



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

**ANÁLISIS PARA DETERMINAR EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y SISTEMA
ESTRUCTURAL DEL TÚNEL DE LA LÍNEA 12 EN SU CRUCE SOBRE LA LÍNEA 7, AMBOS
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

FELIX SERRALDE GONZÁLEZ

TUTOR:

M.I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO DE 2013

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	4
1.1. Planteamiento del problema	6
1.2. Alcances	6
2. ANTECEDENTES. COLAPSOS RECIENTES	7
2.1. Metro de Munich, Alemania, 1994	7
2.2. Aeropuerto de Heathrow, Inglaterra, 1994	9
2.3. Metro Taegu, Sur Corea, 2000	10
2.4. Túnel Laerdal en Noruega, 1999	11
3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROBLEMA	13
4. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA Y GEOMETRÍA DEL TÚNEL DE LA LÍNEA 12	17
5. ESTRATIGRAFÍA DEL LUGAR	22
6. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	25
6.1. Estados límite de falla	27
6.2. Estado límite de servicio	35
6.3. Estado de esfuerzos, piezometría y estratigrafía del subsuelo en la zona de desplante	36
6.4. Sobrecargas	39
6.5. Análisis esfuerzos del túnel de la línea 7 antes de la construcción de la línea 12	39
6.6. Análisis esfuerzos sobre el túnel de la línea 12	48
6.7. Análisis de cargas actuantes sobre la bóveda de la línea 7 por la influencia del túnel de la línea 12	63
6.8. Cálculo del estado límite de servicio	68
7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	71
7.1. Sistema estructural adoptado	71
7.2. Criterios para el análisis estructural	75
7.3. Criterio de diseño estructural	79
7.4. Información geotécnica para el diseño estructural	81
7.5. Acciones de diseño	85
7.6. Resultados del análisis estructural	86
8. REFUERZO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	110
8.1. Refuerzo de traveses de soporte (hastiales)	111
8.2. Refuerzo transversal de las traveses de soporte (hastiales)	112
8.3. Refuerzo de losa fondo	113
8.4. Refuerzo en unión de losa fondo con traveses de soporte	114
8.5. Refuerzo en sección de túnel	115
8.6. Refuerzo de bóveda	119

9. SISTEMA DE TROQUELAMIENTO EN TRABES DE SOPORTE	120
10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL TÚNEL DE LA LÍNEA – 12	125
10.1. Primera etapa	125
10.2. Segunda etapa	127
10.3. Tercera etapa	128
10.4. Cuarta etapa	129
10.5. Quinta etapa	130
10.6. Sexta etapa	131
10.7. Séptima etapa	132
10.8. Octava y novena etapa	133
10.9. Décima etapa	134
11. CONCLUSIONES	135
REFERENCIAS	138

1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento desmedido de la población, la carencia de orden de los asentamientos humanos y la falta de planeación en la zonificación de las actividades económicas y sociales en la Ciudad de México, han ocasionado que en ciertas zonas se tenga una alta concentración de las principales actividades económicas, políticas y sociales. Esta situación ha provocado que los servicios de infraestructura, con los que actualmente cuenta la ciudad, sean insuficientes, ya que el desarrollo de éstos no se da con la misma tasa de crecimiento que el de la población, propiciando que los actuales planes y proyectos de desarrollo no sean llevados a cabo con la premura que la ciudad requiere, aunado a un inadecuado manejo de los recursos económicos, una mala administración y planeación, diversos problemas sociales e incluso a una falta de voluntad política.

Dada esta alta concentración, en ciertas zonas de la ciudad y el crecimiento de los asentamientos humanos en el perímetro de la misma, los trayectos de traslado se han vuelto cada vez más largos y a mayor escala, lo que ha incrementado el crecimiento desmesurado del transporte vehicular particular y una baja calidad e insuficiencia del servicio de transporte público de pasajeros. Sumado a este problema, existe una falta de planeación en la circulación vial (que por muchos años no se ha desarrollado en nuestra ciudad), que ha convertido a sus principales avenidas en enormes estacionamientos; de esta manera, el nivel de vida de los capitalinos se ha ido deteriorando.

Por lo anterior, la Ciudad de México necesita una infraestructura de transporte eficiente y segura que ayude a corto plazo a disminuir significativamente el problema del transporte público, pero sin perder de vista las necesidades de la misma a largo plazo.

Los gobiernos de la ciudad, desde hace algunos años, han intentado resolver este problema sin mucho éxito, construyendo accesos alternos de circulación, a través de vías elevadas, mejor conocidas como “segundos pisos”. Dichas obras de infraestructura no sólo han afectado la arquitectura urbana de la ciudad, sino que han alentado el uso del transporte vehicular privado, dejando nuevamente en el olvido al transporte público de pasajeros. Así, se ha observado que en muy pocos años, estas obras de infraestructura, han dejado de ser eficientes y suficientes, debido nuevamente al incremento notable de la población, la flota vehicular y la carencia de una buena planeación.

Por lo anterior, es evidente que se necesita modificar la estrategia para resolver el enorme problema de vialidad que se vive en la Ciudad de México, se debe cambiar el rumbo e incentivar el uso del transporte público de pasajeros. Sin embargo, dadas las experiencias pasadas y la cada vez menor disponibilidad de las vialidades superficiales, resulta claro que las obras subterráneas, tales como el metro subterráneo (el cual no se había retomado en la Ciudad de México desde el año 1995, principalmente por factores económicos y financieros) son una excelente alternativa para disminuir en gran medida este problema. Este tipo de soluciones, a pesar de incluir complicadas y costosas obras civiles como el empleo de equipos especializados, personal capacitado, así como el desarrollo de un proyecto de ingeniería y de procedimientos constructivos que estén a la vanguardia, no son ya una desventaja, pues actualmente la Ingeniería Mexicana cuenta con los profesionales y la experiencia necesaria para realizar este tipo de obras. Por lo tanto, si se toman en cuenta los millones de pasajeros que son transportados anualmente, esta solución toma aún mayor relevancia, ya que se estimula en gran medida el desarrollo económico de la sociedad, representando un gran beneficio para ésta, en general.

Pese a las grandes ventajas que representa el metro subterráneo, por sí sólo no resuelve el problema del transporte urbano, sino que debe de formar parte de todo un sistema de planeación del transporte, que contemple junto con el transporte de superficie (el metro elevado y de superficie, tren ligero, metrobus, taxis, autobuses de pasajeros, motocicleta y bicicleta) un desarrollo planificado. Así, también se debe considerar descentralizar las principales zonas económicas de la ciudad.

Sin lugar a dudas las obras subterráneas siempre han llamado la atención, sobre todo si éstas son realizadas en un subsuelo como el de la Ciudad de México, el cual a pesar de que actualmente se tiene un enorme conocimiento sobre sus propiedades y comportamiento mecánico, siempre existirán factores particulares que requerirán de un estudio especial.

Las obras subterráneas son en general grandes construcciones de beneficio para una sociedad, pero grandes son también los obstáculos que hay que librar cuando éstas son realizadas en un subsuelo como el de la Ciudad de México.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El presente trabajo tiene como objeto mostrar los análisis realizados de un caso real en una obra subterránea, para la determinación del procedimiento constructivo más adecuado y la definición de un sistema estructural estable, sin poner en riesgo la estabilidad y seguridad de las estructuras cercanas y que interactúan con la obra a proyectar. El análisis corresponde al cruce de la Línea 12 por encima de la Línea 7, ambas pertenecientes al Sistema de Transporte Colectivo Metro de la Ciudad de México.

El problema principal del cruce radica en determinar un procedimiento constructivo y sistema estructural adecuado que permita el paso de la estructura de la línea 12, sin poner en riesgo la seguridad estructural y estabilidad de la Línea 7. Tomando en cuenta que dadas las condiciones geométricas y de ubicación de ambos túneles, existe una escasa cobertura de menos de un metro entre ambas estructuras, lo que obliga a realizar un análisis riguroso de interacción que permita predecir el comportamiento de las mismas durante los trabajos de construcción del túnel de la línea 12.

Dentro de los análisis realizados, se debe considerar la influencia de las edificaciones cercanas a la zona de proyecto y garantizar que éstas no sufran daño durante la construcción del túnel y durante el tiempo de operación del mismo.

Adicionalmente, en la solución adoptada, se deben tomar en cuenta las restricciones impuestas por las dependencias gubernamentales de la ciudad.

1.2 ALCANCES

El alcance general del presente trabajo, es mostrar los resultados de los análisis geotécnicos realizados de interacción suelo vs túnel, de manera general; así como los análisis y el diseño estructural a detalle del túnel de la línea 12, en sus diferentes etapas constructivas; los cuales permitieron determinar el procedimiento constructivo y sistema estructural para la construcción del túnel de la línea 12 por encima de la línea 7. Dado lo extenso del trabajo realizado, queda fuera del alcance del presente trabajo, la presentación de los análisis de refuerzo de la bóveda de la línea 7.

2. ANTECEDENTES. COLAPSOS RECIENTES

Actualmente, en las ciudades más modernas del mundo, la infraestructura del transporte subterráneo ha adquirido una enorme relevancia, principalmente por no alterar de manera considerable el paisaje urbano, permitiendo reducir las distancias y con ello los tiempos de recorrido.

Antes de iniciar una obra subterránea, es indispensable conocer la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo por donde se pretende proyectar el trazo de la obra, por lo que es prioritario hacer una campaña de estudios geotécnicos suficientes que permitan hacer la elección del mejor trazo y de los procedimientos constructivos más adecuados. Así también que permitan definir los materiales constructivos y sistemas estructurales que garanticen la estabilidad de la obra civil durante su etapa constructiva y durante la vida útil en que ésta estará en operación.

Resulta evidente que un escaso estudio geotécnico, una mala selección del procedimiento constructivo o una inadecuada idealización del problema que conlleve a criterios de análisis erróneos, ocasionarán enormes desastres y grandes consecuencias; no sólo del tipo económico, sino la posible pérdida de un gran número de vidas.

Por lo anterior y con el objeto de poner de manifiesto la importancia que tienen las tres actividades antes señaladas, se hace a continuación una breve reseña de algunos colapsos ocurridos en recientes obras subterráneas, en diferentes partes del mundo, haciendo énfasis en la posible falla y consecuencias generadas.

2.1 Metro de Munich, Alemania, 1994

En septiembre de 1994, fallaron los dos túneles paralelos de 6 m diámetro de una línea del Metro de Munich. Estos túneles estaban siendo excavados en suelo blando con una profundidad a la clave del túnel de 14 m; la falla generó un cráter de 7 m de diámetro y 18 m de profundidad en la que cayó un autobús con pasajeros, ver figura 2.1. La falla ocurrió por la penetración violenta de agua que los diseñadores creyeron estaría contenida por el estrato de arcilla que existía por encima del túnel, ver figura 2.2, pero la falta de estudios en dicho tramo, propició que pasara inadvertido que no existía el estrato impermeable en ese tramo, lo que propició la entrada del agua. Como consecuencia de esta

falla tres personas murieron y 30 resultaron heridas; el costo del accidente fue de aproximadamente \$ 4, 000,000.00 dólares y diez meses de retraso en la construcción.

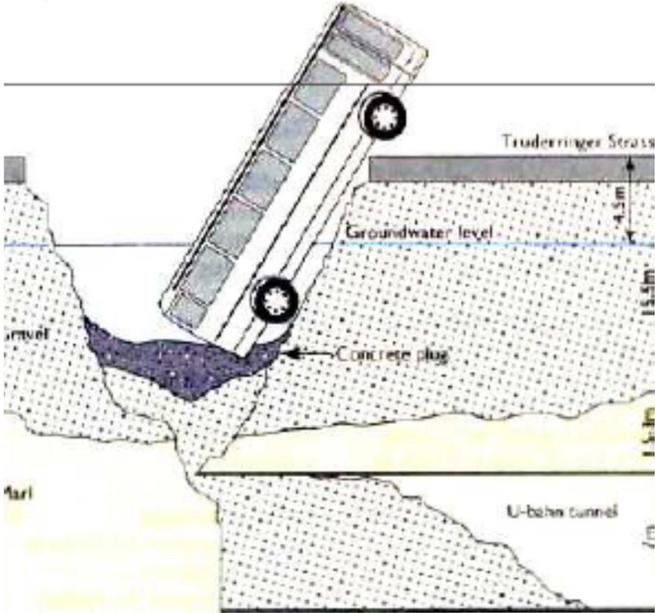


Fig. 2.1 Corte esquemático en donde se muestra la magnitud de la falla del túnel.



Fig. 2.2 Fotografía en donde se puede apreciar la presencia de la filtración del agua, causante de la falla.

2.2 Aeropuerto de Heathrow, Inglaterra, 1994

En octubre de 1994 los dos túneles de acceso al aeropuerto Heathrow colapsaron, figura 2.3. El origen de esta falla se ha catalogado como una combinación de errores en el diseño y la mala calidad de la mano de obra, así como de la baja calidad en el concreto lanzado. El caído ocurrió cuando se presentó un hundimiento de 6 cm y se generó un cráter de 10 m de diámetro, ver figura 2.4. Los túneles eran de 8 m de ancho por 7 m de altura, el hueco se rellenó con 13,000 m³ de concreto. Los diseñadores austriacos expertos en túneles fueron multados por £ 500,000 (libras esterlinas) y el constructor escocés con £ 1, 200,000. La parte más costosa de este accidente fue la reparación de todos los daños inducidos, que llegó a la cifra de £ 150, 000,000, catorce meses de retraso en la construcción, asentamiento en los edificios adyacentes y la interrupción de los servicios de la terminal 4 del aeropuerto durante un mes.



Fig. 2.3 Vista general de la falla en el Aeropuerto de Heathrow, Inglaterra, 1994

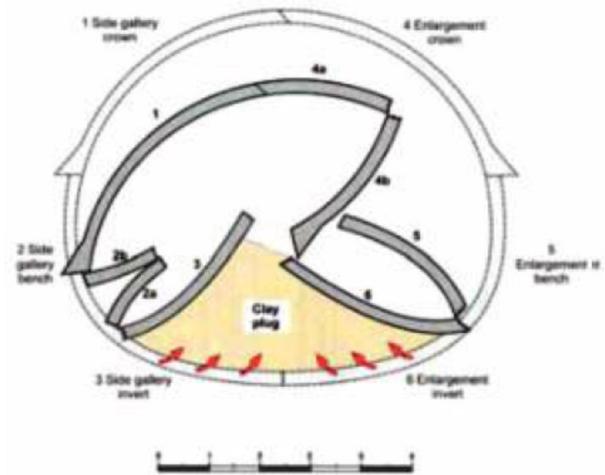
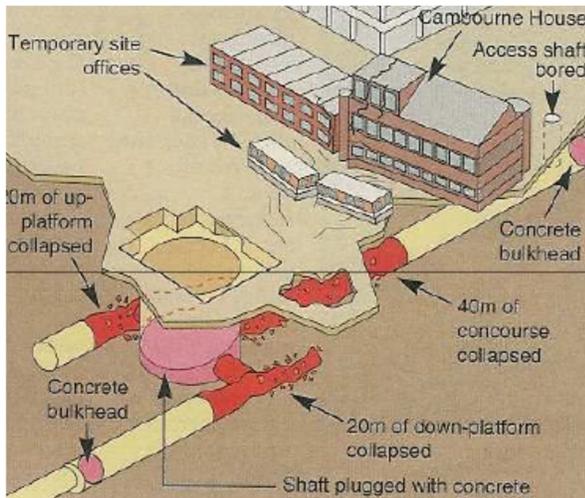


Fig. 2.4 Falla de túneles en el Aeropuerto de Heathrow, por la combinación de las deficiencias en el diseño, mala calidad de la construcción y de los materiales empleados.

2.3 Metro Taegu, Sur Corea, 2000

En junio de 2000, durante la construcción del metro de Taegu, se presentó una falla en un muro Milán, lo que causó el derrumbe de la excavación, ver figura 2.5. La causa probable fue una fluctuación rápida del nivel de aguas freáticas, causando el movimiento de estratos de área y grava no identificados, lo que propició una sobrecarga adicional sobre el muro Milán, originalmente no considerada. Como consecuencia de esta falla, un autobús quedó sepultado falleciendo tres pasajeros y los edificios vecinos sufrieron daños considerables debido a los asentamientos. Como medidas correctivas, se realizó un mejoramiento del suelo y reforzamiento del muro Milán y de las edificaciones vecinas.



Fig. 2.5 Falla en el metro de Taegu, por la fluctuación rápida de agua sobre los muros Milán, originalmente no considerada.

2.4 Túnel Laerdal en Noruega, 1999

En junio de 1999, se construyó la autopista Laerdal en un túnel a 1100 m de profundidad, con una longitud de 24.5 km y 9 m de ancho; construido por el método de perforación y explosión.

La falla se presentó por la generación de una cueva sobre el techo del túnel con una longitud de 17 m y entre 11 y 12 m por encima de la corona, provocando un volumen de roca inestable entre 1200 y 1500 m³, ver figura 2.6. La posible causa de la falla se debió a la falta de comunicación entre el perforador y el ingeniero a cargo, a quién no se le informó sobre las anomalías detectadas durante la perforación de este tramo y en el cual se aplicó arcilla expansiva, provocando la fractura e inestabilidad de la roca sobre la bóveda del túnel. Ante esta situación se evacuó a los trabajadores, deteniendo los trabajos por más de diez días. La solución consistió en la construcción de marcos de concreto reforzado y la colocación de anclas para estabilizar la zona inestable.

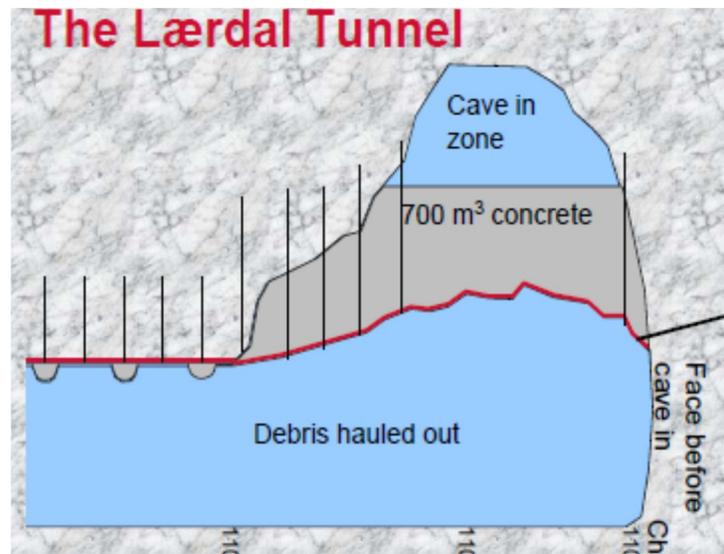
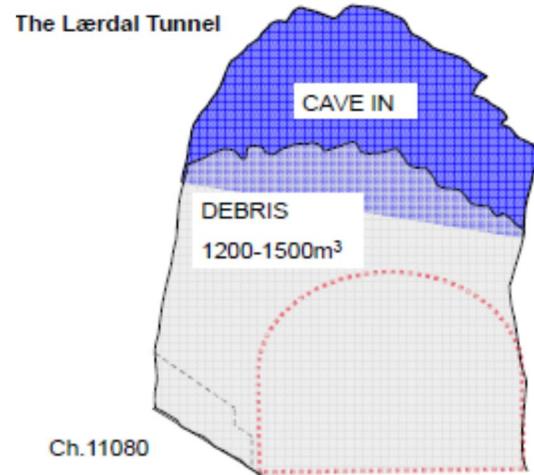


Fig. 2.6 Fotografía y esquemas donde se aprecia la falla en el túnel de la autopista Laerdal en Noruega, causada por la falta de coordinación entre el perforador y el ingeniero a cargo.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROBLEMA

El proyecto ejecutivo de la línea 12 del metro tiene una longitud aproximada de 24.8 km, con terminales en las estaciones Tláhuac y Mixcoac, contando con 20 estaciones, de las cuales cuatro son de correspondencia. Dada su longitud, las condiciones de las zonas urbanas y de la diferencia en el tipo de suelo a lo largo del eje de trazo, fue necesario el uso de cinco tipos de sistemas estructurales: superficial, elevada, sección cajón, túnel con dovelas y túnel convencional, tal y como se muestra en la figura 3.1.

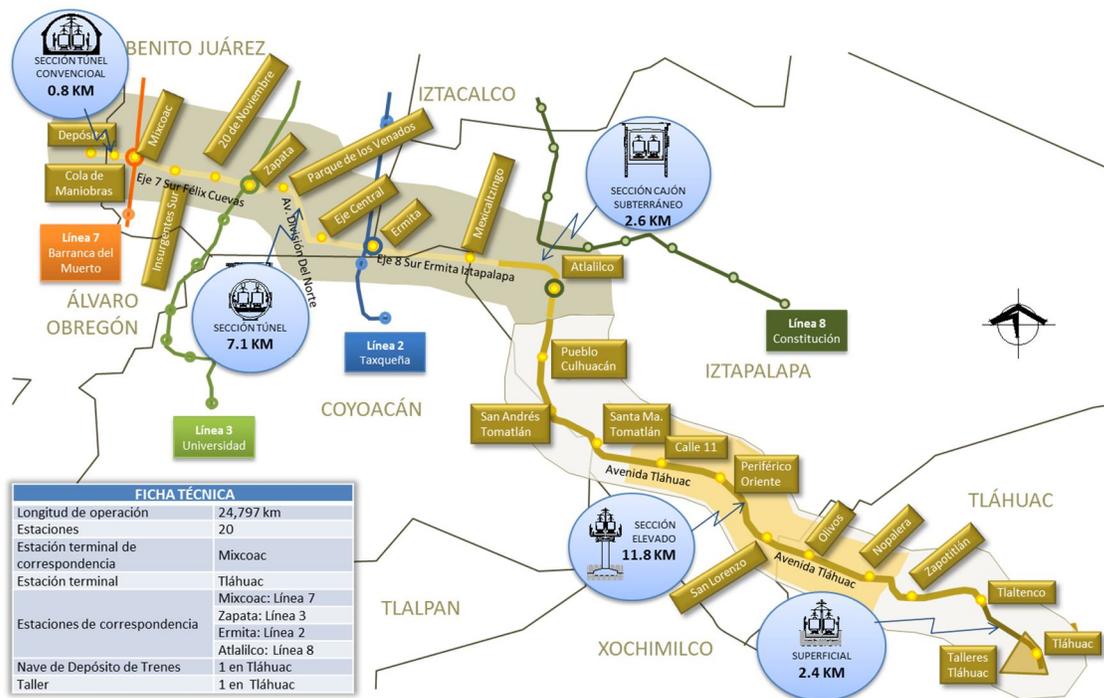


Figura 3.1 Vista general del trazado de la línea 12 y los sistemas estructurales adoptados.

De acuerdo al eje de trazo del proyecto, uno de los cruces más importantes es el cruce con la línea 7. La línea 7 va de la estación Barranca del Muerto a la estación Rosario. Debido a que esta línea es subterránea y se ubica principalmente en la zona geotécnica denominada zona I, correspondiente a suelos generalmente firmes o rocas, la solución estructural de esta línea es

principalmente por túnel del tipo convencional. El cruce de la Línea 12 se realiza por encima de la bóveda de la zona de andenes de la cabecera sur de la estación Mixcoac de la Línea 7; esto se da a la altura del nivel de superficie entre la intersección de las Avenidas Extremadura y Revolución de la Colonia Insurgentes Extremadura, Delegación Benito Juárez.

Las principales condiciones y características de la zona que hacen particular el cruce entre ambas estructuras son:

- *La poca profundidad a la que se encuentra la Línea 7, dejando muy poca cobertura para el paso del túnel de la línea 12.*
- *La estratigrafía, cuyas características se describirán más adelante.*
- *Las estructuras superficiales, principalmente el que corresponde al puente Molinos dada la cercanía de dos de sus apoyos en la zona del cruce.*
- *Las vialidades. Tanto la Av. Revolución y como la Av. Extremadura son altamente transitadas, por lo que las autoridades gubernamentales de la capital han impuesto como restricción el no interrumpir el tránsito vehicular durante los trabajos de construcción del túnel de la línea 12.*

Las condiciones antes señaladas, obligan a realizar un estudio particular del cruce, no sólo durante su etapa de construcción, sino durante la vida en que esté en operación el túnel de la Línea 12.

El problema principal del cruce radica en determinar un procedimiento constructivo y sistema estructural adecuado que permita el paso de la estructura de la línea 12 sin poner en riesgo la seguridad estructural y estabilidad de la Línea 7. Adicionalmente, en la solución adoptada se deben de considerar las restricciones impuestas por la Dirección General del Proyecto Metro de la Ciudad de México en las que instruyó que la operación de la línea 7 no deberá suspenderse, por lo que las afectaciones derivadas de la solución adoptada deberán ser las menos posibles a esta línea. De igual forma, la Secretaría de Transporte y Vialidad de la Ciudad de México ha establecido que debido a la importancia y al aforo vehicular que transita sobre la Av. Revolución no es posible interrumpir el tránsito vehicular sobre la misma, por lo que de inicio se descarta realizar una excavación a cielo abierto. Finalmente se deberá garantizar que la solución adoptada no ponga en

riesgo la estabilidad y seguridad estructural del puente Molinos, así como tomar en cuenta los efectos de las descargas de dos de sus apoyos sobre la estructura de la línea 12.

En las siguientes tres figuras, se ilustran algunas de las características antes señaladas.

