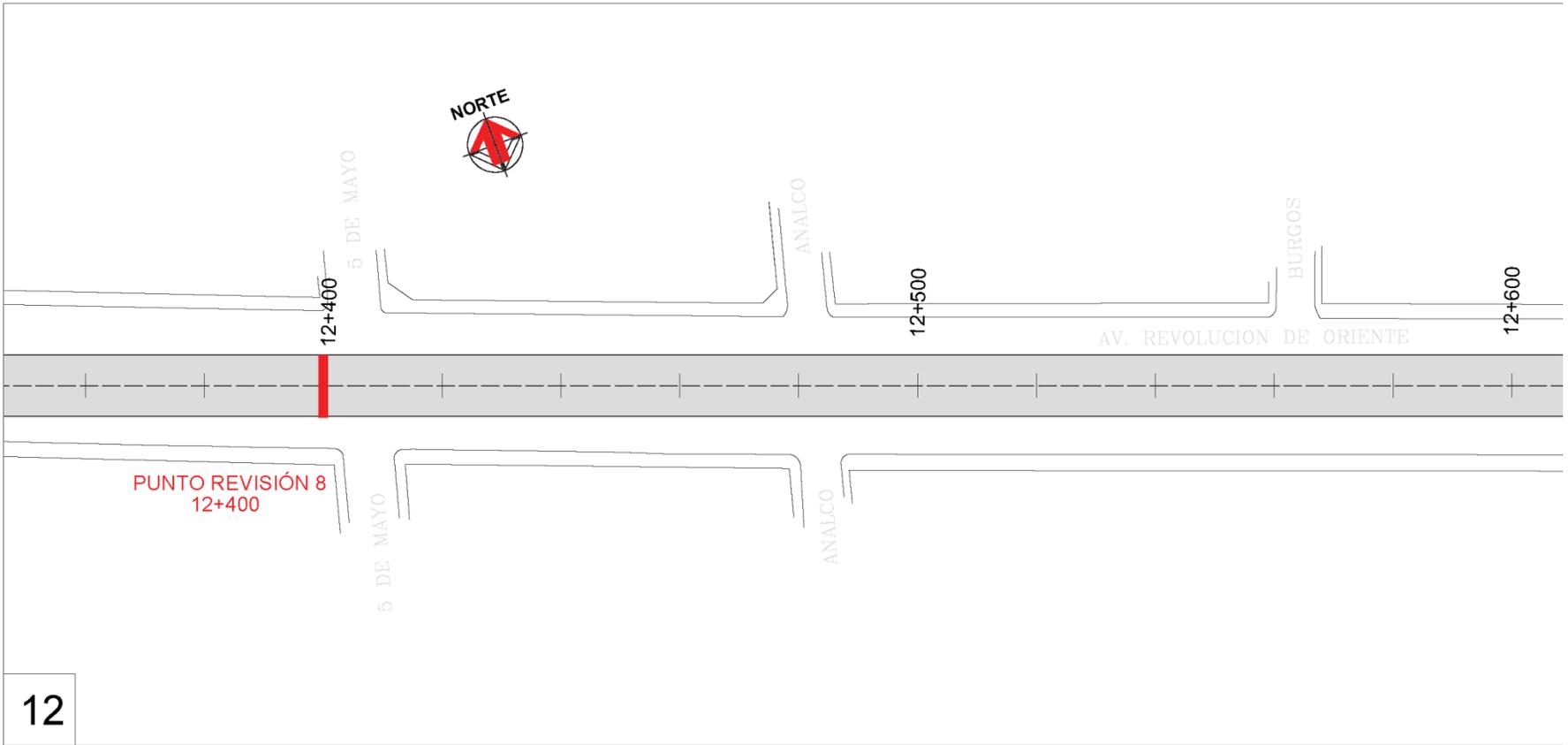




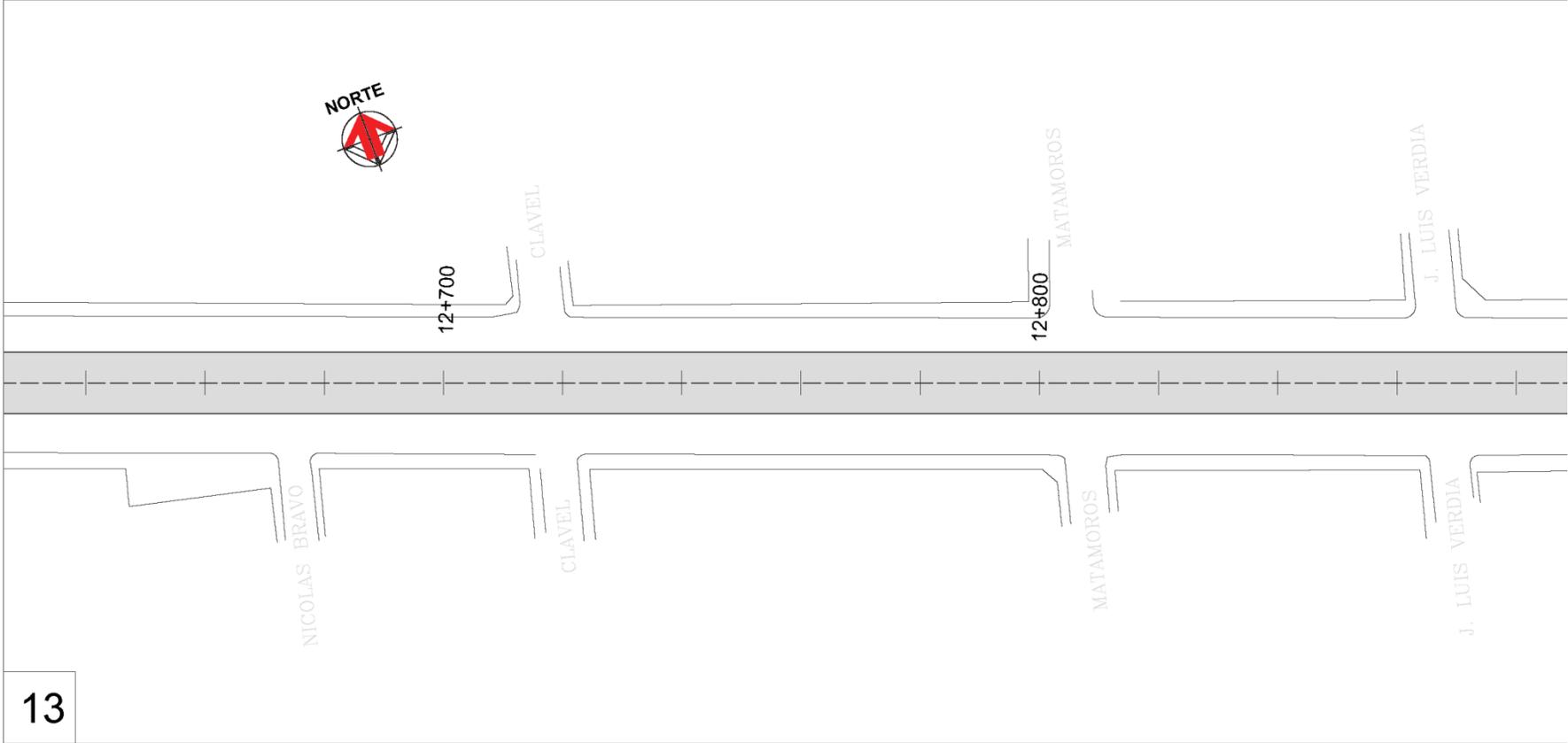
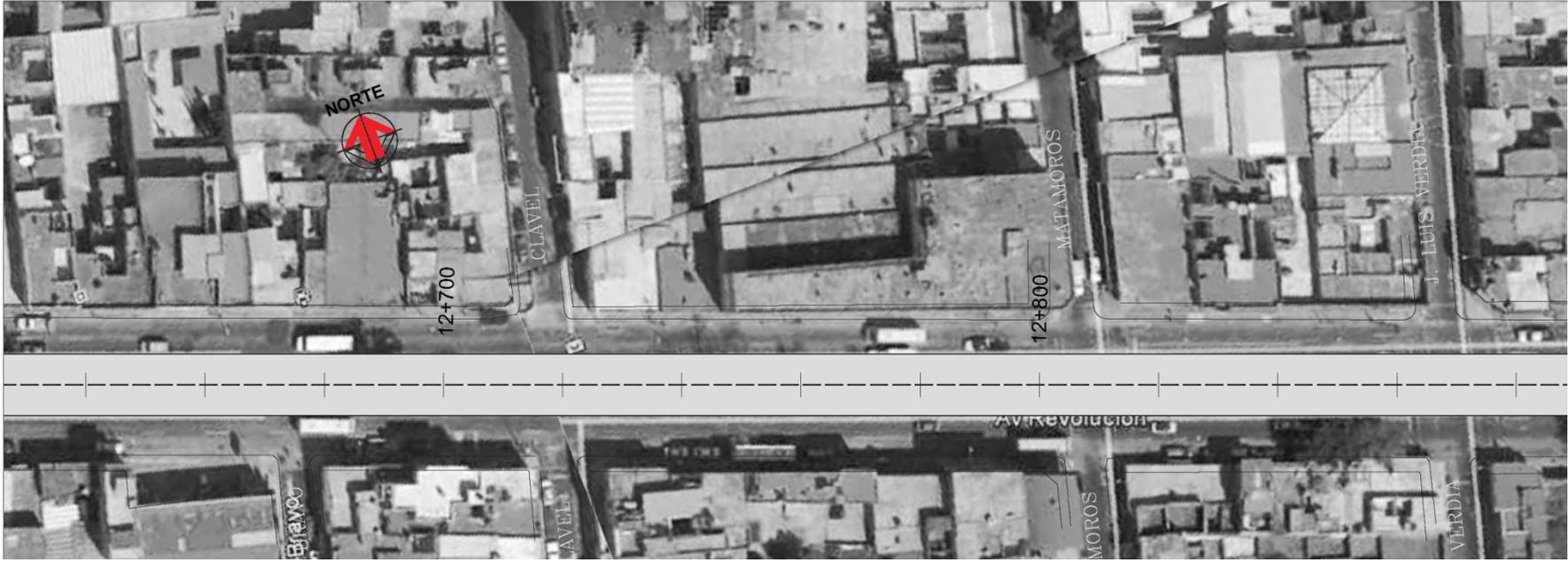


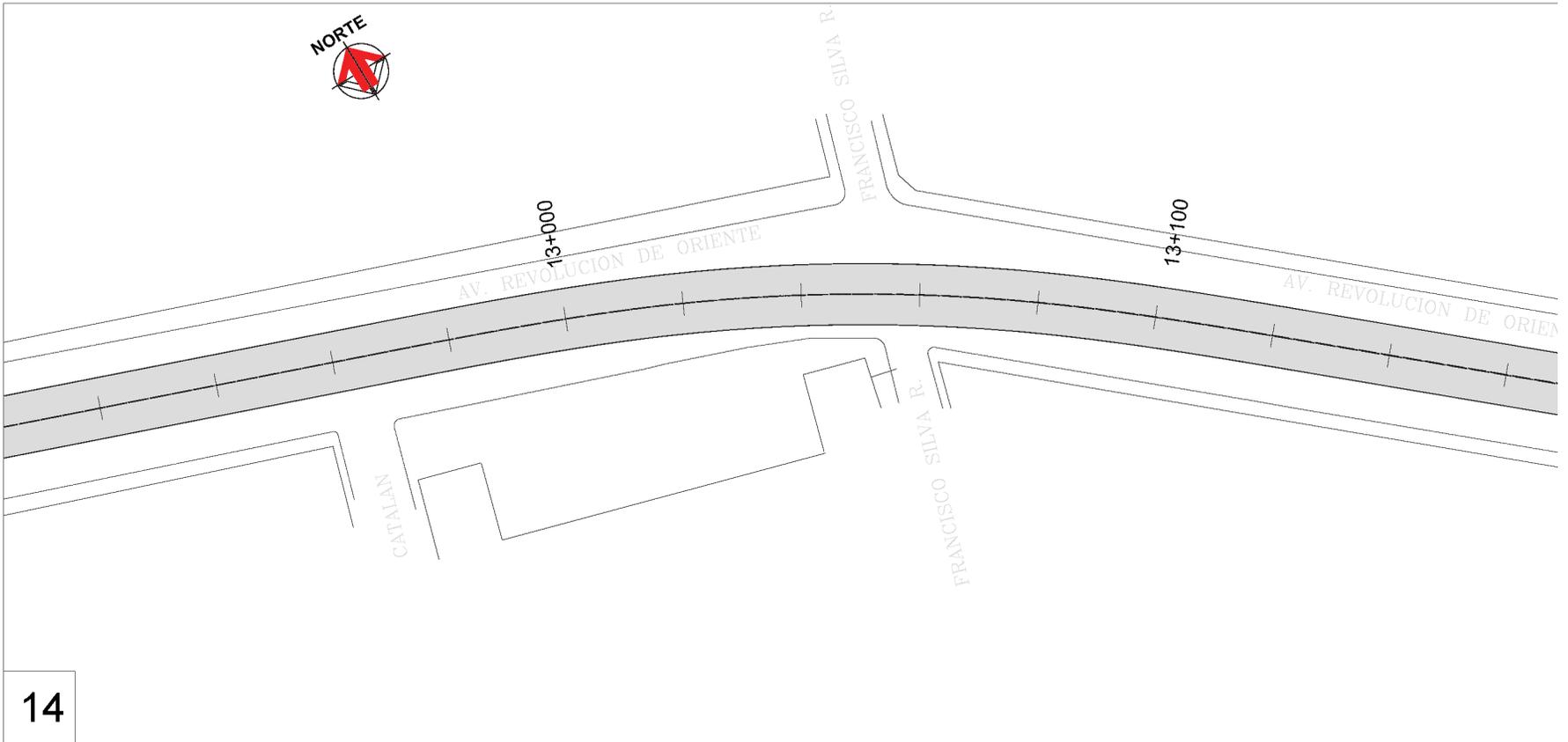






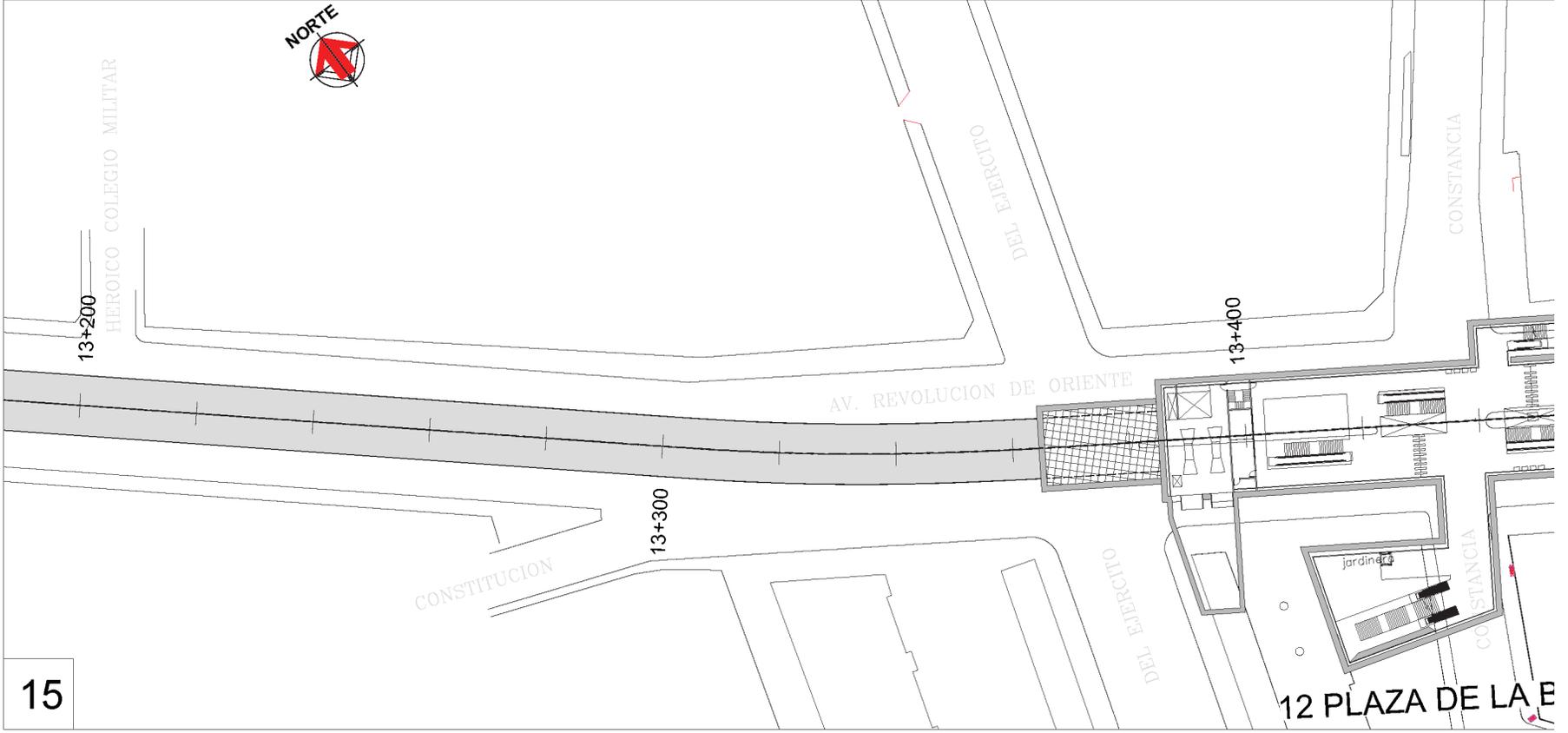
13





14







(018)
PALACIO FEDERAL

HOSPITALIO

TÚNEL

FRAY ANTONIO DE ALCALDE

10+220

10+240

10+260

10+280

10+300

10+320

5.13

10.30

10.29

TET-2

DETALLE

P.K. 10+289

5.13

2.00

3.00

REMI-T-14

PANTALLA DE PILOTES DE PROTECCIÓN (VER NOTA 1)

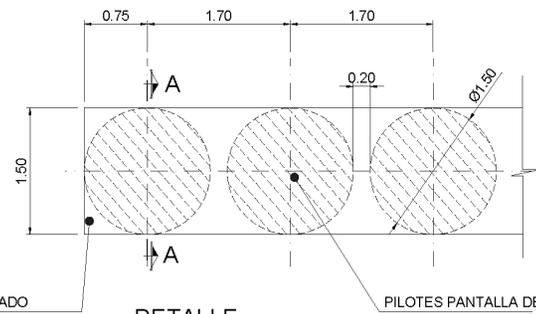
(019)
IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE GUADALUPE

HOSPITAL

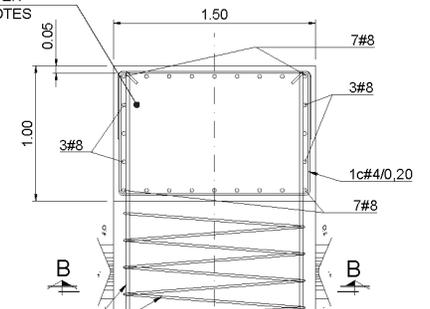
PLANTA
ESCALA 1:200

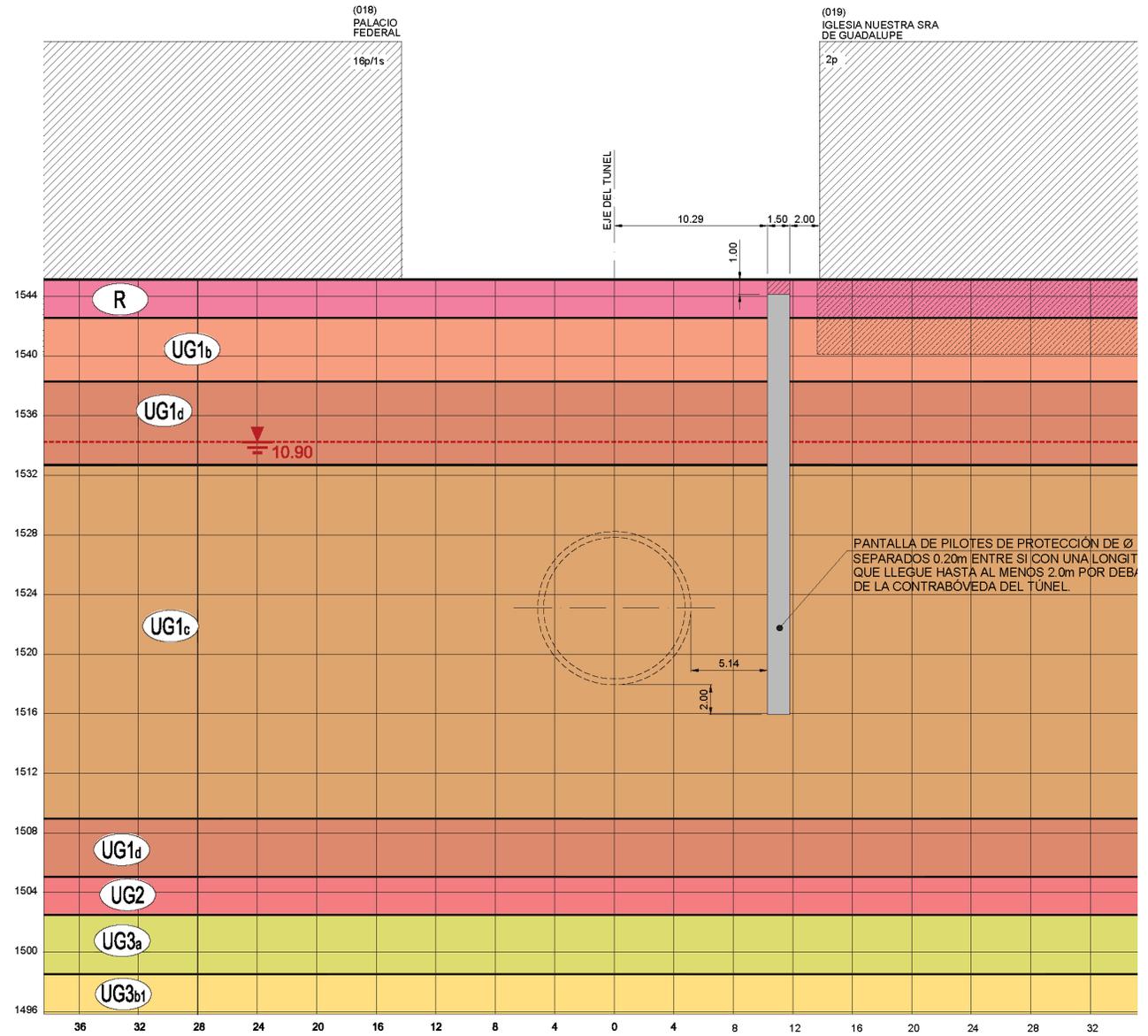
ESCALA GRÁFICA

0 2.00 4.00 6.00 8.00m



VIGA DE ATADO EN CABEZA DE PILOTES







INDEPENDENCIA

VER PLANO: PL-H01-TUNEL-30010
PANTALLAS DE PILOTOS
DE PROTECCIÓN
(VER NOTA 1)

ST-10

FRAY ANTONIO DE ALCALDE

11+040

11+060

11+080

11+100

11+120

10.30

5.15

10.38

REMI-T-23

DETALLE-2

P.K. 11+070.16

2.0814

3.0028

P.A.F. 11+138.88

2.00

PANTALLA DE MICROPILOTOS
DE PROTECCIÓN
(VER NOTA 2)

REMI-T-24

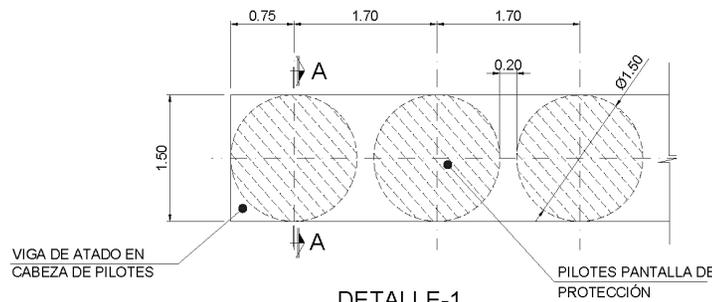
VER PLANO:
PANTALLA DE PROTECCIÓN

(031)
PALACIO MUNICIPAL

PLANTA
ESCALA 1:200

ESCALA GRÁFICA

0 2.00 4.00 6.00 8.00m

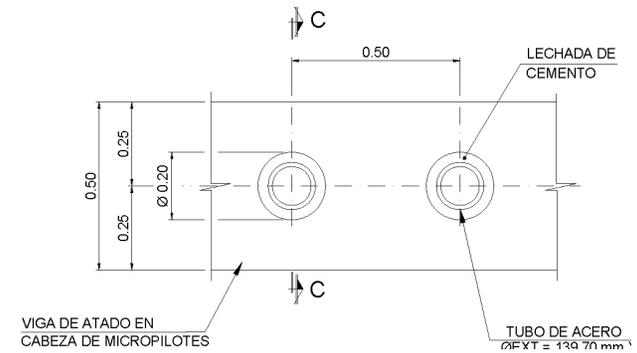
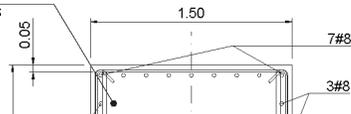


DETALLE-1
ESCALA 1:40

ESCALA GRÁFICA

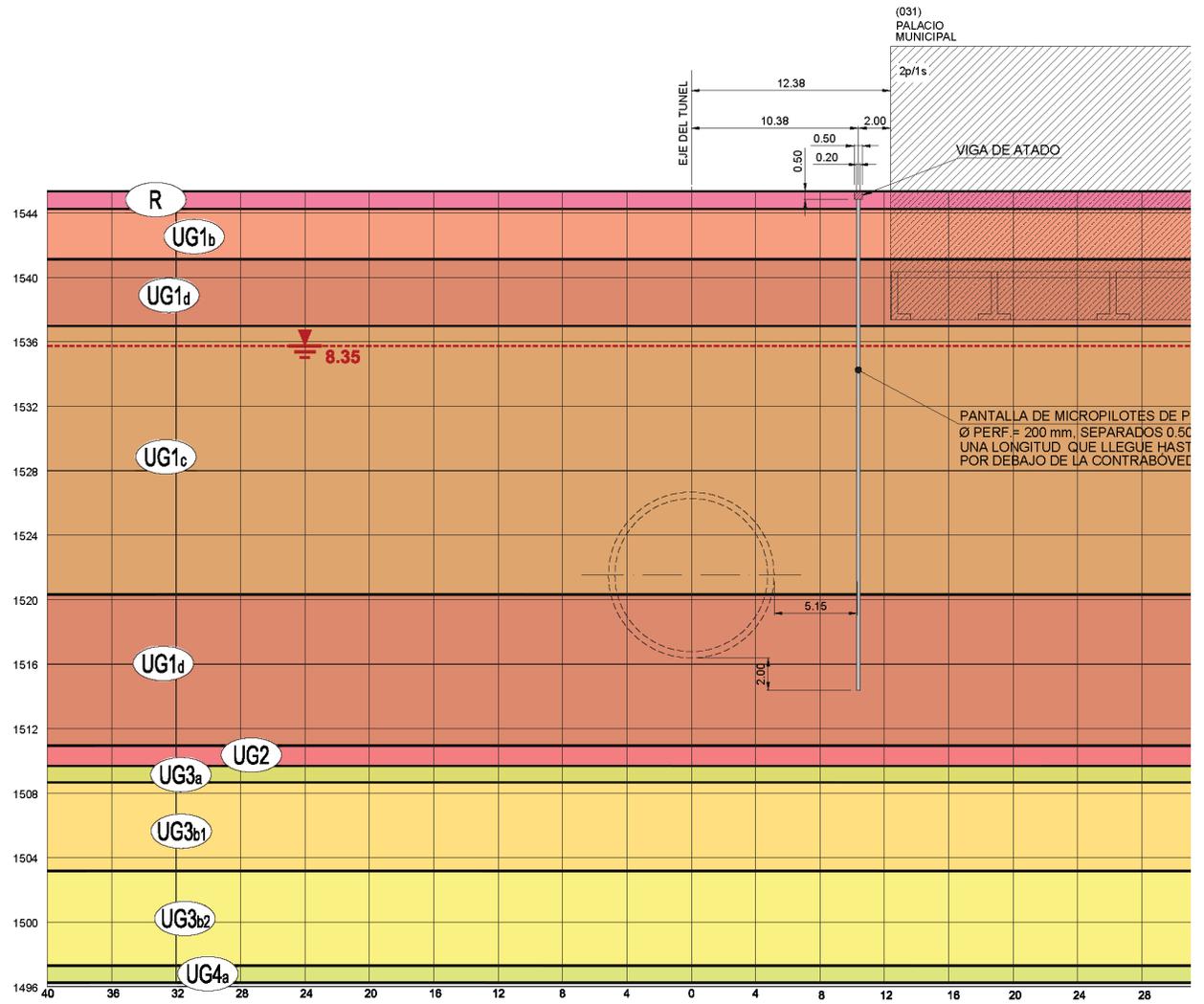
0 0.40 0.80 1.20 1.60m

VIGA DE ATADO EN
CABEZA DE PILOTOS

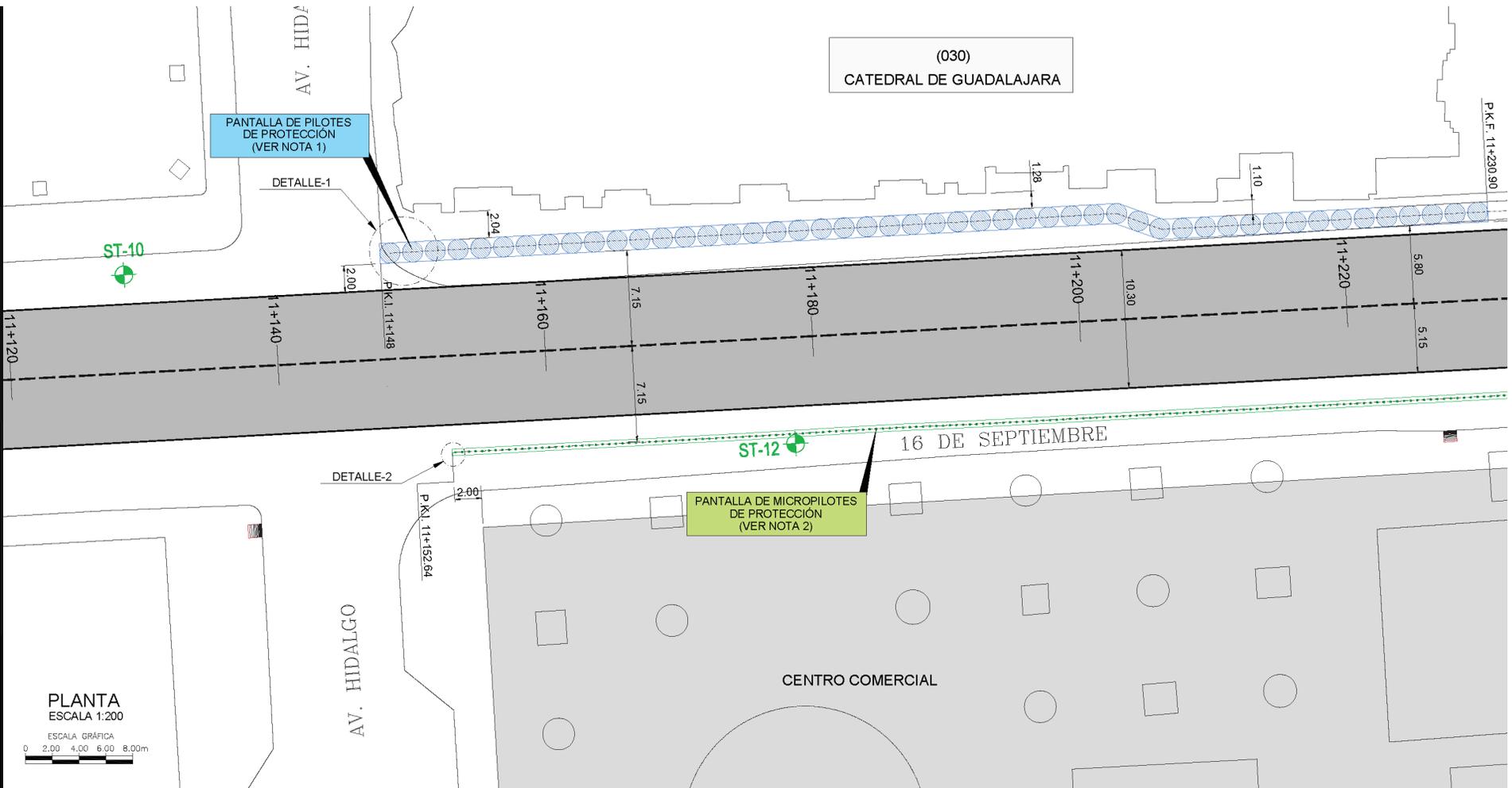


VIGA DE ATADO EN
CABEZA DE MICROPILOTOS

TUBO DE ACERO
ØEXT = 130.70 mm



SECCIÓN P.K. 11+100

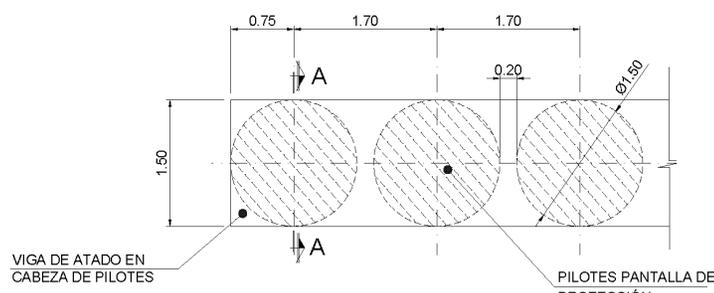


(030)
CATEDRAL DE GUADALAJARA

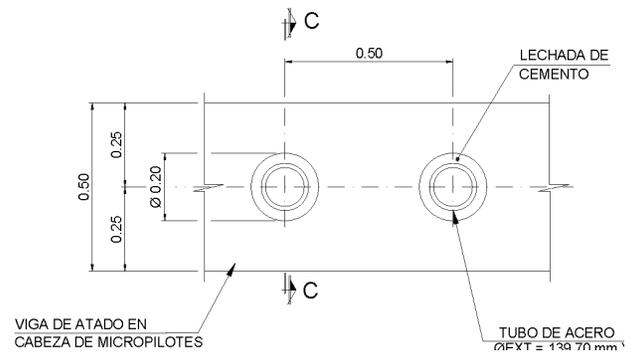
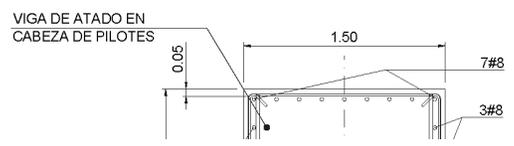
PANTALLA DE PILOTOS DE PROTECCIÓN (VER NOTA 1)

PANTALLA DE MICROPILOTOS DE PROTECCIÓN (VER NOTA 2)

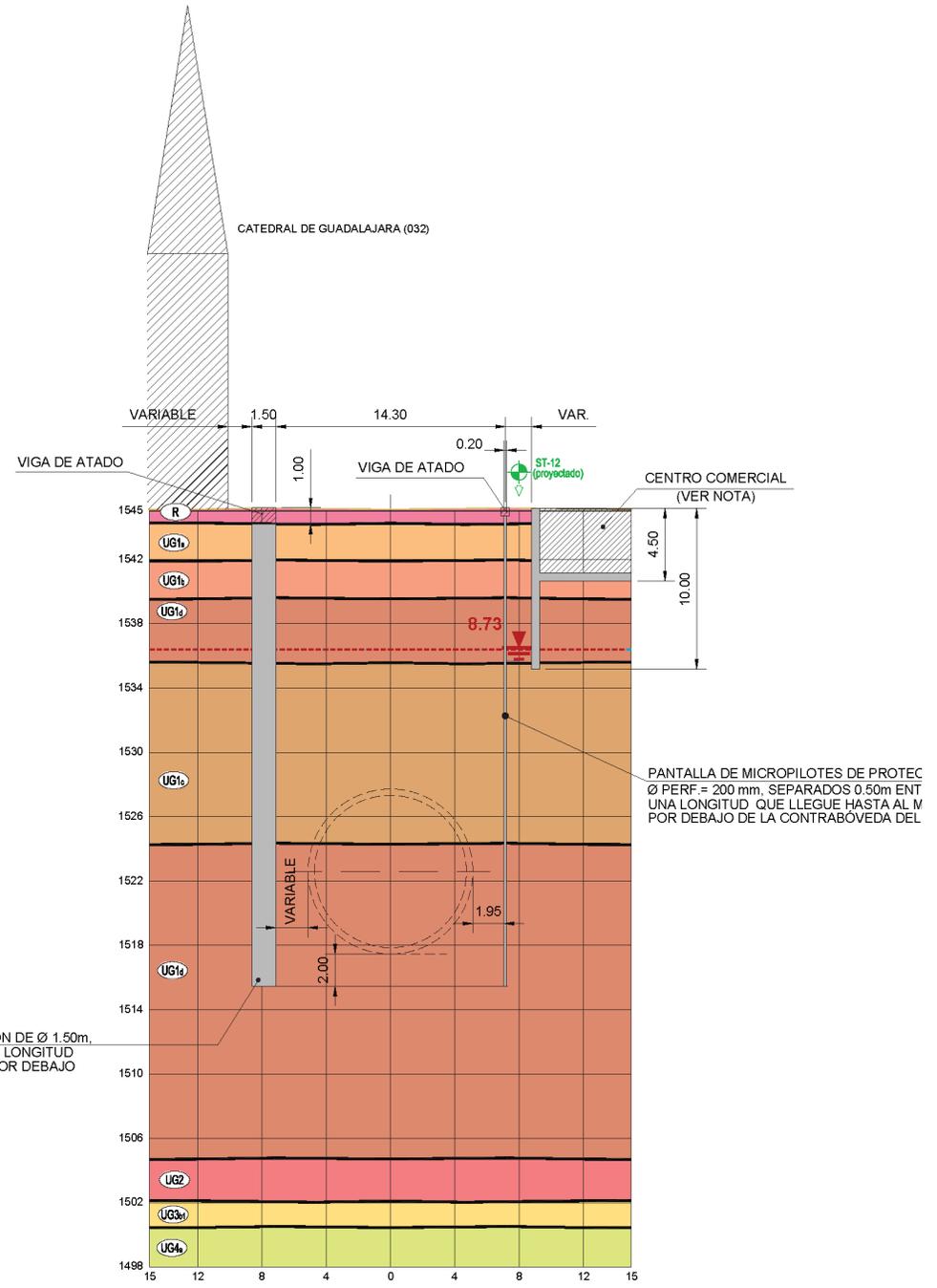
PLANTA
ESCALA 1:200
ESCALA GRÁFICA
0 2.00 4.00 6.00 8.00m



DETALLE-1
ESCALA 1:40
ESCALA GRÁFICA
0 0.40 0.80 1.20 1.60m



VIGA DE ATADO EN CABEZA DE MICROPILOTOS
TUBO DE ACERO ØEXT = 130 70 mm



PANTALLA DE PILOTOS DE PROTECCIÓN DE Ø 1.50m, SEPARADOS 0.20m ENTRE SI CON UNA LONGITUD QUE LLEGUE HASTA AL MENOS 2.0m POR DEBAJO CONTRABÓVEDA DEL TÚNEL.

PANTALLA DE MICROPILOTOS DE PROTECCIÓN Ø PERF = 200 mm, SEPARADOS 0.50m ENT UNA LONGITUD, QUE LLEGUE HASTA AL M POR DEBAJO DE LA CONTRABÓVEDA DEL

SECCIÓN P.K. 11+180
ESCALA 1:200

(027)
TEMPLO DE SAN JOSÉ

PANTALLA DE PILOTES DE PROTECCIÓN (VER NOTA 1)

DETALLE-1

3.0000

2.00

2.51

P.K.I. 10+752.10

10+760

10+780

7.66

10.30

10+800

3.5771

P.K.F. 10+816.80

REMI-T-19

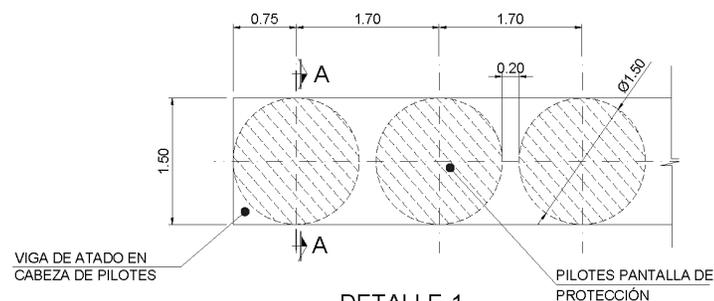
FRAY ANTONIO DE ALCALDE

REMI-T-20

TÚNEL

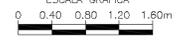
PLANTA
ESCALA 1:200

ESCALA GRÁFICA

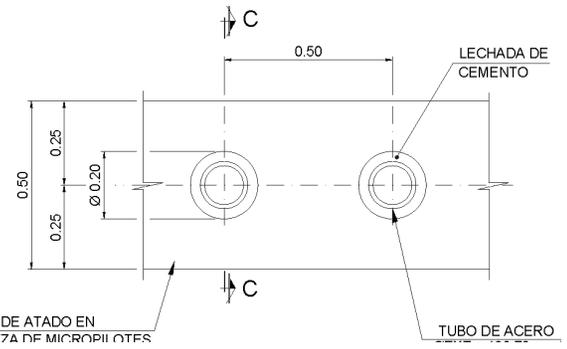
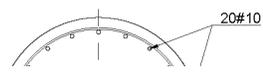
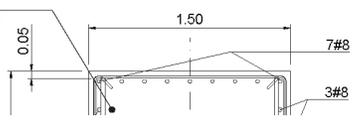


DETALLE-1
ESCALA 1:40

ESCALA GRÁFICA

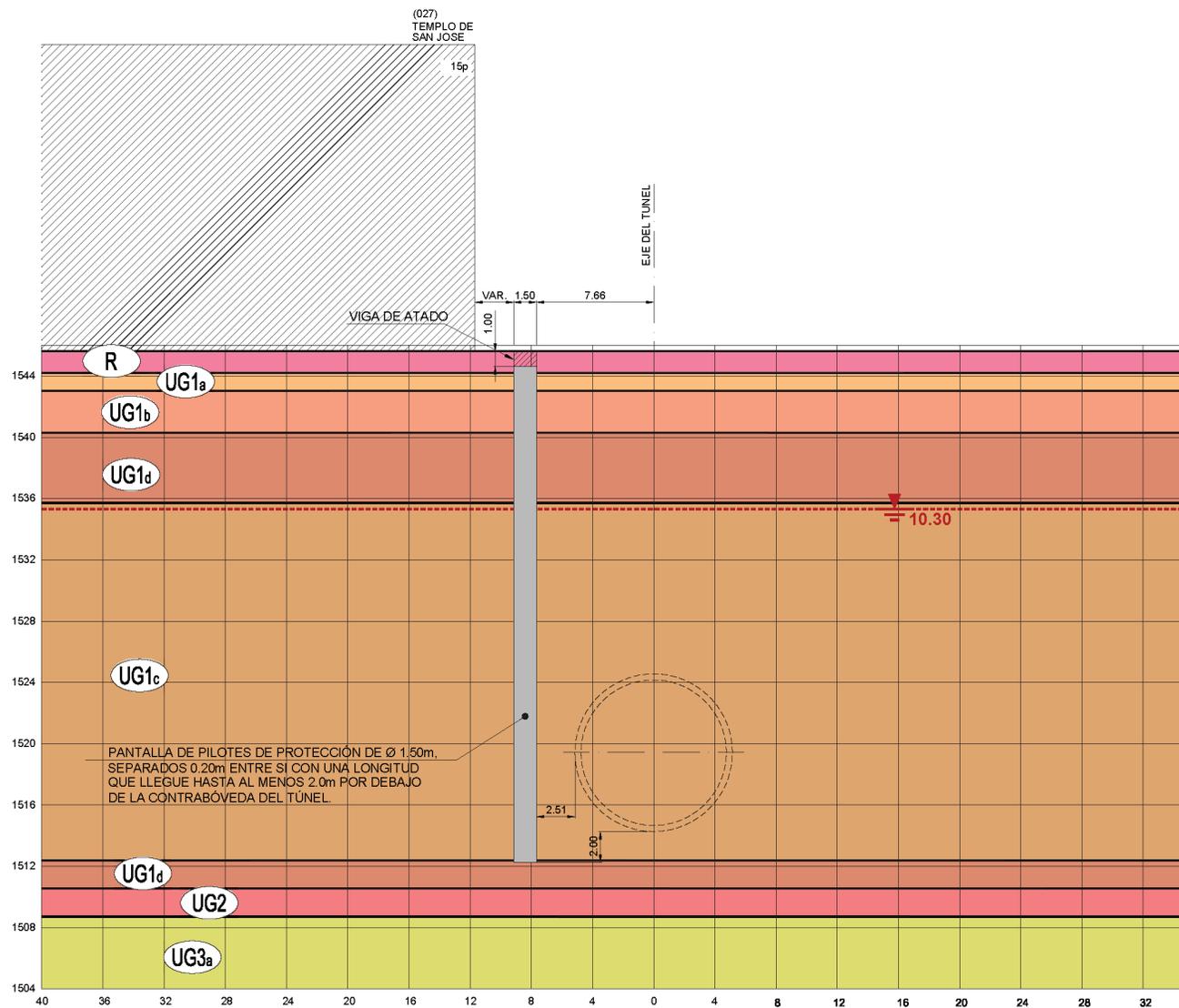


VIGA DE ATADO EN CABEZA DE PILOTES



VIGA DE ATADO EN CARRETA DE MICROPILOTES

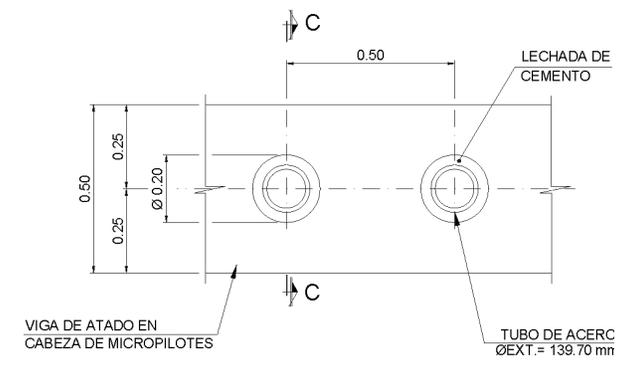
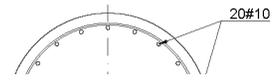
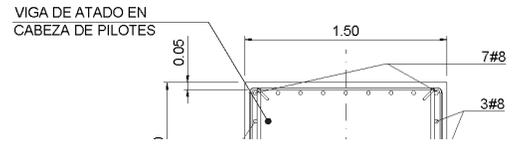
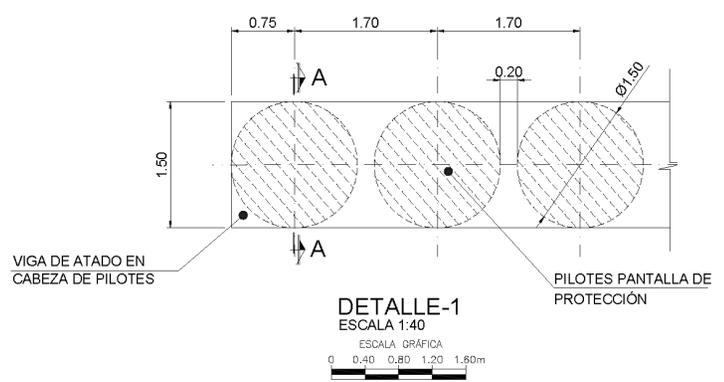
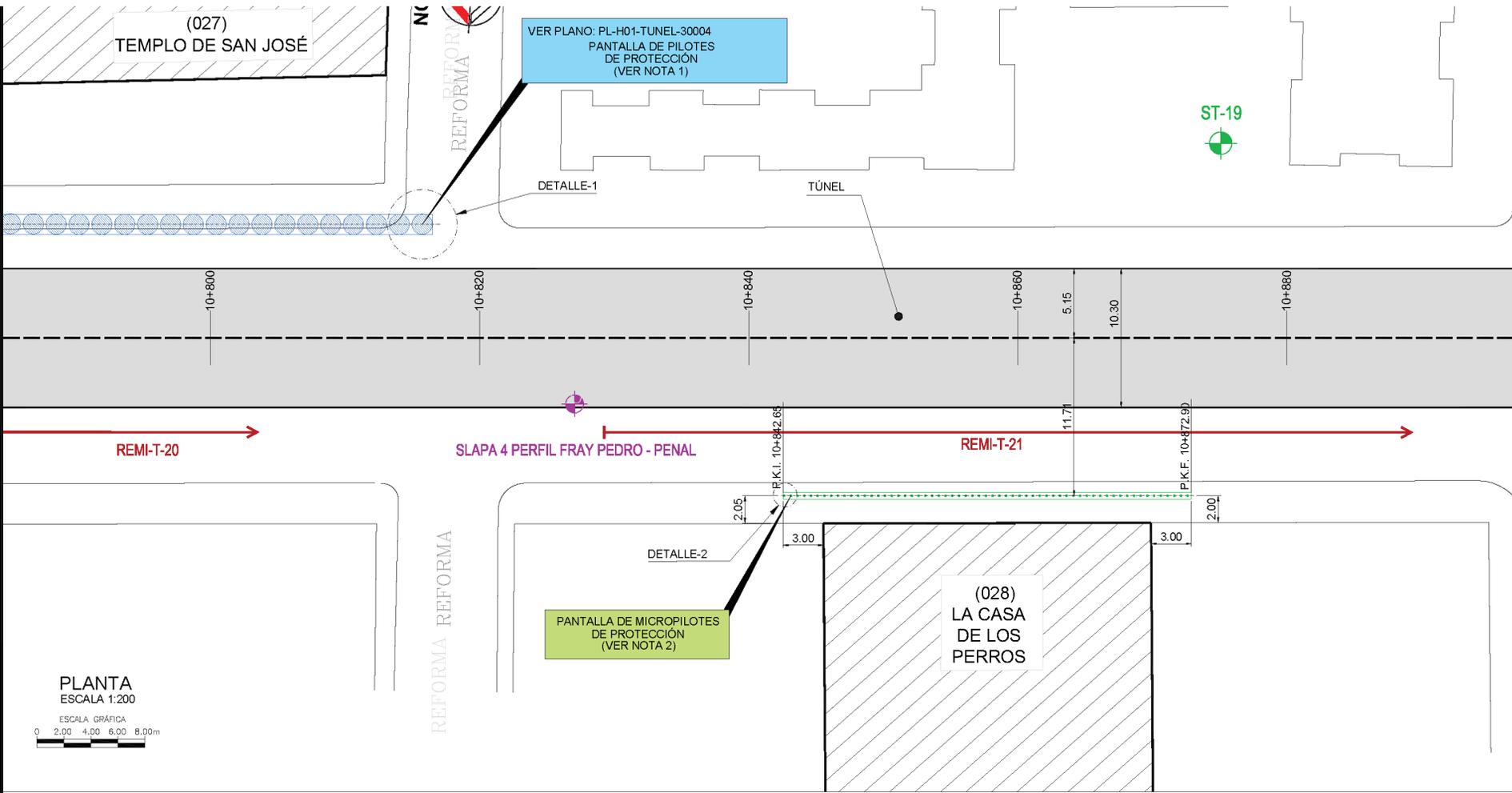
TUBO DE ACERO