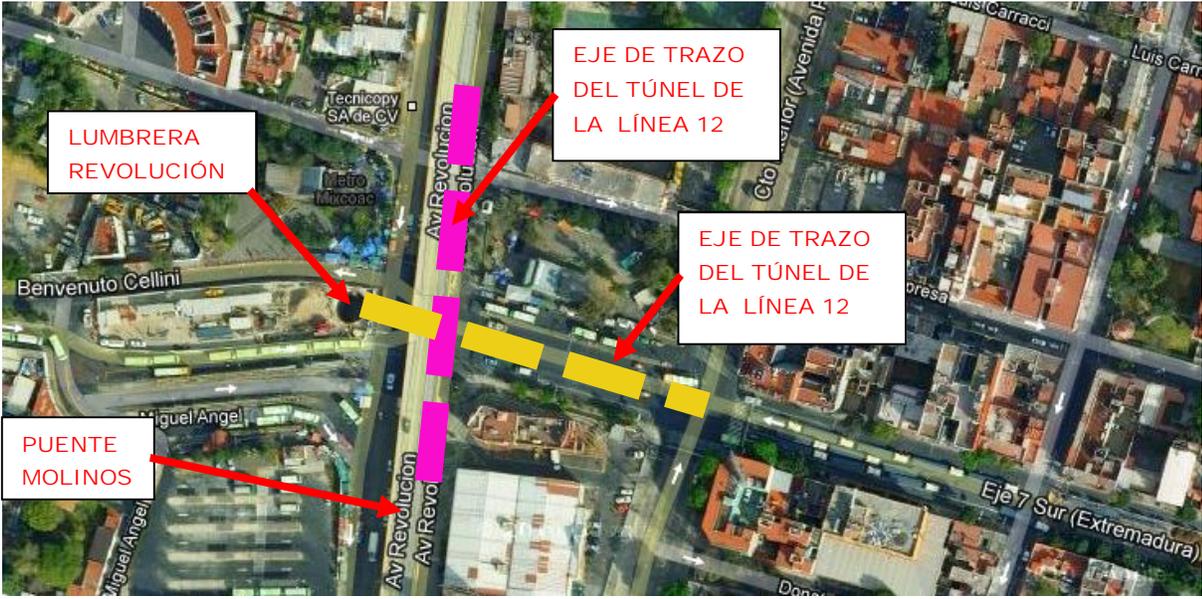


Fig. 3.2 Vista aérea de la zona del cruce de la línea 12 con la línea 7



Fig. 3.3 Perspectiva de la zona del cruce

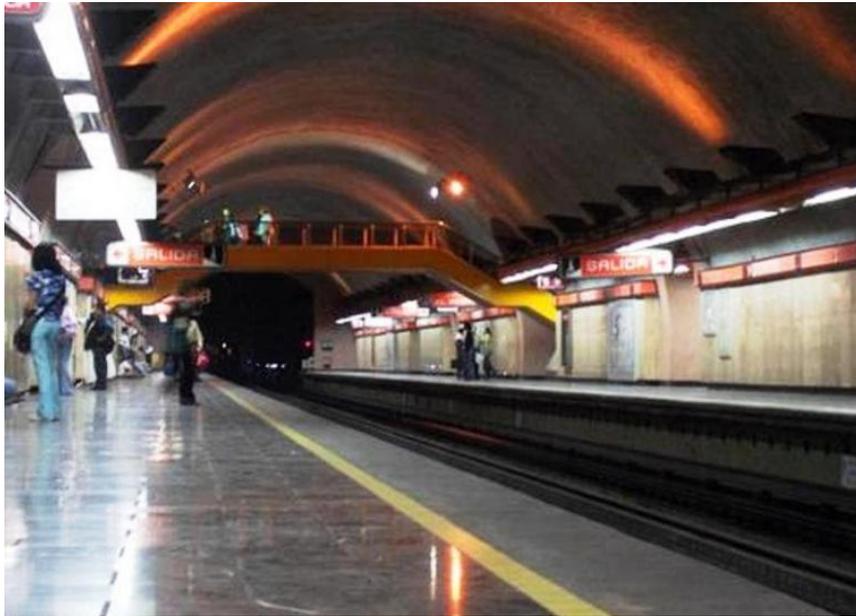


Fig. 3.4 Vista interior de la bóveda, estación Mixcoac de la línea 7

4. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA Y GEOMETRÍA DEL TÚNEL DE LA LÍNEA 12

Con base en la información topográfica y del proyecto geométrico de la línea 12, el cruce se iniciará en el km 28+467.631, ubicado en la cabecera poniente de la nueva Estación Mixcoac y finalizará en el eje de la Lumbrera Revolución, en el km 28+537.38, ambas estructuras correspondientes al proyecto de la línea 12, por lo que se tiene una longitud aproximada de cruce de 69.8 m.

El nivel de terreno natural al inicio del túnel (km 28+465.732), se encuentra aproximadamente en la elevación 2261.95 msnm, mientras que al final (km 28+537.38) el nivel se encuentra en la elevación 2262.82 msnm; el desnivel existente, por lo tanto, es del orden de 0.87 m.

De acuerdo con la información del levantamiento topográfico realizado a la estación Mixcoac existente, la clave interior de la bóveda del túnel, se encuentra en la elevación 2243.93 msnm. Por otro lado, de la información del proyecto original de esta estación, se obtiene que la bóveda en esta zona, está formada por un revestimiento primario de 25 cm de concreto lanzado y 50 cm de revestimiento definitivo de concreto reforzado.

En lo que respecta al túnel de la línea 12, el rasante de proyecto, se encuentra en la elevación 2247.35 msnm, y el subrasante en la cota 2246.20 msnm. La geometría del túnel es del tipo convencional con un galibo horizontal de 10.7 m y 7.3 m de galibo vertical. El espesor de la bóveda al nivel de la clave tendrá 40 cm y su losa de desplante será de 60 cm de espesor. Con estos datos, la clave exterior del túnel se ubica en la elevación 2253.89 y su nivel de desplante en la elevación 2245.6 msnm.

Con la información antes señalada, se tiene un espesor promedio de suelo por arriba de la clave del túnel de la línea 12 de 8.50 m y de penas 92 cm aproximadamente entre el nivel de desplante del túnel de la línea 12 con la clave exterior de la bóveda de la línea 7.

En las siguientes figuras se muestran las condiciones geométricas del cruce descritas con anterioridad, así como la geometría adoptada en la sección del túnel de la línea 12.

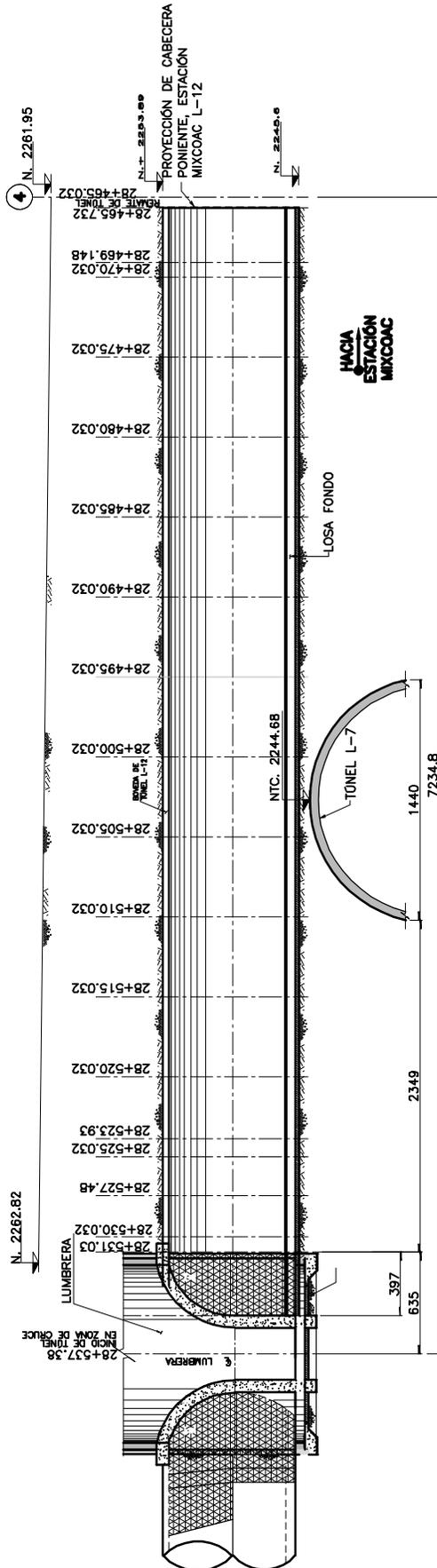


Fig. 4.2 Corte longitudinal A-A, donde se puede apreciar la escasa cobertura entre ambos túneles.

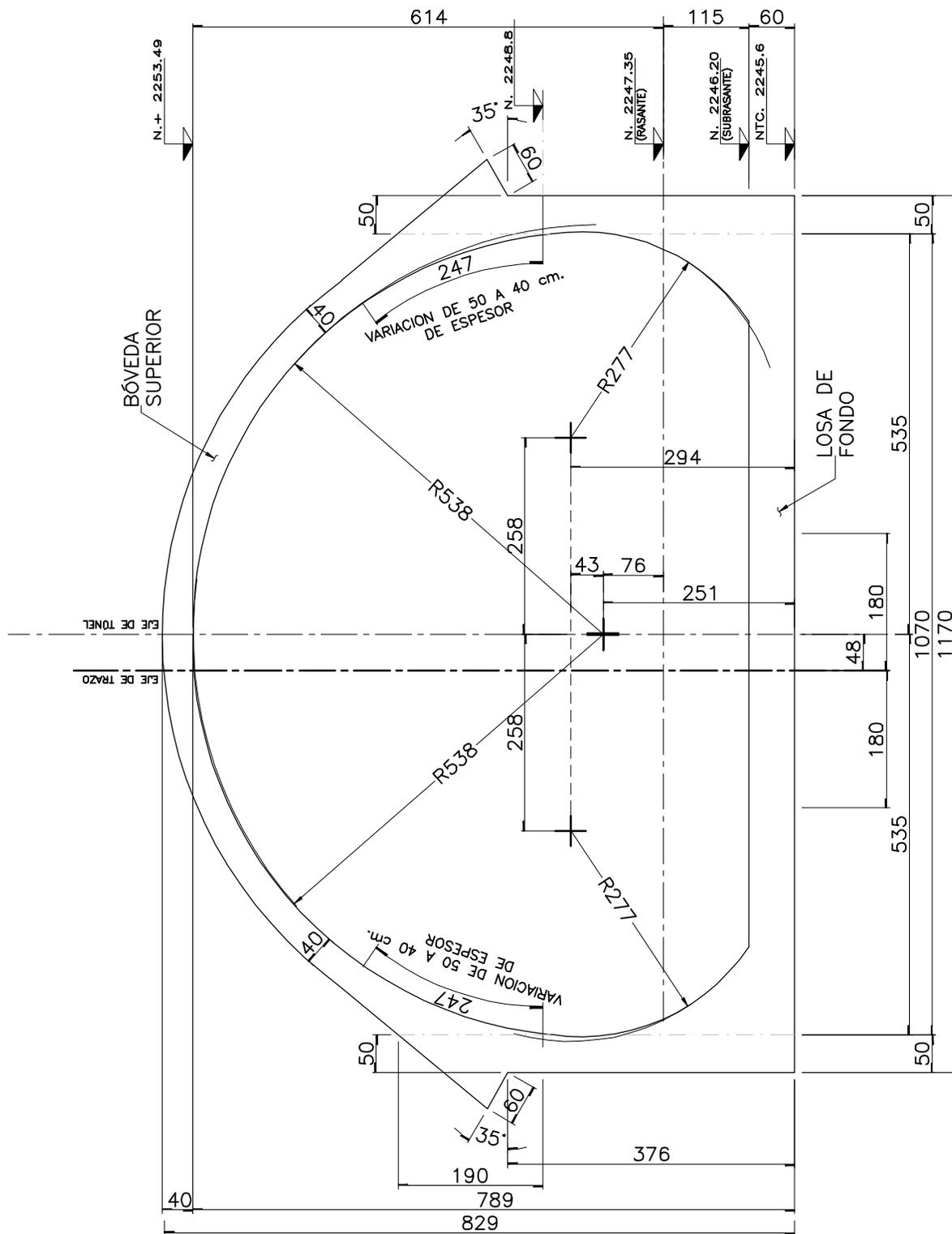


Fig. 4.3 Sección transversal tipo del túnel de la línea 12

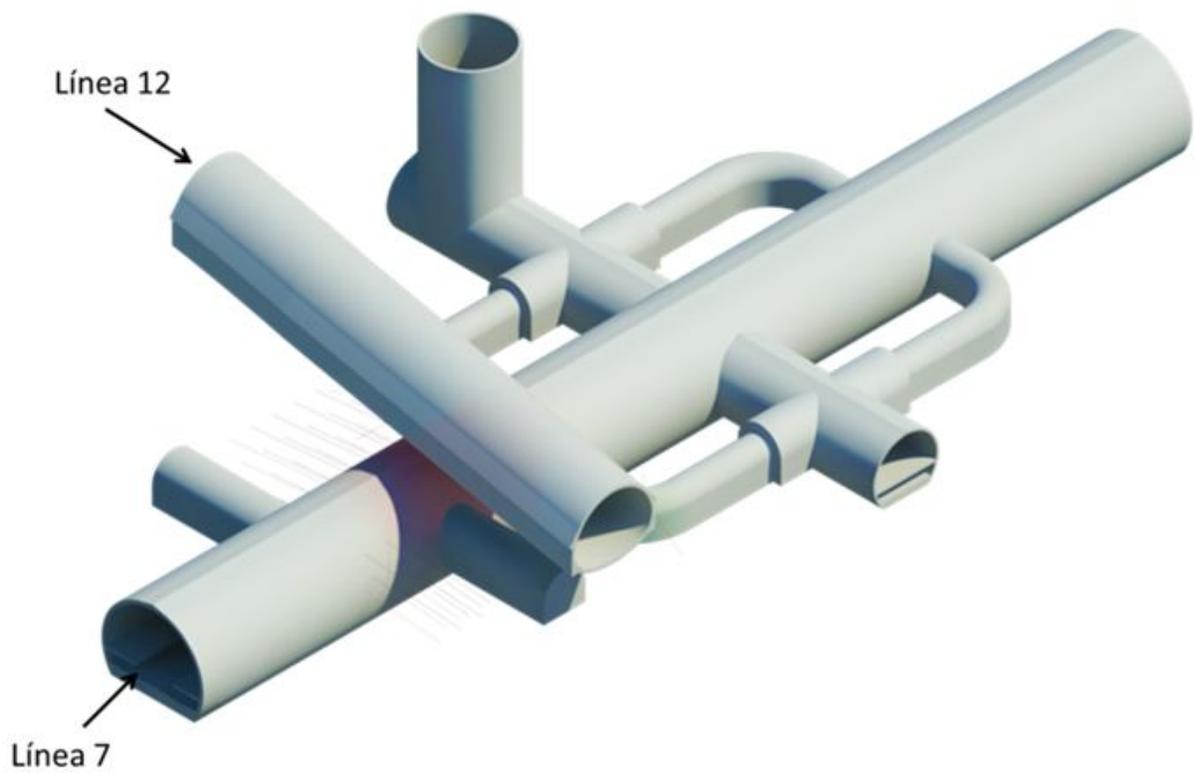


Fig. 4.4 Modelo en 3D donde se aprecia el cruce del túnel de la línea 12 con la estación Mixcoac de la línea 7

5. ESTRATIGRAFÍA DEL LUGAR

Los depósitos volcánicos que conforman el subsuelo del sitio en que se realizará el cruce, presentan una alta resistencia al esfuerzo cortante, así como prácticamente nula compresibilidad, por lo que tendrán un comportamiento del tipo rígido; el trabajo mecánico de los suelos se considera que se debe de mantener dentro de la rama elástica de deformaciones, susceptibles a sufrir una falla del tipo frágil.

A partir de los sondeos de exploración ejecutados en la zona, durante la campaña de exploración, se determinó que la estratigrafía del tramo se encuentra compuesta por un relleno heterogéneo (Rh) cuyo espesor oscila entre 0.75 y 0.90 m. A partir del estrato anterior se detectó un depósito aluvial conformado por gravas y boleos subredondeados empacados en una matriz areno-arcillosa, su espesor varía entre 5.0 y 5.5 m, y corresponde a un detrito aluvial (Dt) que es el depósito más juvenil de la zona proveniente de los lomeríos del poniente. Bajo el depósito anterior se detectó una pómez litificada cuyo espesor dentro del tramo es sensiblemente homogéneo y del orden de 0.60 m, tal estrato fue erosionado debido a que sólo se detectó en determinados sondeos, por lo que no se consideró en la estratigrafía de cálculo.

La secuencia estratigráfica anterior descansa directamente sobre diversas unidades que integran la formación Tarango, entre las cuales se encuentra la segunda toba volcánica (Tb2) compuesta por arena limosa, en estado muy compacto, color café amarillo, cuyo espesor varía entre 6.8 y 7.00 m. Subyaciendo al depósito anterior se detectó el segundo lahar (Lh2) conformado por arenas limosas con fragmentos de gravas angulosas, en estado muy compacto café oscuro, su espesor varía entre 7.3 y 6.3 m. Bajo el depósito anterior se encontró la primera toba de origen volcánico (Tb1), compuesta por arena limosa, en estado muy compacto, café amarillo, su espesor es del orden de 3.0 m dentro del tramo en cuestión. A partir del depósito anterior se localizó el primer lahar de origen volcánico (Lh1), conformado por arenas limosas con fragmentos de gravas angulosas en estado muy compacto café oscuro, su espesor es del orden de 4.70 m. Finalmente se encontró el miembro arenoso de la formación Tarango, compuesto por arena pumítica en estado muy compacto, café oscuro.

En cuanto a las condiciones hidráulicas del sitio, no existe nivel de aguas freáticas hasta al menos 30.0 m de profundidad.

De acuerdo a la estratigrafía del sitio y al trazo en elevación del túnel de la línea 12, la clave se encontrará dentro de la segunda toba (Tb2), mientras que la cimentación del túnel quedará localizada en el segundo lahar (Lh2).

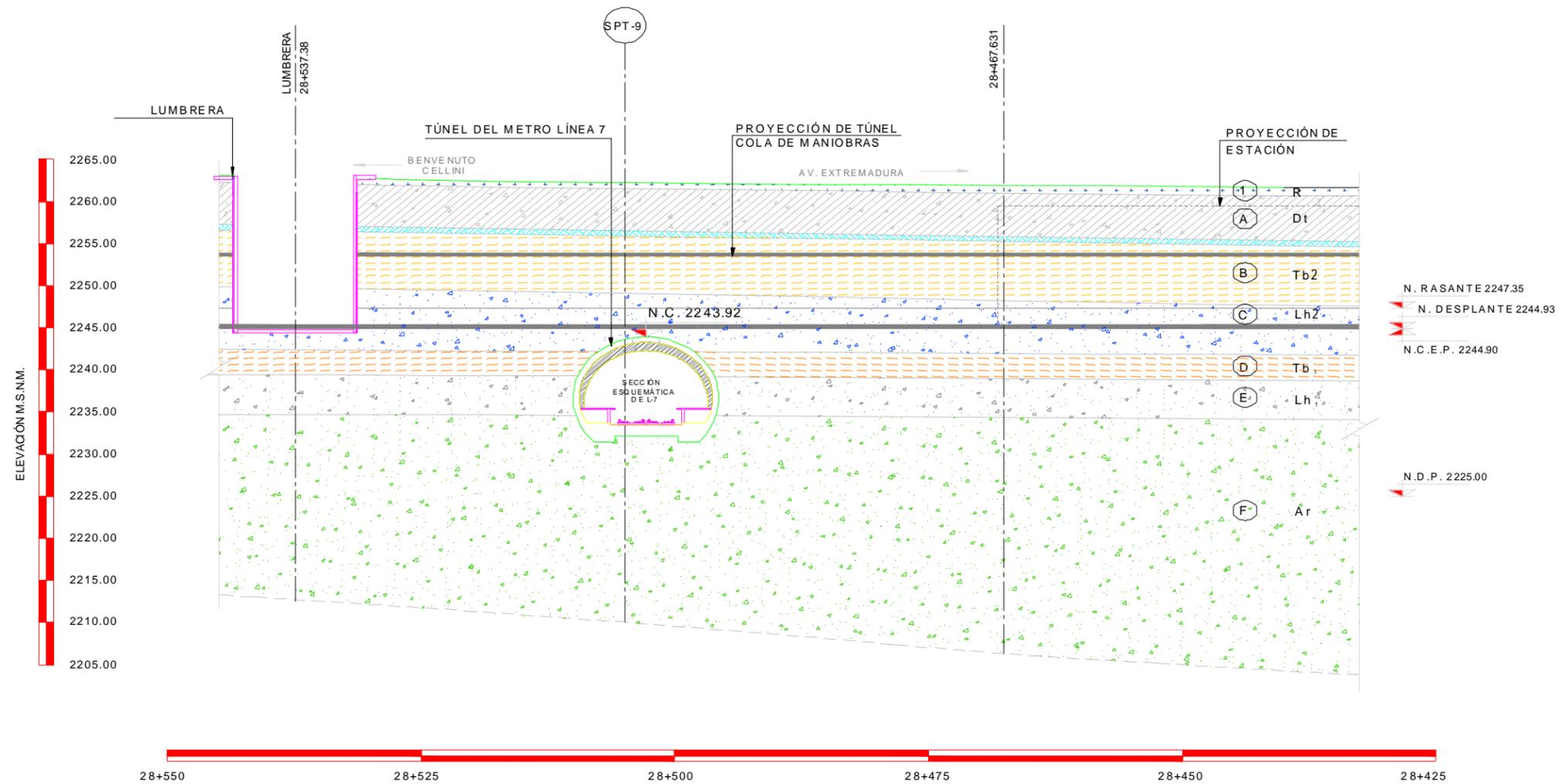


Fig. 5.1 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SITIO EN ESTUDIO.

-  MATERIAL ARENO-LIMOSO CON FRAGMENTOS DE CONCRETO CORRESPONDIENTE AL RELLENO SUPERFICIAL DE LA ZONA. (R)
-  ARCILLA ARENOSA DE CONSISTENCIA DE MEDIA A FIRME, DE BAJA PLASTICIDAD CON FRAGMENTOS DE GRAVA CAFÉ OSCURO (DETRITO ALUVIAL, Dt)
-  ARENA LIMOSA POCO ARCILLOSA EN ESTADO MUY COMPACTO, CAFÉ AMARILLO CON LENTES DE ARENA PUMÍTICA (SEGUNDA TOBA, Tb2)
-  ARENA LIMOSA POCO ARCILLOSA EN ESTADO MUY COMPACTO, CAFÉ CLARO CON LENTES DE ARENA PUMÍTICA (PRIMER TOBA, Tb1)
-  GRAVAS EMPACADAS EN ARENA LIMOSA, EN ESTADO MUY COMPACTO, GRIS OSCURO (SEGUNDO LAHAR, Lh2)
-  GRAVAS EMPACADAS EN ARENA LIMOSA, EN ESTADO MUY COMPACTO, GRIS OSCURO (PRIMER LAHAR, Lh1)
-  ARENA PUMÍTICA EN ESTADO MUY COMPACTO, CAFÉ OSCURO (MIEMBRO ARENOSO DE LA FORMACIÓN TARANGO, Ar)

ER = 2,262.3		ZONA 1					
Estrato	c	Ø	γ	E	V	w	e
-	t/m ²	°	t/m ³	t/m ²	-	%	-
1							
0.0 - 0.90	0.50	24	1.65	900	0.25	20	-
A							
0.90 - 6.0	1.90	27	1.81	1590	0.25	30	-
B							
6.0 - 14.6	6.00	27	1.70	5200	0.20	20	-
C							
14.6 - 20.1	12.00	34	1.85	15000	0.10	20	-
D							
20.1 - 23.2	8.00	32	1.73	7500	0.20	20	-
E							
23.2 - 27.9	10.00	34	1.85	12000	0.10	20	-
F							
27.9 - -----	6.00	32	1.78	6800	0.20	20	-

6. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

Un aspecto fundamental en el análisis geotécnico, y que se presenta en este trabajo, corresponde al cálculo de las presiones radiales que actuarán sobre el revestimiento del túnel de la línea 12. Para tal efecto, se realizaron varios análisis que permitieran determinar el probable estado de esfuerzos que pudiera presentarse, de acuerdo a las condiciones existentes del suelo y de la condición de trabajo a la que el túnel estará sometido. Primeramente se determinó el estado límite de falla del suelo a largo plazo, en la clave del túnel para la sección en estudio, determinado en forma bidimensional y para una longitud infinita. Si el subsuelo existente por arriba de la clave del túnel es capaz de producir el fenómeno del arqueo (esto es, que el acuífero lateral sea capaz de soportar en al menos 2 veces el peso del prisma central susceptible a deslizar, tomando en cuenta las sobrecargas existentes en la superficie que se consideraron de 1.50 ton/m² de sobrecarga; tal y como se especifica en el capítulo 5.1 “Estados Límite de falla” de las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal*), la excavación del túnel podría realizarse abriendo todo el ancho de la bóveda, lo que facilitaría el procedimiento constructivo.

Para el caso en que el techo por encima de la clave del túnel no arquee, se considerará que las presiones radiales que se transmiten a la clave del túnel, y con las cuales se diseñará el revestimiento del mismo, correspondan a las presiones totales ($\gamma \cdot h$), tomando en cuenta el componente de los empujes laterales del suelo en la zona en cuestión.

Una vez determinadas las presiones radiales a que estará sujeto el túnel a largo plazo y para una longitud infinita, se estableció el estado límite de falla de la clave a corto plazo y con ello se precisaron los avances de construcción que permiten definir el procedimiento constructivo a seguir. Para este caso, en el análisis se tomará en cuenta el efecto tridimensional para una longitud de avance finita, esto es, que la resistencia de las caras laterales, sin acuífero, sea capaz de soportar al menos 3 veces (FS=3) al prisma de suelo susceptible a deslizar, manteniendo la bóveda abierta sin sostenimiento.

Los resultados arrojan que los avances sin sostenimiento deberán ser de 2.0 m, por lo que para mantener la bóveda abierta, deberán realizarse sub-avances de 1.0 m; lo anterior con el objeto de que se vaya construyendo el revestimiento de concreto reforzado del túnel, permitiendo que

alcance su fraguado. De esta manera, es necesario que el concreto empleado sea de resistencia rápida y que el habilitado del acero de refuerzo en sentido longitudinal permita lograr este objetivo, garantizando a su vez la continuidad del refuerzo longitudinal; lo anterior, con el objeto de continuar con los avances de excavación e ir colocando el sostenimiento a la misma.

La condición de frontera que se presenta en la Lumbrera Revolución marca una condición crítica de estabilidad. Para estabilizar el portal de entrada, los avances de excavación sin sostenimiento se disminuirán a 1.0 m y aumentarán gradualmente hasta alcanzar el avance calculado de 2 m.

Con los análisis realizados se determinó el estado límite de falla del frente de la excavación, según la superficie potencial de deslizamiento, resultando factores de seguridad mayores a 2.0 para las secciones analizadas, manteniendo en todo momento el prisma central de la sección superior; tal factor de seguridad se acepta por la condición temporal y el cual corresponde a la etapa constructiva. El talud de avance del frente de la excavación resultó de 1:4 (horz: vert).

En cuanto al estado límite de servicio, se determinaron las deformaciones en la superficie que producirán los alivios de esfuerzos diferenciales generados por la apertura del túnel para cada avance de excavación analizado. El criterio de análisis utilizado consistió en evaluar la deformación elástica del suelo situado por arriba de la clave del túnel en base a una alteración del estado de esfuerzos de la masa de suelo, producida por esfuerzos de alivio al nivel de la excavación de la sección superior.

Para determinar tales alivios, la sección transversal del túnel se dividió en dovelas de 1.0 m de ancho. Como es de esperarse, el alivio máximo provocará el asentamiento máximo y corresponde al centro del túnel. Los asentamientos resultaron menores a 2.0 cm para las secciones analizadas, el cual disminuye hasta prácticamente volverse nulo en sentido perpendicular al eje del túnel. La deformación de la superficie presentará una forma de campana invertida.

Por el origen aluvial del terreno existente y por encima de la clave del túnel donde pueden existir depósitos morrénicos a lo largo de él, alterando las propiedades de deformación del subsuelo, así como por la existencia de construcciones encima del mismo, se deberá instalar un correcto sistema de instrumentación que permita tomar las medidas necesarias en caso de contingencias.