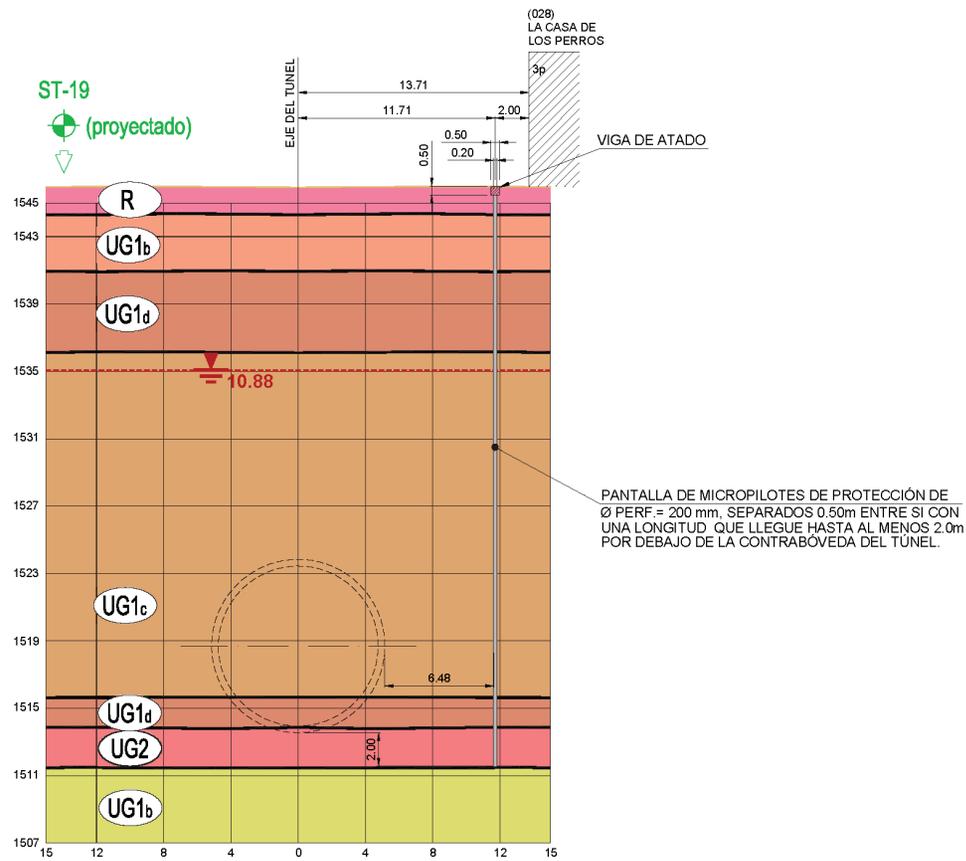


SECCIÓN P.K. 10+780

ESCALA 1:200

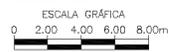
ESCALA GRÁFICA
0 2,00 4,00 6,00 8,00m





SECCIÓN P.K. 10+870

ESCALA 1:200





AV. RAMON CORONA
AV. RAMON CORONA

PRISCILIANO SANCHEZ

ST-28016



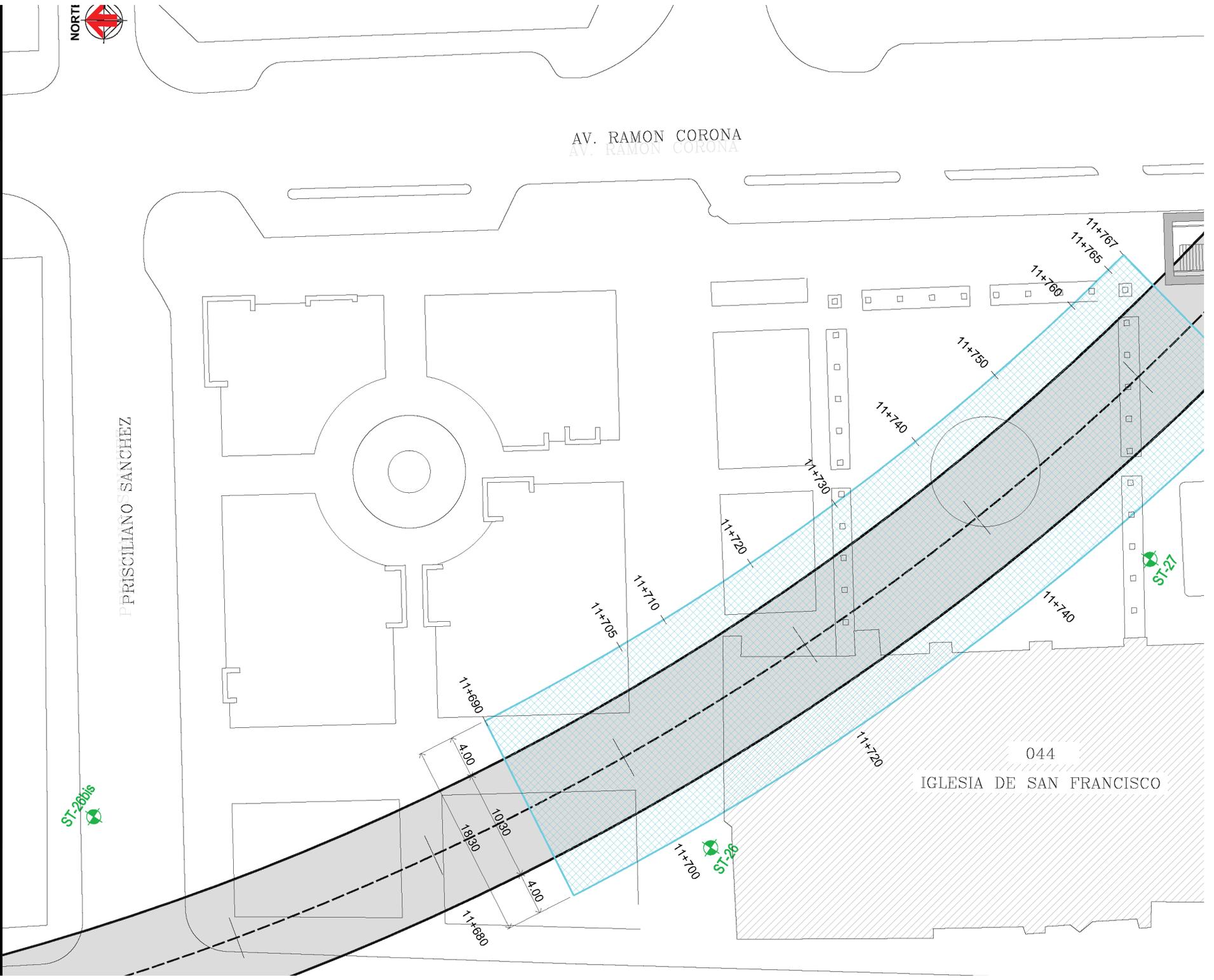
ST-28

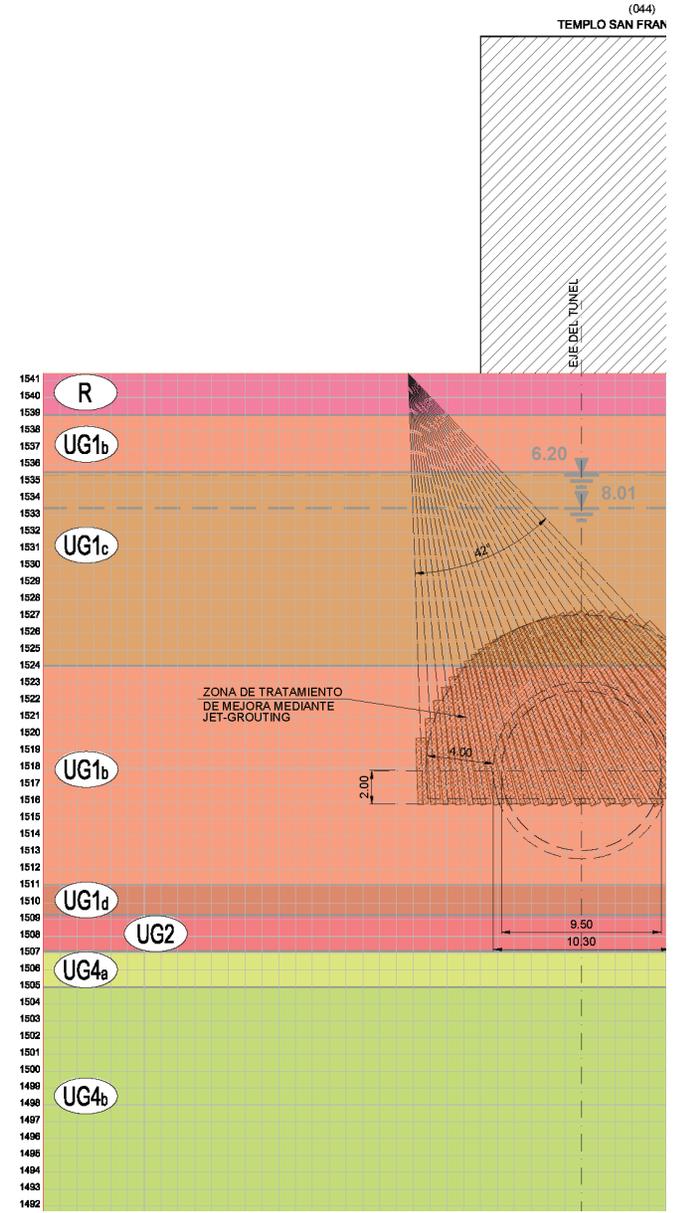
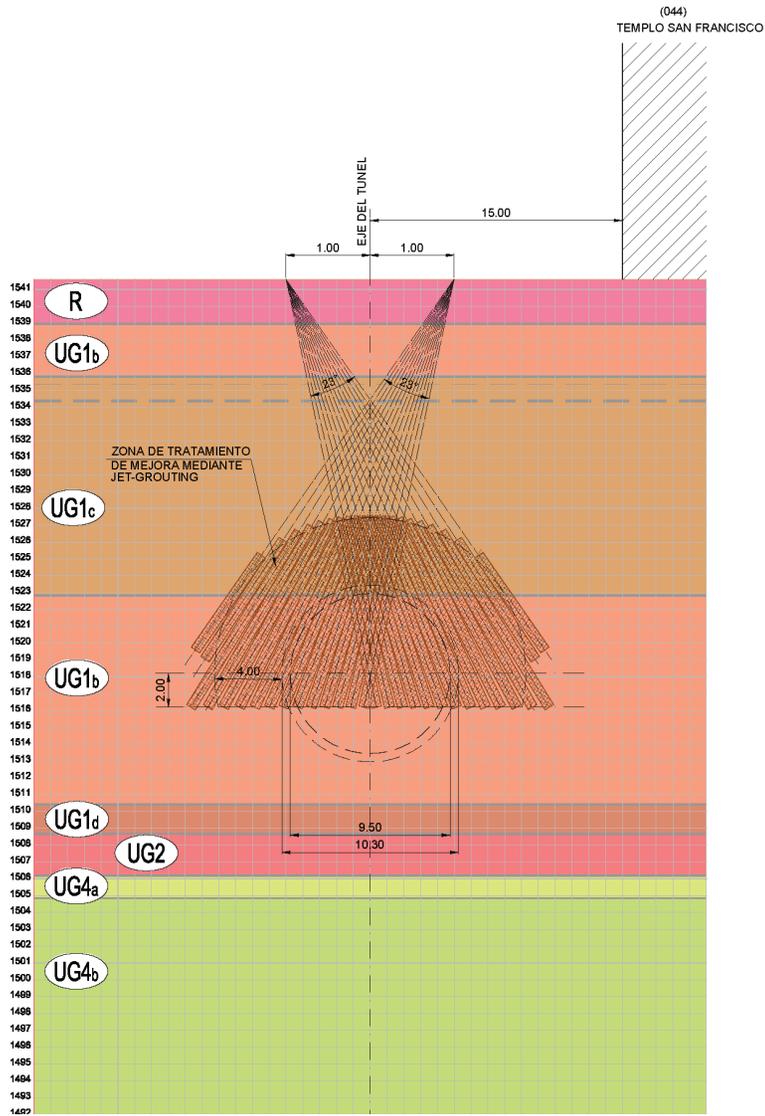


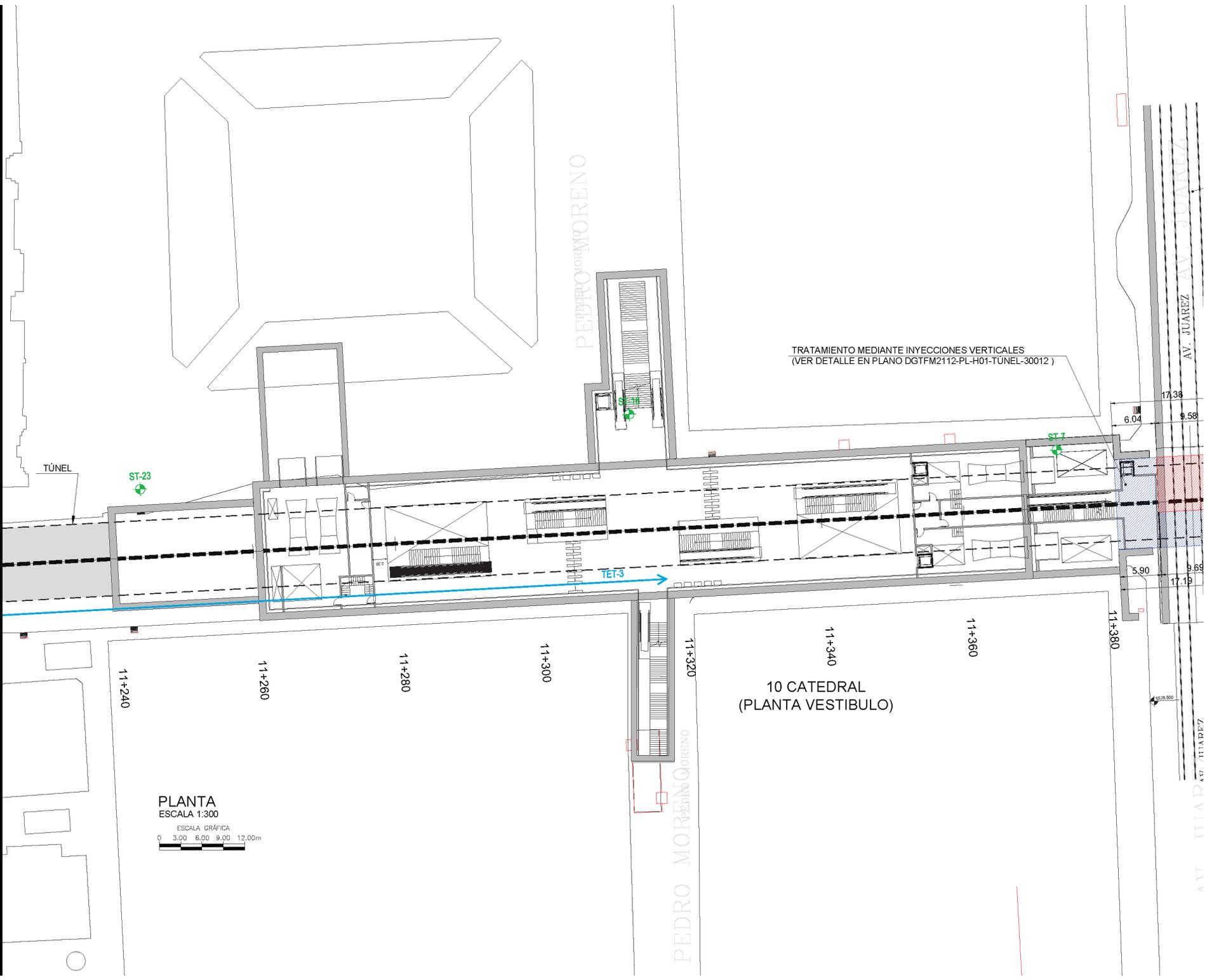
ST-27



044
IGLESIA DE SAN FRANCISCO







PLANTA
ESCALA 1:300

ESCALA GRÁFICA
0 3,00 6,00 9,00 12,00m

TRATAMIENTO MEDIANTE INYECCIONES VERTICALES
(VER DETALLE EN PLANO DGTFM2112-PL-H01-TUNEL-30012)

10 CATEDRAL
(PLANTA VESTIBULO)

TUNEL

TET-3

11+240

11+260

11+280

11+300

11+320

11+340

11+360

11+380

17,38
6,04
9,58

5,90
9,89
17,19

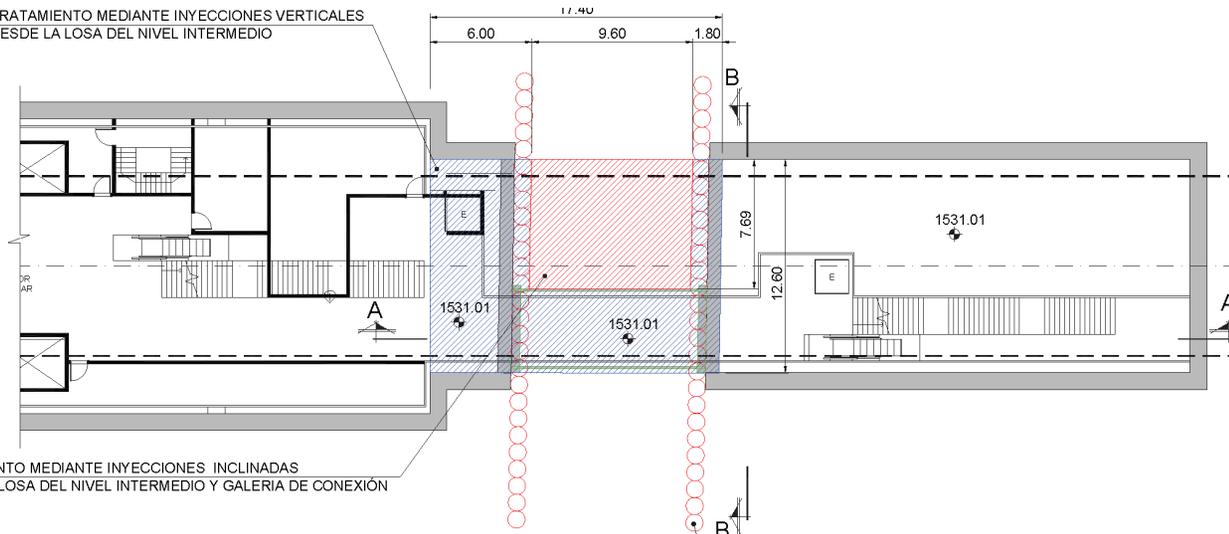
AV. JUAREZ AV. JUAREZ

AV. JUAREZ AV. JUAREZ

PEDRO MORENO

PEDRO MORENO

TRATAMIENTO MEDIANTE INYECCIONES VERTICALES
DESDE LA LOSA DEL NIVEL INTERMEDIO

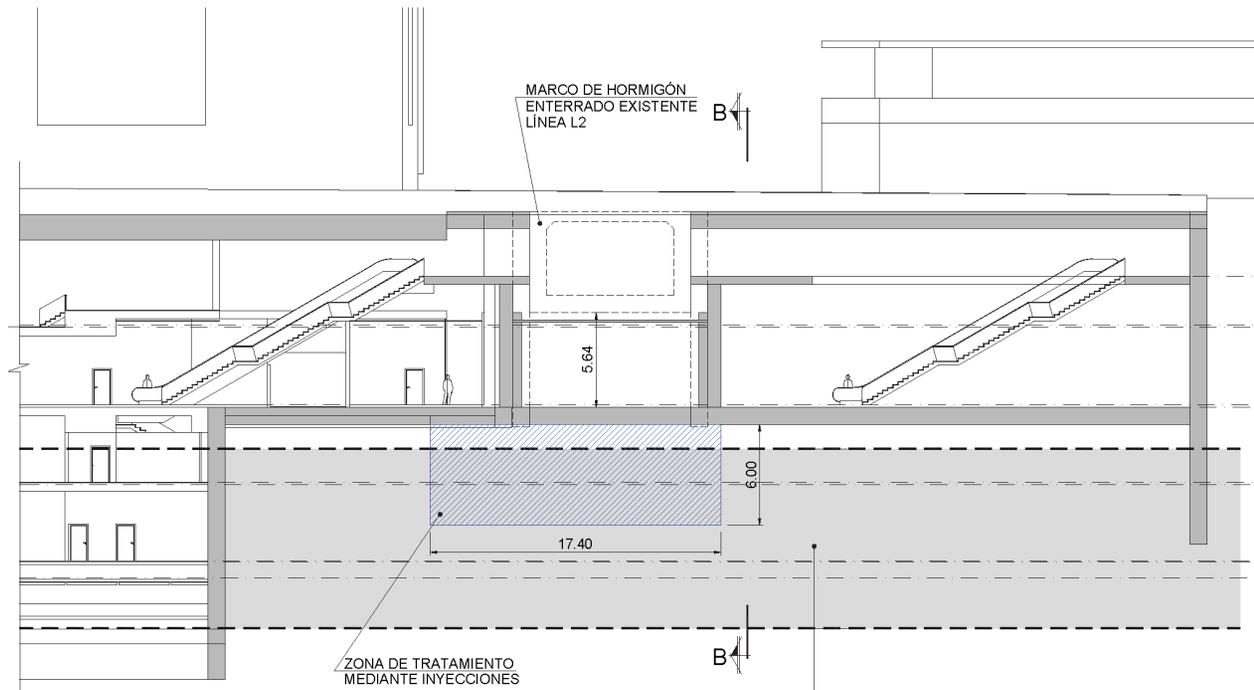


TRATAMIENTO MEDIANTE INYECCIONES INCLINADAS
DESDE LA LOSA DEL NIVEL INTERMEDIO Y GALERIA DE CONEXIÓN

PLANTA NIVEL INTERMEDIO
ESCALA 1:200



PANTALLA DE
PILOTES EXISTENTES

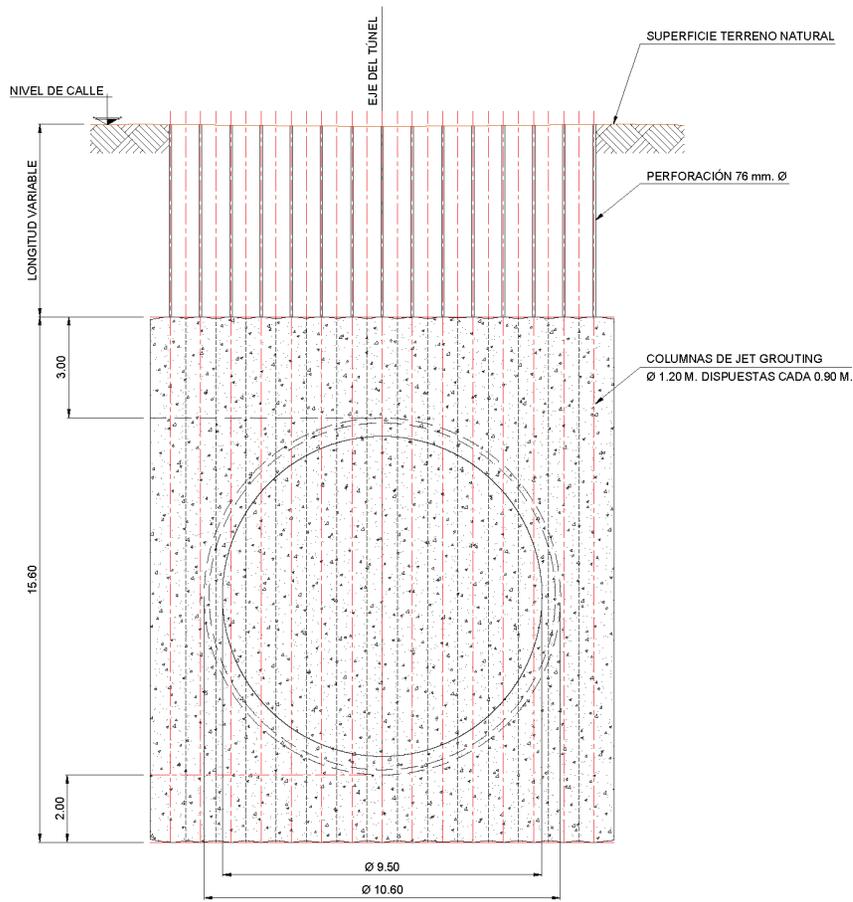


- N ANDEN EXISTENTE 1538.800
- N-VESTIBULO 1535.910
- N-VESTIBULO EST 1535.760
- N-INTERMEDIO 1531.160
- N-INTERMEDIO EST 1531.010
- N-DISTRIBUIDOR 1526.560
- N-DISTRIBUIDOR EST 1526.410
- N-ANDEN 1521.910
- N-ANDEN EST 1521.810
- N-VIA 1520.860

ZONA DE TRATAMIENTO
MEDIANTE INYECCIONES

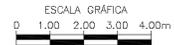
EXCAVACIÓN MEDIANTE E.P.B.

SECCIÓN A-A
ESCALA 1:200



SECCIÓN TIPO TRATAMIENTO

ESCALA 1:100

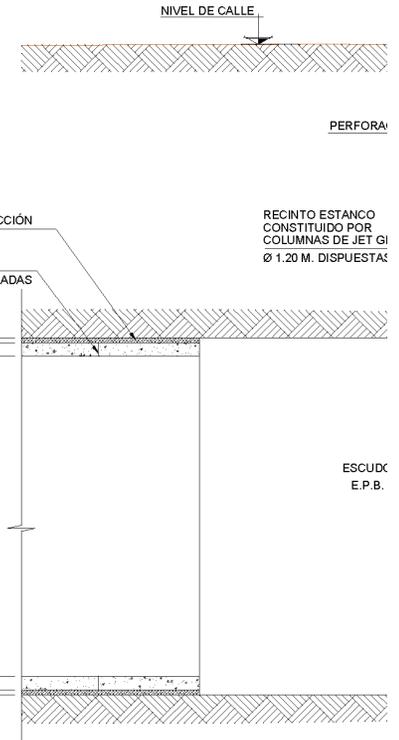


NOTA:

- LOS RECINTOS DE REVISIÓN Y MANTENIMIENTO CON TRATAMIENTO PREVIO MEDIANTE JET-GROUTING EJECUTADO DESDE SUPERFICIE SE SITUAN APROXIMADAMENTE CADA 250 - 300 m. EN LOS PUNTOS INDICADOS, SALVO EN ZONAS SINGULARES Y DE INTERFERENCIA CON ESTACIONES. PREVIAMENTE SE LOCALIZARÁN LOS SERVICIOS E INSTALACIONES SUBTERRÁNEAS EXISTENTES PARA DEFINIR UNA DISTANCIA MÍNIMA DE SEGURIDAD DE LA MENOS 1 m.