A continuación se resumen los criterios y la normativa adoptada para el análisis de la sección transversal del túnel.

6.1 Estados límite de falla

6.1.1 Arqueo en suelos

La determinación del arqueo del suelo se determinó según la teoría reportada en *Túneles en suelos blandos y firmes* editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, así como por el *Manual de Diseño Geotécnico* editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) Tomo 2, cuyo concepto teórico se indica a continuación:

Al realizar una cavidad en el subsuelo, cualquiera que sea su geometría, éste altera el estado inicial de esfuerzos en el mismo, por lo que en la mayoría de los casos será necesario colocar un revestimiento que impida que dicha cavidad se cierre.

De acuerdo con el tipo de suelo, este revestimiento generalmente se coloca en dos etapas; en la primera, el revestimiento estará actuando en forma temporal, correspondiendo usualmente al período de construcción; en la segunda etapa, el revestimiento adicional, generalmente conocido como el revestimiento definitivo, trabajará conjuntamente con el revestimiento primario para soportar principalmente las cargas a largo plazo.

En suelos de mayor resistencia o muy compactos, permiten instalar un solo revestimiento que soporte las cargas a corto y largo plazo.

La carga con la cual se diseñarán estos elementos, dependerá principalmente de las propiedades mecánicas del suelo donde se realice la excavación, de su relación esfuerzo-deformación-tiempo y de la geometría del túnel.

Actualmente no es sencillo definir la magnitud y distribución de las cargas con las que se diseña el revestimiento de túneles en suelos firmes o duros, debido principalmente a que existen varios criterios basados, la mayoría de ellos, en el fenómeno de arqueo, el cual se considera de manera diferente en cada criterio. Por otra parte, el comportamiento del sistema suelo-revestimiento no está completamente resuelto.

Esta situación hace que el ingeniero que se enfrenta a este tipo de problema tienda a sobreestimar las presiones sobre el revestimiento, por lo que siempre es importante recordar la

instrumentación como una práctica indispensable para confirmar los valores considerados en el proyecto.

6.1.1.1 Método de Arqueo por el criterio de Terzaghi

Terzaghi analizó el equilibrio de una cuña de arqueo como el que se indica en la siguiente figura y donde determinó que para suelos cohesivos-friccionantes, la presión sobre la clave del túnel es:

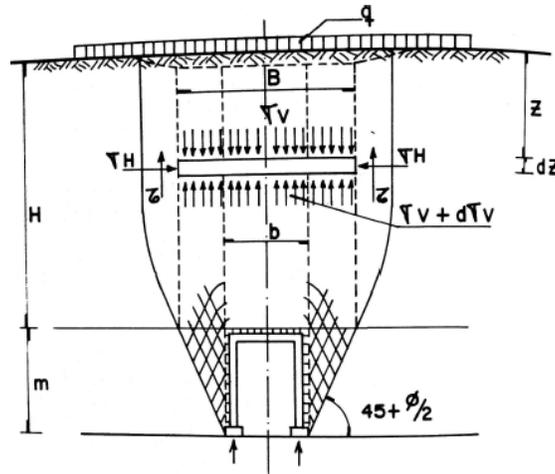


FIG. 4 CRITERIO DE TERZAGHI

$$p_v = \frac{B}{2} \left(\frac{\gamma - \frac{2c}{B}}{K \operatorname{tg} \phi} \right) \left[1 - e^{-k \operatorname{tg} \phi \frac{2H}{B}} \right]$$

Fig. 6.1 Esquema general, de la Teoría de arqueo de Terzaghi

Dónde:

P_v = es la presión sobre la clave del túnel.

H = la profundidad a la clave del túnel.

g = peso volumétrico del suelo.

c = cohesión del suelo.

B = el ancho horizontal de la cuña a la clave del túnel

K = coeficiente empírico que está en función de la relación de los esfuerzos horizontales y verticales, generalmente considerado como $K=1$.

6.1.2 Empujes Laterales – Teoría de Rankine

Los empujes laterales que actuarán en la sección del túnel se determinaron en función a la teoría de Rankine.

Considérese un diferencial de suelo de altura dz , situado a una profundidad z en el interior de un semiespacio de suelo en reposo (es decir no se presenta ningún desplazamiento a partir de un estado natural de reposo). En tales condiciones la presión vertical efectiva actuante sobre el elemento considerado es:

$$p_v = g z$$

Donde g es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio.

Bajo la presión vertical actuante el diferencial de suelo se presiona lateralmente, originándose así un esfuerzo horizontal p_h , cuyo valor es directamente proporcional a p_v .

$$p_h = K_0 g z$$

A la constante K_0 se le denomina coeficiente de presión de tierra en reposo.

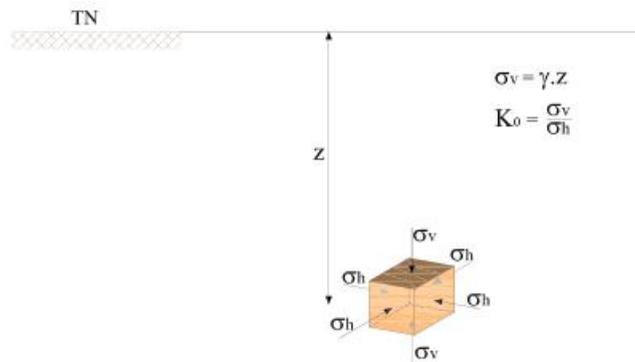


Fig. 6.2 Modelo diferencial de bloque de suelo para el análisis de empujes.

A partir de esta condición de esfuerzos en reposo se puede llegar a la falla por dos caminos, el primero consiste en disminuir el esfuerzo horizontal, manteniendo el vertical constante, llegando así a un esfuerzo principal menor $t_3 = K_A g z$, donde K_A se denomina coeficiente de presión activa de tierras. El segundo camino para llevar a la falla al elemento en estudio consiste en

tomar al esfuerzo σ_z como el principal menor, aumentando ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor $K_p \sigma_z$. El valor K_p recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras.

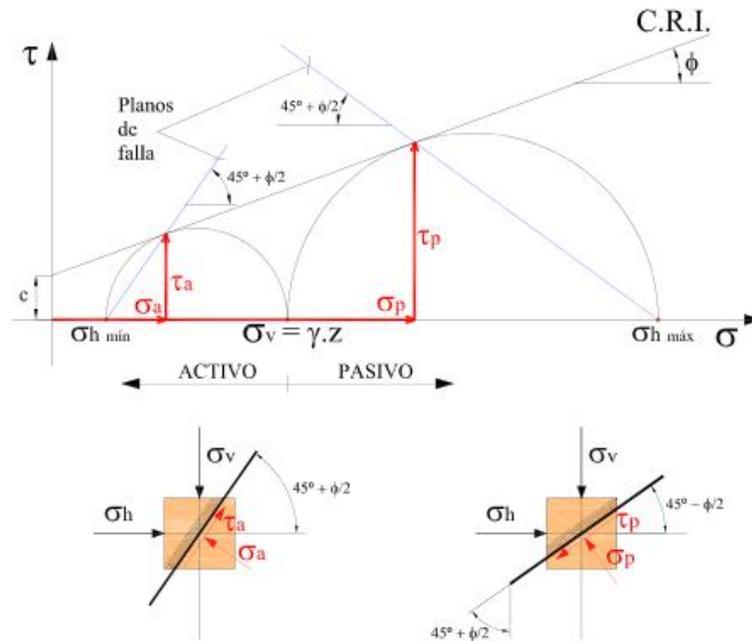


Fig. 6.3 Estados límites por círculos de rotura de Mohr.

En el estado plástico activo se tiene:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\tau_3}{\tau_1} = \frac{1}{N_\phi}$$

De donde se tiene:

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Análogamente, en el estado plástico pasivo se tiene:

$$\frac{p_v}{p_h} = \frac{\tau_1}{\tau_3} = N_\phi$$

De donde se tiene:

$$K_P = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Finalmente la magnitud de los empujes, para el caso de suelos friccionantes queda de la siguiente manera:

Para el caso del empuje activo:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \mathbf{g} H^2$$

Y, para el empuje pasivo:

$$E_P = \frac{1}{2} K_P \mathbf{g} H^2$$

6.1.3 Estados límite en el análisis del túnel

Para el análisis de la estabilidad del túnel, se empleó el “Método Simplificado de Estabilidad de Túneles” (MSET), propuesto por el Prof. Enrique Tamez, el cual parte de la interpretación del mecanismo de falla que ha ocurrido en un buen número de túneles. En la Fig. 6.4, se muestra el modelo general empleado, el cual considera un mecanismo de tres prismas de suelo que deben guardar equilibrio y así evaluar la seguridad en cada etapa del proceso constructivo, desde la excavación a la estabilización final. Se complementa con un análisis de elementos finitos para definir el estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo, con esa modelación se deducen incluso los asentamientos probables en la superficie; esta información permite optimizar el espesor del revestimiento. Así el Método Tamez se integra en dos partes: a) el análisis de los Factores de Seguridad durante la construcción y b) el comportamiento del túnel, las deformaciones en su interior y los asentamientos en la superficie (Tamez et al, 1997).

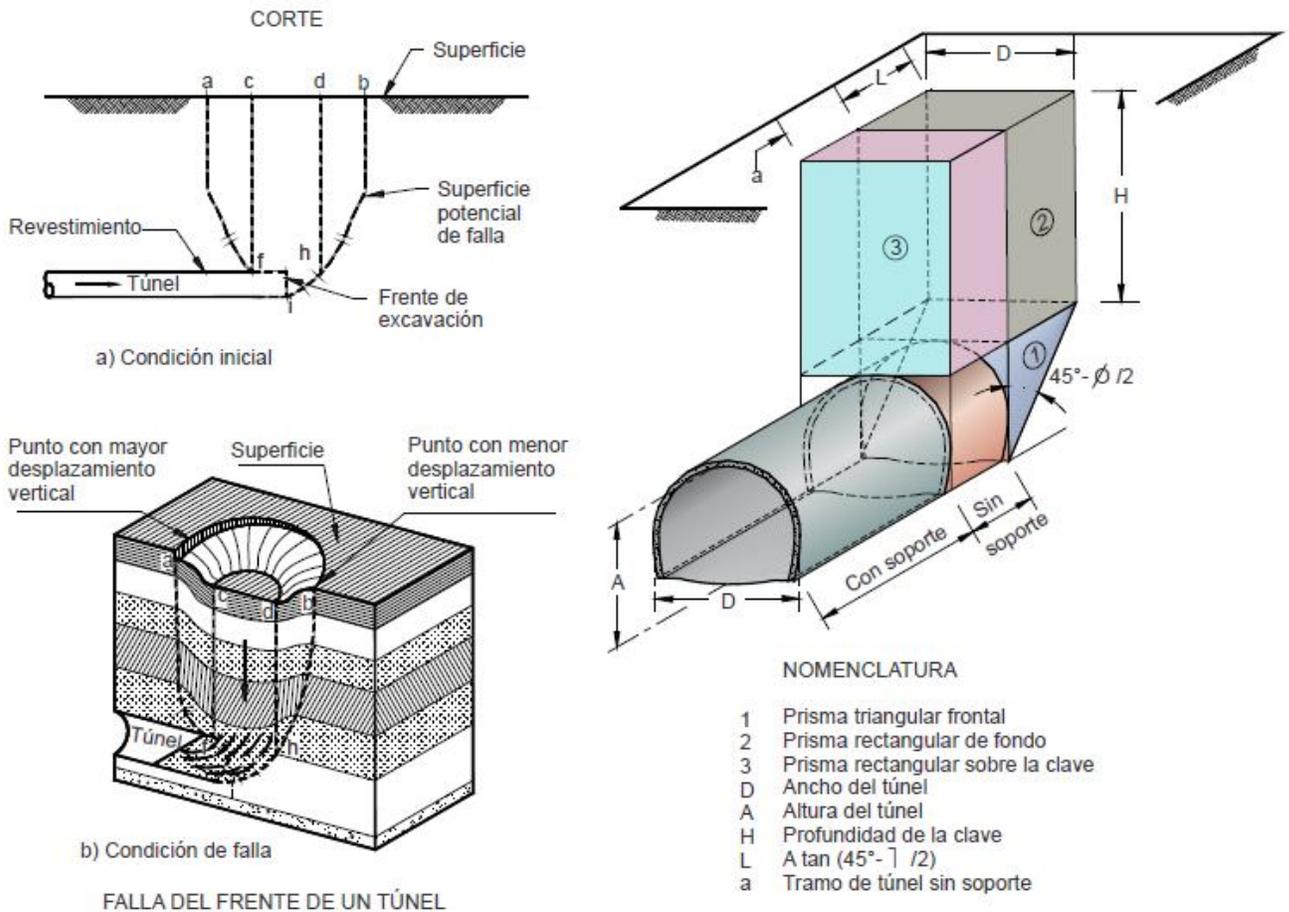


Fig. 6.4 Modelo simplificado del mecanismo de falla en túneles

6.1.3.1 Factor de seguridad

La Fig. 6.4 es el modelo simplificado del mecanismo de falla de un túnel según una sección longitudinal, en la que se identifican los 3 prismas del mecanismo de falla y todas las fuerzas que intervienen en su equilibrio. El Factor de Seguridad se expresa como la relación de los momentos de las fuerzas resistentes al de las actuantes, respecto a un eje horizontal que se desarrolla en el frente de la excavación. Las fuerzas actuantes se deben al peso de los prismas 1 a 3, la sobrecarga superficial, la presión radial interior y la presión aplicada al frente. Las fuerzas resistentes del suelo se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos es poco significativa.

El análisis de las fuerzas entre los prismas del mecanismo de falla permite deducir el Factor de Seguridad contra la falla general del frente abierto y cerrado en túneles someros y profundos con la siguiente ecuación:

$$FS_g = \frac{2Sm_2 \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L} \right) + 1 + \frac{2a}{L} \right] \frac{Zd}{D} + 2Sm_3 \left(\frac{a}{L} \right)^2 \frac{Zd}{D} + 2.7c \sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{L} \right) + p_f K_p \left(1 + \frac{2a}{L} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 - p_a \left(\frac{a}{L} \right)^2 - p_f K_p} \dots(1)$$

Dónde:

D = Ancho del túnel, A = Altura del túnel y H = Profundidad de la clave.

a = Longitud de avance sin soporte temporal.

c = Resistencia al corte del suelo.

g = Peso volumétrico del suelo.

p_a = Presión de apoyo de la clave.

p_f = Presión del frente (en túneles excavados con un escudo).

q_s = Magnitud de sobrecarga en la superficie.

Sm_2 = Resistencia media en la cara uv prisma 2.

Sm_3 = Presión media en la cara mn prisma 3.

Z_d = Altura de descarga.

K_p = Coeficiente de empuje pasivo = $K_p = \tan(45^\circ + \phi/2) = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$

$L = A \tan(45^\circ - \phi/2)$

Esta expresión general es válida para túneles someros y profundos, con frente abierto y con frente a presión. Un caso particular son los túneles someros con frente abierto, que es en su mayoría el caso de los túneles viales, cuyos Factores de Seguridad se derivan de la ecuación anterior con las siguientes tres expresiones de estabilidad:

Estabilidad del frente

En esta se cumple la condición de que $H-Z_d = 0$, se define el factor de seguridad considerando un avance a nulo, así el mecanismo de falla se reduce a los prismas 1 y 2 y el factor de seguridad resulta:

$$FS_f = \frac{c N_1 - 1/2 \gamma A N_2}{\gamma (A/3 + H) + q_s}$$

Donde los factores de estabilidad N_1 y N_2 son funciones del ángulo de fricción, el primero puede variar entre 10 y 50 y el segundo entre 1 y 5 (Tamez et al, 1997). Se debe imponer que este Factor de Seguridad sea siempre mayor a 2.0.

Estabilidad de la clave

La longitud de avance máximo sin soporte se define de la estabilidad del prisma 3 para un cierto avance a del túnel. El factor de seguridad FS_c contra la falla de la clave se obtiene comparando la fuerza resistente total que se desarrolla dentro del espesor Z_d con el peso total del prisma. Se obtuvo la relación:

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{2 [K_f c + 0.17 \gamma (H - Z_d)] Z_d / D} - 1$$

Donde: $K_f = \frac{1 + \text{sen}^2 \emptyset}{1 - \text{sen}^2 \emptyset}$

Esta ecuación permite calcular la longitud del avance a que se puede excavar sin soporte, Tamez recomienda que se adopte un factor de seguridad mínimo de 2.0. Los análisis efectuados para los túneles en tobas, dieron como resultado longitudes de avance sin soporte desde 0.6 hasta 1.5 m, para valores típicos de su resistencia al corte.

Estabilidad general

El factor de seguridad contra falla general para la sección de los túneles se evalúa con la ecuación 1, el valor mínimo que se debe aceptar debe ser de 2.0.

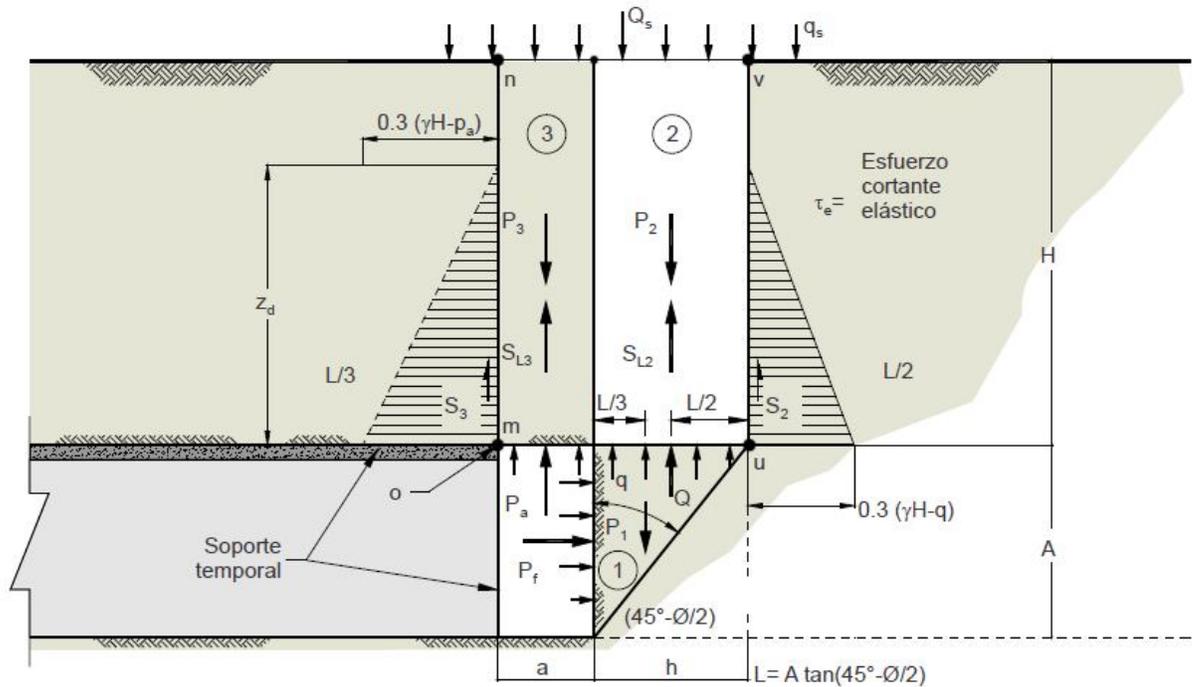


Fig. 6.5 Diagrama de fuerzas que intervienen en el comportamiento del frente

6.2 Estado límite de servicio

La estimación de deformaciones en la superficie, corresponde a una configuración transversal de asentamientos, tal y como se muestra en la siguiente figura. Dicha curva es simétrica y se extiende a ambos lados del eje del túnel, hasta una distancia aproximada $H+D/2$ (Peck, 1969; Moreno y Schmitter, 1981; Reséndiz y Romo, 1981); el valor máximo de I_m se presenta en la vertical que pasa por el centro del túnel, aunque eventualmente puede quedar desplazado hacia algún lado del eje, a causa de la heterogeneidad del suelo.

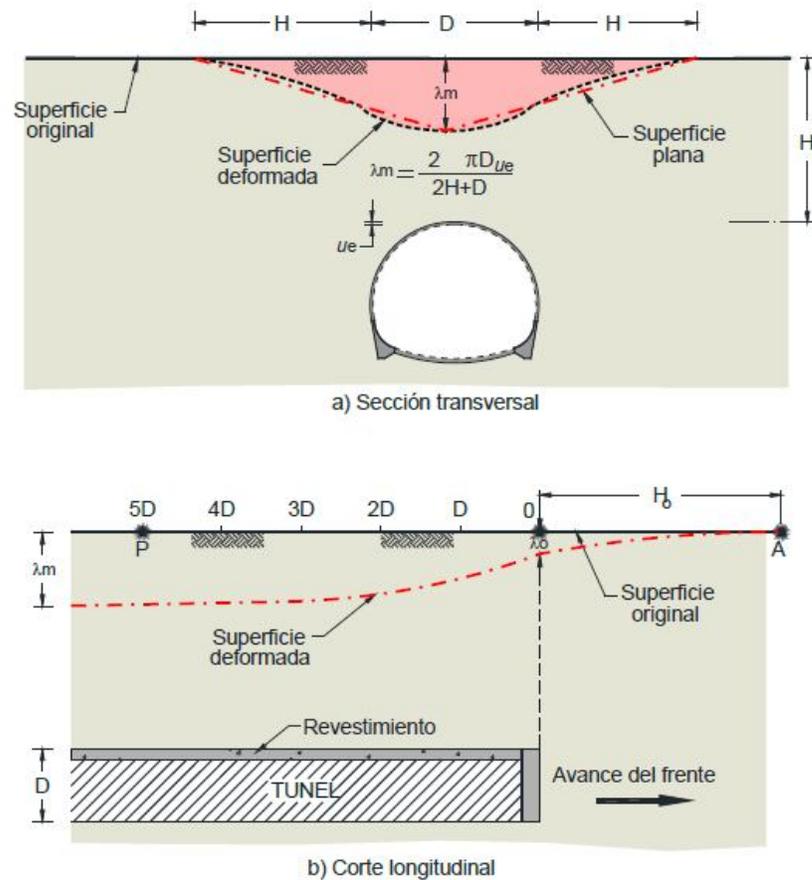


Fig. 6.6 Asentamientos de la superficie producido por la construcción de un túnel

6.3 Estado de esfuerzos, piezometría y estratigrafía del subsuelo en la zona de desplante

En las figuras 6.7 y 6.8, se muestran gráficamente, las condiciones de los estados de esfuerzo, piezometría y estratigrafía de la zona donde se desplantará el túnel de la línea 12 y que sirven como parámetros fundamentales para realizar los análisis considerados.

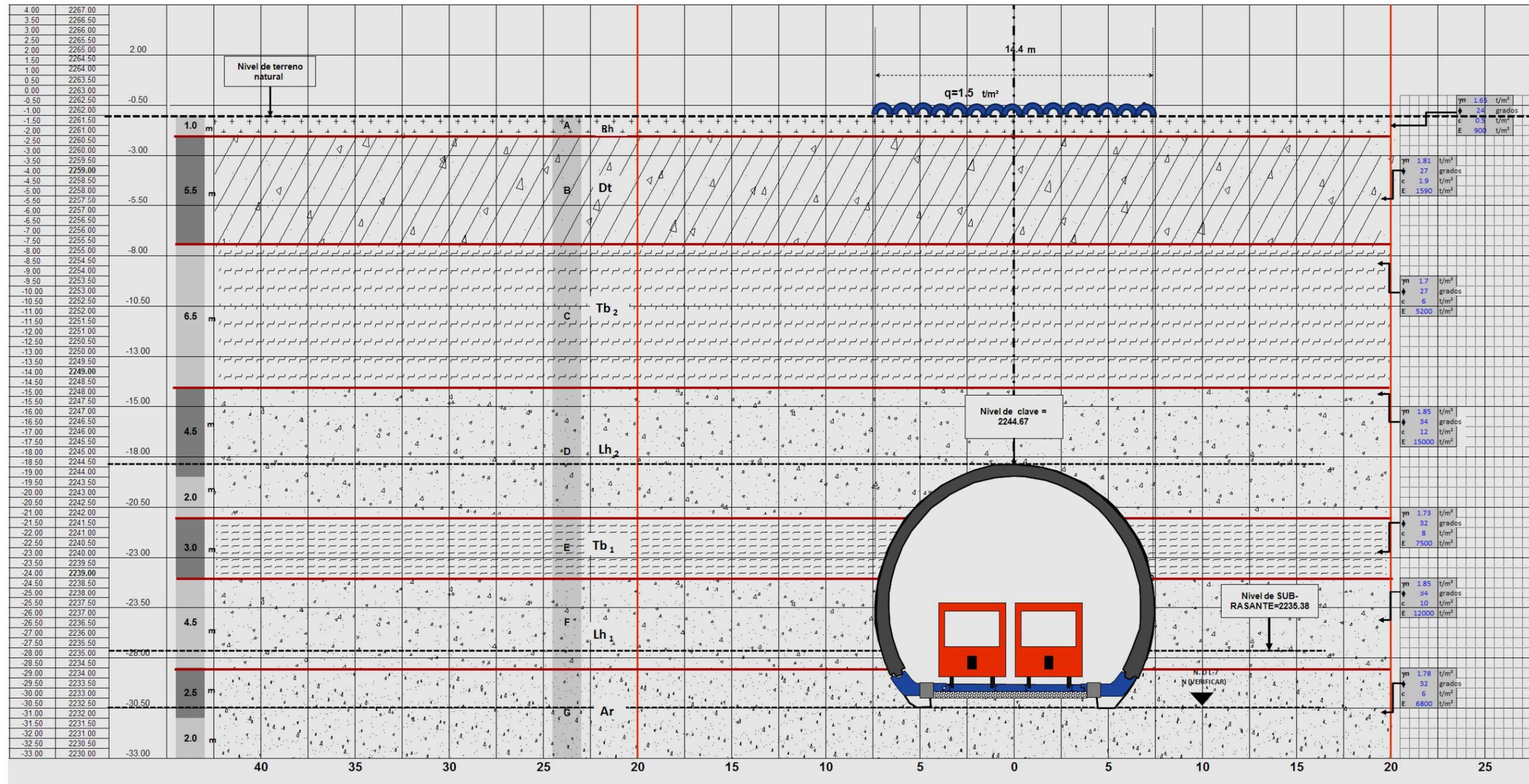


Figura 6.8 Condiciones estratigráficas del lugar y desplante de la estructura

6.4 Sobrecargas

De acuerdo a la ubicación del cruce, éste quedará situado entre los apoyos denominados A_3 y A_4 del puente vehicular “Revolución- Molinos- Circuito Interior”; la separación entre ejes de estos apoyos es de 40 m.

Para determinar las presiones radiales en la bóveda de L-12, así como el estado de esfuerzos actuales a los que se encuentra sujeta la bóveda de la L-7, será necesario conocer la influencia de las sobrecargas ocasionadas por las descargas de estos apoyos, los cuales dada su ubicación son las que tienen influencia directa sobre la zona de construcción.