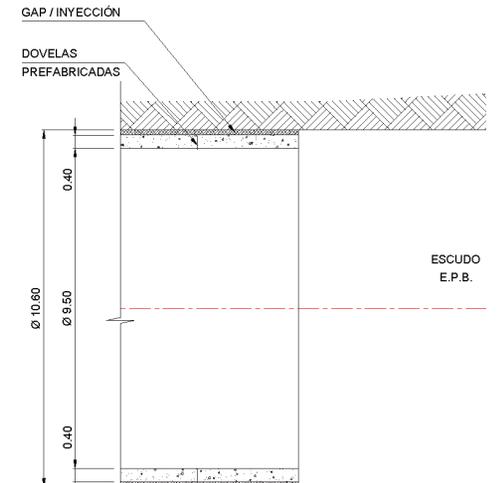
- ADICIONALMENTE TENDRÁN TAMBIÉN LUGAR INTERVENCIONES HIPERBÁRICAS SIN ACTUACIONES DESDE SUPERFICIE CON LA FINALIDAD DE REALIZAR LAS OPERACIONES DE REVISIÓN Y MANTENIMIENTO SIEMPRE QUE SE CONSIDERE OPORTUNO. SE ESTIMA QUE ESTAS INTERVENCIONES TENDRÁN LUGAR CADA 125 - 150 m, NO PUDIENDO SER DEFINIDA A PRIORI SU LOCALIZACIÓN EXACTA.

- PARA LAS INTERVENCIONES DE REVISIÓN Y MANTENIMIENTO EN LOS TRAMOS EXCAVADOS EN ROCA NO SERÁ NECESARIA LA EJECUCIÓN PREVIA DE RECINTOS CON JET-GROUTING Y SU FRECUENCIA VENDRÁ CONDICIONADA POR EL GRADO DE ABRASIVIDAD DEL SUSTRATO Y EL DESGASTE DE LOS EQUIPOS, NO PUDIENDO SER DEFINIDA A PRIORI SU LOCALIZACIÓN EXACTA.



ALZADO TIPO TRATAMIENTO

ESCALA 1:100

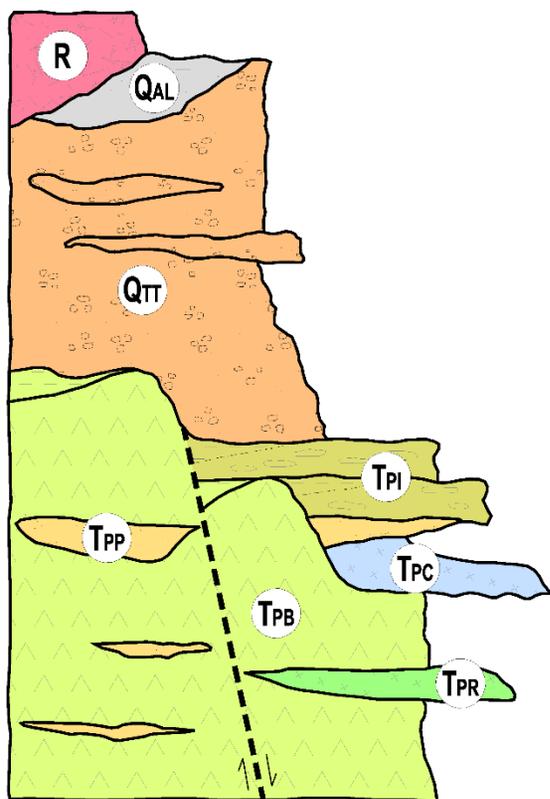


SITUACIÓN DE PUNTOS DE REVISIÓN DE TUNELADORA	UNIDADES GEOTÉCNICAS AFECTADAS	LONGITUD PERFORACIÓN APROXIMADA INCLUYENDO COLUMNA (m)
0: 740	UC45 UC46	07: 30

APÉNDICE 3

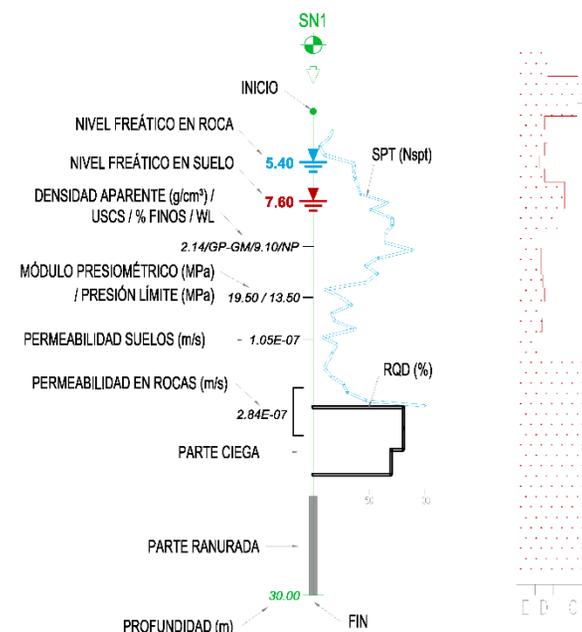
PERFILES GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS SECCIONES TIPO (ACTUALIZADO)

SERIE GEOLÓGICA



- R** RELLENO ANTRÓPICO.
- QAL** CUATERNARIO: ALUVIAL.
- QTT** TOBA TALA.
- TPI** TERCIARIO. Plioceno: IGNIMBRITAS (oscuras, grises o claras)
- TPP** TERCIARIO. Plioceno: TOBAS PIROCLÁSTICAS
- TPC** TERCIARIO. Plioceno: TOBAS CINERÍTICAS.
- TPR** TERCIARIO. Plioceno: RIOLITAS
- TPB** TERCIARIO. Plioceno: BASALTOS

SONDEO ROTATORIO



LÍNEAS

- CONTACTO SUPUESTO.
- DISCONTINUIDAD SUPUESTA (FALLA).

ENSAYOS PROYECTO EJECUTIVO

- SONDEO ROTATORIO.
- ESTUDIOS EXISTENTES.
- POZO A CIELO ABIERTO.
- TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA.
- SISMICA REMI.

CAMPAÑA COMPLEMENTARIA

- SONDEO ROTATORIO.

NOI
N1:1
T:1
V1:1
V2:1

R RELLENO ANTRÓPICO

UG0 ALUVIAL RECIENTE (**QAL**)

UG1a TOBA TALA (**QTT**)

UG1c TOBA TALA (**QTT**)

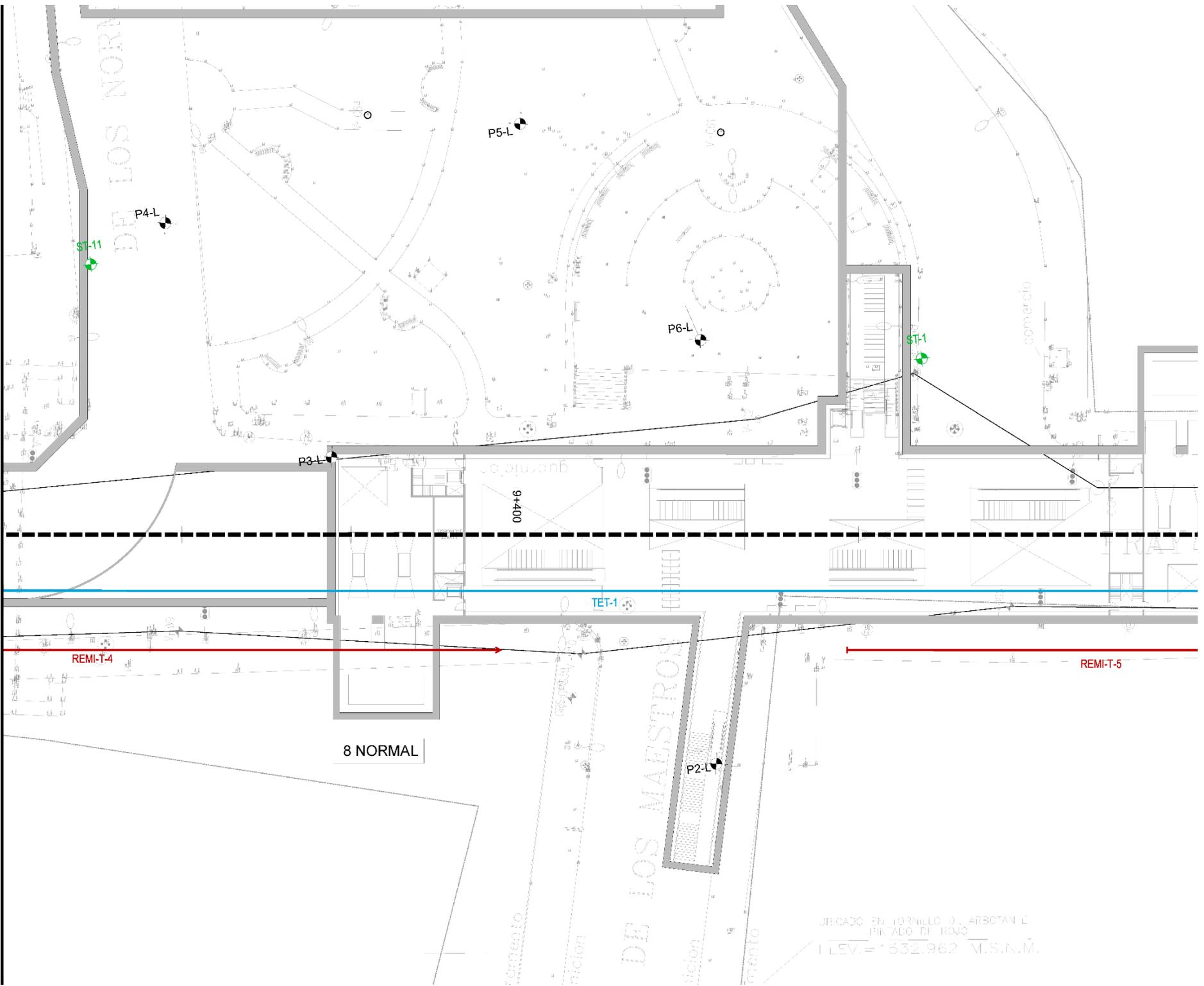
UG1d TOBA TALA (**QTT**)

UG2 SUELOS RESIDUALES. (sobre ignimbritas o basaltos) (**GM V-VI**)

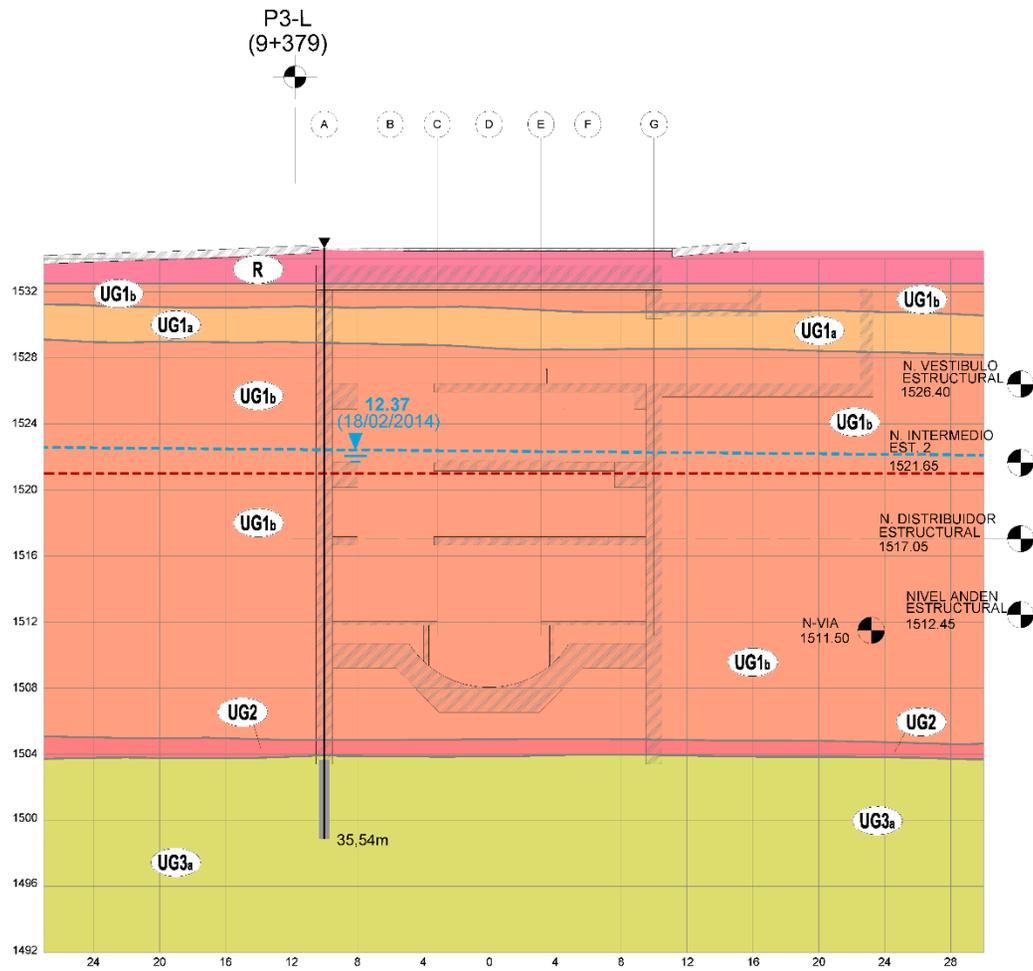
UG3b1 TOBAS PIROCLÁSTICAS (**TPP**) (**GM III-IV**)

UG3b2 TOBAS PIROCLÁSTICAS (**TPP**) (**GM IV-V**)

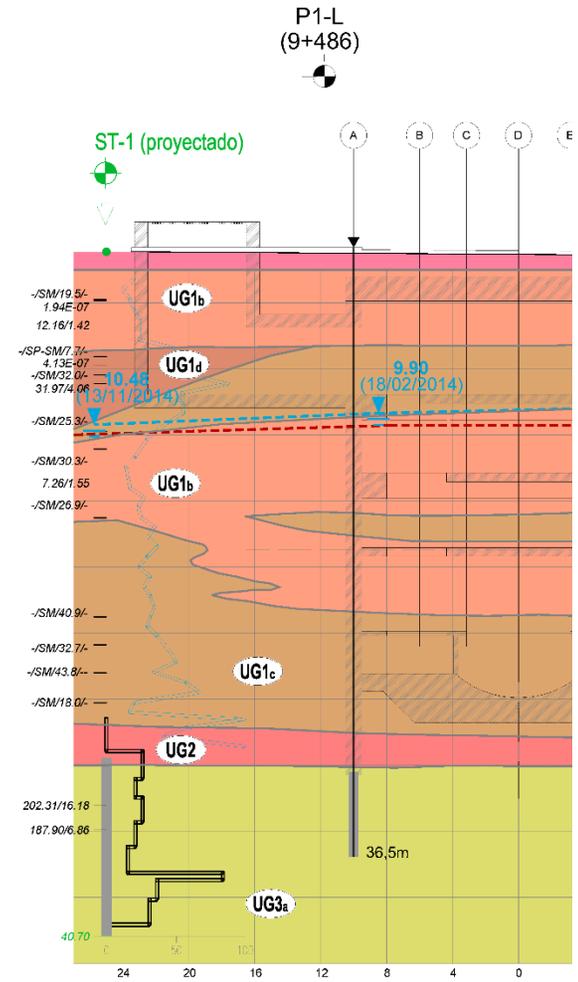
UG3c TOBAS CINERÍTICAS (**TPC**)



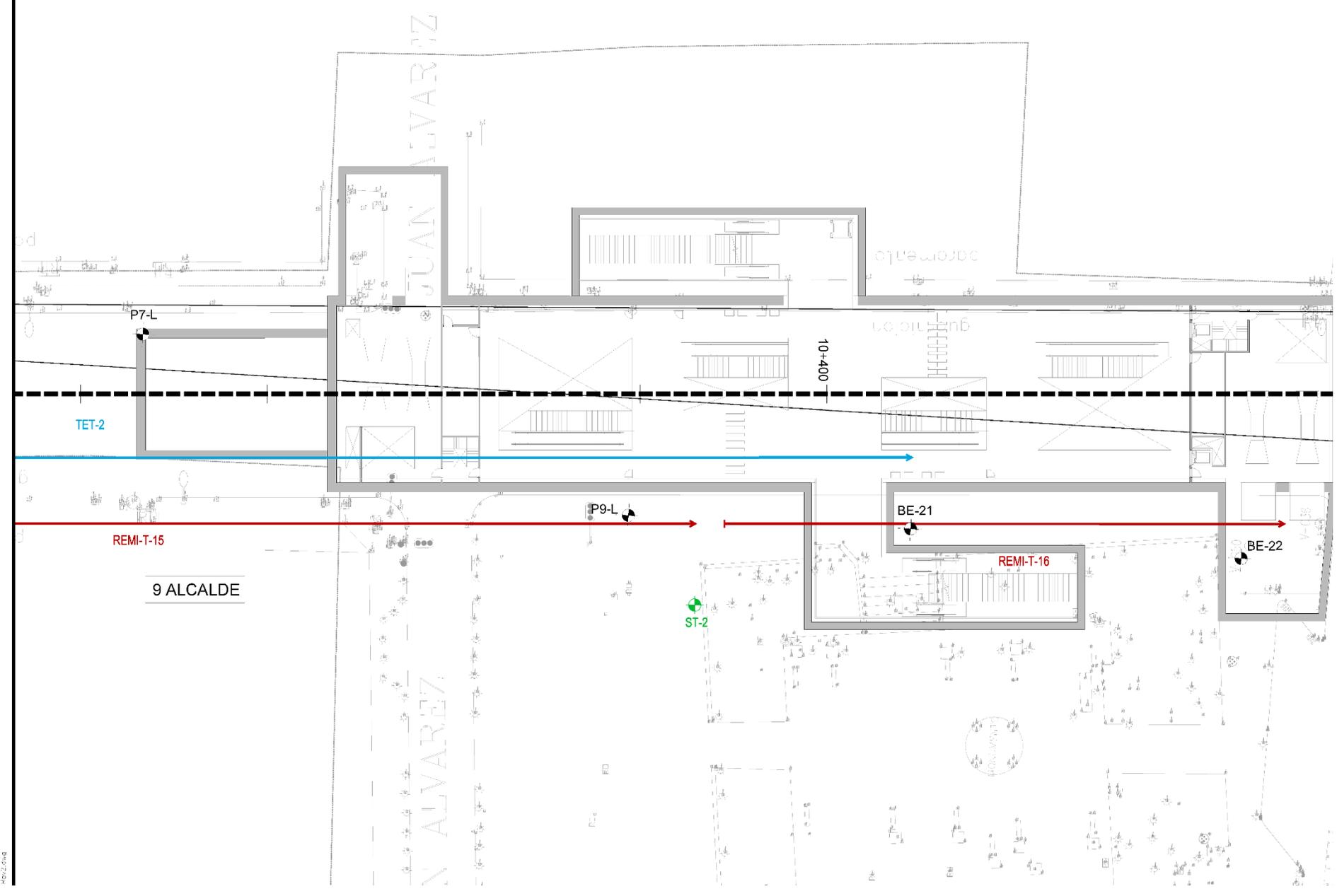
JIRACAC EN TORREILLO D. ARBOCAN E
PIRADO DE ROJO
LEV. = 532.962 M.S.N.M.

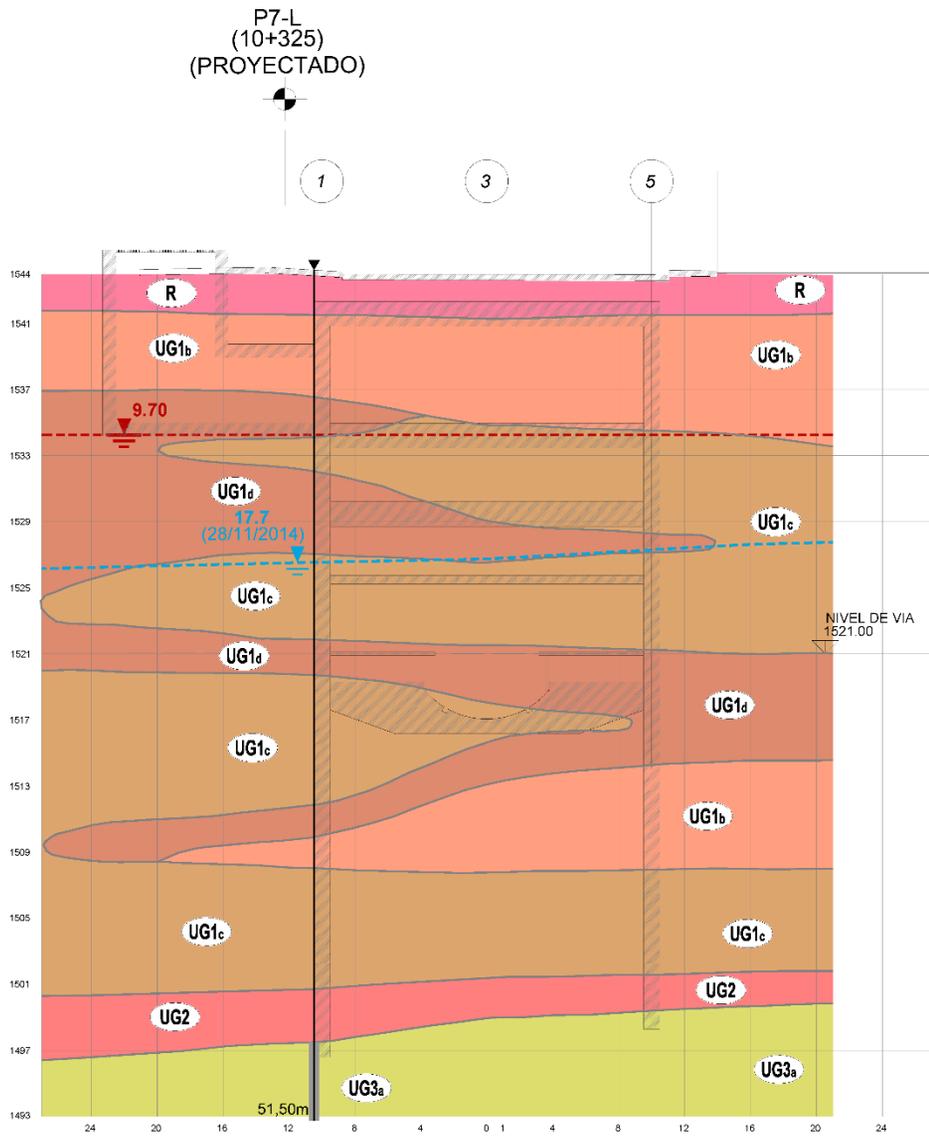


ESTACIÓN NORMAL. SECCIÓN PK 9+379.15

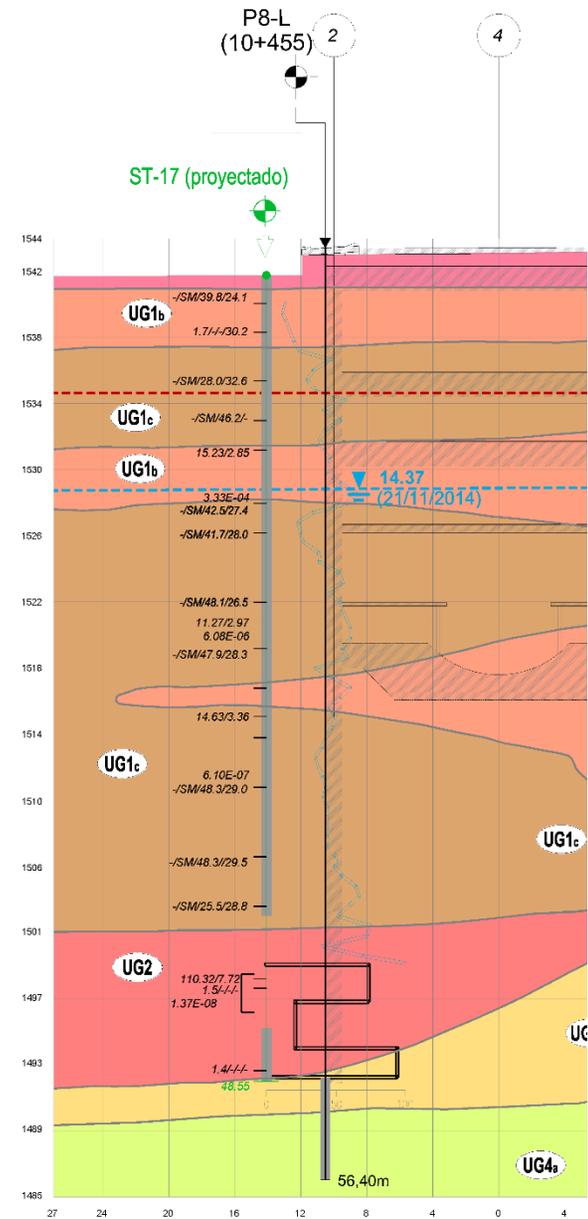


ESTACIÓN NORMAL. SECCIÓN PK 9+483.95





ESTACIÓN ALCALDE. SECCIÓN PK 10+347.96



ESTACIÓN ALCALDE. SECCIÓN PK 10+453.76

P8-L
(10+455)
(LADO IZQUIERDO)