Los apoyos del puente consisten en pilas desplantadas sobre zapatas rectangulares. Para el caso del apoyo A_3 , éste se desplantará sobre una zapata de 18 x 8.40 m, el cual a su vez descansa sobre 8 pilas de 0.80 m de diámetro. En tanto el apoyo A_4 se encuentra desplantado sobre una zapata de 18.0 m x 6.10 m que descansa sobre 10 pilas de 0.80 m de diámetro.

6.5 Análisis esfuerzos del túnel de la línea 7 antes de la construcción de la línea 12

Con base en la información anterior, se muestran a continuación los resultados de los análisis realizados sobre el estado de esfuerzos a los que se encuentra el túnel de la línea 7, previo a los trabajos de construcción del túnel de la línea 12.

En las figuras 6.9 y 6.10, IX.2 y IX.3 se puede observar el incremento de esfuerzos vertical ($\Delta\sigma_z$) por debajo de los apoyos del puente vehicular. En la primera figura se observa el incremento de esfuerzos verticales transmitido por debajo del apoyo A_3 , así como el incremento de presiones radiales que actualmente se están transmitiendo a la bóveda L-7.

En la figura 6.10 se observa el incremento de esfuerzos verticales inducidos por los apoyos A_3 Y A_4 en la zona del cruce de L-12 con L-7; observándose que la magnitud de los incrementos de esfuerzos verticales ($\Delta\sigma_z$) en la clave de la bóveda L-7 varían entre 0.2 t/m² en el eje del túnel, hasta 0.86 t/m² en el extremo cercano al apoyo A_4 .

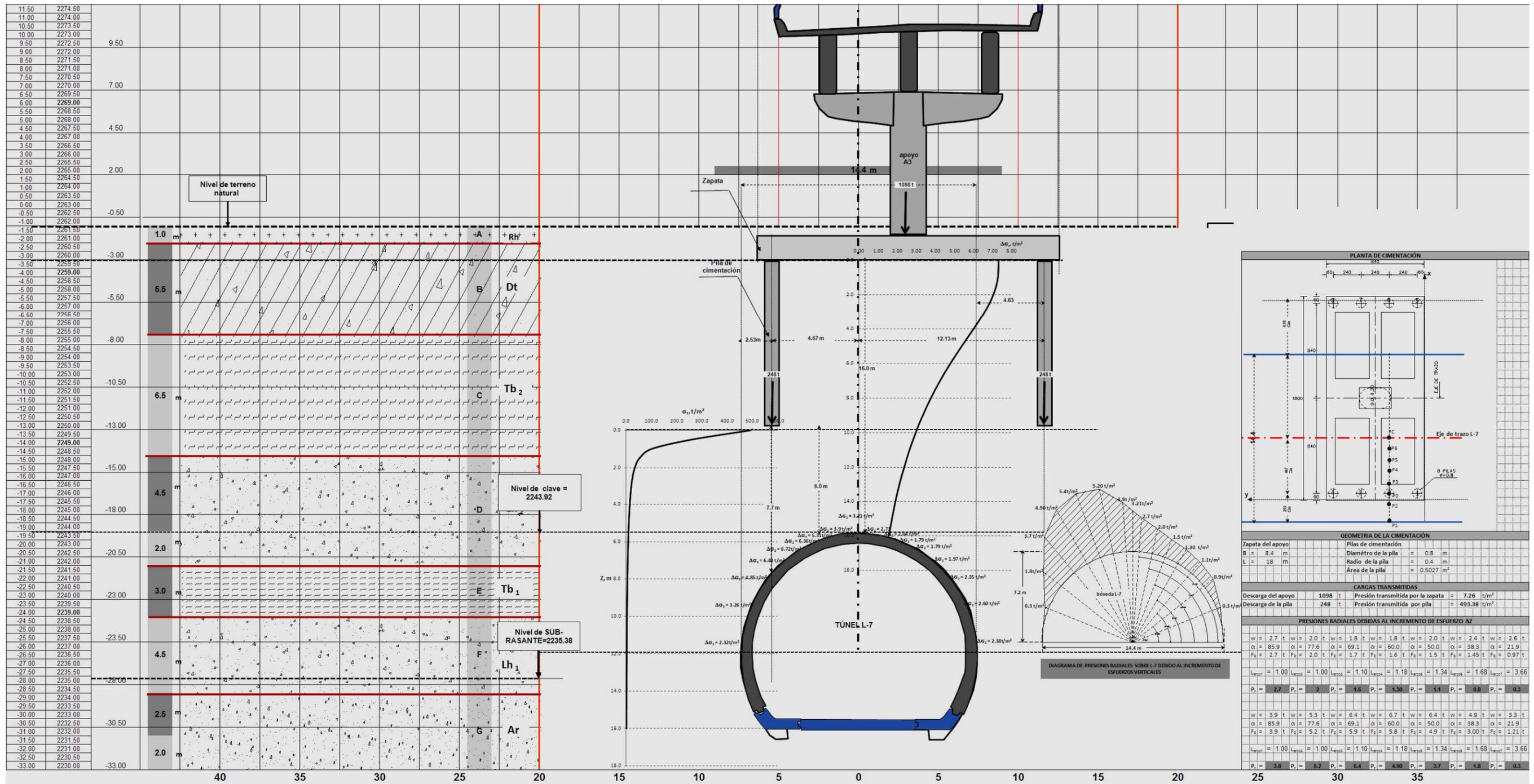


Figura 6.9 Influencia del apoyo A3 del puente Molinos sobre la Bóveda de la Línea 7

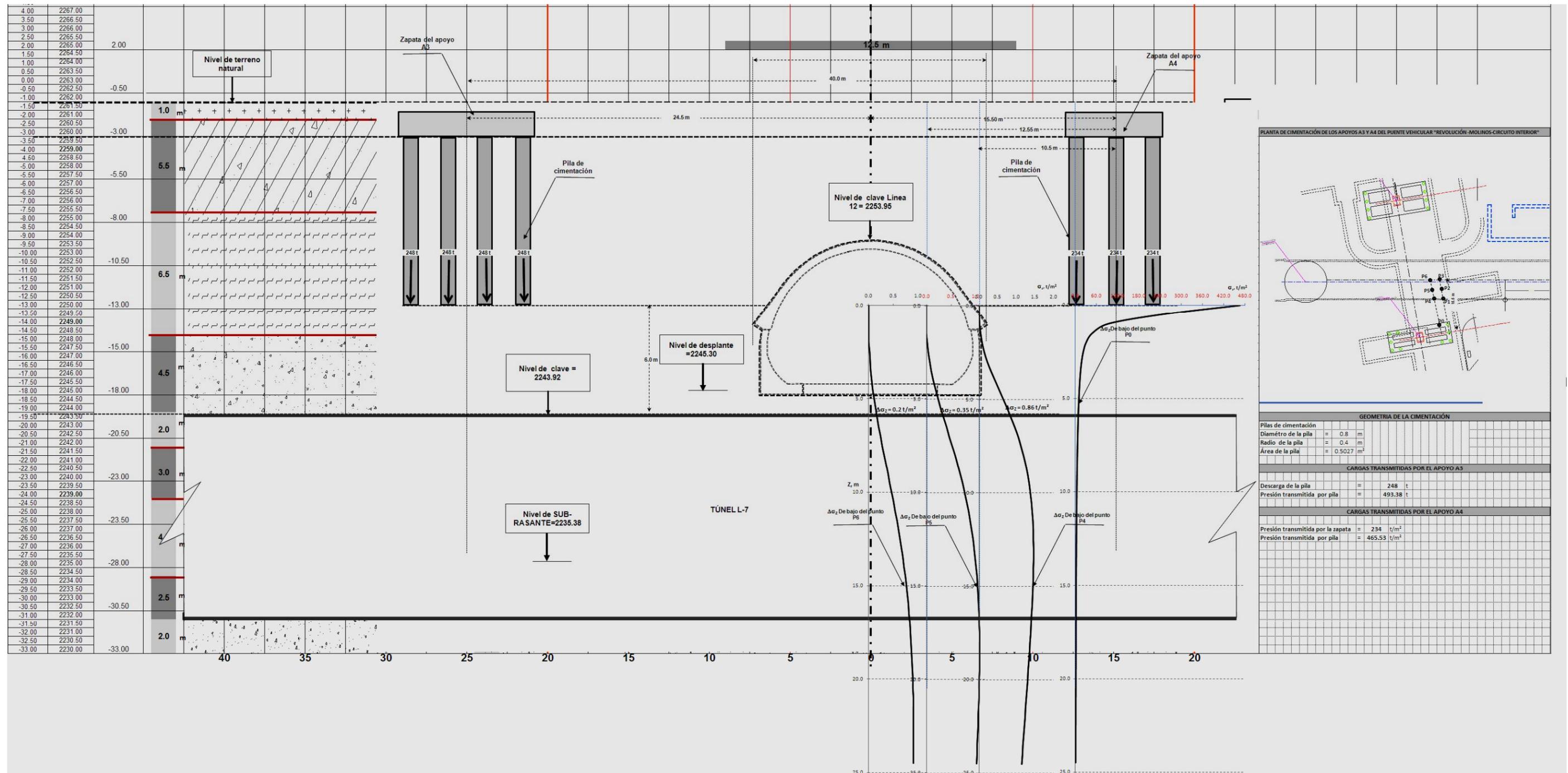
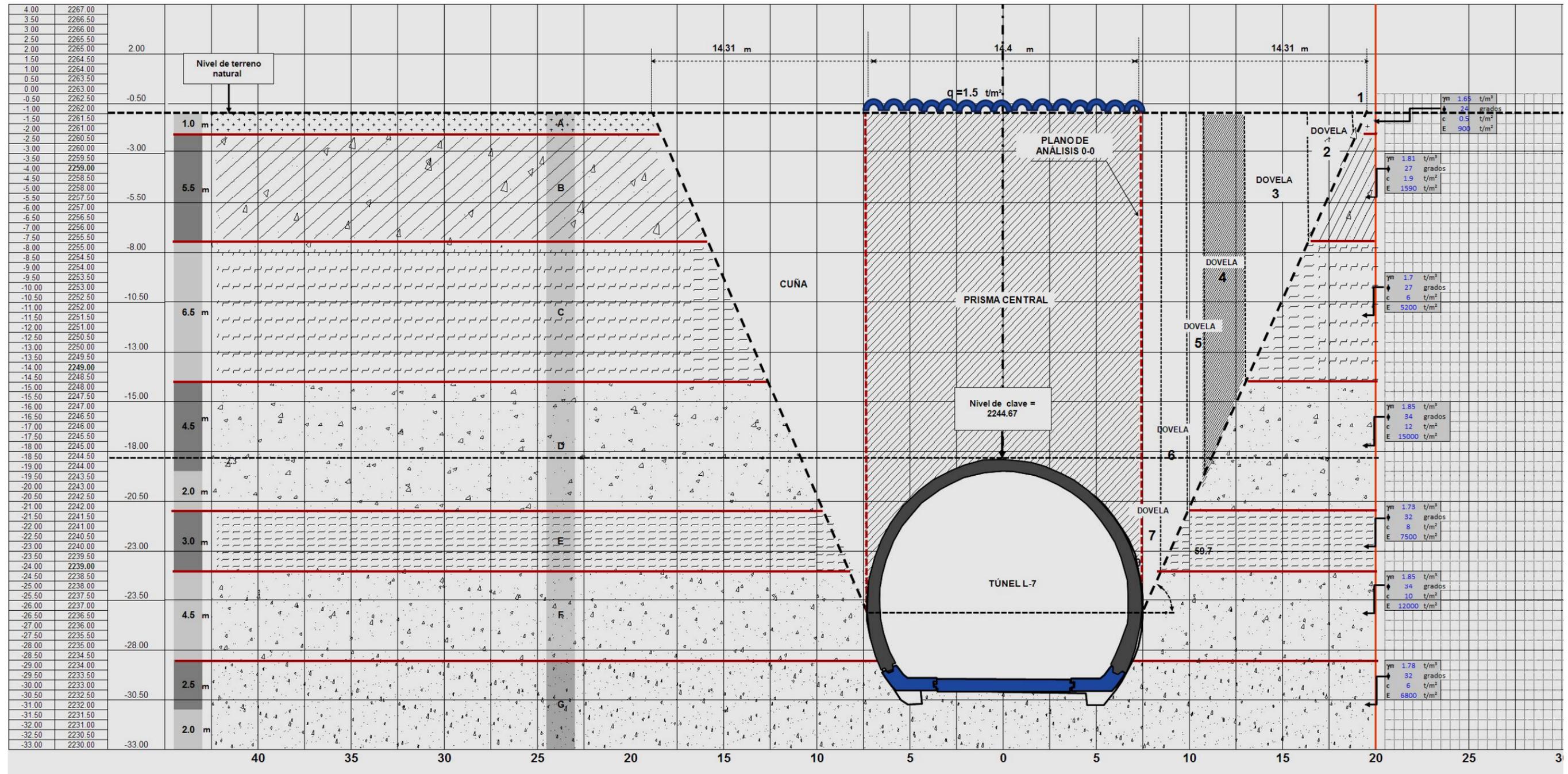


Figura 6.10 Influencia de los apoyos A3 y A4 en la zona del cruce de la línea 12 con la línea 7

6.5.1 Plano de falla y condiciones geométricas de las dovelas de análisis

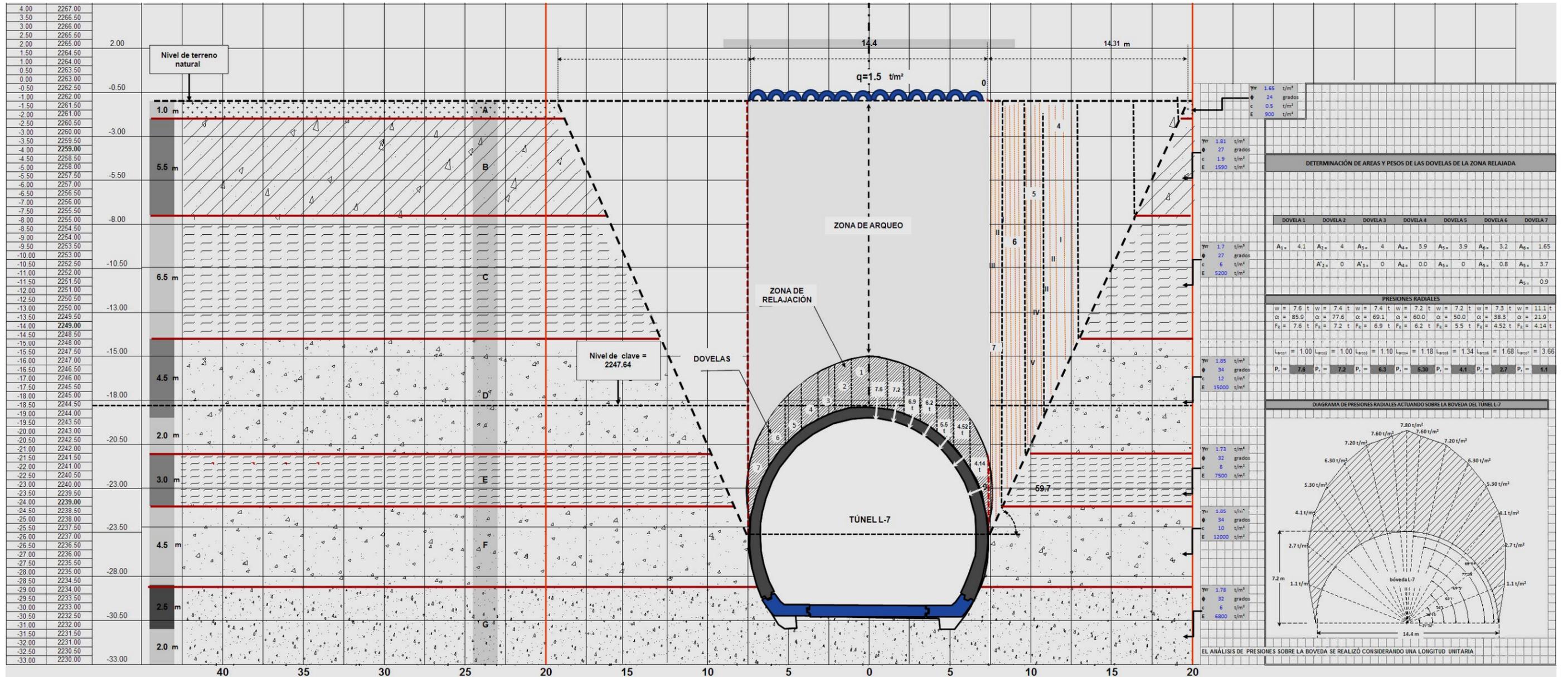


6.5.2 Cálculo de arqueo de la masa del suelo sobre el túnel de la línea 7

TABLA DE ANALISIS DE ARQUEO																		
Estrato	He/2 m	γ_m (t/m ³)	σ_v t/m ²	PRISMA POTENCIAL DE DESLIZAMIENTO			Fuerzas resistentes PLANO 0-0		Fuerzas resistentes PLANO 0-0									
				FZA. MOTORA (t)	c t/m ²	COMPONENTE COHESIVA t/m	Dovela	w DOVELA (t)	w DOVELA + SOBRECARGA t/m ²	α (°)	N (t)	F _h (t)	σ_h t/m ²	ϕ (°)	$\sigma_h + \sigma_v$ t/m ²	COMPONENTE FRICCIONANTE t/m	Σ FZA. RESISTENTE t/m	
A	0.5	1.65	0.83	23.76	0.5	0.5	1	0.48	0.48	59.7	0.242	0.209	0.209	24	1.03	0.46	0.96	
B	2.75	1.81	6.63	143.35	1.9	10.5	2	21.28	21.28	59.7	10.736	9.270	1.685	27	8.31	23.30	33.75	
C	3.25	1.70	17.13	159.12	6.0	39.0	3	65.09	65.09	59.7	32.840	28.354	4.362	27	21.49	71.18	110.18	
D	2.25	1.85	26.82	119.88	12.0	54.0	4	70.55	70.55	59.7	35.594	30.732	6.829	34	33.65	102.13	156.13	
E	1	1.85	32.83	27.01	12.0	24.0	5	38.30	38.30	59.7	19.323	16.684	8.342	34	41.17	55.54	79.54	
F	1.5	1.73	37.28	8.68	8.0	24.0	6	65.27	65.27	59.7	32.931	28.432	9.477	32	46.75	87.64	111.64	
G	1	1.85	41.72	0.93	10.00	20.00	7	48.84	48.84	59.7	24.641	21.275	10.637	32	52.357	65.43	85.43	
Σ				506.49		171.95		309.81	309.81							340.25	577.63	
Dos planos de deslizamiento				1155.26 t	FS =		2.28	EL TECHO ARQUEA										

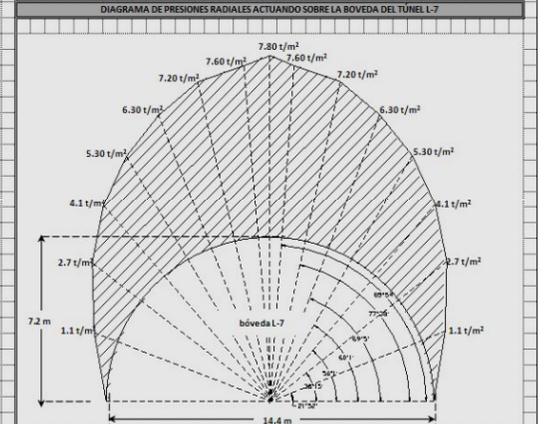
DE ACUERDO AL ANÁLISIS DE ARQUEO REALIZADO SE DETERMINO UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 2.3; REQUIRIENDOSE UN FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO DE 2 PARA CONSIDERAR EL EFECTO DE ARQUEO DEL TECHO DEL TÚNEL; POR LO TANTO, LAS PRESIONES RADIALES SOBRE LA BÓVEDA SE DETERMINARAN CONSIDERANDO UNA ZONA RELAJADA

6.5.3 Análisis de la zona de relajación y diagrama de presiones radiales



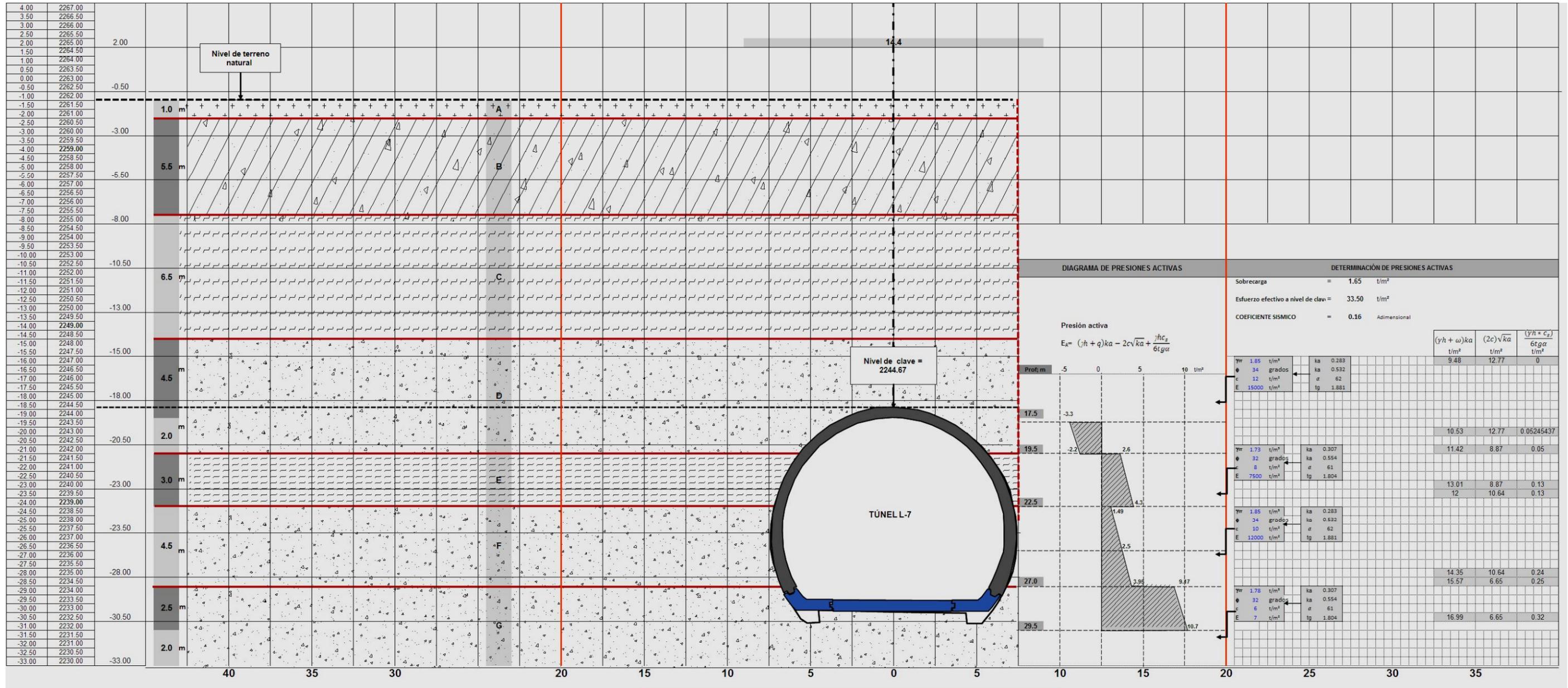
DETERMINACIÓN DE ÁREAS Y PESOS DE LAS DOVELAS DE LA ZONA RELAJADA						
DOVELA 1	DOVELA 2	DOVELA 3	DOVELA 4	DOVELA 5	DOVELA 6	DOVELA 7
$A_{1s} = 4.1$	$A_{2s} = 4$	$A_{3s} = 4$	$A_{4s} = 3.9$	$A_{5s} = 3.9$	$A_{6s} = 3.2$	$A_{7s} = 1.65$
$A'_{1s} = 0$	$A'_{2s} = 0$	$A'_{3s} = 0$	$A'_{4s} = 0$	$A'_{5s} = 0$	$A'_{6s} = 0.8$	$A'_{7s} = 3.7$
						$A_{7s} = 0.9$

PRESIONES RADIALES						
$w_1 = 7.6$ t	$w_2 = 7.4$ t	$w_3 = 7.4$ t	$w_4 = 7.2$ t	$w_5 = 7.2$ t	$w_6 = 7.3$ t	$w_7 = 11.1$ t
$\alpha_1 = 85.9$	$\alpha_2 = 77.6$	$\alpha_3 = 69.1$	$\alpha_4 = 60.0$	$\alpha_5 = 50.0$	$\alpha_6 = 38.3$	$\alpha_7 = 21.9$
$F_{R1} = 7.6$ t	$F_{R2} = 7.2$ t	$F_{R3} = 6.9$ t	$F_{R4} = 6.2$ t	$F_{R5} = 5.5$ t	$F_{R6} = 4.52$ t	$F_{R7} = 4.14$ t
$L_{R101} = 1.00$	$L_{R202} = 1.00$	$L_{R303} = 1.10$	$L_{R404} = 1.18$	$L_{R505} = 1.34$	$L_{R606} = 1.68$	$L_{R707} = 3.66$
$P_1 = 7.6$	$P_2 = 7.2$	$P_3 = 6.3$	$P_4 = 5.30$	$P_5 = 4.1$	$P_6 = 2.7$	$P_7 = 1.1$