PK 10+347.96

PK 10+400

P7-L
(10+325)
(LADO IZQUIERDO)

P9-L
(10+380)
(LADO DERECHO)

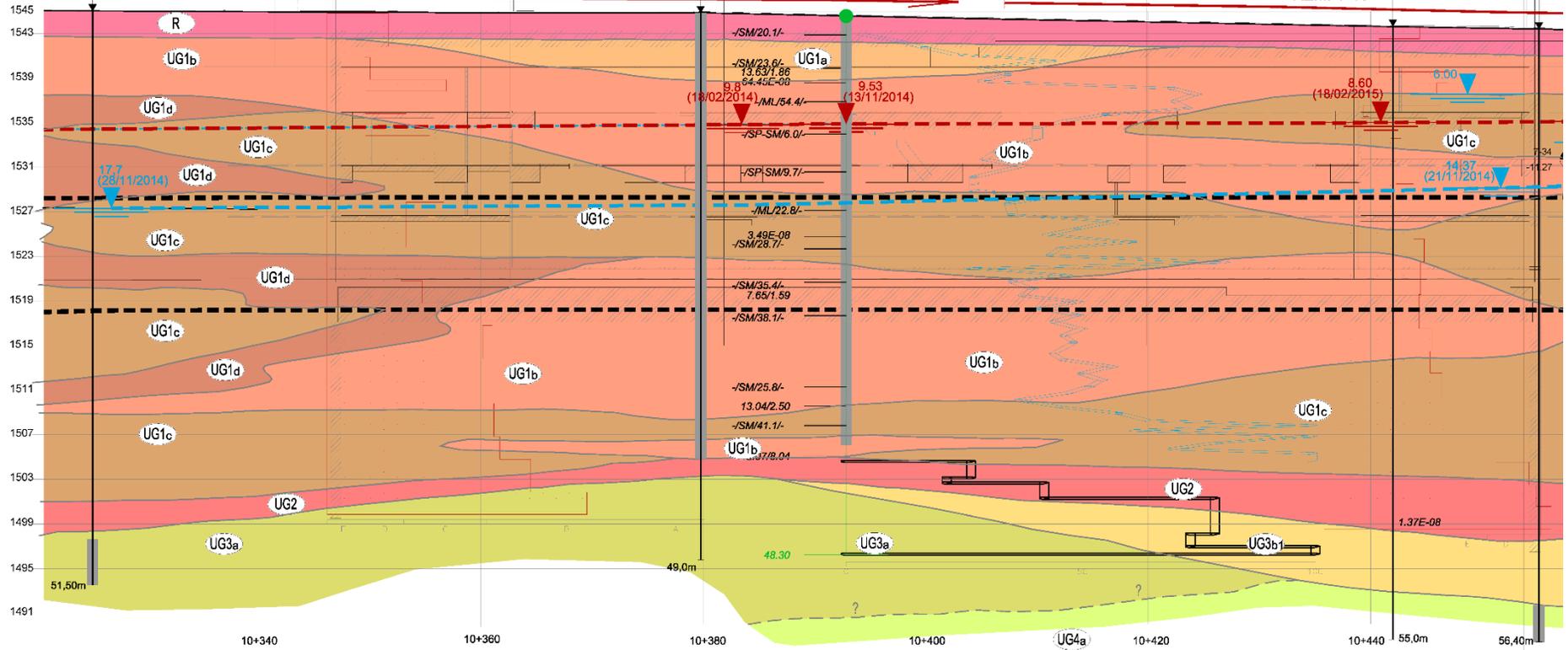
BE-22
(10+442)
(LADO DERECHO)

TET-2

REMI-T-15

ST-2
(LADO DERECHO)

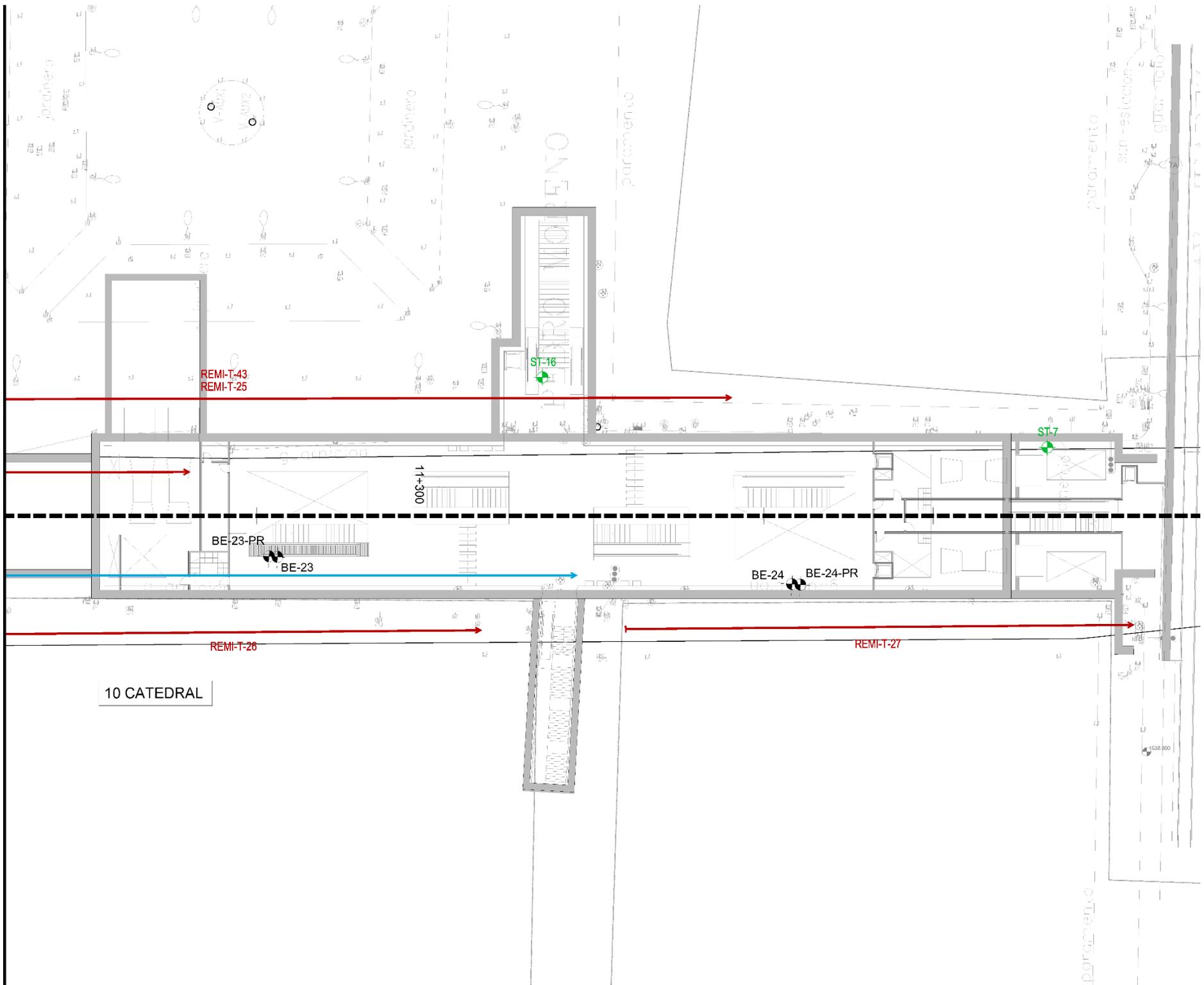
REMI-T-16



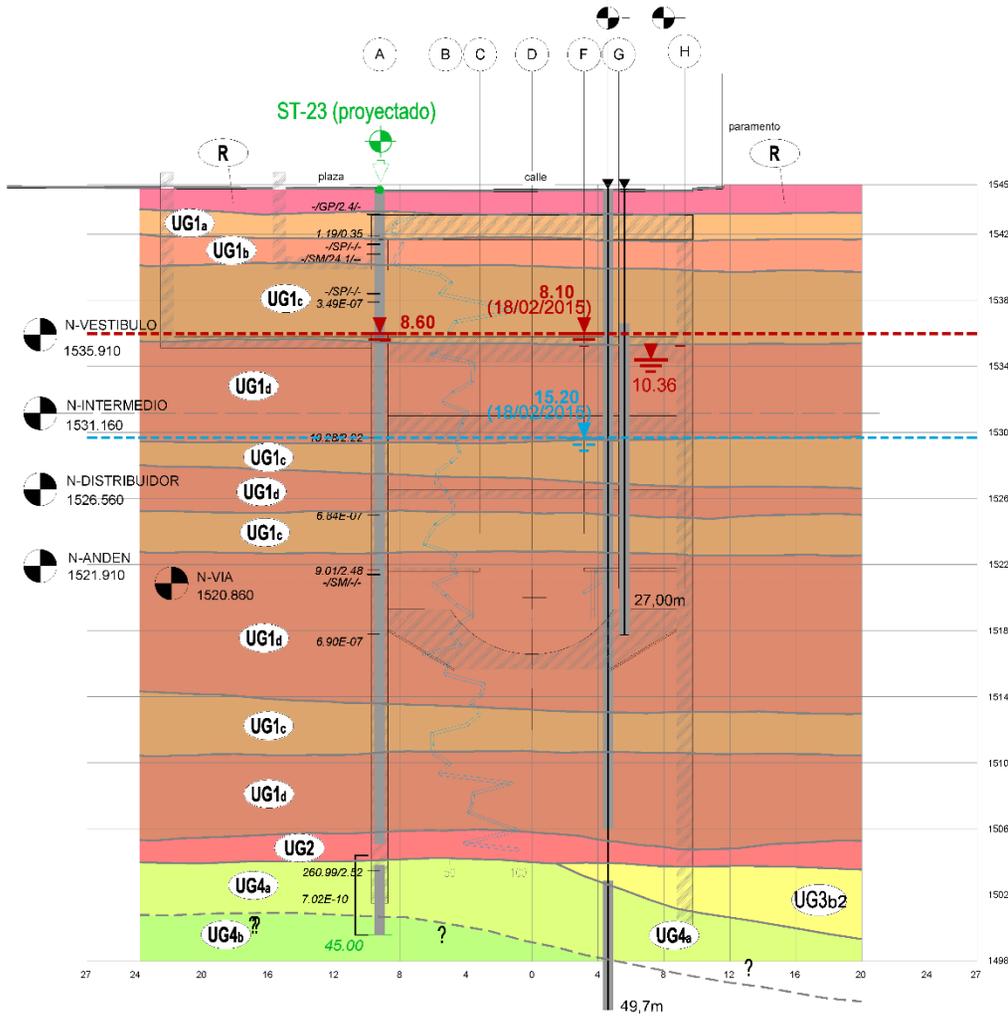
PK 10+347.96

PK 10+400

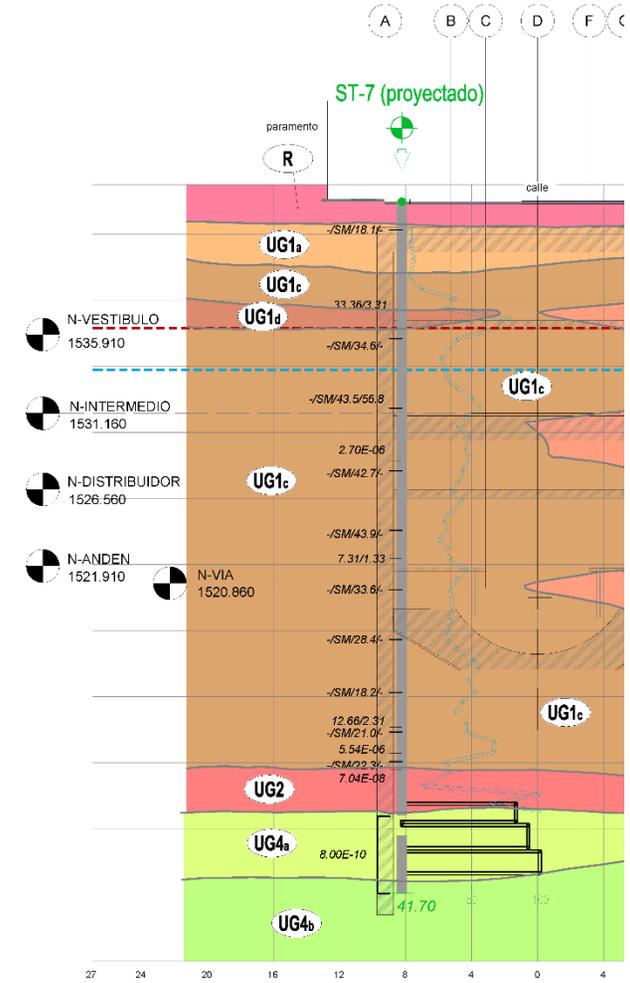
ESTACIÓN ALCALDE. SECCIÓN LONGITUDINAL



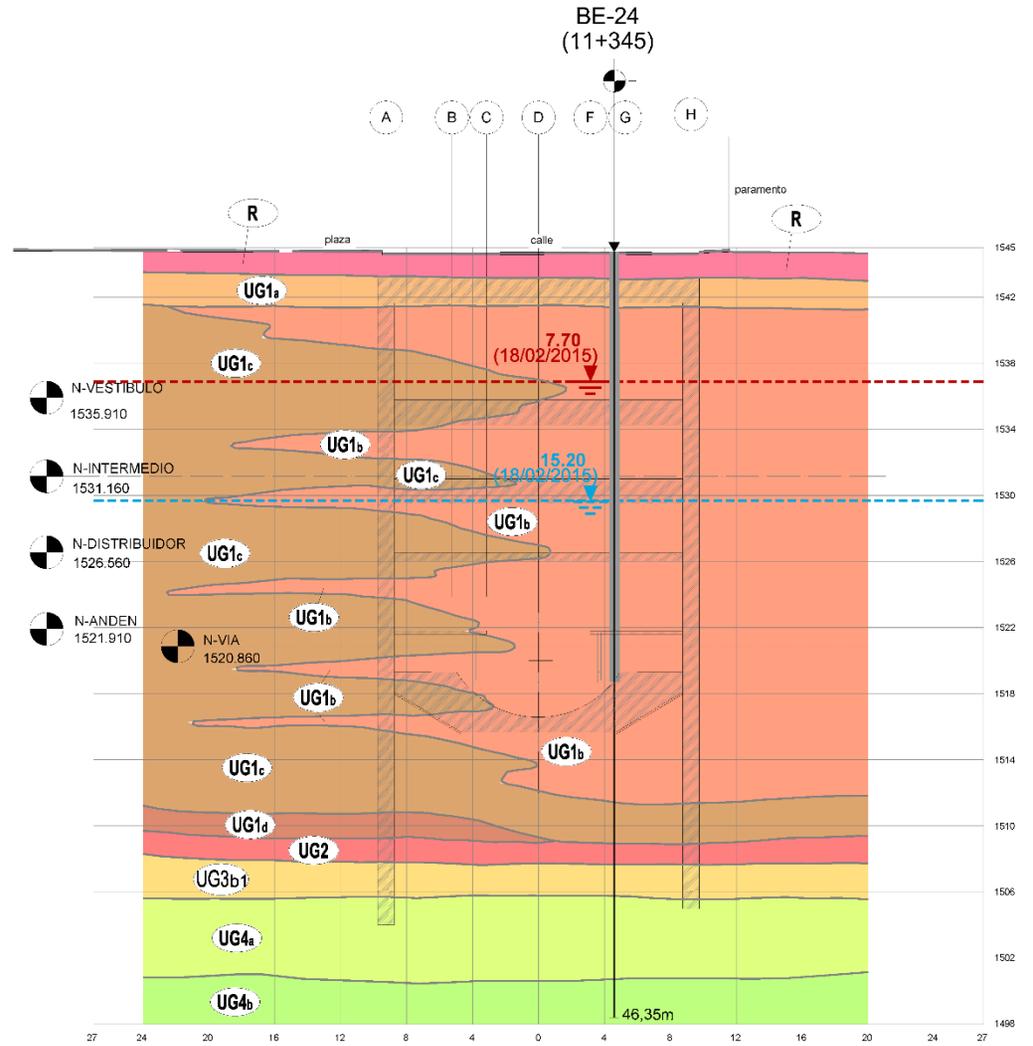
BE-23
(11+282)
(PROYECTADO) BE-23-PR



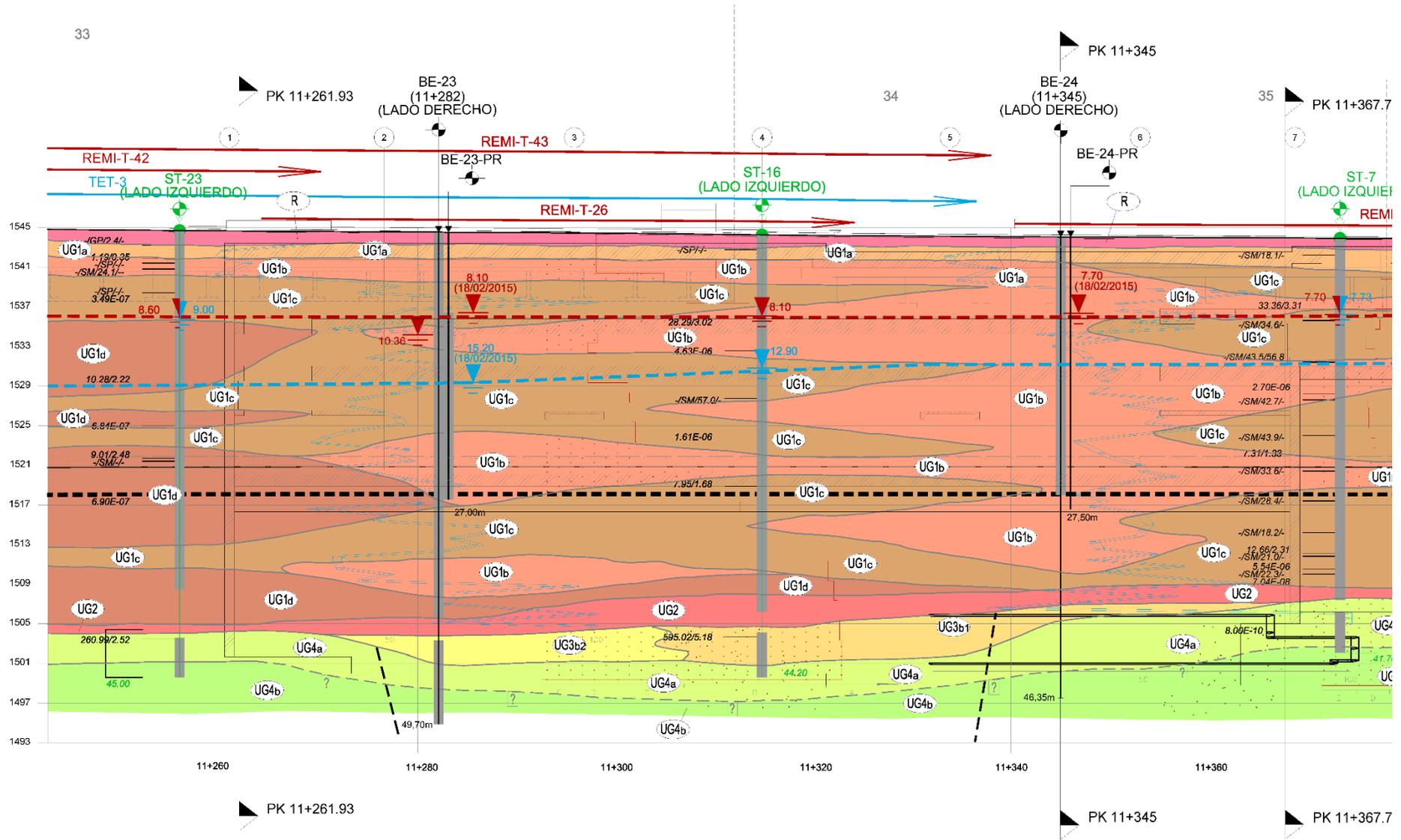
ESTACIÓN CATEDRAL. SECCIÓN PK 11+261.93



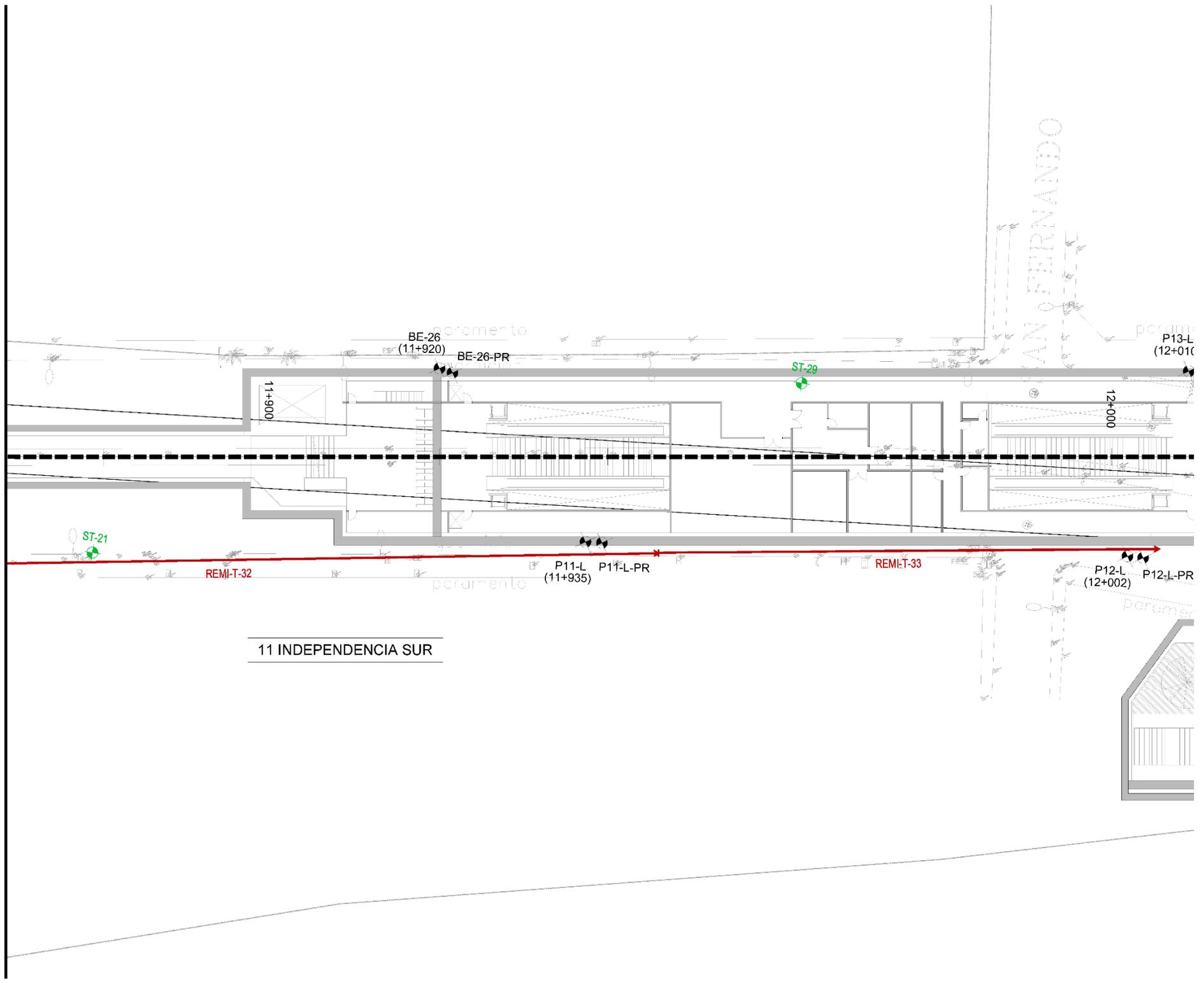
ESTACIÓN CATEDRAL. SECCIÓN PK 11+367.73



ESTACIÓN CATEDRAL. SECCIÓN PK 11+345



ESTACIÓN CATEDRAL. SECCIÓN LONGITUDINAL (LADO DERECHO)



11 INDEPENDENCIA SUR

SAN FERNANDO

BE-26
(11+920)

BE-26-PR

ST-29

P13-L
(12+010)

ST-21

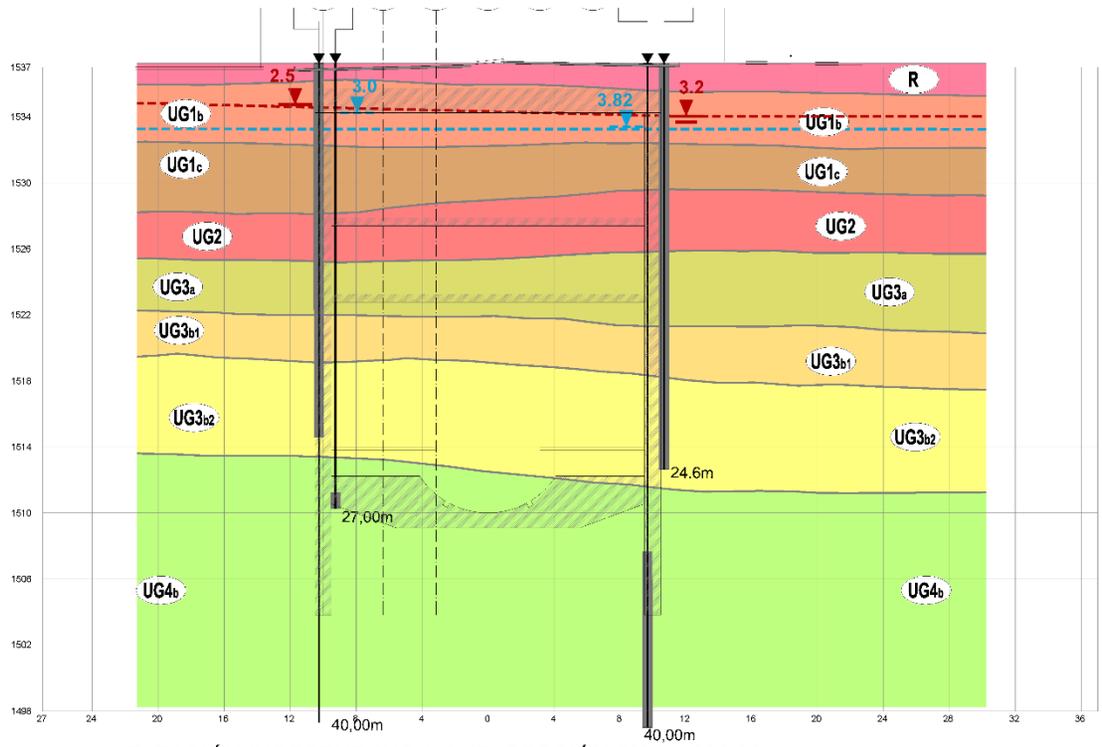
REMI-T-32

P11-L P11-L-PR
(11+935)

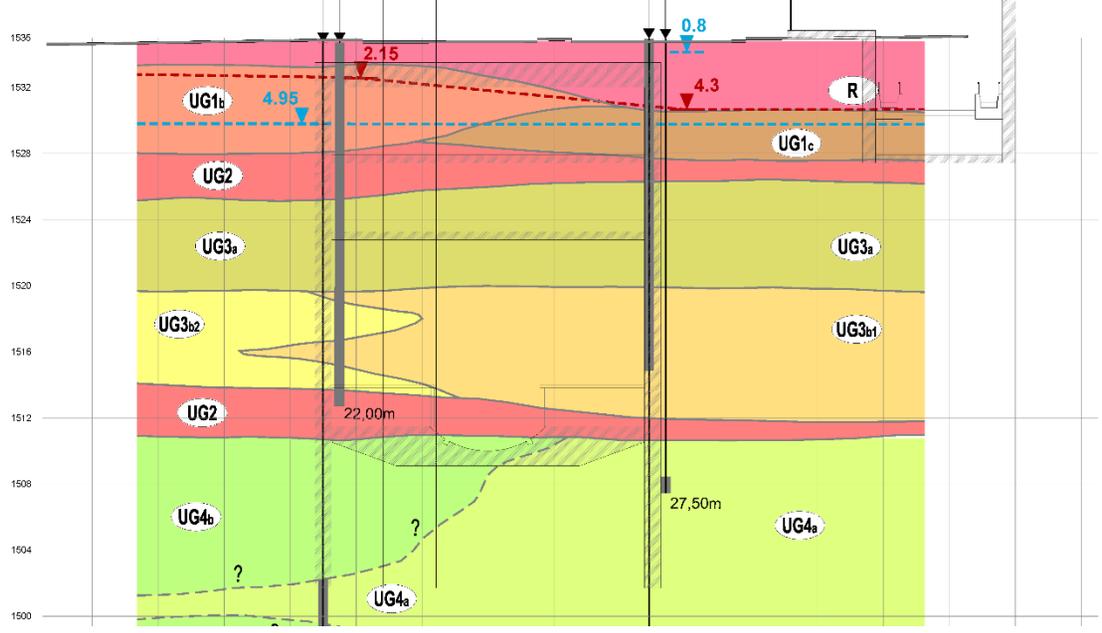
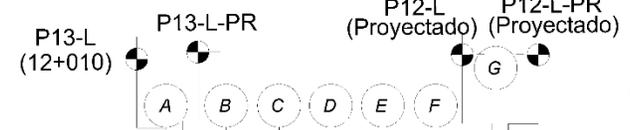
REMI-T-33

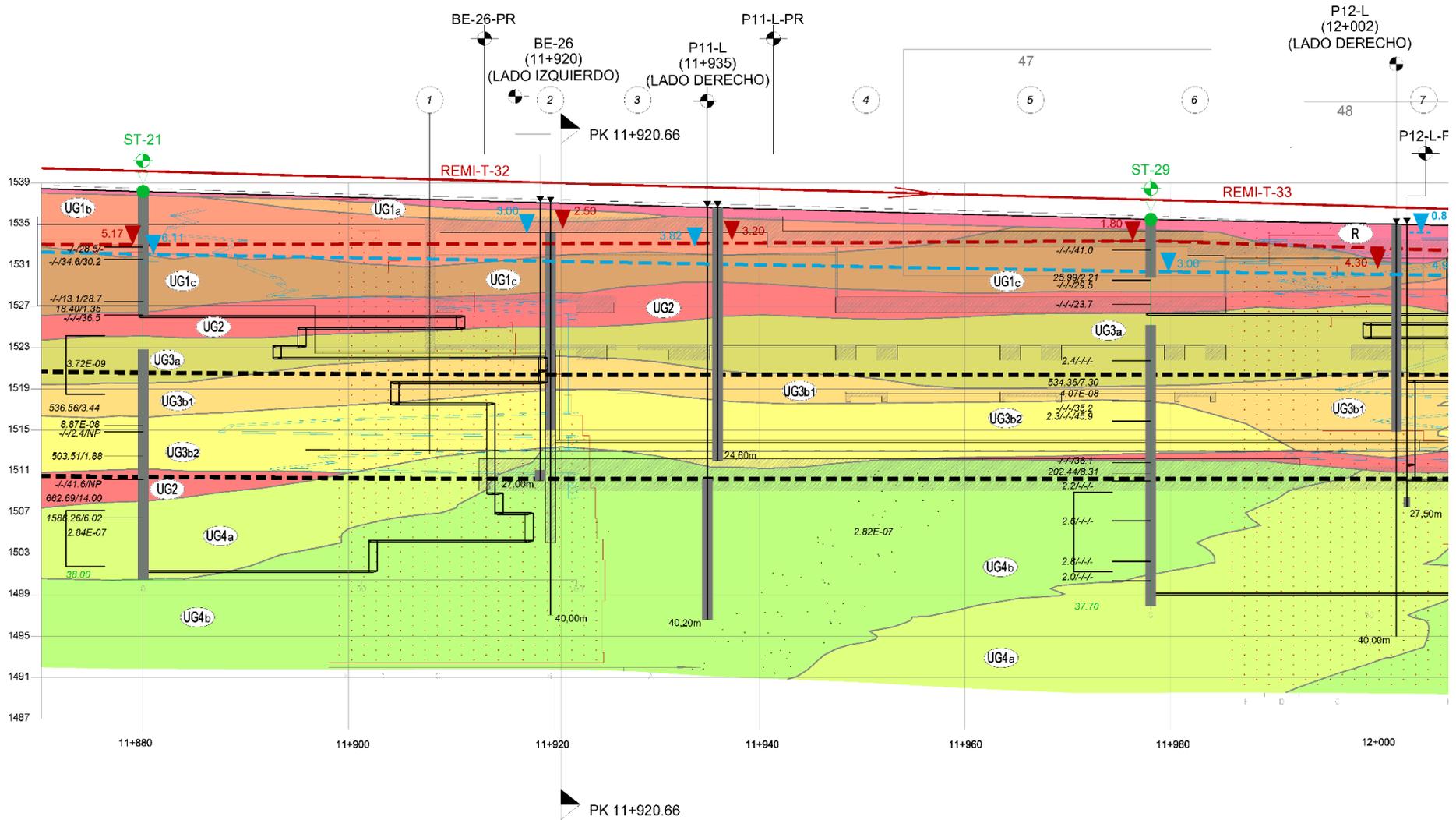
P12-L
(12+002)

P12-L-PR

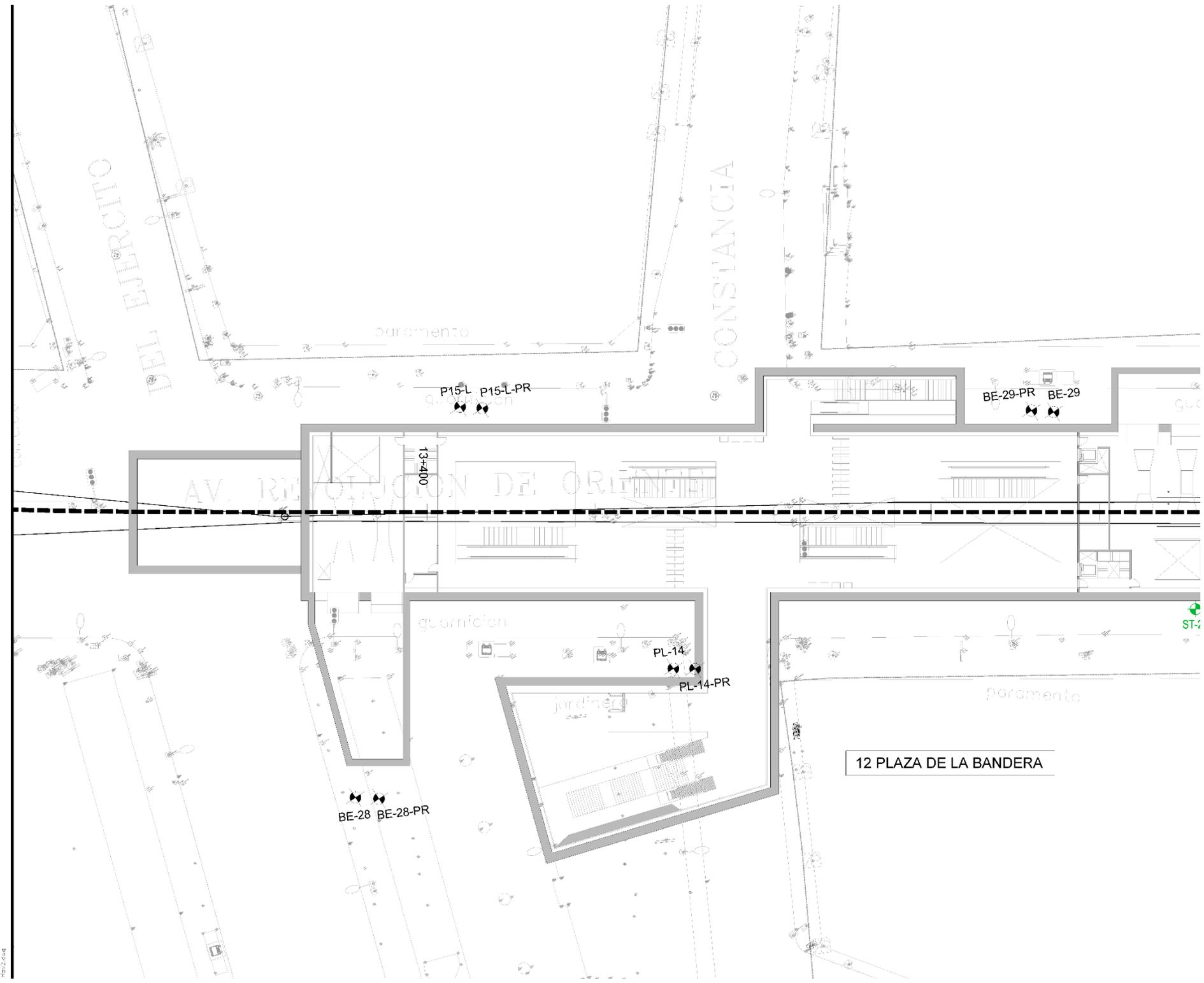


ESTACIÓN INDEPENDENCIA SUR. SECCIÓN PK 11+920.66





ESTACIÓN INDEPENDENCIA SUR. SECCIÓN LONGITUDINAL



DEL EJERCITO

CONSTANCIA

AV. REVOLUCION DE ORIENTE

13+400

guarnición

jardinería

parqueamiento

12 PLAZA DE LA BANDERA

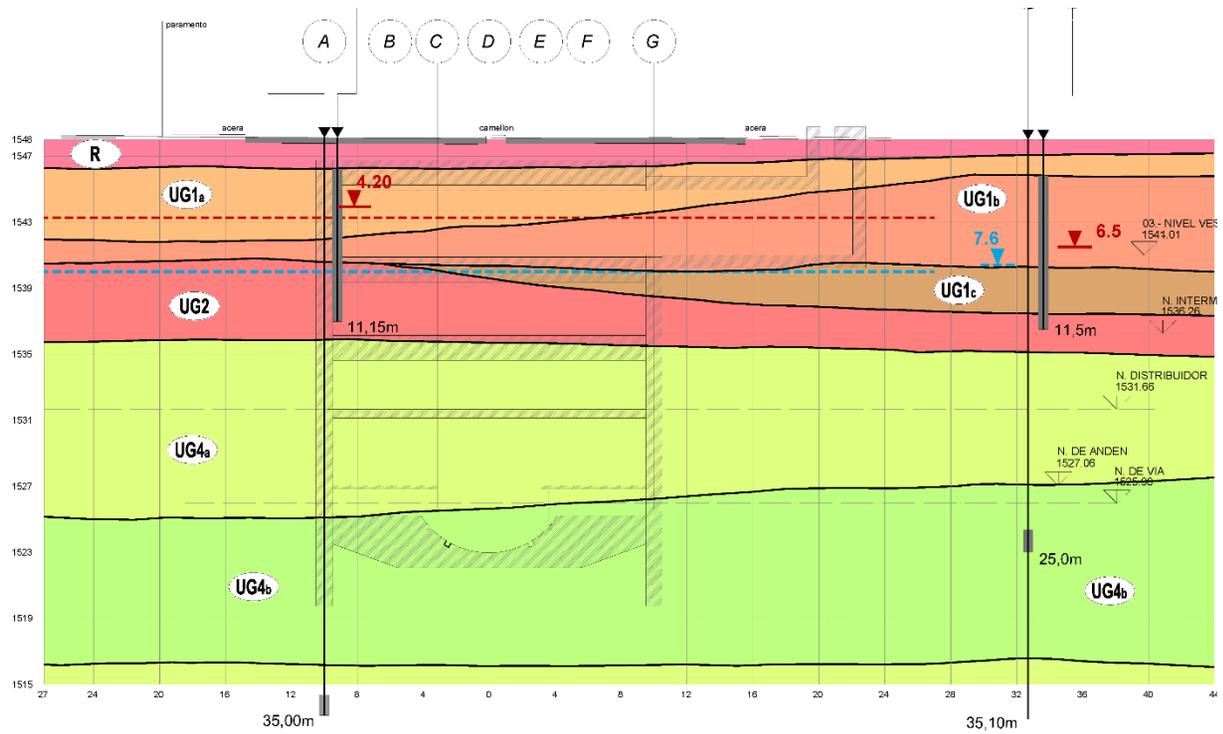
P15-L P15-L-PR

BE-29-PR BE-29

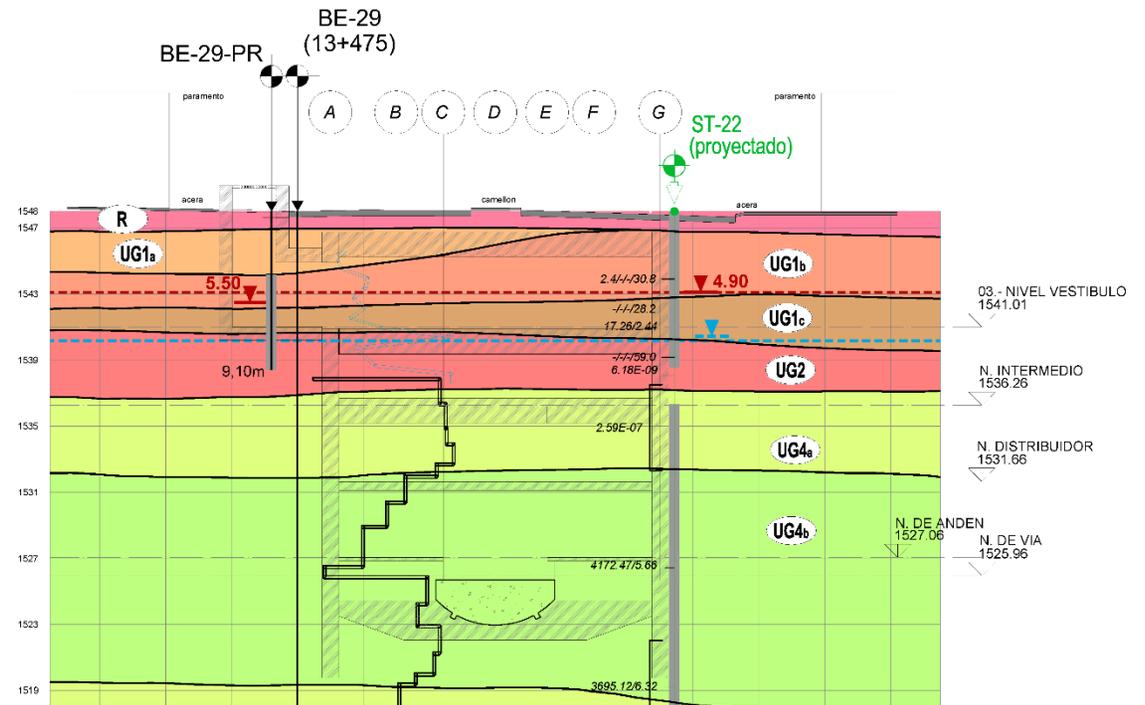
BE-28 BE-28-PR

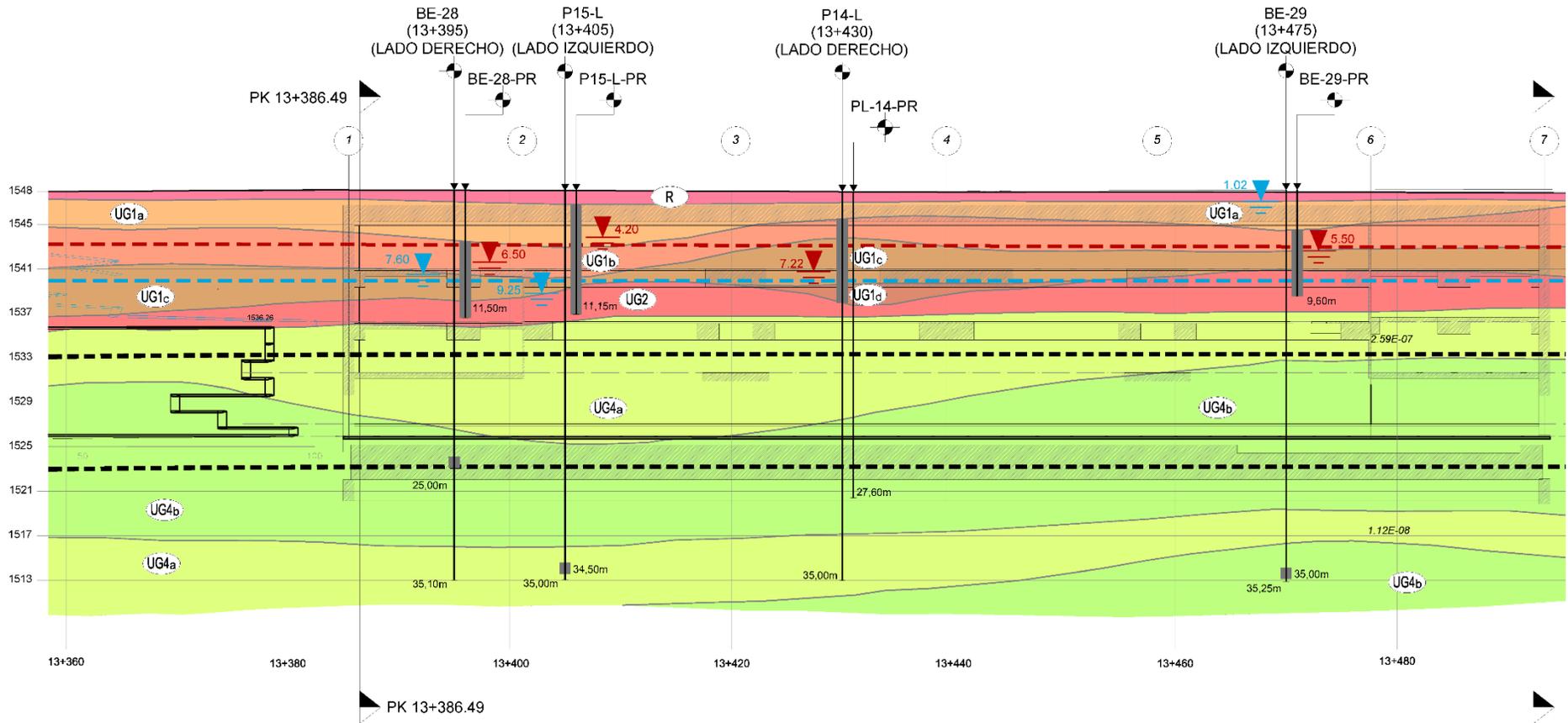
PL-14
PL-14-PR

ST-2



ESTACIÓN PLAZA DE LA BANDERA. SECCIÓN PK 13+386.49

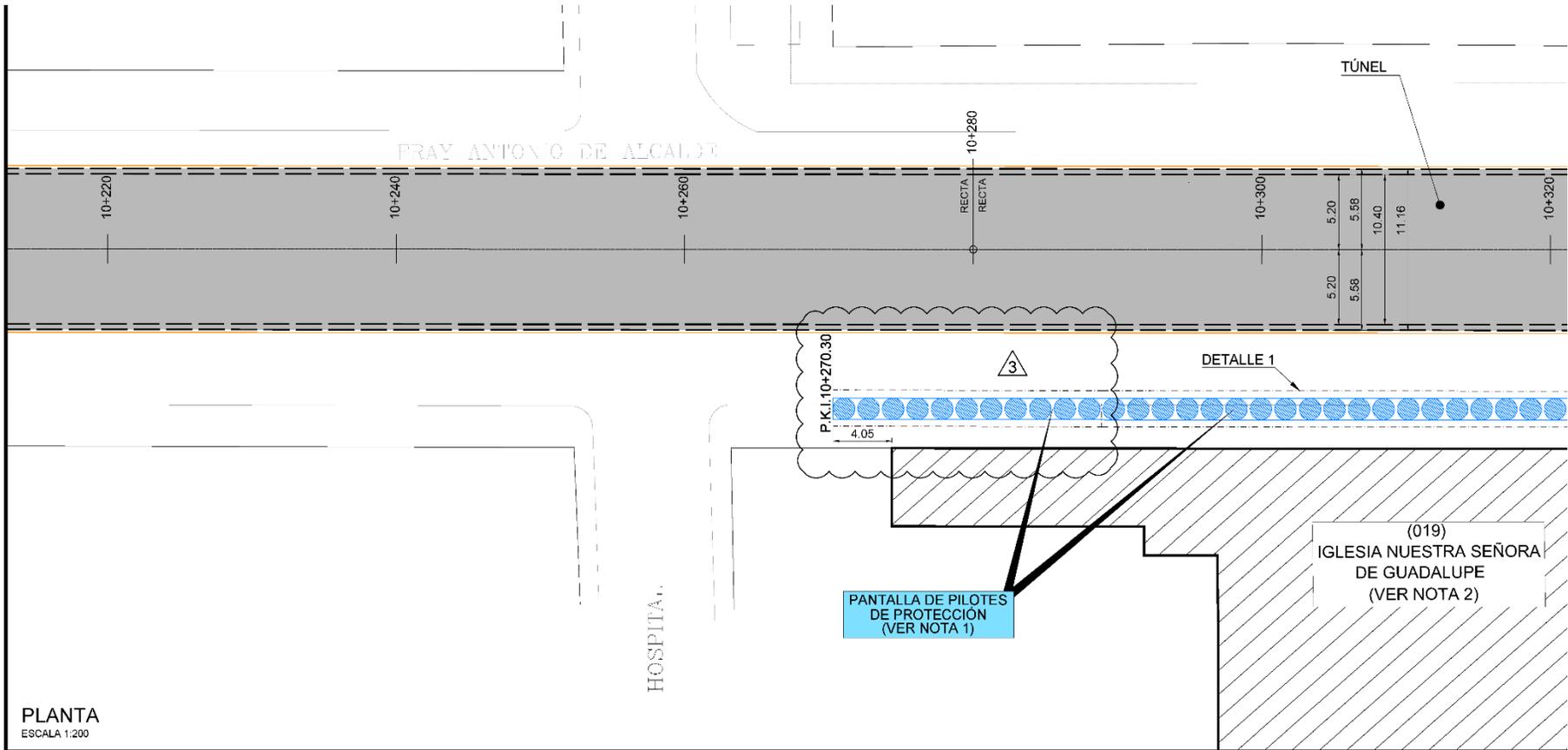




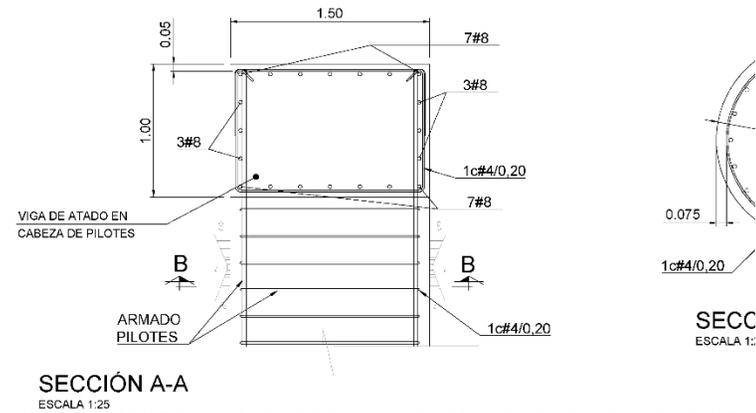
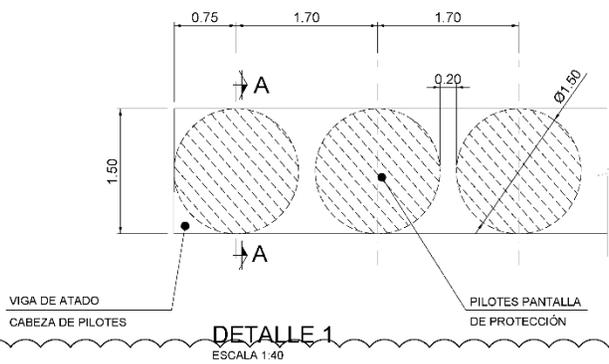
ESTACIÓN PLAZA DE LA BANDERA. SECCIÓN LONGITUDINAL