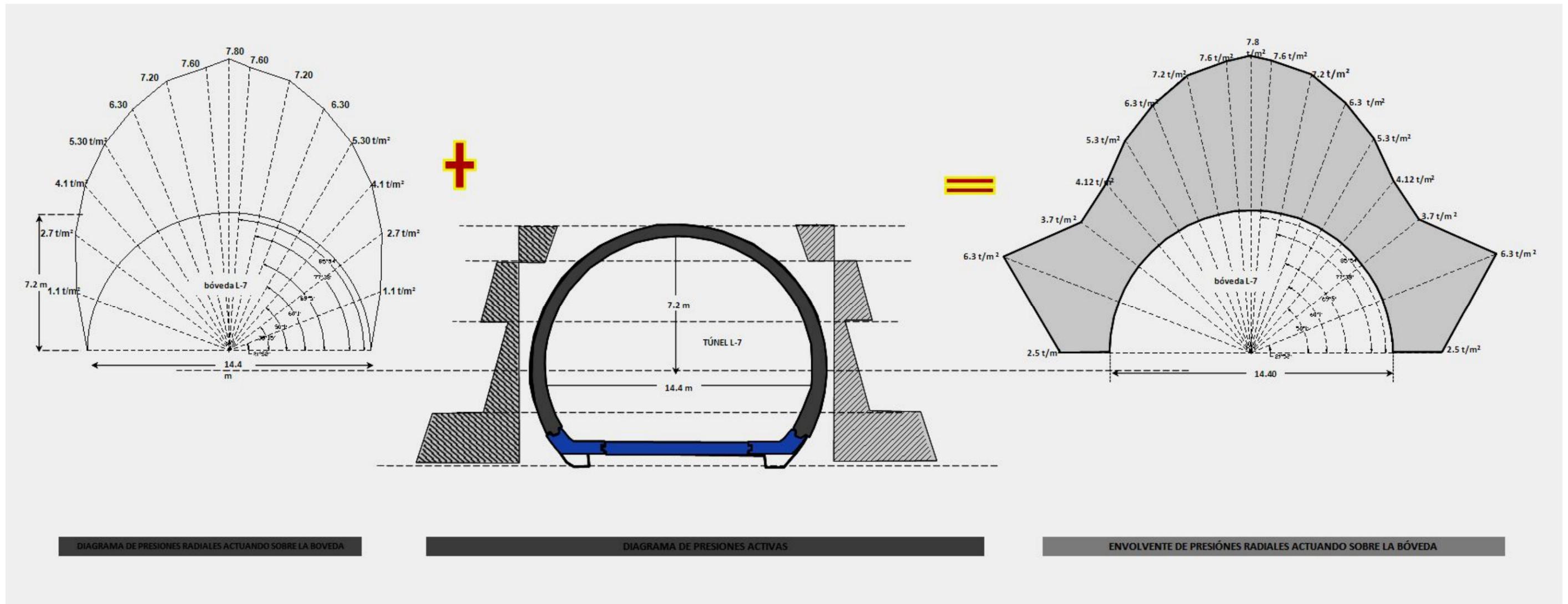


EL ANÁLISIS DE PRESIONES SOBRE LA BOVEDA SE REALIZÓ CONSIDERANDO UNA LONGITUD UNITARIA

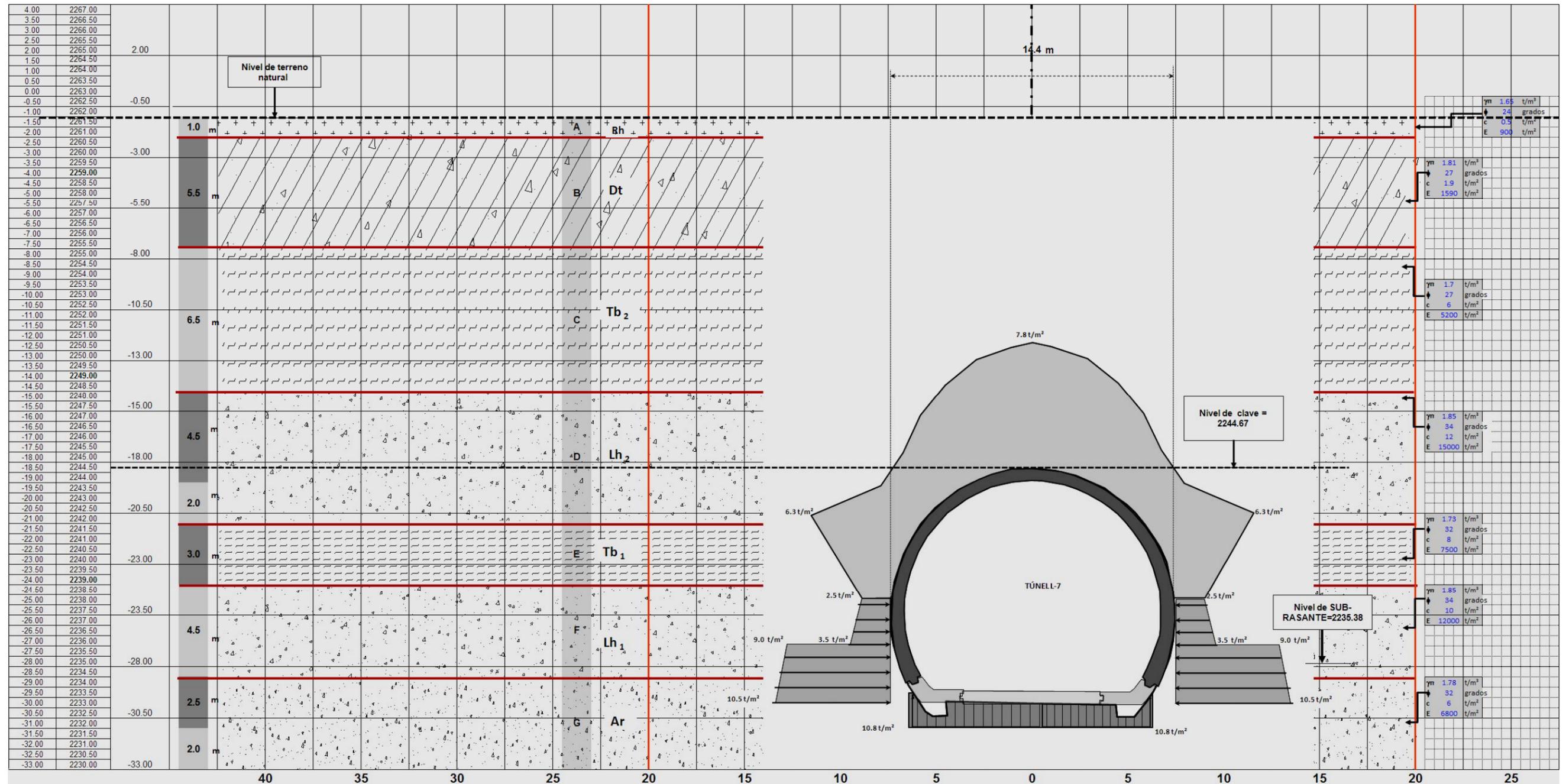
6.5.4 Análisis de empujes laterales en zona desconfiada por el túnel



6.5.5 Fusión de diagramas radiales y laterales



6.5.6 Presiones actuales sobre la bóveda de la línea 7



6.5.7 Conclusiones del primer análisis

Con base a los resultados mostrados previamente, antes de la construcción del túnel de la línea 12, el estado de esfuerzos del túnel de la línea 7 presenta las siguientes condiciones:

De acuerdo a la estratigrafía del lugar, la profundidad y geometría de la bóveda del túnel de la línea 7, el suelo permite el arqueo sobre el techo del túnel.

Con base a la caracterización anterior, el arqueo del techo se desarrolla hasta una profundidad de 14.10 m. La zona de relajación resultó del orden de 3.9 m.

La zona de relajación y la presión lateral de tierras mantiene el estado de esfuerzos, mostrado en la figura del punto 6.5.5.

El estado de esfuerzos actuales al que se llegó en el punto 6.5.5, es precisamente la condición que no debe alterarse, en la mayor medida posible, lo cual constituye la premisa para la revisión de la estabilidad del túnel de la línea 7.

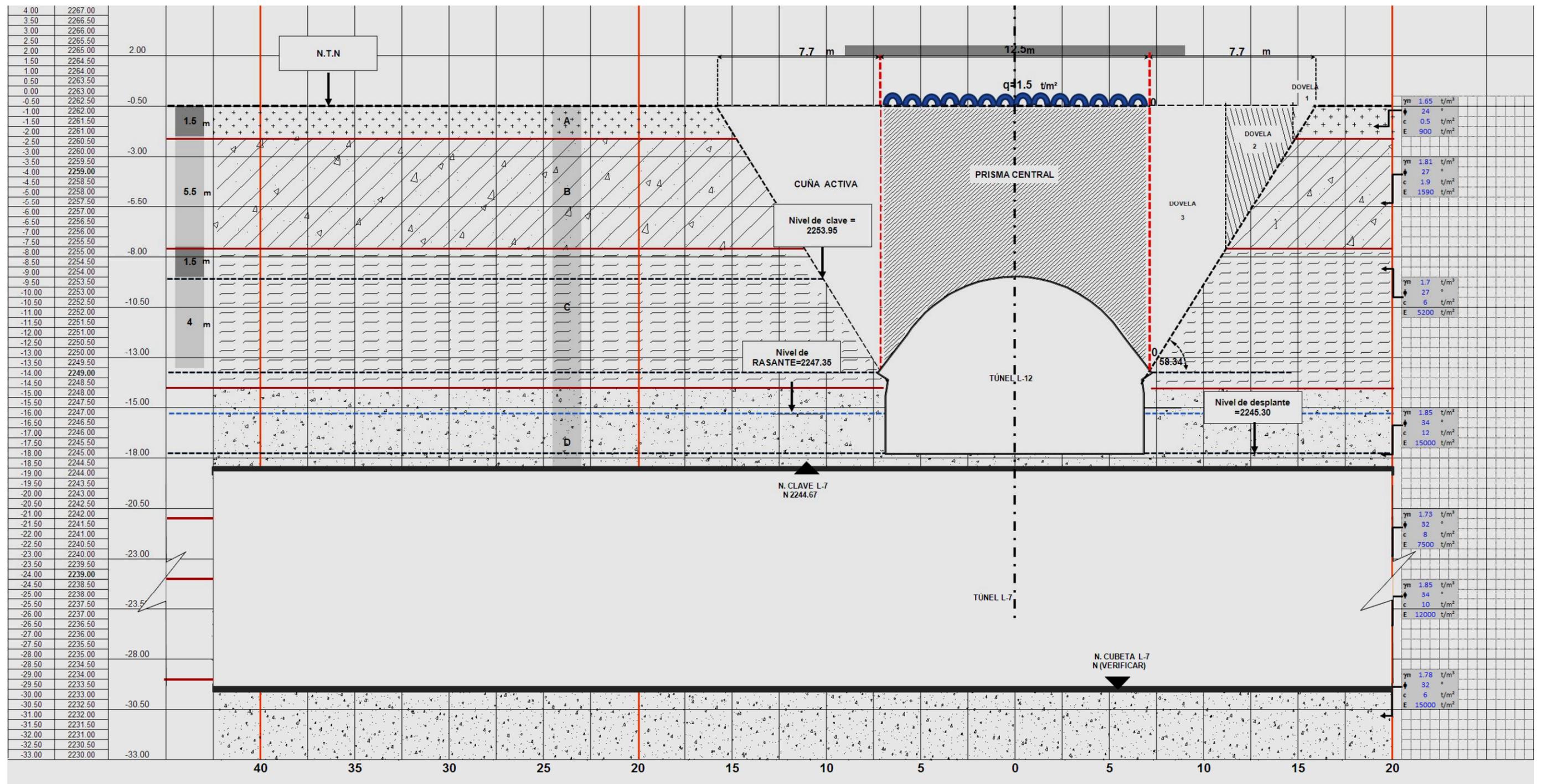
6.6 Análisis de esfuerzos sobre el túnel de la línea 12

Una vez determinados los estados de esfuerzos, a los que se encuentra sometida la bóveda de la línea 7, se calculan los estados de esfuerzos actuantes sobre el túnel de la línea 12.

Para hacer dicho análisis, se emplean los mismos conceptos empleados en el análisis anterior, más el estudio del mecanismo simplificado de estabilidad de túneles, descrito anteriormente y aplicado al diseño y construcción del túnel de la línea 12; con el cual se pretende prever el comportamiento del mismo, durante la obra.

Se presentan a continuación los resultados de los análisis realizados para determinar el estado de esfuerzos en el túnel de la línea 12.

6.6.1 Plano de falla y condiciones geométricas de análisis

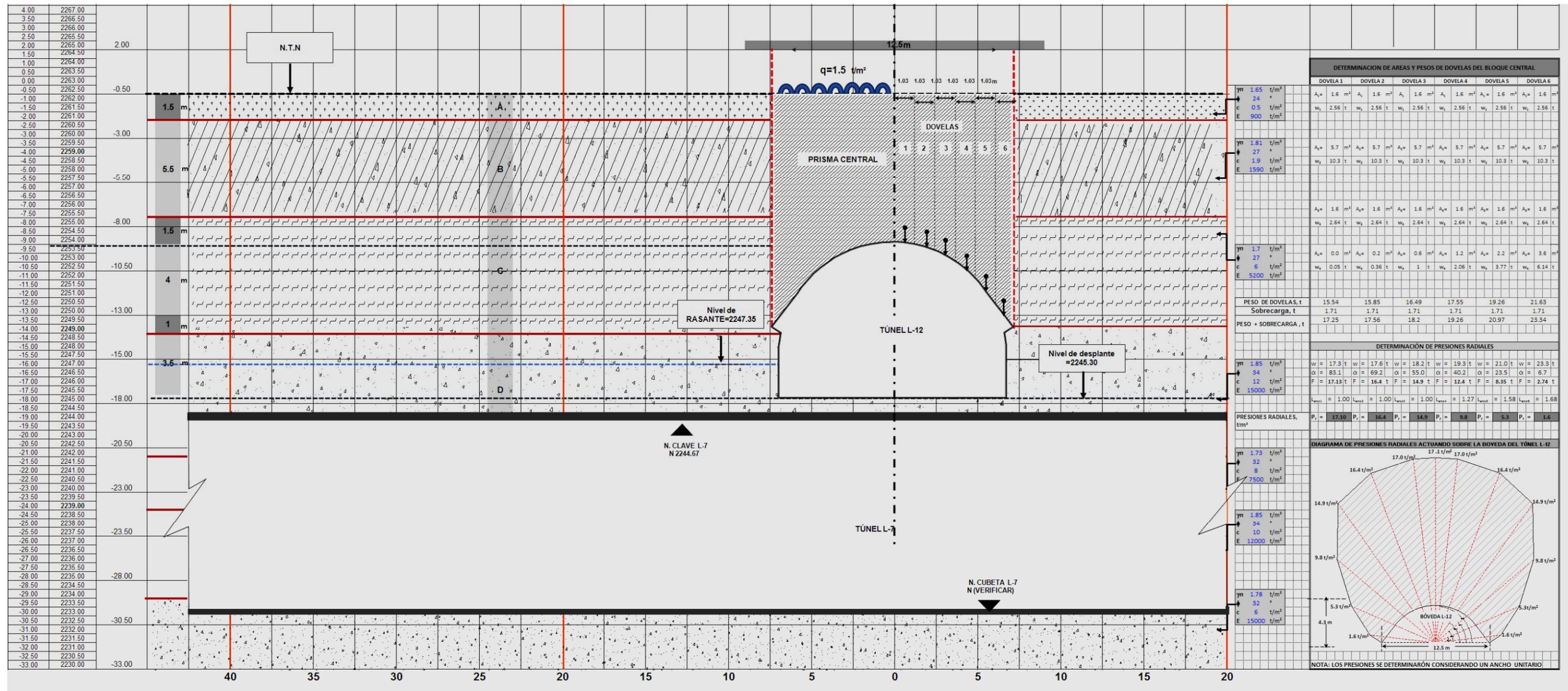


6.6.2 Cálculo del arqueo de la masa del suelo sobre el techo de la línea 12

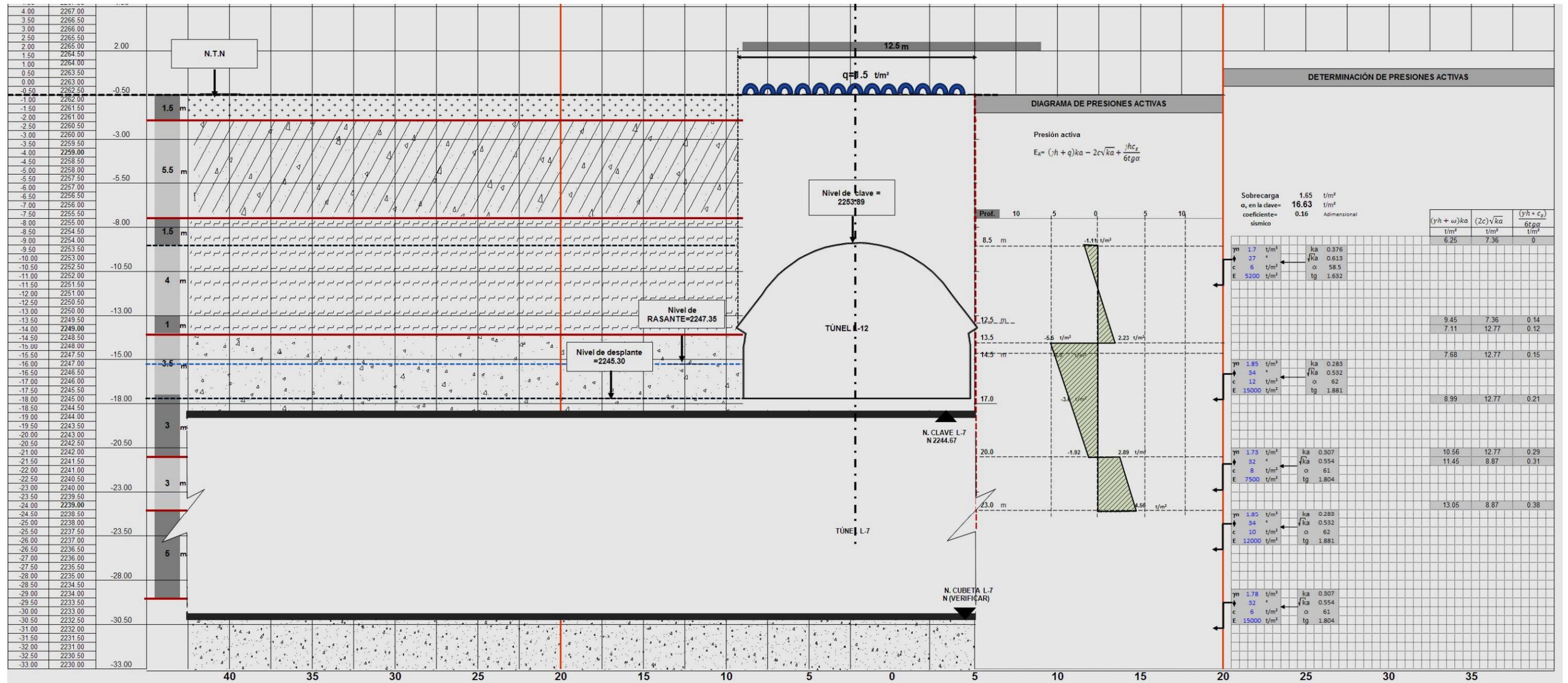
2.1- TABLA DE ANÁLISIS DE ARQUEO																		
Estrato	He/2 m	γ_m (t/m ³)	σ_v t/m ²	Fuerzas resistentes PLANO 0-0			Fuerzas resistentes PLANO 0-0											
				FZA. MOTORA (t)	c t/m ²	COMPONENT E COHESIVA t/m	Dovela	wDOVELA (t)	w DOVELA + SOBRECARGA t/m ²	α (")	N (t)	F _h (t)	σ_h t/m ²	ϕ (")	$\sigma_h + \sigma_v$ t/m ²	COMPONENTE FRICCIONANTE t/m	Σ FZA. RESISTENTE t/m	
A	0.75	1.65	1.24	30.94	0.5	0.8	1	1.14	1.14	58.34	0.598	0.509	0.340	24	1.58	1.05	1.80	
B	2.75	1.81	7.45	124.44	1.9	10.5	2	25.27	25.27	58.34	13.264	11.290	2.053	27	9.51	26.64	37.09	
C	2.75	1.70	17.11	59.87	6.0	33.0	3	46.47	46.47	58.34	24.391	20.761	3.775	27	20.88	58.51	91.51	
Σ				235.88		44.20		72.88		72.88						86.20		130.40
Dos planos de deslizamiento				260.81 t		FS =		1.11										
<p>DE ACUERDO AL ANÁLISIS DE ARQUEO REALIZADO SE DETERMINO UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.10; REQUIRIENDOSE UN FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO DE 2 PARA CONSIDERAR EL EFECTO DE ARQUEO DEL TECHO DEL TÚNEL POR LO QUE DICHO EFECTO NO SE TOMARA EN CUENTA PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PRESIONES RADIALES</p> <p>SE OBSERVA QUE EL FACTOR DE SEGURIDAD DEL ARQUEO; SE ENCUENTRA PROXIMO AL ESTADO INCIPIENTE DE FALLA, POR LO QUE; SE RECOMIENDA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ESTRATOS POR ARRIBA DE LA CLAVE DEL TÚNEL</p>																		

Dado que el suelo no alcanza a desarrollar el fenómeno de arqueo, la boveda del túnel de la línea 12 tomará toda la carga del suelo que gravite sobre ella.

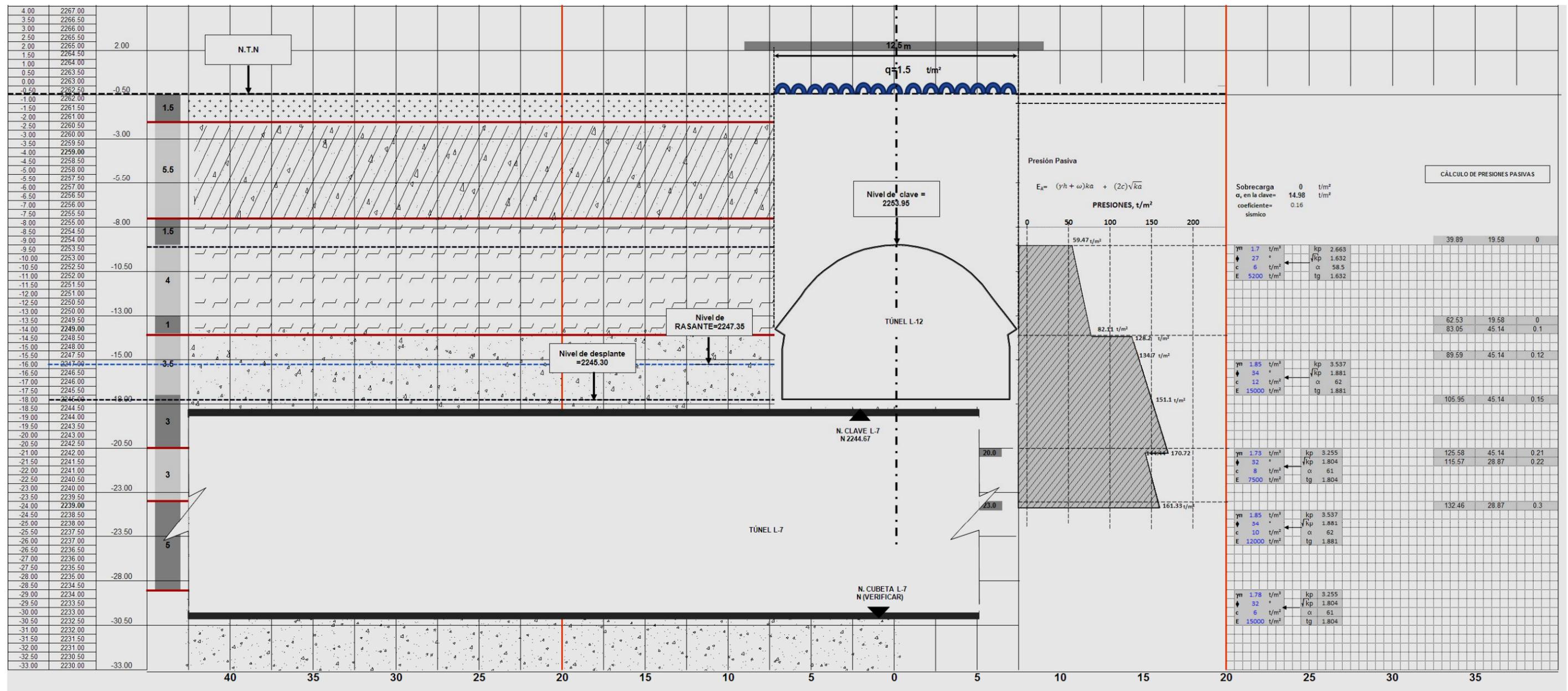
6.6.3 Determinación de las presiones sobre la bóveda a partir de la caída del bloque central



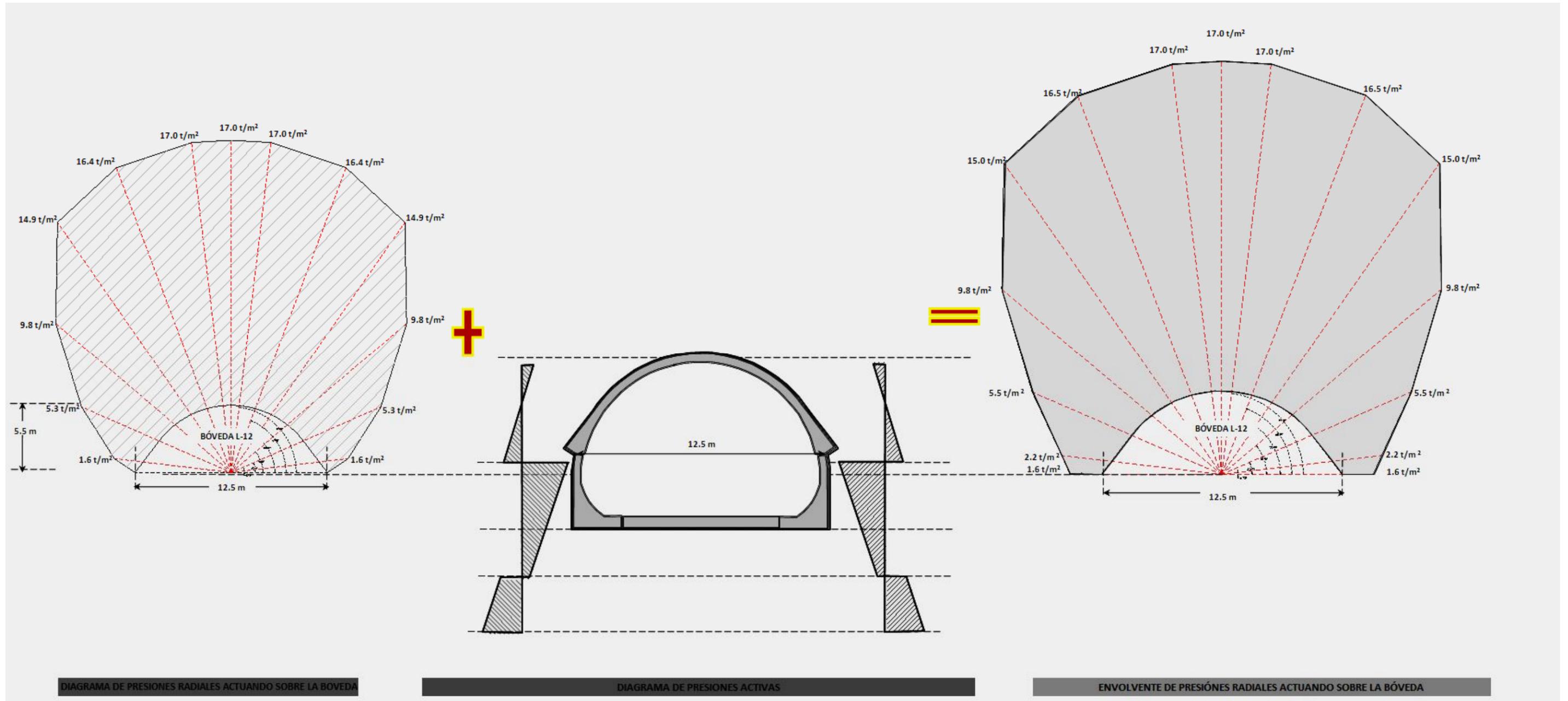
6.6.4 Análisis de empujes laterales en zona desconfiada por el túnel