APÉNDICE 4

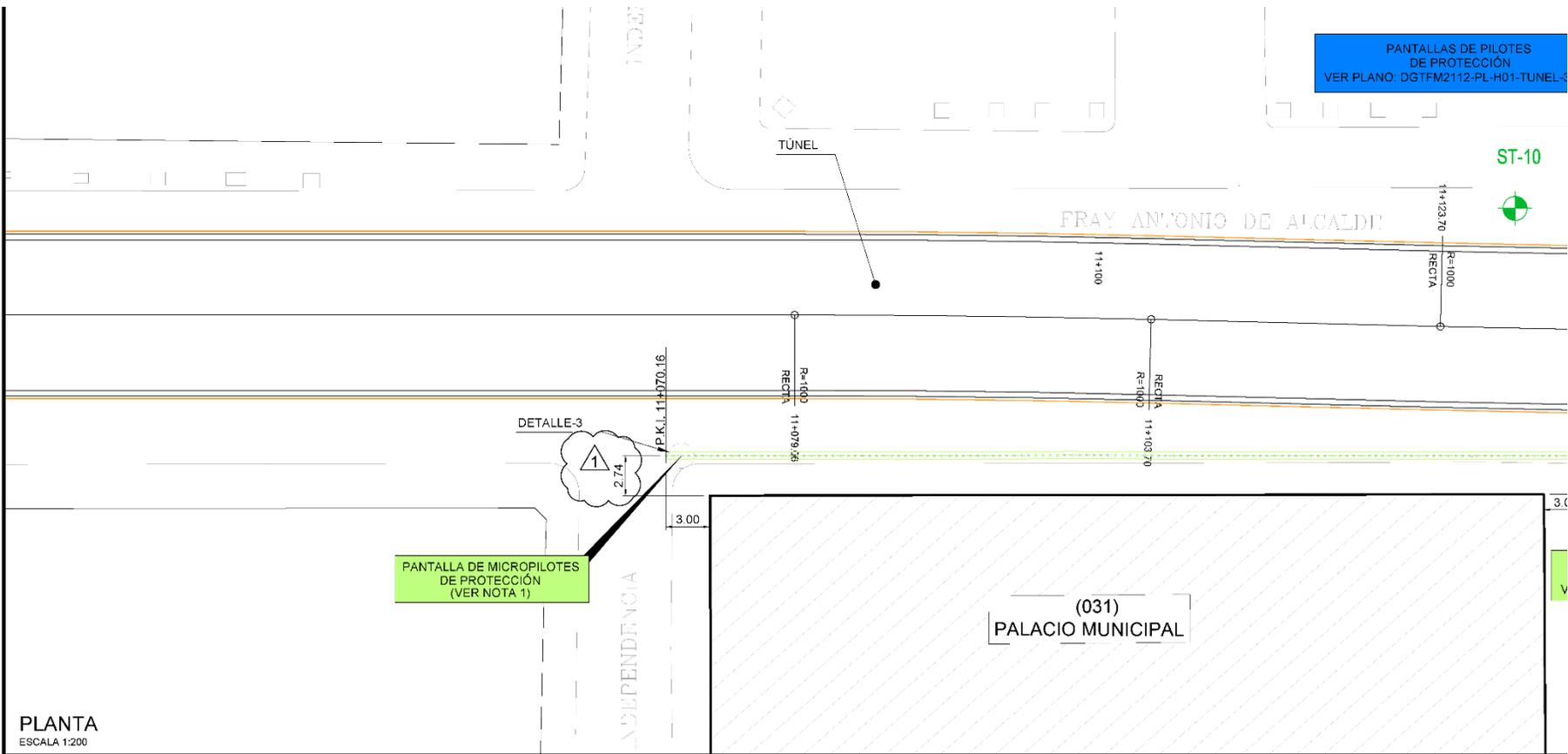
TRATAMIENTOS ESPECIALES PLANOS FINALES



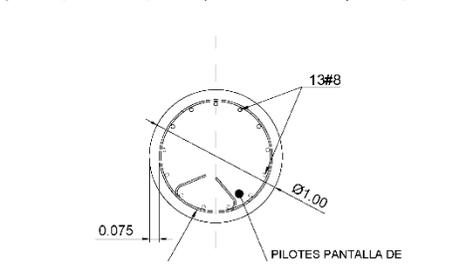
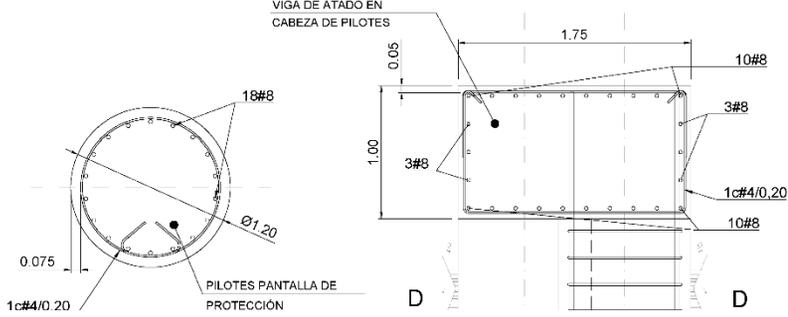
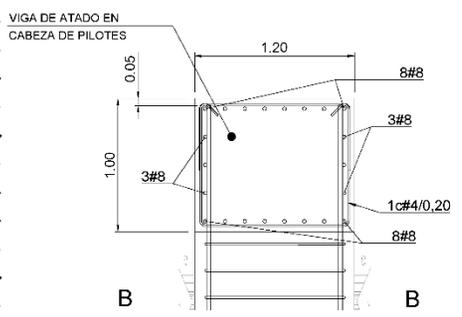
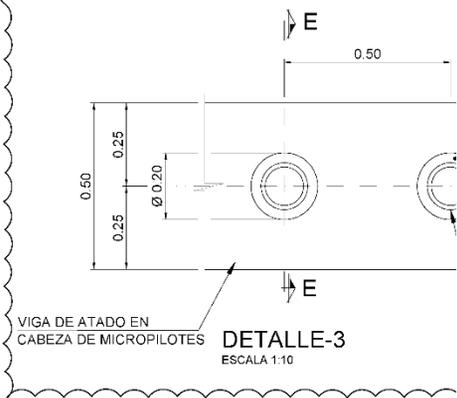
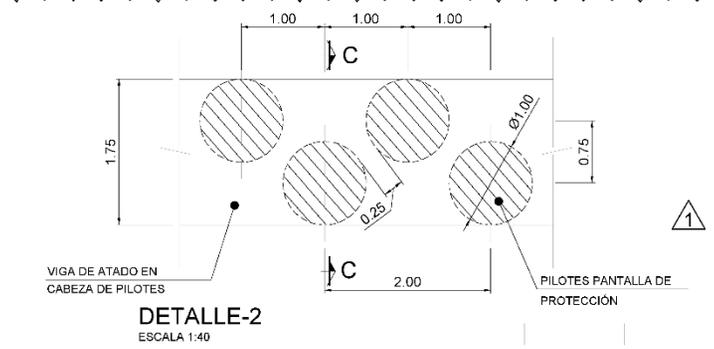
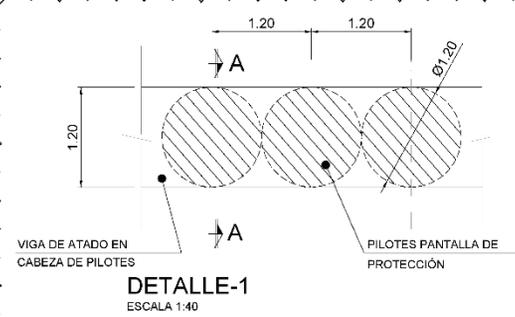
PLANTA
ESCALA 1:200

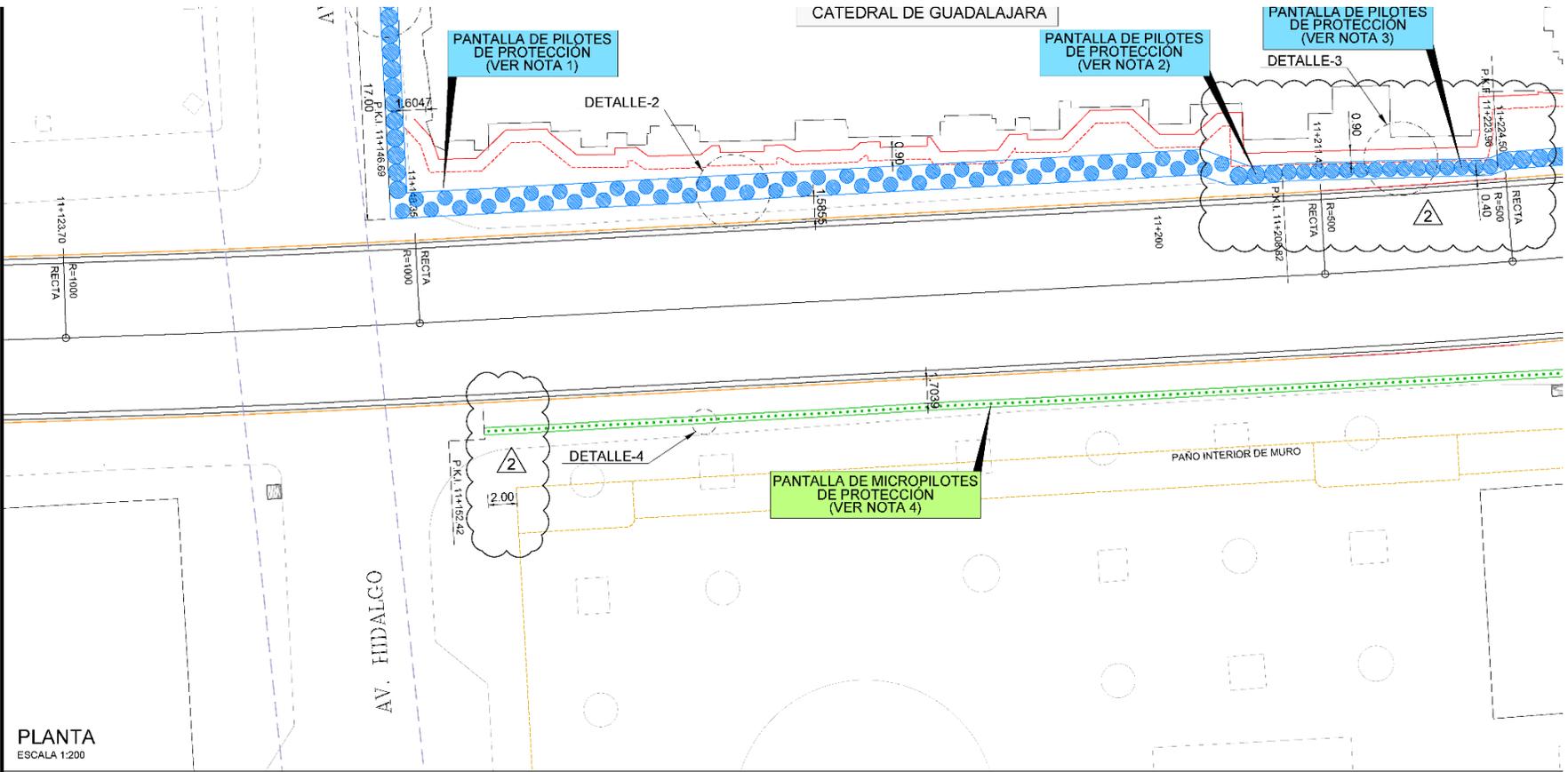


ST-10

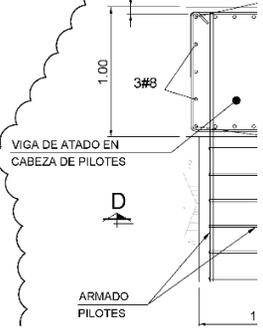
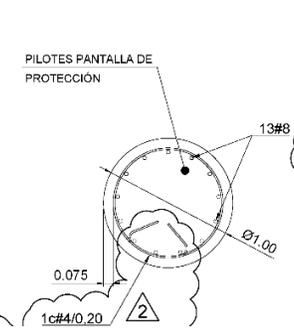
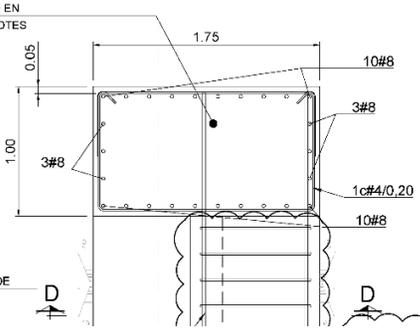
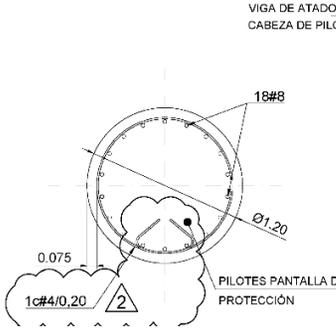
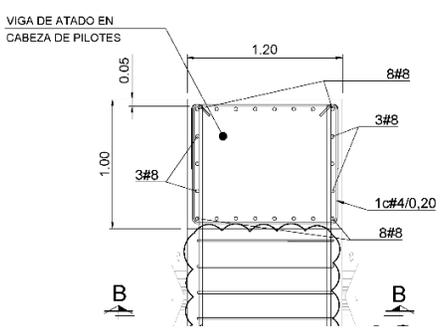
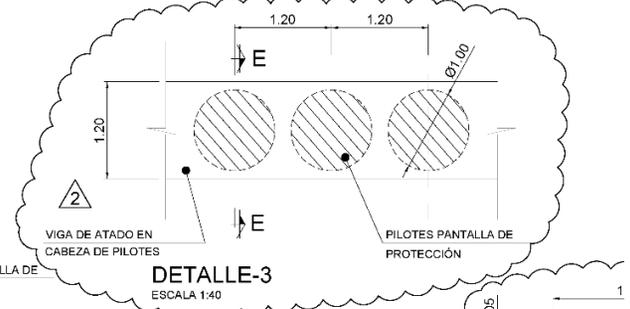
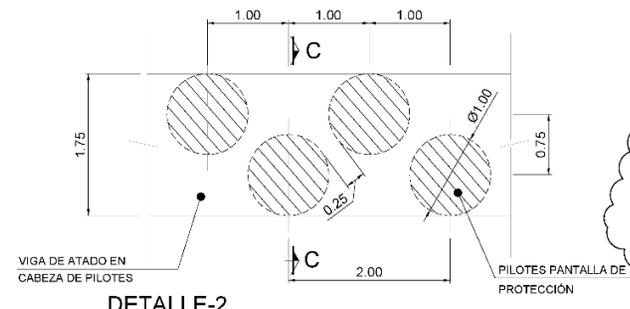
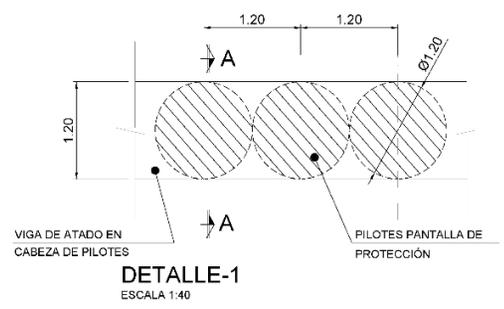


PLANTA
ESCALA 1:200

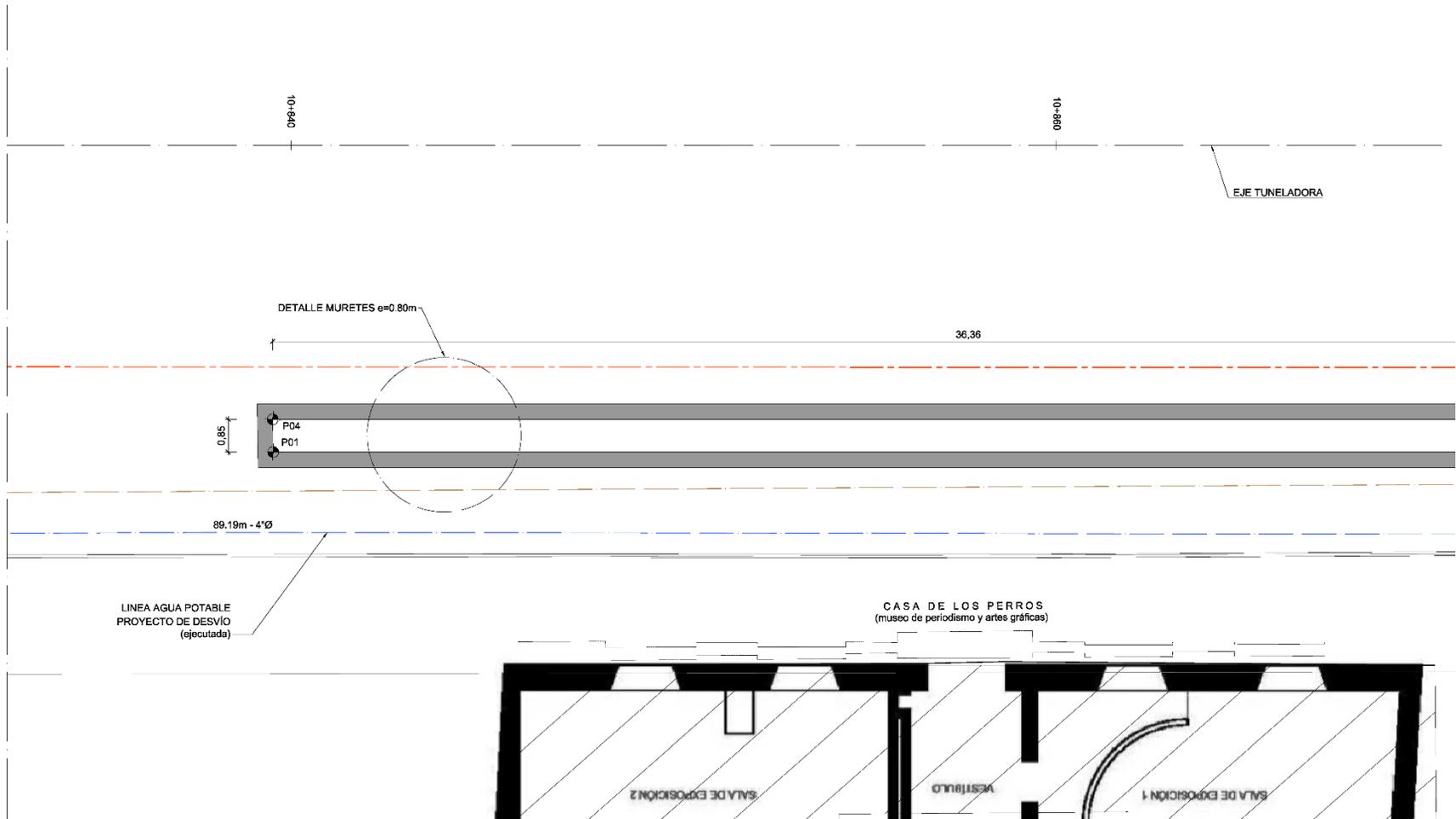




PLANTA
ESCALA 1:200



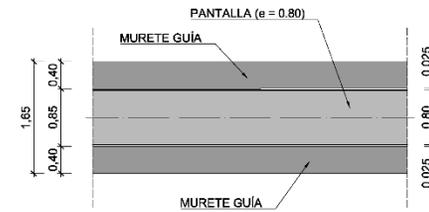
1010-ev2-Picno Trasmuros Catedral de Guadalajara.dwg



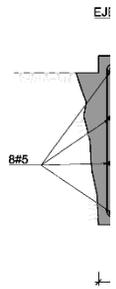
PLANTA

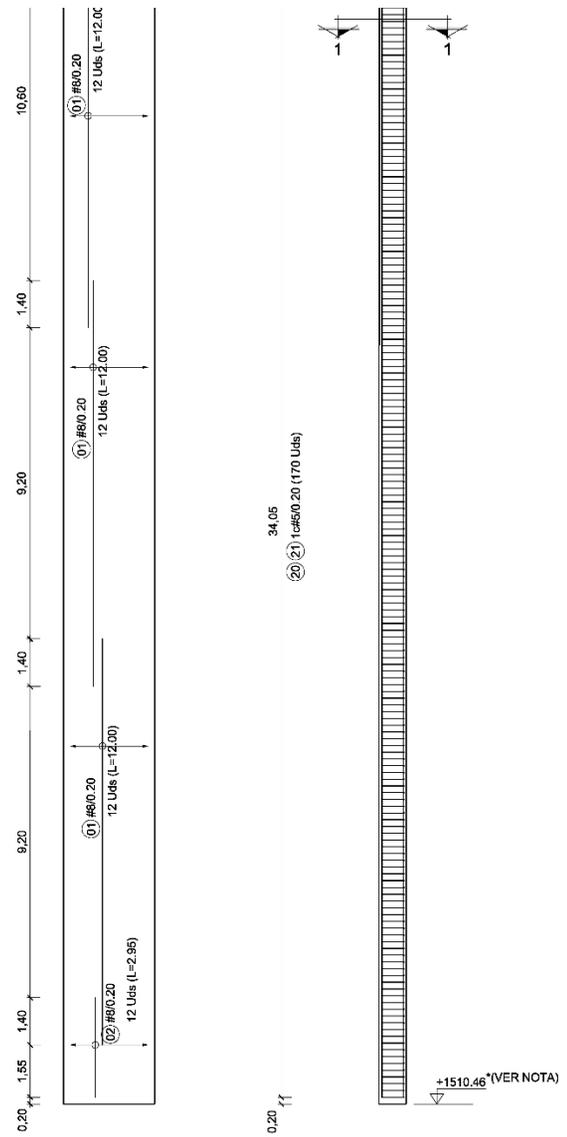
ESC.1:75

REPLANTEO MURETE GUÍA		
PUNTO	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
P01	672102.7316	2287625.6735
P02	672105.0797	2287689.3857
P03	672105.9271	2287589.4618
P04	672103.5788	2287625.7420

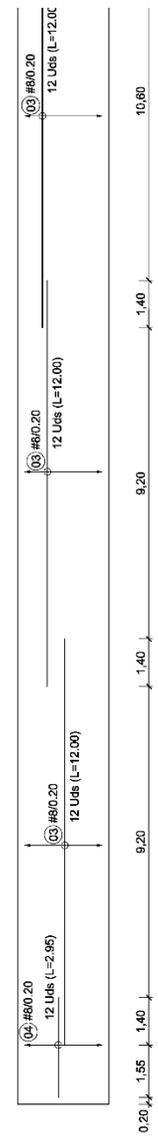
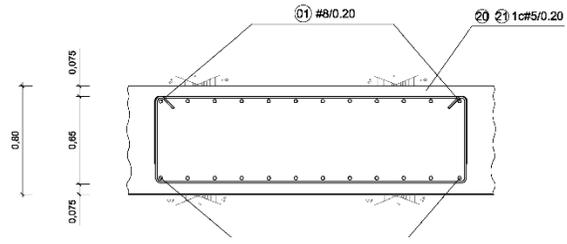


DETALLE MURETE GUÍA

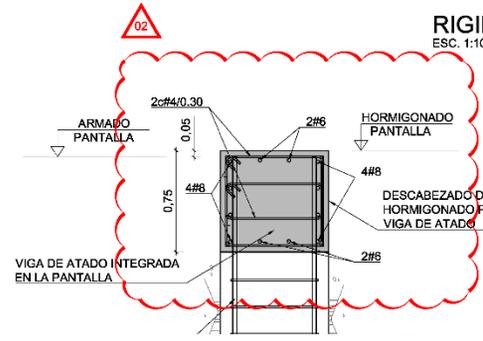




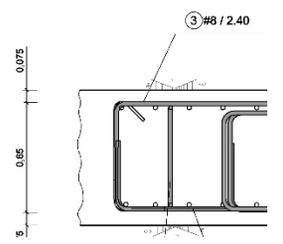
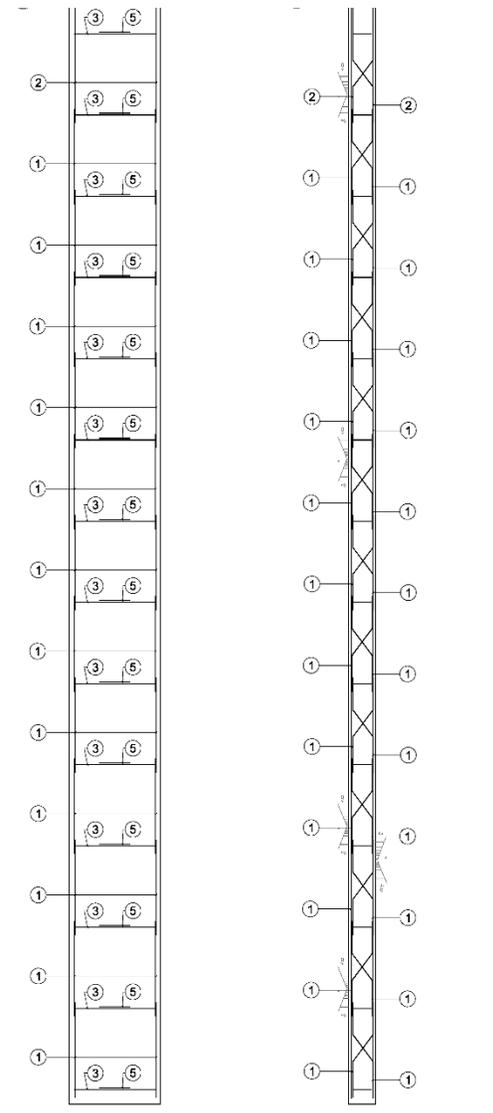
ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVERSAL
PANTALLA TIPO
ESC. 1:100