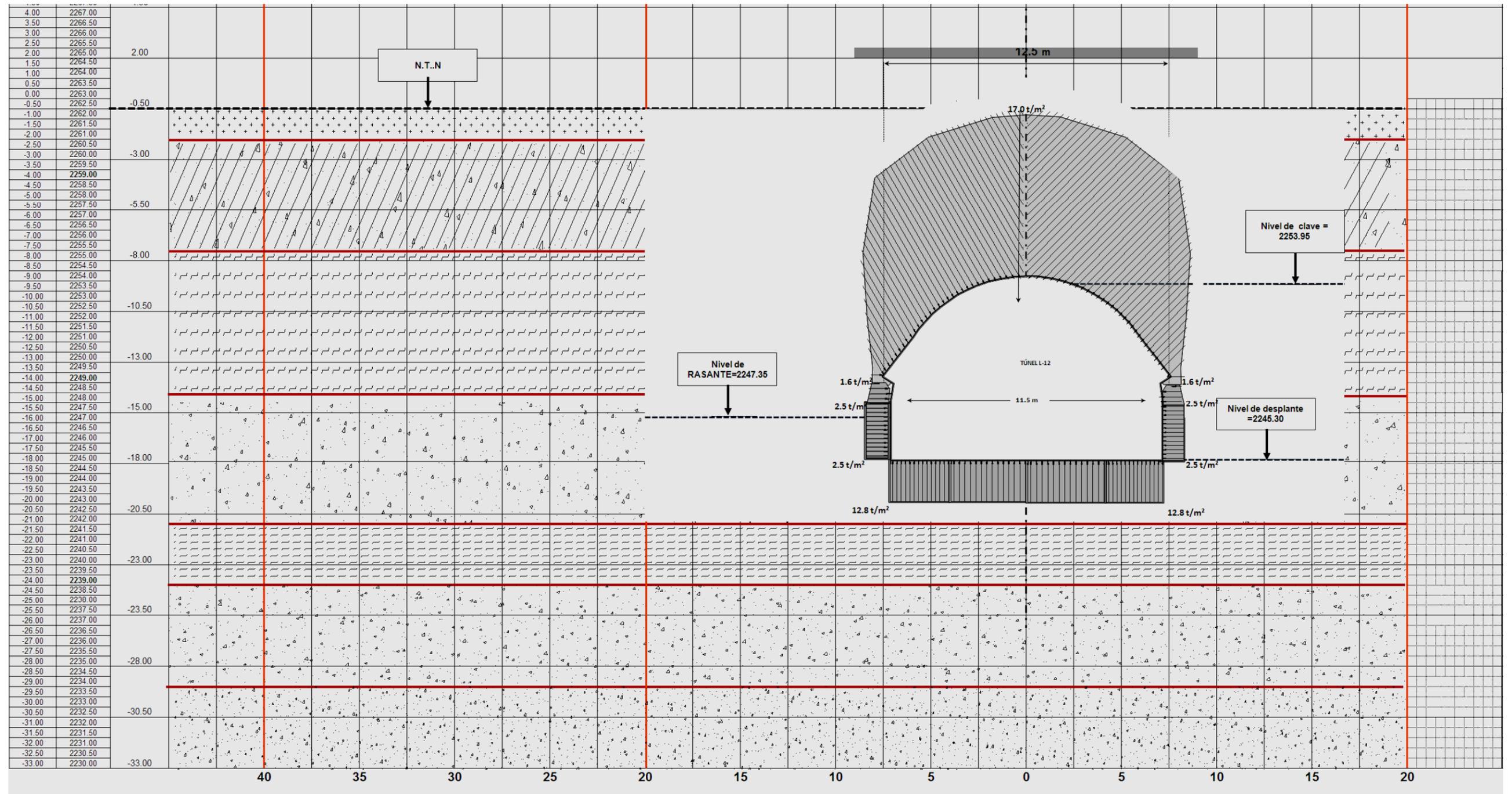
6.6.5 Análisis de empujes laterales



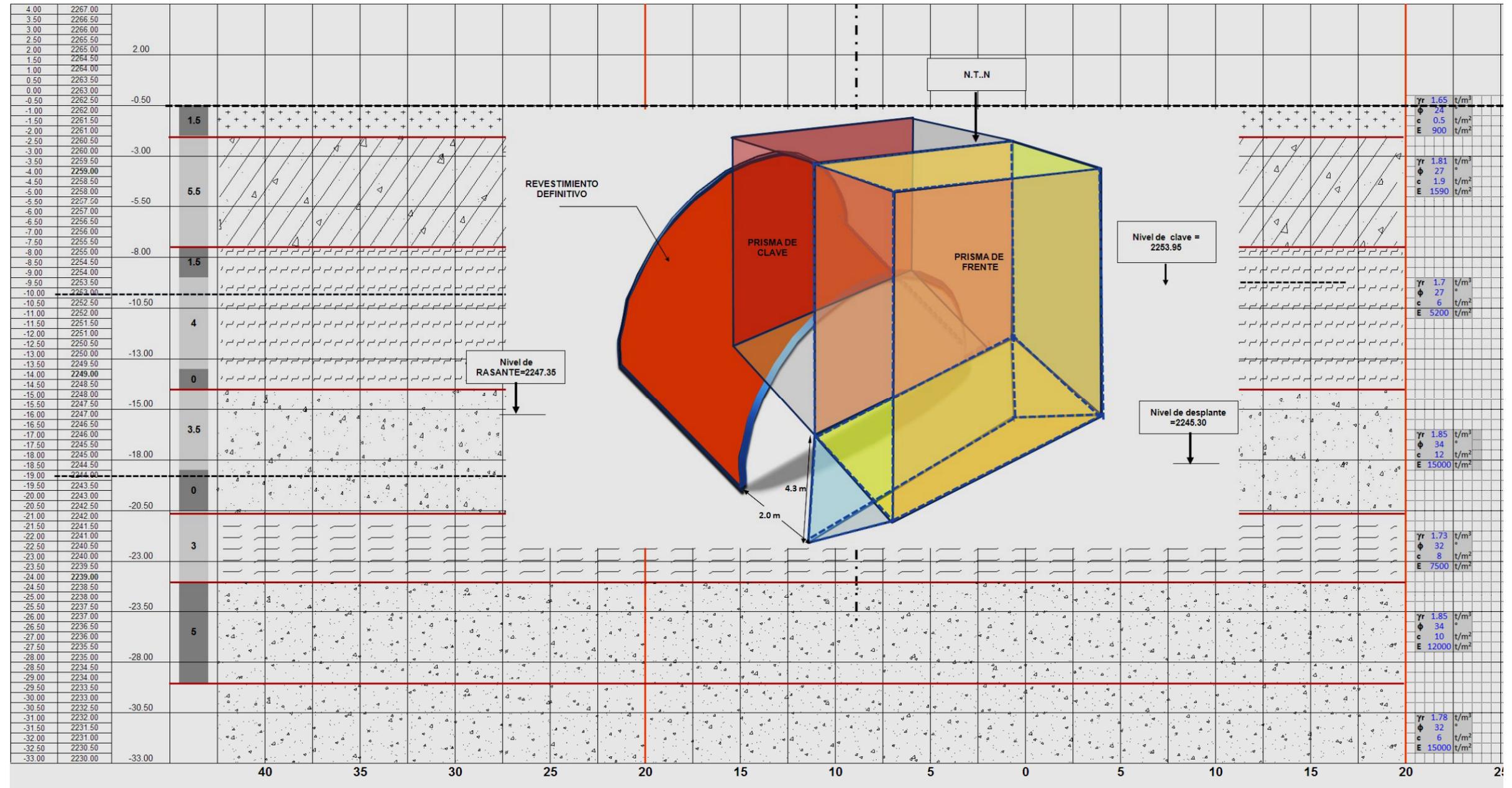
6.6.6 Fusión de diagramas radiales y laterales



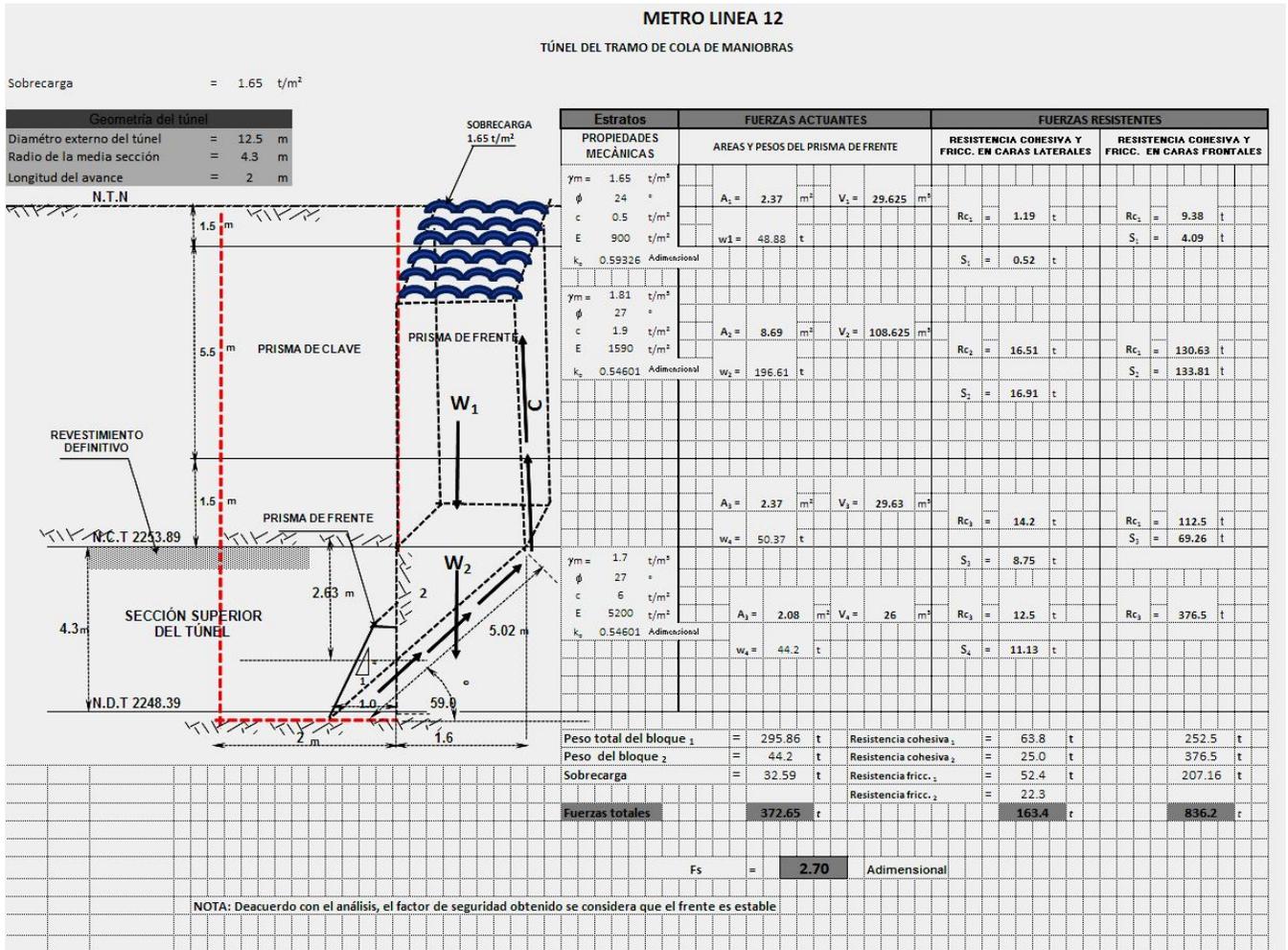
6.6.7 Diagramas de presiones finales sobre la línea 12



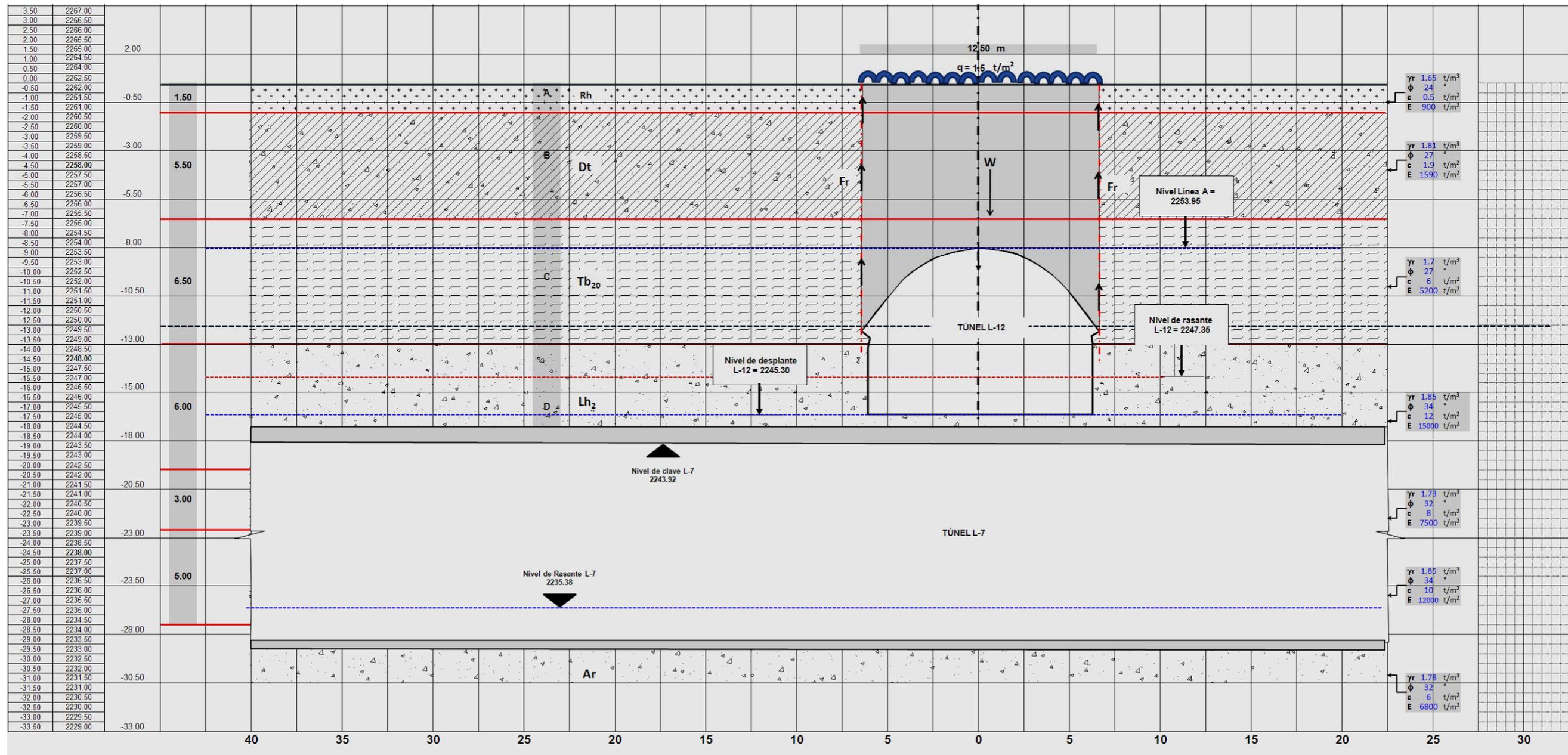
6.6.8 Estabilidad del prisma de frente



6.6.9 Estabilidad del frente para un techo de 8.5 m y avance de 2 m



6.6.10 Estabilidad de clave



6.6.11 Estabilidad de clave para un techo de 8.5 m

Tabla de cálculo de las fuerzas resistentes debido al efecto tridimensional de la clave del túnel

ANÁLISIS DE CARA FRONTAL DEL TUNEL

Estrato	Profundidad	γ	Área	Angulo	$\tan \phi_i$	Cohesión		Ko	σ_{hi}	sT	Fuerzas		
	hi		Ai	ϕ_i		ci	σ_{vi}				R	A	
	m	t/m ³	m ²	(°)		t/m ²	t/m ²		t/m ²	t/m ²	t	t	
1	0.75	1.65	18.75	24	0.45	0.50	1.24	0.59	0.73	0.83	15.50	30.94	
2	2.75	1.81	68.75	27	0.51	1.90	7.45	0.55	4.07	3.97	273.17	124.44	
3	1.71	1.70	35.21	27	0.51	6.00	15.34	0.55	8.37	10.27	361.50	59.86	
											15.07	650.17	215.23

ANÁLISIS DE CARA LATARAL DEL TUNEL

Estrato	Profundidad	γ	Área	Angulo	$\tan \phi_i$	Cohesión		Ko	σ_{hi}	sT	Fuerzas	
	hi		Ai	ϕ_i		ci	σ_{vi}				R	
	m	t/m ³	m ²	(°)		t/m ²	t/m ²		t/m ²	t/m ²	t	
1	0.75	1.65	1.50	24	0.45	0.50	1.24	0.59	0.73	0.83	1.24	
2	2.75	1.81	5.50	27	0.51	1.90	7.45	0.55	4.07	3.97	21.85	
3	2.90	1.70	5.80	27	0.51	6.00	17.36	0.55	9.48	10.83	62.81	
											15.63	85.91

FUERZA MOTORA DEBIDA A LA SOBRECARGA = 20.63 t

Fuerza motora por metro lineal = 235.86

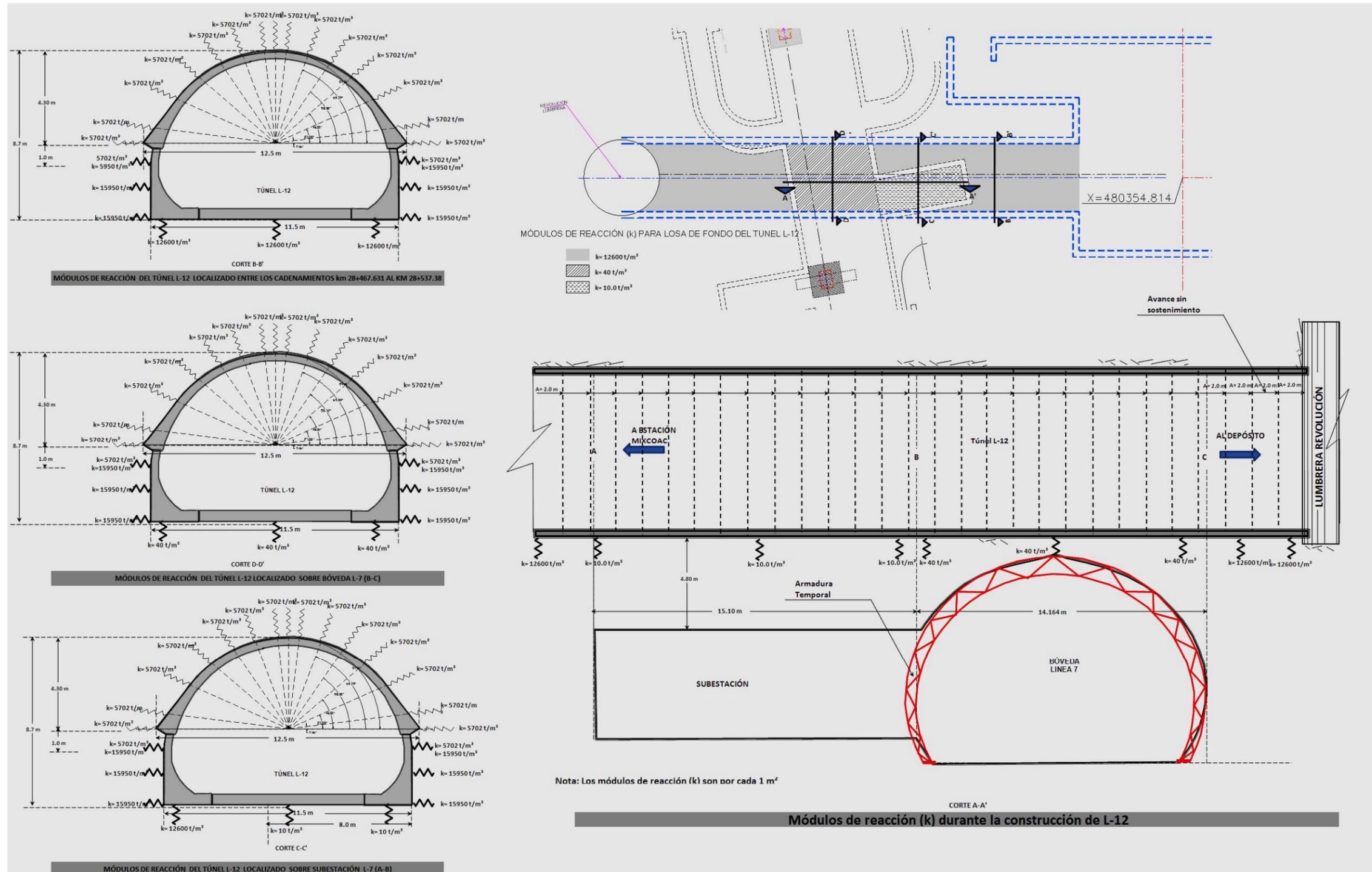
Fuerza resistente en el prisma de la clave= 1,472.14

6.6.12 Estabilidad de clave con efecto tridimensional

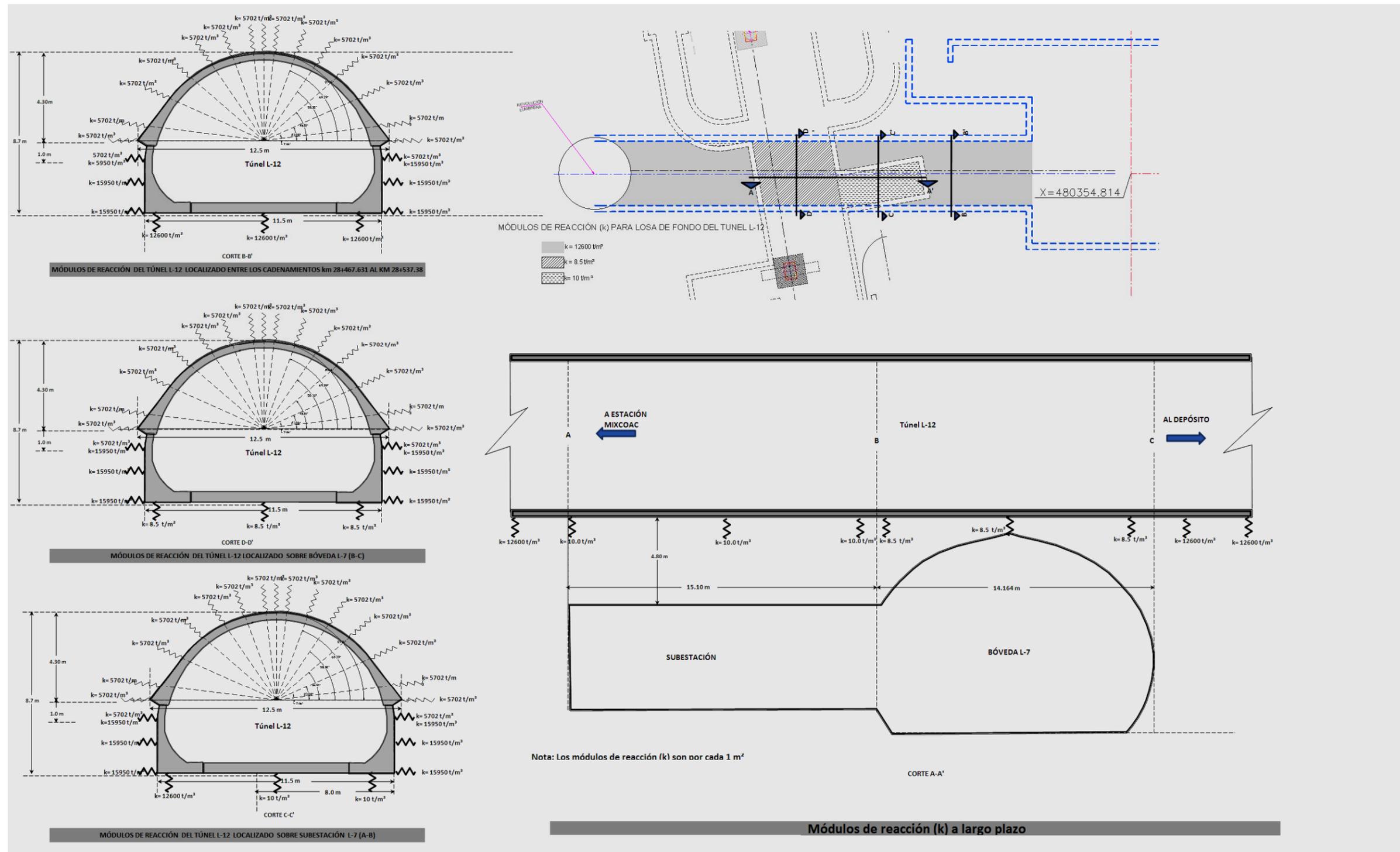
Fuerzas motoras = 235.86 t
 Fuerzas resistentes = 1472.14 t

Avance en m	Fuerzas motoras ton	Fuerzas resistentes ton	Factor de Seg. Estático
0.50	117.93	1386.24	11.75
1.00	235.86	1472.14	6.24
1.50	353.79	1558.05	4.40
2.00	471.71	1643.95	3.49
2.50	589.64	1729.86	2.93
3.00	707.57	1848.27	2.61
3.50	825.50	1901.67	2.30
4.00	943.43	1987.58	2.11
4.50	1061.36	2073.48	1.95
5.00	1179.29	2159.39	1.83
10.00	2358.57	3018.44	1.28
20.00	4717.14	4736.55	1.00
30.00	7075.71	6454.67	0.91
40.00	9434.28	8172.78	0.87
50.00	11792.85	9890.89	0.84
60.00	14151.42	11609.00	0.82
70.00	16509.99	13327.11	0.81
80.00	18868.56	15045.23	0.80
90.00	21227.13	16763.34	0.79
100.00	23585.70	18481.45	0.78
200.00	47171.40	35662.57	0.76
300.00	70757.10	52843.69	0.75
400.00	94342.80	70024.80	0.74
500.00	117928.50	87205.92	0.74
600.00	141514.20	104387.04	0.74
700.00	165099.90	121568.16	0.74
800.00	188685.60	138749.28	0.74
900.00	212271.30	155930.39	0.73
1000.00	235857.00	173111.51	0.73

6.6.13 Módulos de reacción a corto plazo en bóveda, hastiales y losa de cimentación



6.6.14 Módulos de reacción a largo plazo en bóveda, hastiales y losa de cimentación



6.6.15 Conclusiones del segundo análisis geotécnico

La construcción del túnel de la línea 12, interrumpirá el fenómeno de arqueo que actualmente se está desarrollando sobre la bóveda del túnel de la Línea 7; por lo tanto, el revestimiento de la bóveda del túnel de la línea 12, tomará la descarga total del suelo que gravita por encima de ella, ya que la masa del suelo sobre ésta no cumple con los factores de seguridad mínimos para garantizar que se presenta el fenómeno de arqueo.