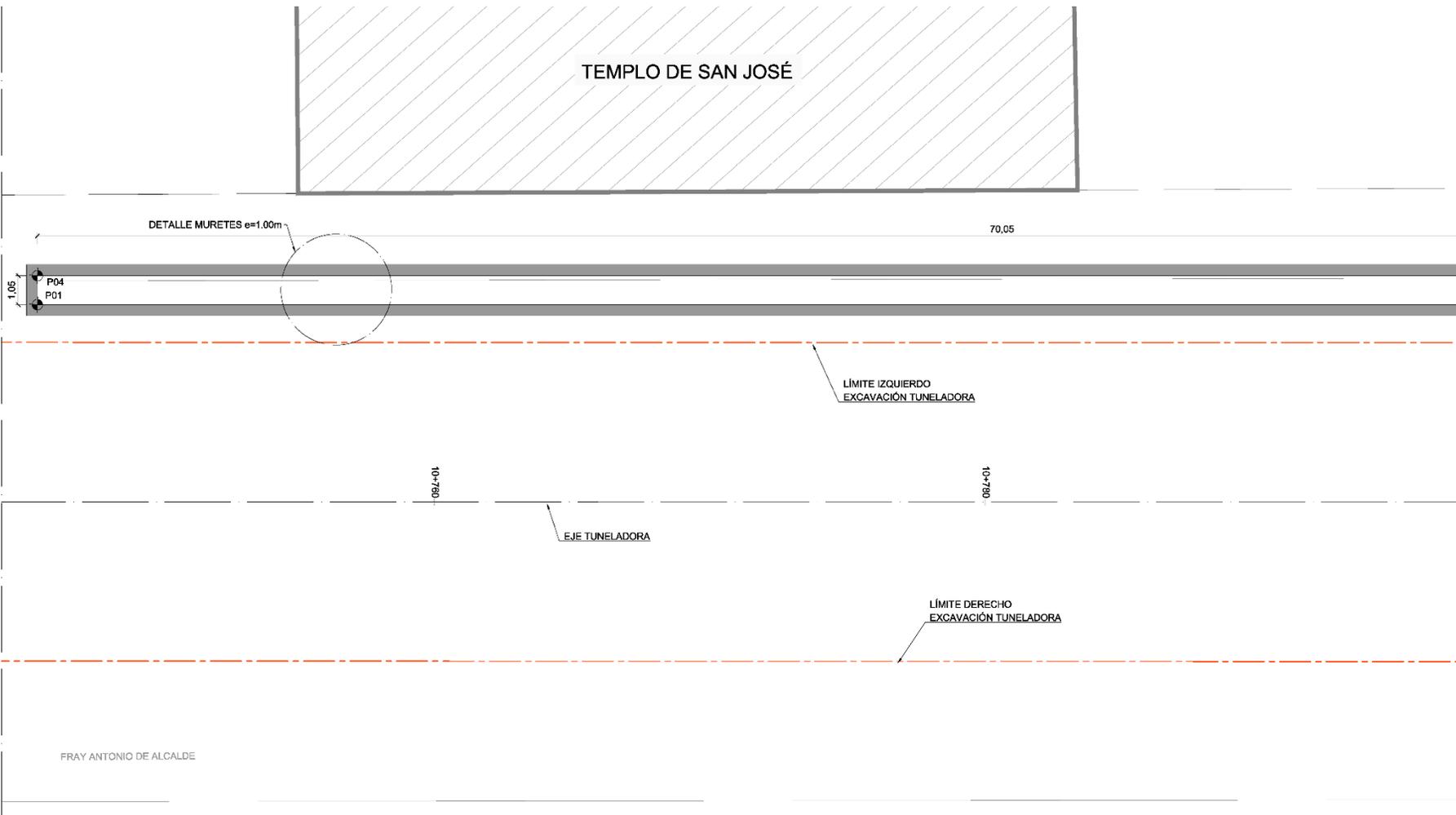


ARMADURA INTRADÓS



ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVE
RIGIDIZADOR DE PANTALLA
ESC. 1:100

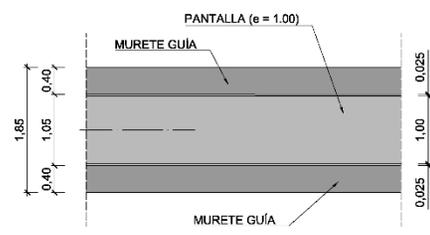




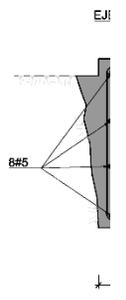
PLANTA

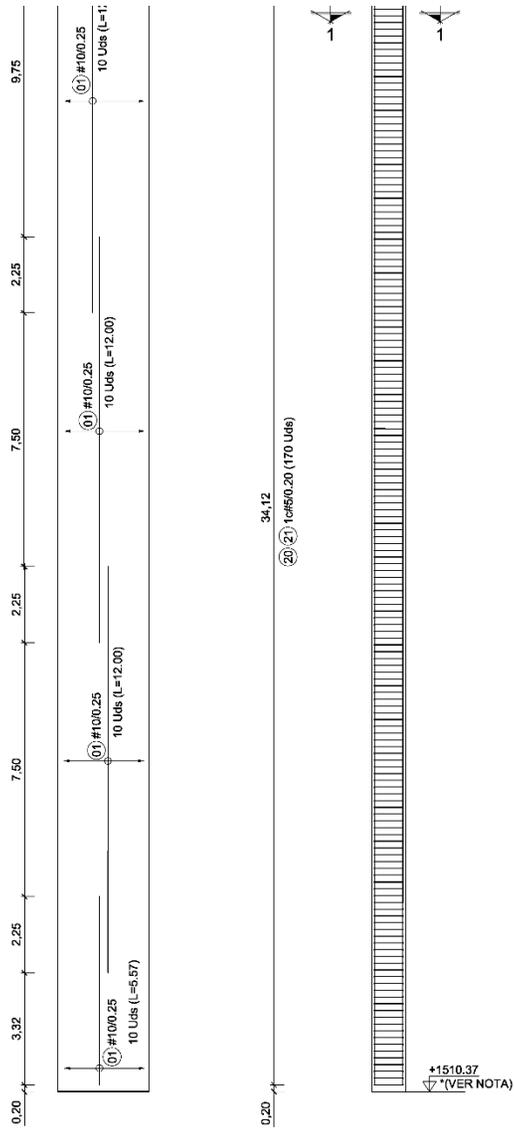
ESC. 1:100

REPLANTEO MURETE GUÍA		
P1	Position X	Position Y
P01	672111.7817	2287720.3914
P02	672116.3042	2287650.4876
P03	672117.3511	2287650.5553
P04	672112.8295	2287720.4592



DETALLE MURETE GUÍA

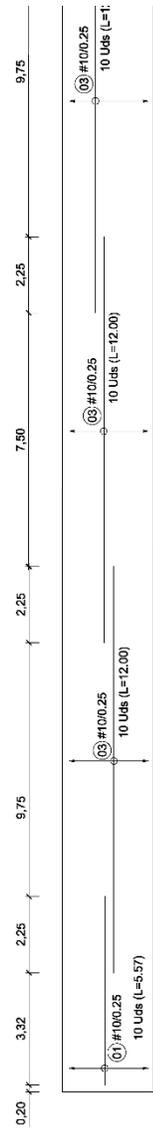
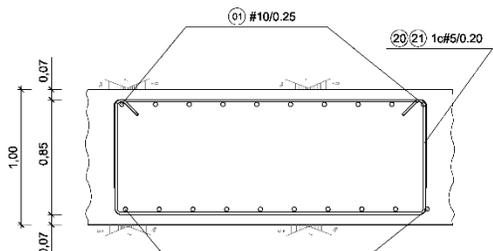




ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVERSAL

PANTALLA TIPO

ESC. 1:100

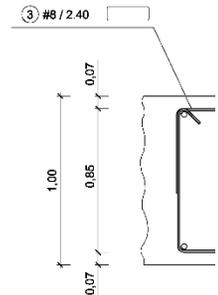
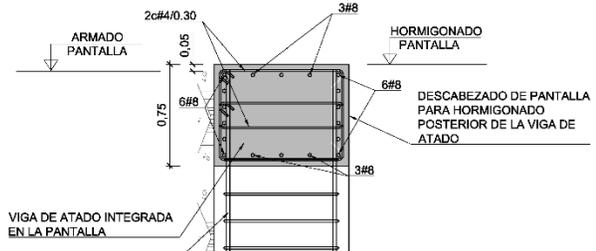
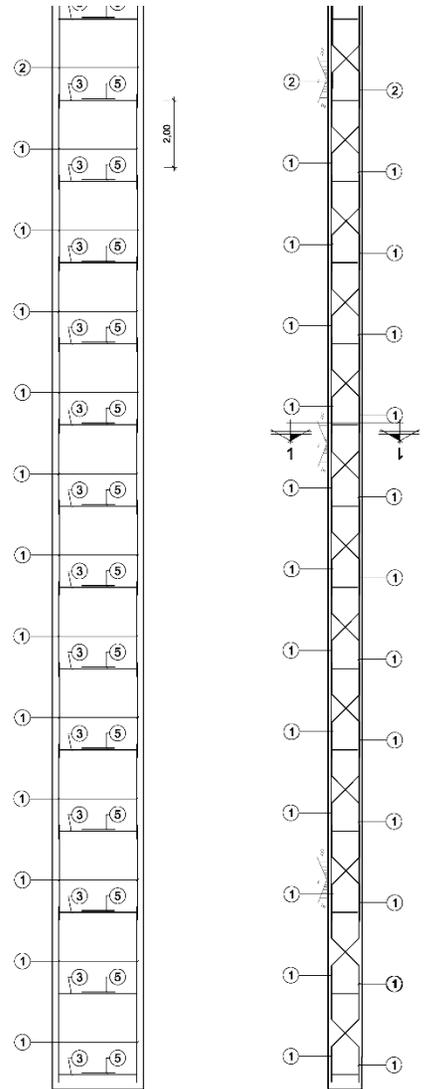


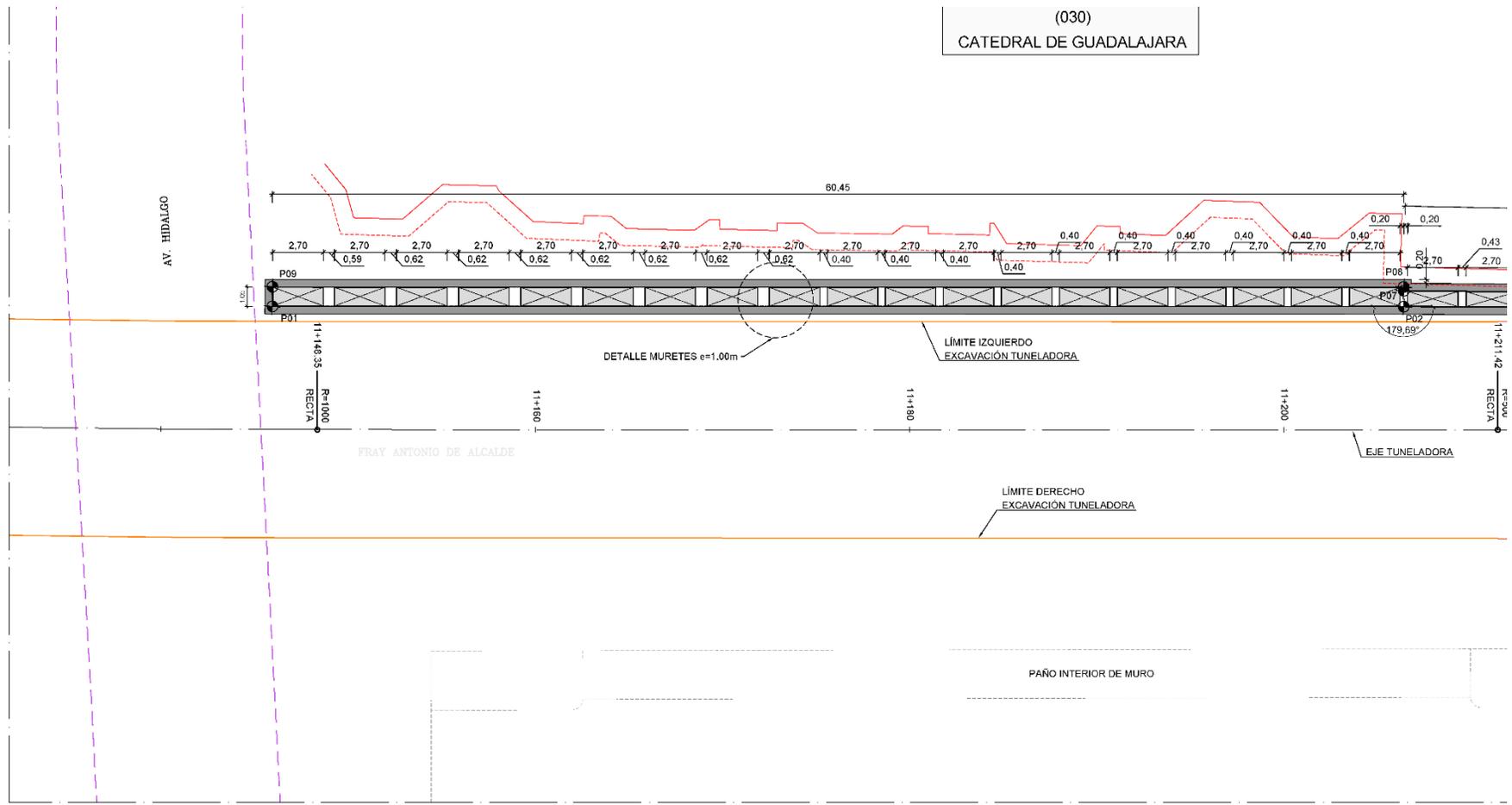
ARMADURA INTRADÓS

ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVI

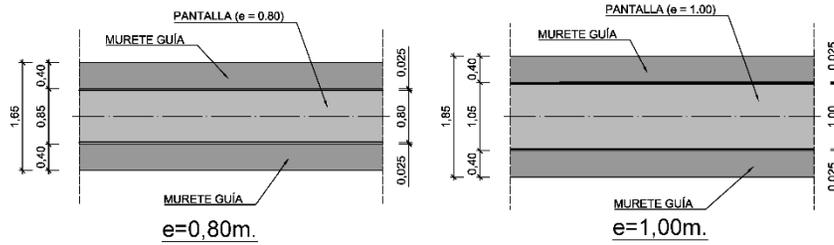
RIGIDIZADOR DE PANTALLA

ESC. 1:100



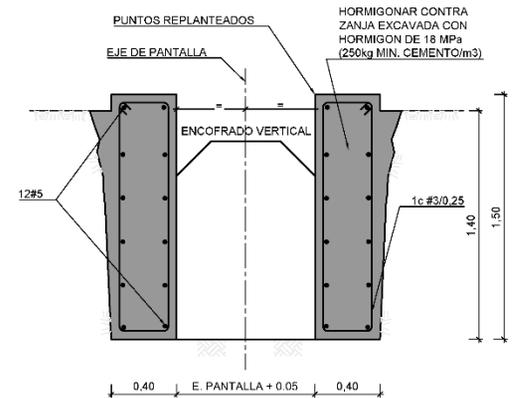


PLANTA
ESC.1:150

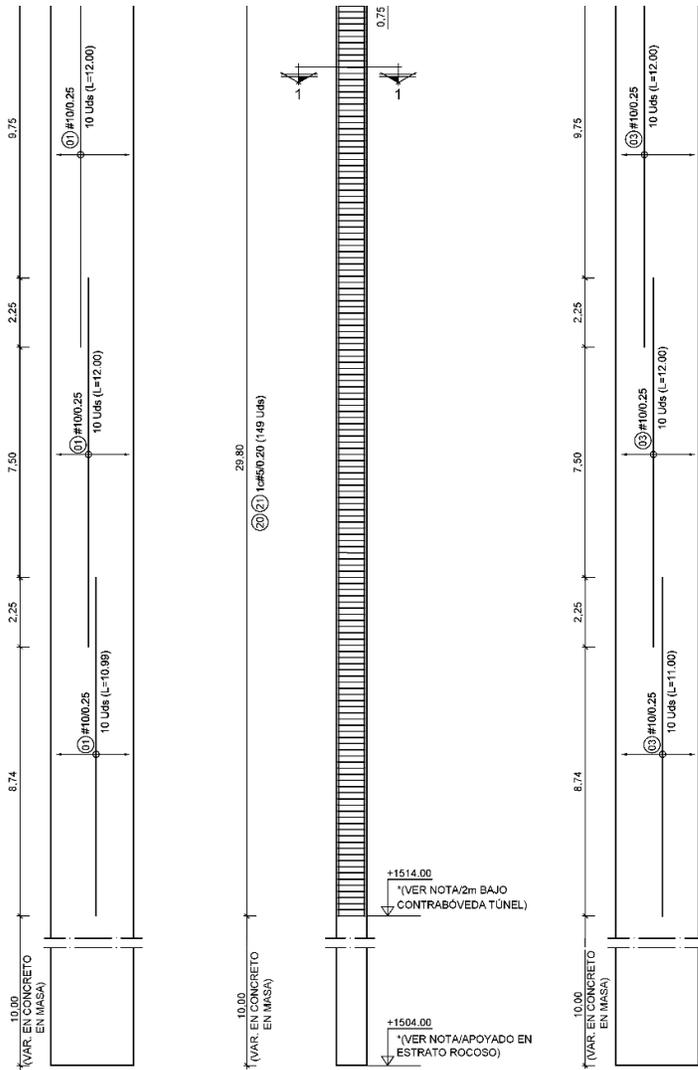


DETALLE MURETE GUÍA
ESC.1:50

REPLANTEO DE COORDENADAS		
PUNTO	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
P01	672135.9195	2287320.7830
P02	672139.8080	2287260.4581
P03	672140.7213	2287244.9977



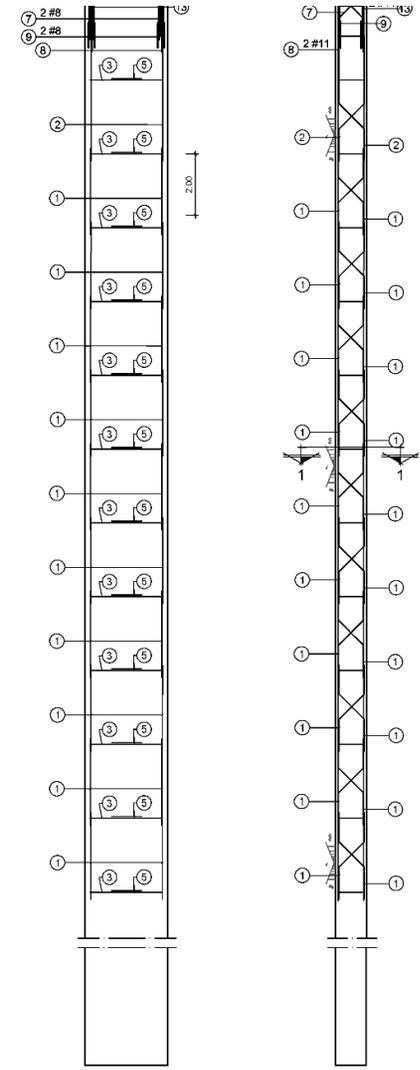
SECCIÓN MURETE-GUÍA PANTALLAS 0.80 m.
ESC.1:20



ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVERSAL ARMADURA INTRADÓS

PANTALLA TIPO ESPESOR 1.00 m.

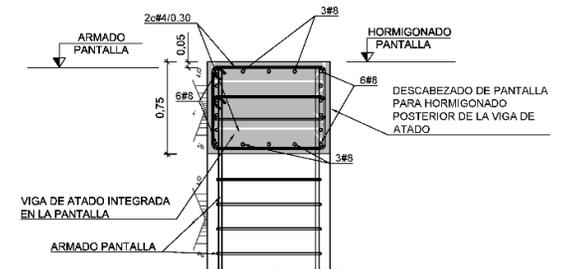
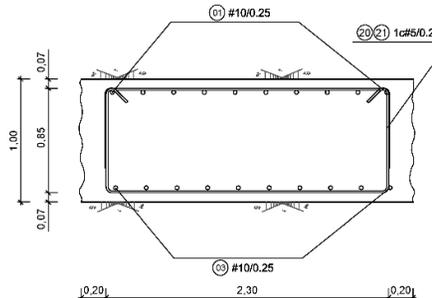
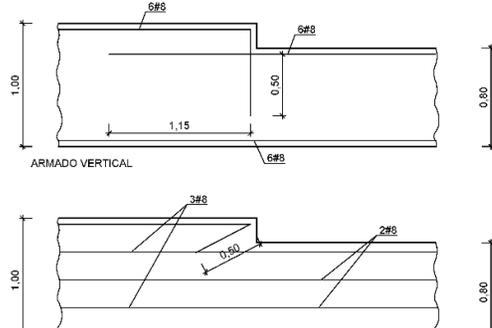
ESC. 1:100

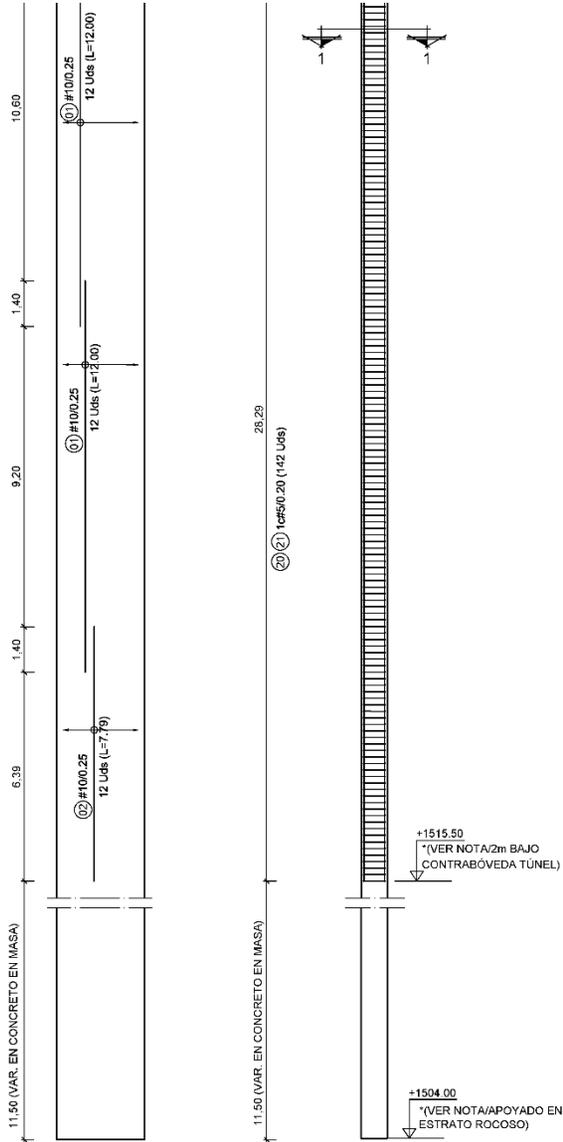


ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVERSA

RIGIDIZADOR DE PANTALLA

ESC. 1:100

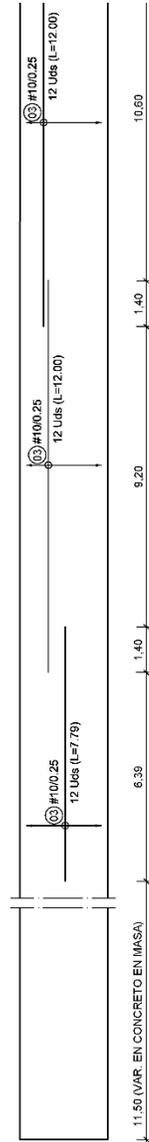




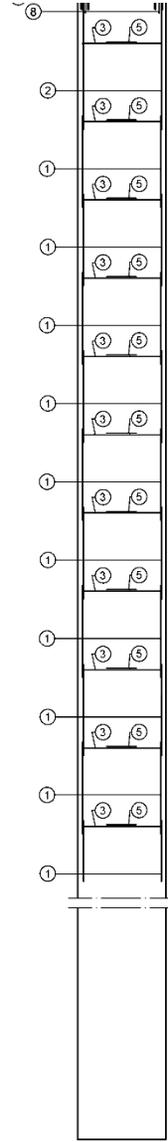
ARMADURA TRASDÓS SECCIÓN TRANSVERSAL

PANTALLA TIPO ESPESOR 0.80 m.

ESC. 1:100



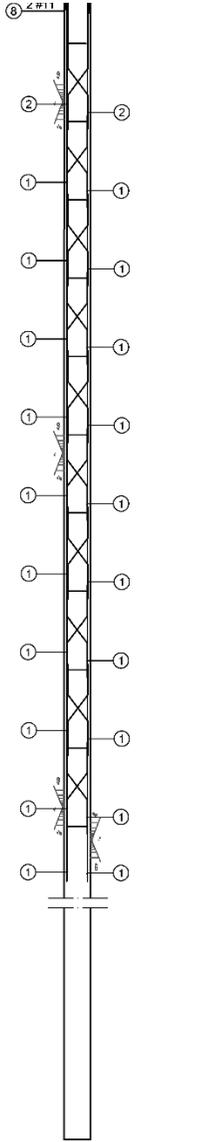
ARMADURA INTRADÓS



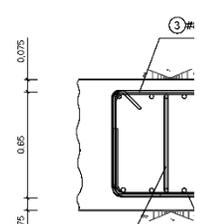
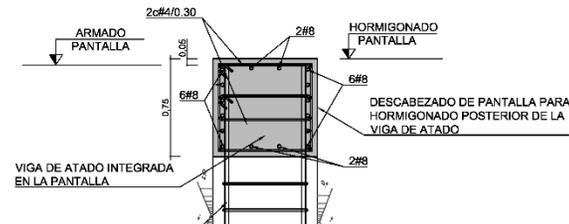
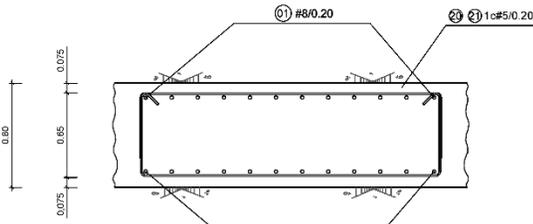
ARMADURA TRASDÓS

RIGIDIZADOR DE PANTALLA

ESC. 1:100



SECCIÓN TRANS'



A-A