De acuerdo a los diagramas de presiones mostrados en el punto 6.6.7, se observa que la construcción del túnel de la línea-12 provocará un incremento de esfuerzos a nivel de desplante del túnel mayor a las generadas por la zona de relajación sobre la bóveda de la línea 7, antes de la construcción de la línea 12. Las presiones mostradas consideran exclusivamente la acción del suelo.

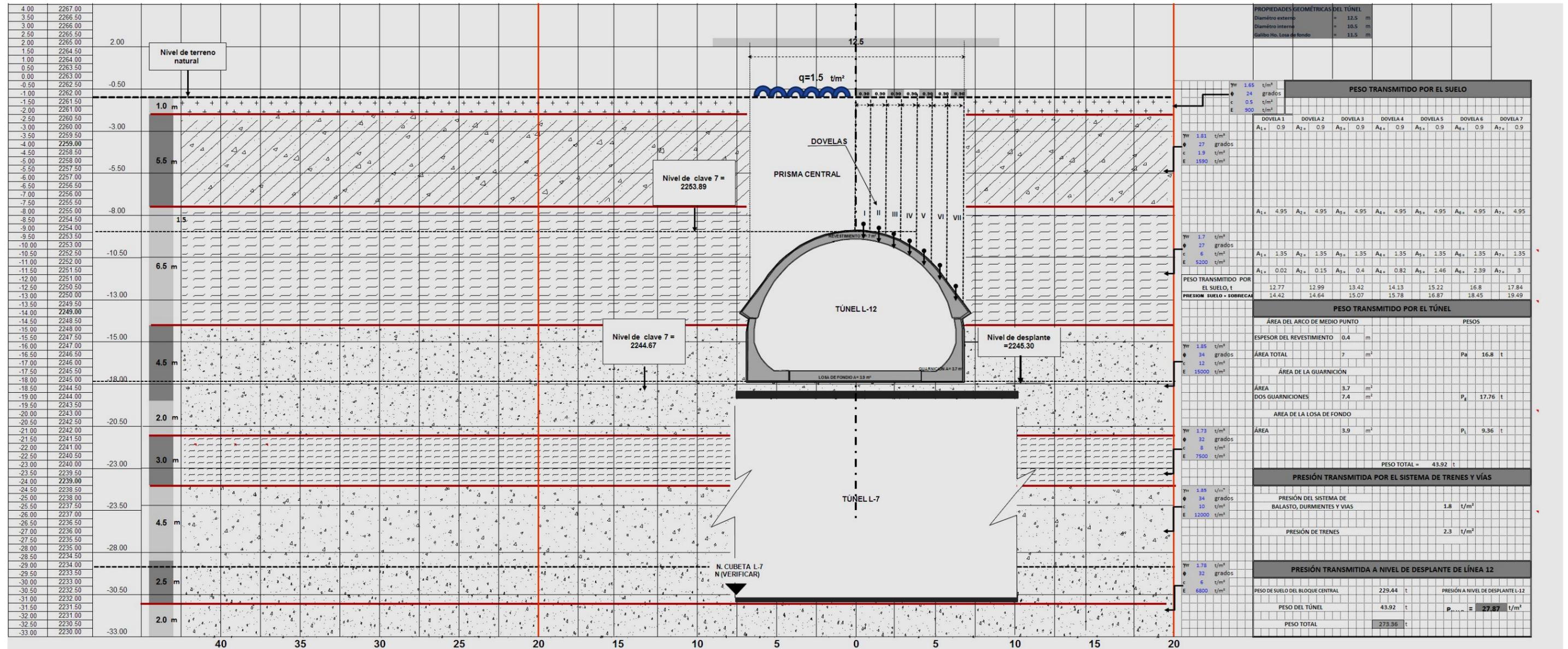
Conforme a la geometría del túnel de la línea 12, se determinan las presiones que se transmitirían a la bóveda de la línea 7, si la forma de trabajo del túnel de la línea 12 se realiza de la manera convencional, es decir que la sección del túnel trabaje únicamente ante cargas radiales.

Debido a que en la zona del cruce, el espesor del suelo (entre el nivel de desplante del túnel de la línea 12 con la clave de la bóveda y de la subestación de la línea 7) no es suficiente para que alcance valores de capacidad de carga aceptables, los módulos de reacción del suelo en esta zona presentan valores muy pequeños y por lo tanto presentan una capacidad de carga baja y una alta capacidad de deformación, comparada con el resto de la masa del suelo alejada de la zona del cruce.

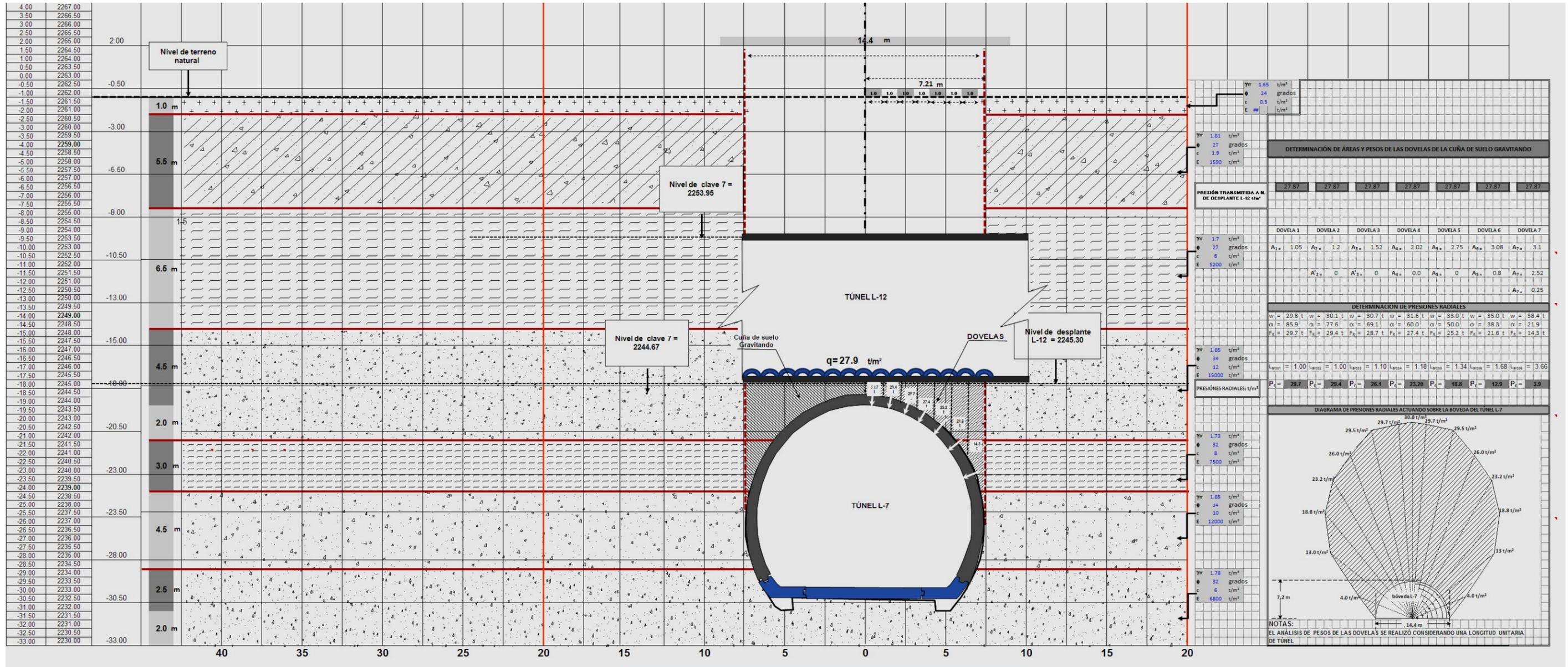
6.7 Análisis de cargas actuantes sobre la bóveda de la línea 7 por la influencia del túnel de la línea 12

En las figuras de los puntos 6.7.1 al 6.7.4 se muestran, tanto los resultados de los análisis de descargas, como las presiones radiales que tomará la bóveda de la línea-7, considerando la presencia del túnel de la línea-12. Dichos análisis sólo se presentan, ya que quedan fuera del alcance de este trabajo.

6.7.1 Determinación de cargas actuando sobre la bóveda de la línea 7 por la influencia del túnel de la línea 12

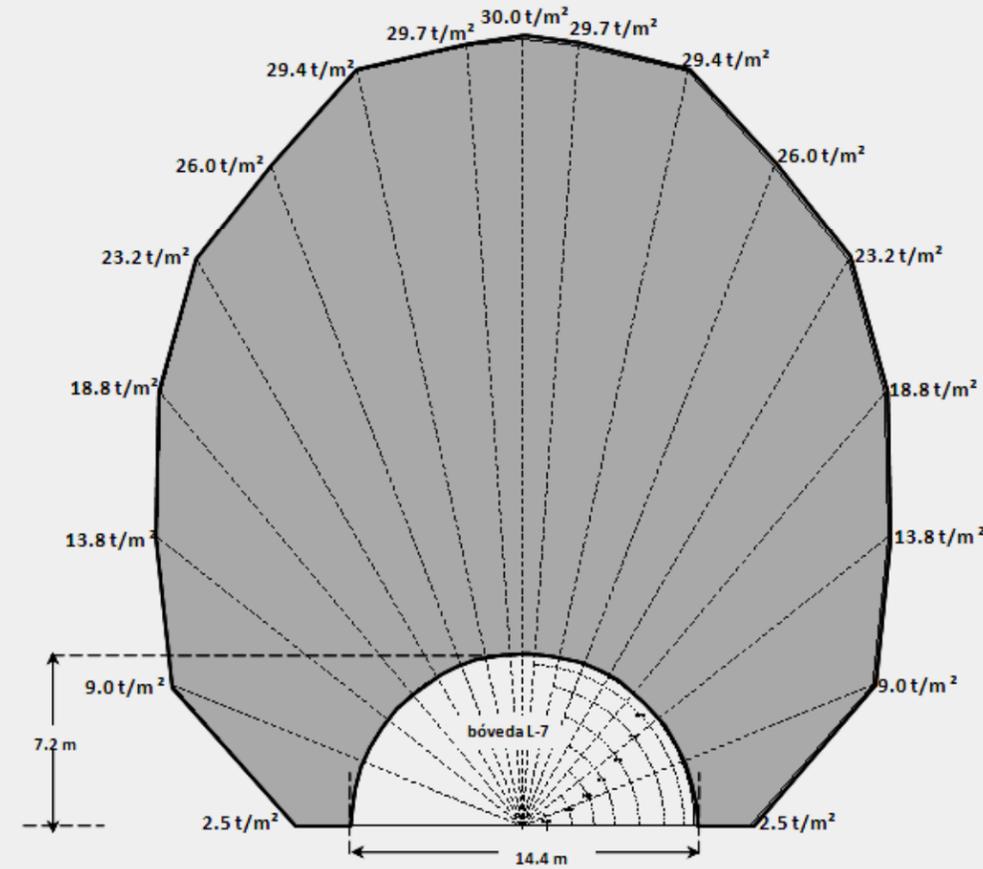


6.7.2 Presiones a largo plazo sobre la bóveda de la línea 7 debidas a la presencia de la línea 12



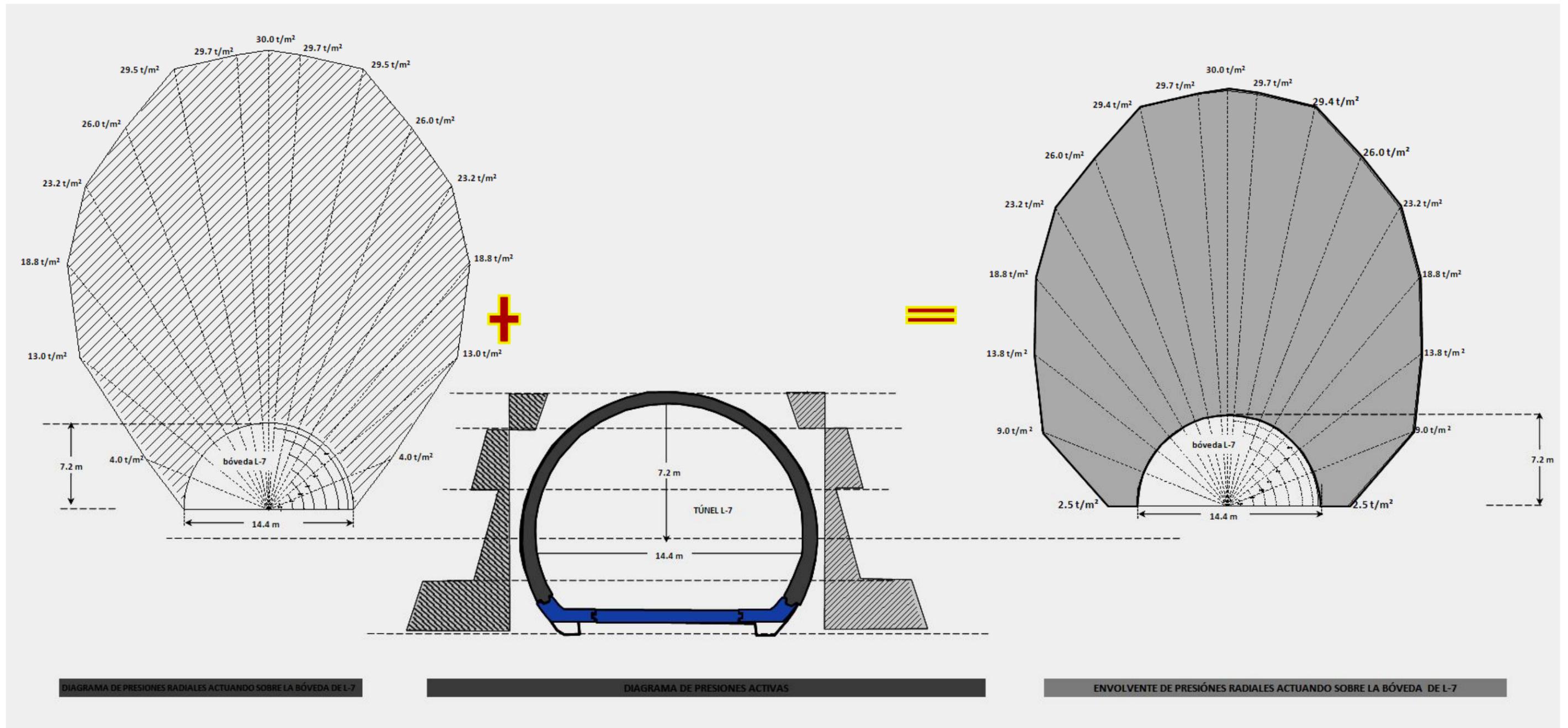
6.7.3 Cálculo de las presiones radiales

TABLA DE CÁLCULO PARA LA SUMATORIA VECTORIAL DE LOS DIAGRAMAS RADIAL Y LATERAL														
Dovela radial	W DOVELA RADIAL t	PRESION ACTIVA t/m ²	β m	Area del diagrama rectangular	Area del diagrama triangular	Y_r m	Y_t m	E_r t/m	E_t t/m	ΣE_a t/m	F_y t	ΣF_y	Longitud de dovela m	Presion total t/m ²
1	29.74	0.0	85.91	0	0	0	0	0	0	0	0.000	29.74	1.00	29.74
2	29.39	0.0	77.63	0	0	0	0	0	0	0	0.000	29.39	1.00	29.39
3	28.66	0.0	69.10	0.00	0	0	0	0	0	0	0.000	28.66	1.10	26.06
4	27.37	0.0	60.00	0.00	0	0.000	0	0	0	0	0.000	27.37	1.18	23.2
5	25.25	0.0	50.00	0.00	0	0.000	0	0	0	0	0.000	25.25	1.34	18.84
6	21.64	2.6	38.25	3.28	0	0.630	0	2.0664	0	2.0664	1.623	23.26	1.68	13.85
7	14.31	2.25	21.86	9.20	0	2.200	0	20.24	0	20.24	18.785	33.09	3.66	9.04



ENVOLVENTE DE PRESIONES RADIALES EN BÓVEDA L-7

6.7.4 Fusión de diagramas radiales y laterales



Las cargas mostradas anteriormente, son las correspondientes para realizar la revisión y reforzamiento de la estructura del túnel de la línea 7. Análisis y diseño que queda fuera del alcance del presente trabajo dado lo extenso del mismo.

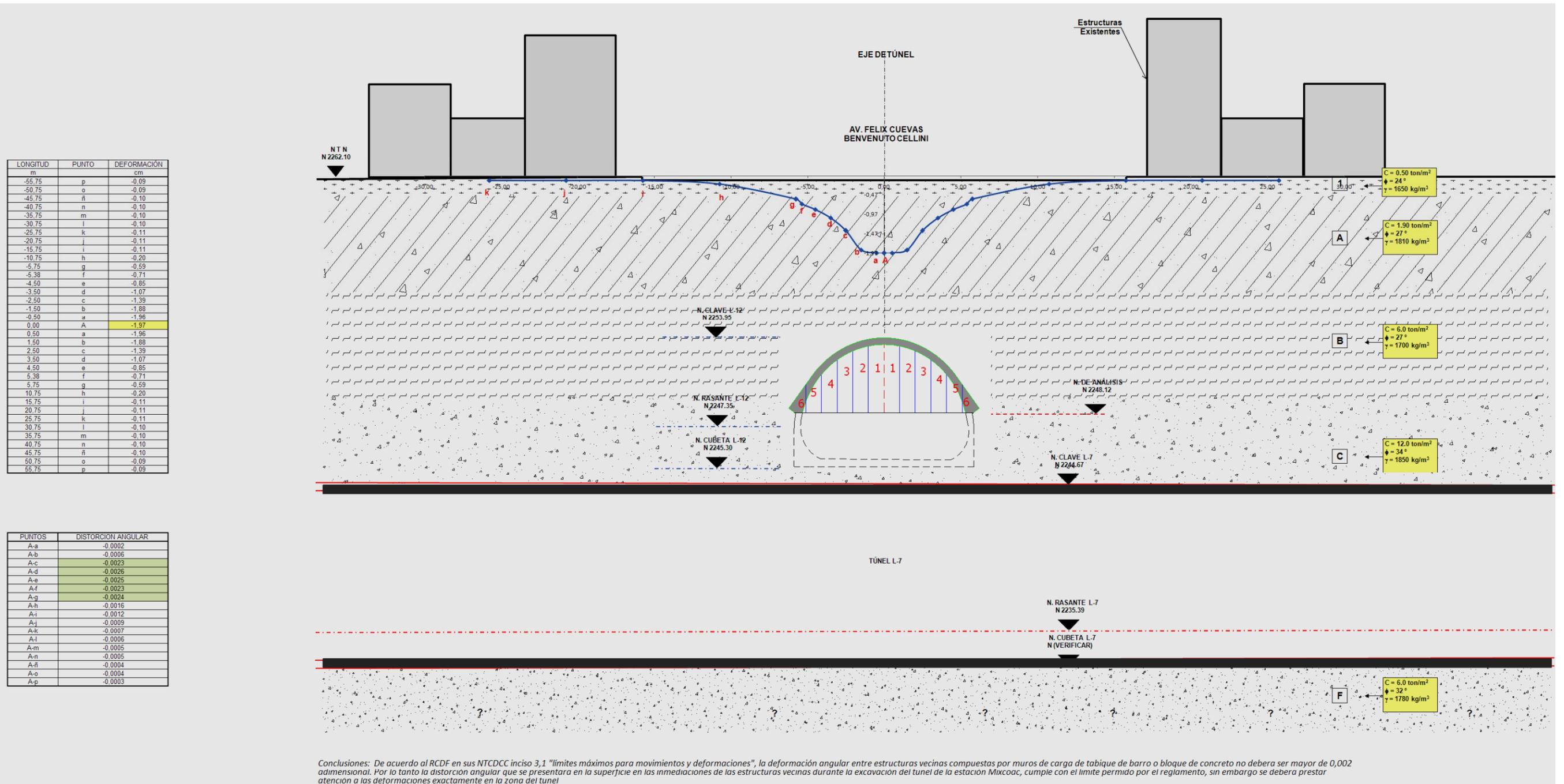
6.7.5 Conclusiones del tercer análisis

Dado que no es posible no alterar el estado original de esfuerzos del túnel de la línea 7 y para evitar, en la medida de lo posible, que los trabajos de reforzamiento en la bóveda lleguen a una solución robusta que interrumpa el servicio de la estación Mixcoac a un costo elevado, se recomienda buscar en la propuesta del proyecto estructural del túnel de la línea 12 un sistema estructural y constructivo que permita reducir las descargas sobre la bóveda de la línea 7, en la zona del cruce.

6.8 Cálculo del estado límite de servicio

En el siguiente análisis se muestran los resultados de los asentamientos esperados en la superficie y la distorsión angular esperada durante los trabajos de excavación del túnel de la línea 12.

6.8.1 Determinación de perfil deformado superficial y revisión de las distorsiones angulares en la superficie



6.8.2 Conclusiones del análisis del estado límite de servicio

De acuerdo con el análisis de deformaciones, la mayor deformación en la superficie producida por los esfuerzos de alivio durante el proceso constructivo, será de 2.0 cm en la zona de la bóveda y en la zona de influencias será de 0.20 cm.

Respecto al análisis de la distorsión angular se tiene (de acuerdo al *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, en edición 2004 y sus *Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones*, en su inciso 3,1 "Límites máximos para movimientos y deformaciones"), que la deformación angular entre estructuras vecinas compuestas por muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto, no deberá ser mayor de 0,002 adimensional; por lo tanto, la distorsión angular que se presentará en la superficie, en las inmediaciones de las estructuras vecinas durante la excavación del túnel de la estación Mixcoac, cumple con el límite permitido por el reglamento. Sin embargo, se deberá instrumentar la zona para monitorear las deformaciones que realmente se presenten y, en su momento, tomar las medidas preventivas si se llega a tener un comportamiento diferente al esperado.

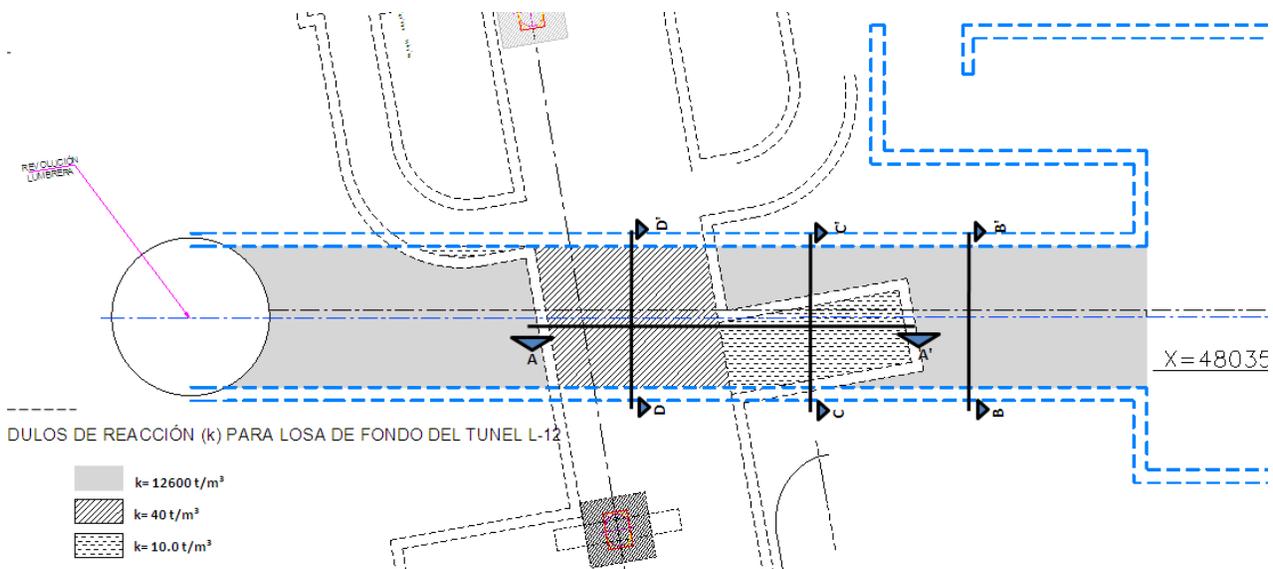
7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

7.1 SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO

De acuerdo con los resultados obtenidos en los análisis geotécnicos, se determinó que no es posible evitar alterar el estado de esfuerzos original en el túnel de la línea 7, por lo que es inevitable realizar trabajos de refuerzo en su estructura.

Por lo anterior, toca ahora a los análisis estructurales buscar un sistema estructural que permita reducir los efectos de las descargas del túnel de la línea 12 sobre la estructura de la estación Mixcoac de la línea 7, en la zona del cruce.

Con base a los resultados del análisis geotécnico, en donde se determinan los módulos de reacción del suelo, en la zona del cruce se observa que los valores de éstos son muy bajos, dada la poca cobertura que existe entre ambas estructuras, comparados con los valores del suelo obtenidos en las zonas a los costados del cruce; tal y como se muestra en la siguiente figura:



De la figura anterior, resulta evidente que una posible solución es puentear las descargas del suelo por arriba del túnel de la línea 12, a las zonas en donde se tiene un suelo con mayor capacidad de carga. Para lograr lo anterior, es indispensable que la estructura del túnel de la

línea 12 trabaje no únicamente ante las cargas radiales a la sección del mismo (forma de trabajo común para este tipo de túneles), sino que para este caso muy particular, también trabaje simultáneamente en sentido longitudinal en todo su conjunto, como un puente de sección tubular, sometido a los efectos bidimensionales producidos por las cargas actuantes.

De esta manera, no solo se debería buscar que el sistema estructural del túnel de la línea 12 sea capaz de soportar los efectos combinados por las cargas impuestas, sino que a su vez este sistema sea técnicamente construible, logrando que se garantice la estabilidad global de todo el entorno durante la etapa constructiva y que, a su vez, se vayan transmitiendo las descargas de manera favorable.

Dadas las condiciones de trabajo y de frontera en las que se encontrará el túnel de la línea 12 y considerando los resultados del análisis geotécnico, se determinó que para garantizar la estabilidad de la excavación, el procedimiento constructivo del túnel sea por medio de una secuencia de excavaciones con avances limitados que permitan ir construyendo la estructura del mismo.

Sin embargo, desde el punto de vista estructural, es indispensable contar desde un principio con un elemento estructural que permita ir puenteando las descargas conforme se vaya realizando la construcción de la sección del túnel en los avances limitados.

Lo anterior se logra construyendo primeramente y en su totalidad dos traveses de soporte, los cuales son colocadas en los costados inferiores del túnel. Estos elementos estructurales serán, en un principio, los responsables de puentear las descargas en el suelo y conforme se vaya avanzando en la construcción de la sección del túnel, éstos irán trabajando conjuntamente.

Con base en lo antes mencionado, el sistema estructural del túnel de la línea 12 estará formado por diferentes elementos estructurales que trabajarán conjuntamente en ambas direcciones, conforme se vaya avanzando en las etapas constructivas, hasta construir en su totalidad el túnel. De esta forma, el sistema estructural del túnel estará formado principalmente por tres elementos estructurales, los cuales se describen a continuación:

- **Traveses de soporte o hastiales**

Dichos elementos estructurales, serán unas traveses de concreto reforzado de gran tamaño, siendo los primeros en construirse en su totalidad a todo lo largo del cruce y

serán los elementos principales de sustento del túnel durante las diferentes etapas constructivas.

- **Bóveda de túnel**

Este elemento consiste en una losa en forma de arco de concreto reforzado, el cual soportará inicialmente las descargas radiales del suelo y, conforme vaya avanzando la excavación, ira tomando cargas en ambas direcciones. Este elemento se desplantará sobre los hastiales y sobre el terreno natural por medio de unas zapatas tipo espolón que se le localizarán en sus extremos para trabajar conjuntamente.

- **Losa fondo**

Ésta consiste en una losa de concreto reforzado apoyada principalmente sobre los astiles y en el suelo, en función de su rigidez. La losa fondo tendrá a su vez la función de puentear las cargas del balasto, durmientes, rieles y paso del convoy a los hastiales. De igual forma este elemento ira trabajando en ambas direcciones conforme vaya avanzando la construcción del túnel.

Una vez concluida en su totalidad la construcción del túnel, la sección estructural de esté trabajará en su totalidad para soportar las cargas impuestas en condiciones a corto y largo plazo.

A continuación se muestra la sección estructural considerada en el túnel de la línea 12.

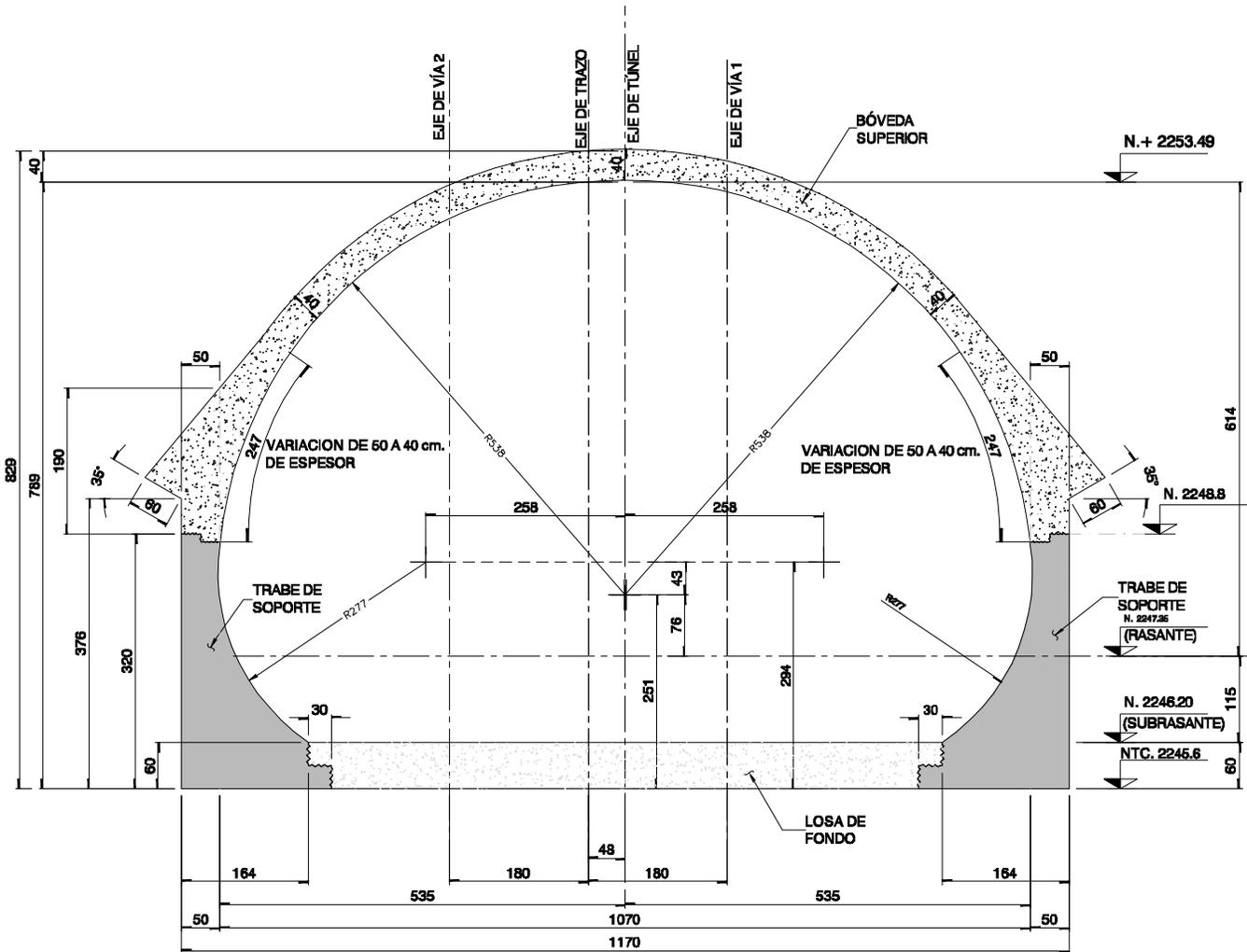


Fig. 7.1 Sección considerada para el análisis y construcción del túnel de la línea 12

7.2 Criterios para el análisis estructural

El análisis estructural del túnel se realizó considerando dos etapas de trabajo, la primera (corto plazo) consiste en varios análisis que simulan los diferentes avances en la etapa constructiva y la segunda (largo plazo) bajo condiciones normales de operación.

7.2.1 Análisis estructural del túnel durante la etapa constructiva

Durante esta etapa se realizaron varios modelos de análisis, considerando diferentes avances de construcción de acuerdo al procedimiento constructivo adoptado. Por lo anterior y con el objeto de predecir el comportamiento de los elementos estructurales durante el transcurso de la construcción, se modeló el túnel utilizando el programa de elemento finito SAP 2000. En el presente trabajo únicamente se presentan los resultados de cuatro avances de obra, por considerarse como los más representativos del comportamiento obtenido.

En los análisis considerados para las etapas constructivas se tomaron en cuenta únicamente las cargas y acciones que se espera que actúen durante la construcción, tales como:

- Empujes del suelo (incluyen las sobrecargas por estructuras superficiales y la definida por el reglamento). Estas cargas se obtienen de los análisis geotécnicos.
- Peso propio de la estructura
- Cargas de construcción.

Los análisis se realizaron considerando varias etapas de construcción, de tal forma que se permitiera determinar un mejor conocimiento del comportamiento del túnel y con ello obtener elementos mecánicos de diseño confiables para cada uno de los elementos estructurales.

Para cada etapa se realizaron tres modelos, en el primero se consideró a todos los elementos como placa, denominado tipo Shell en el programa SAP 2000; dicho modelo se utilizó para determinar los elementos mecánicos y realizar el diseño de la bóveda y losa fondo del túnel. En un segundo modelo, los hastiales se idealizaron como elementos barra, denominado tipo *frame* en el programa SAP 2000; los resultados de este segundo modelo se emplearon para realizar el diseño de los hastiales y finalmente el tercer modelo se empleó para estimar las deformaciones esperadas.

Como se mencionó anteriormente, el objetivo es determinar un sistema estructural y procedimiento constructivo que permita puentear las descargas que inducirá el túnel de la línea 12, sobre la bóveda de la estación Mixcoac de la línea 7. Para conseguir lo anterior, se propuso construir

primeramente los hastiales, en toda su longitud a lo largo del cruce. Dichos elementos serán los principales para lograr que las descargas de la línea 12 se puenteen a los extremos del cruce, correspondientes a las zonas de subsuelo con mejor capacidad de carga.

Como puede apreciarse a partir de esta etapa, se comienza a definir el procedimiento constructivo, encaminado a lograr el objetivo de no transmitir importantes descargas sobre la línea 7. Para lograrlo, en esta etapa se deberán construir dos túneles piloto a todo lo largo del cruce. Dada las características del suelo y la geometría de estos túneles, el análisis geotécnico reporta que las paredes de la excavación de estos túneles son estables y, por lo tanto, no generan empujes, condición que favorece a los hastiales.

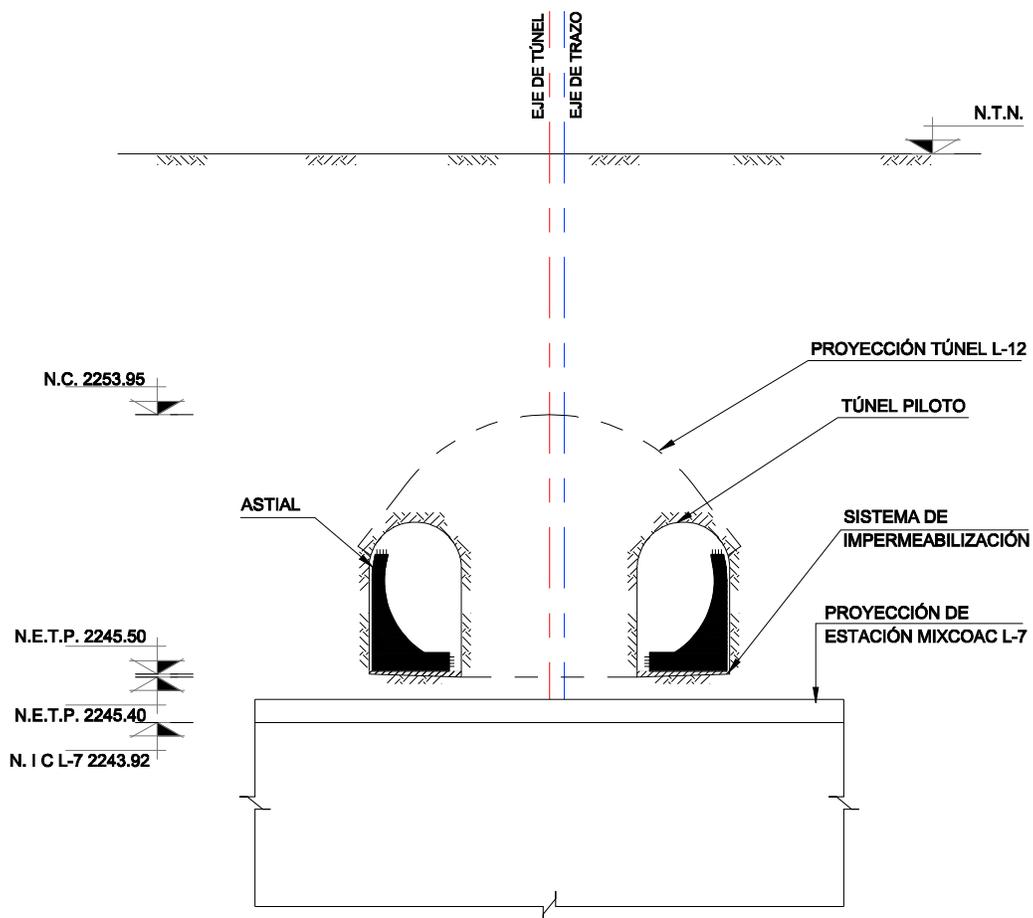
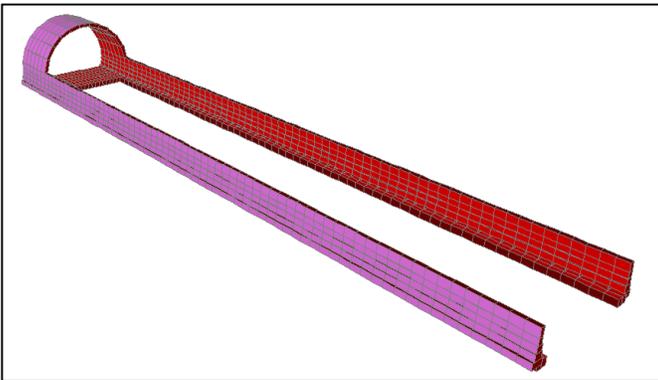


Fig. 7.2 Vista transversal de los hastiales. Primeros elementos a construirse.

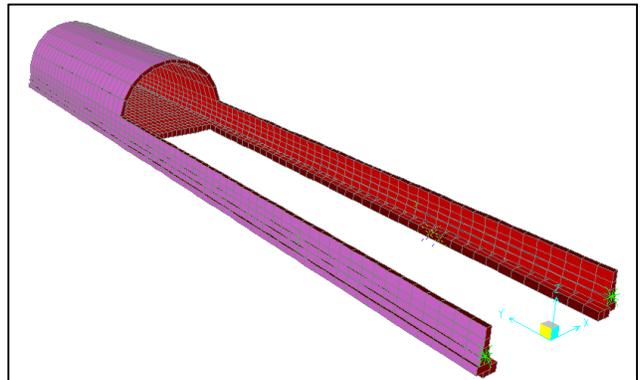
Dado que en esta etapa ya se tiene construida la lumbrera Revolución, la construcción del túnel se iniciará en dicha lumbrera y en dirección hacia la cabecera poniente de la Estación Mixcoac de la línea 12.

7.2.2 Modelos de análisis en etapa constructiva

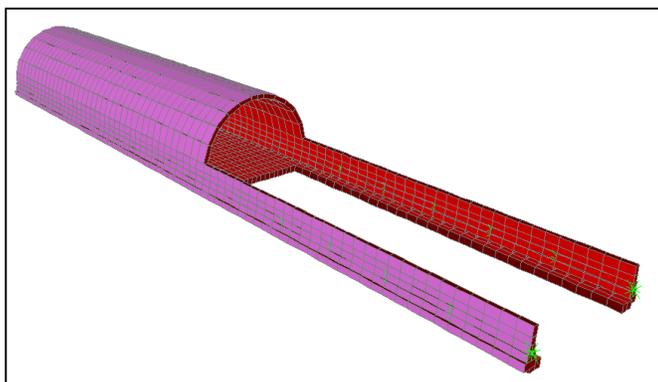
Los modelos realizados para la etapa constructiva, se idealizaron para avances longitudinales de construcción de 6, 26, 39, 54 y 69 m tal y como se muestran en los esquemas siguientes:



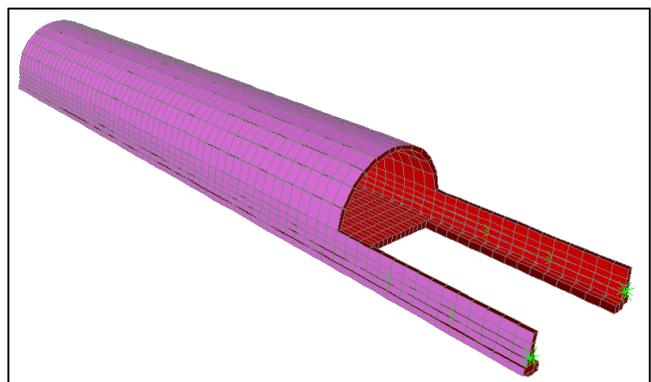
MODELO DE ANÁLISIS A 6 m



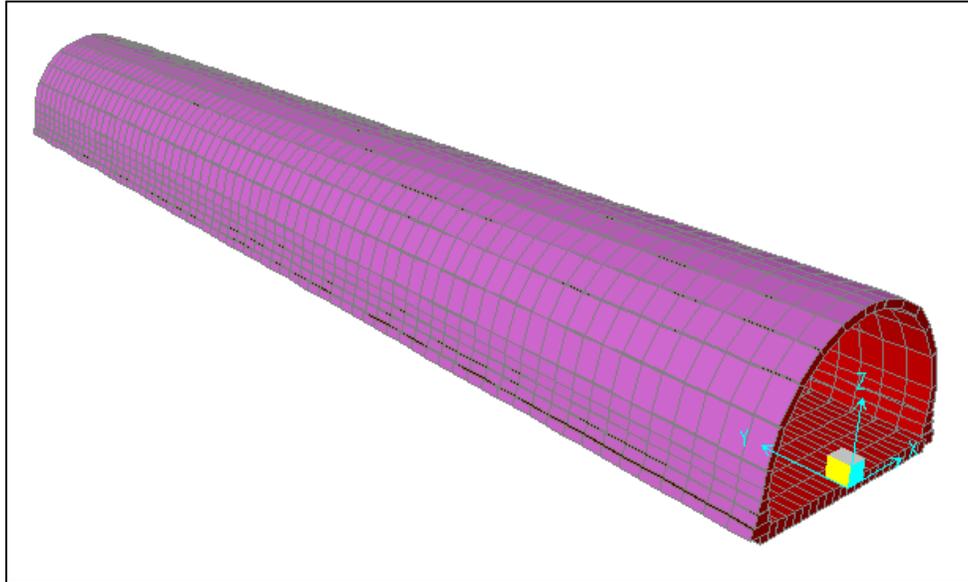
MODELO DE ANÁLISIS A 26 m



MODELO DE ANÁLISIS A 39 m



MODELO DE ANÁLISIS A 54 m



MODELO DE ANÁLISIS A 69 m (TÚNEL COMPLETO)

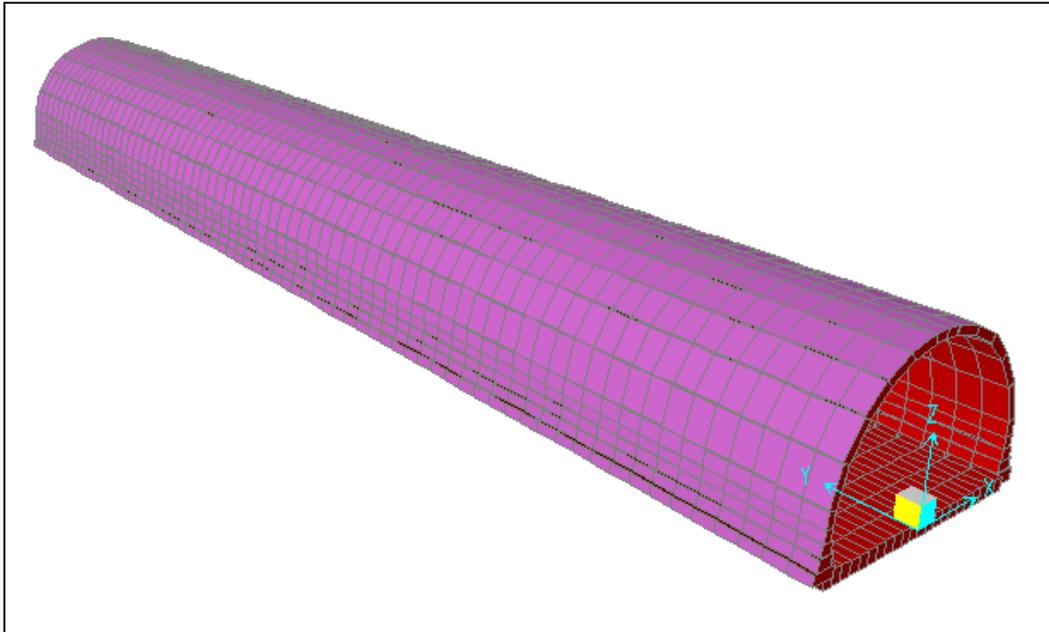
7.2.3 Análisis estructural del túnel en condiciones de operación

Durante la etapa normal de operación, se realizaron dos modelos de análisis, en los que se tomaron en cuenta las cargas y acciones que se espera actúen de manera permanente y de acuerdo a sus condiciones normales de operación.

Las cargas consideradas son:

- Empujes del suelo (incluyen las sobrecargas por estructuras superficiales y la definida por el reglamento). Estas cargas se obtienen de los análisis geotécnicos.
- Peso propio de la estructura
- Cargas máximas de operación del Tren

En el primer modelo, todos los elementos estructurales del túnel se modelaron como elementos placa, en el segundo modelo los hastiales se modelaron como elementos barra.



MODELO DE ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE OPERACIÓN, TÚNEL COMPLETO

7.3 Criterio de diseño estructural

7.3.1 Clasificación del tipo de estructura

De acuerdo a lo estipulado el artículo 139 del *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, edición 2004 (RCDF-04), las estructuras que conforman al Sistema de Transporte Colectivo Metro, se clasifican como parte del Grupo A; ya que una falla estructural podría constituir un peligro significativo no solo para los usuarios de este servicio, sino para todas las estructuras colindantes en su entorno; por lo anterior, el factor de carga empleado para el diseño de los elementos estructurales deberá ser de 1.5

Los diferentes elementos que conforman el sistema estructural del túnel, en su cruce con la línea 7, se diseñarán conforme a los criterios de estados límite especificados en las Normas Técnicas Complementarias. De este modo, se verificarán las dos condiciones siguientes:

7.3.2 Revisión del estado límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, los diferentes elementos estructurales se dimensionarán de modo que su resistencia de diseño de toda sección, con respecto a la fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia F_R . Las fuerzas y momentos internos de diseño, se obtendrán multiplicando los valores obtenidos de los análisis realizados por el correspondiente factor de carga. Dichos diseños deberán tener una seguridad adecuada contra la aparición de cualquier situación que corresponda al agotamiento de su capacidad de carga y ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil; o bien, al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia bajo nuevas aplicaciones de cargas.

7.3.3 Revisión del estado límite de servicio

Se revisará que la ocurrencia de desplazamientos, vibraciones, agrietamientos o daños no afecten el correcto funcionamiento de las estructuras, ante combinaciones de acciones que correspondan a las condiciones normales de operación.

7.3.4 Factores de resistencia

De acuerdo a lo indicado en las *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural*, la resistencia de las partes que conforman a la lumbrera, deberán afectarse por un factor de reducción F_R , de acuerdo con los valores indicados en la siguiente tabla:

Condición de trabajo	Factor de resistencia
Flexión	0.9
Cortante	0.8
Flexocompresión	0.7 ò 0.8

7.3.5 Materiales de construcción

Acero de refuerzo

Se usará acero de refuerzo grado 42 de calidad *American Society for Testing and Materials* (en adelante ASTM) A615, con esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y $E_s=2, 100, 000 \text{ kg/cm}^2$.

Concreto

El concreto empleado para fines estructurales será concreto clase 1 de resistencia rápida, que estará acorde a las recomendaciones y parámetros de resistencia, peso volumétrico y módulo de elasticidad que establecen las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto* (NTCC-2004).

La resistencia del concreto para todos los elementos estructurales será el siguiente:

$$f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$$

Cemento

De acuerdo a las condiciones en las que se encontrará el túnel, se deberá emplear en todos los casos cemento tipo portland puzolánico resistente a sulfatos de resistencia rápida, (CPP 30 RS R).

Malla estructural

Se usará malla electro soldada acero de calidad ASTM A-185 y ASTM A-496, con esfuerzo de fluencia $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.

7.4 Información geotécnica para el diseño estructural

De los análisis geotécnicos se obtienen las presiones máximas de diseño en donde se incluyen todas las cargas que actuarán sobre la bóveda del túnel y que se aplicarán al modelo matemático para su diseño estructural.

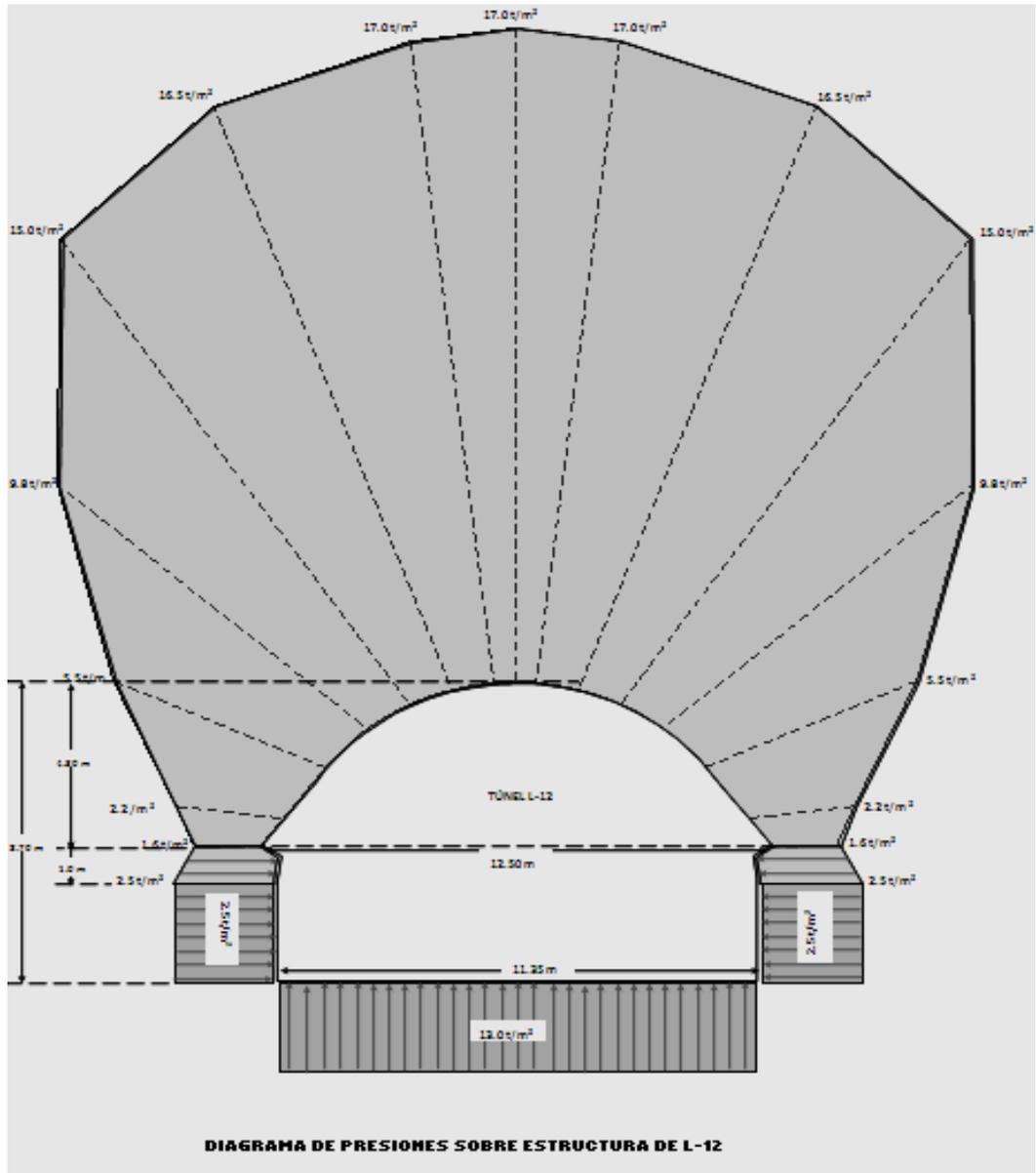


Fig. 7.3 Cargas empleadas para el análisis y diseño del túnel de la línea 12

Módulos de reacción

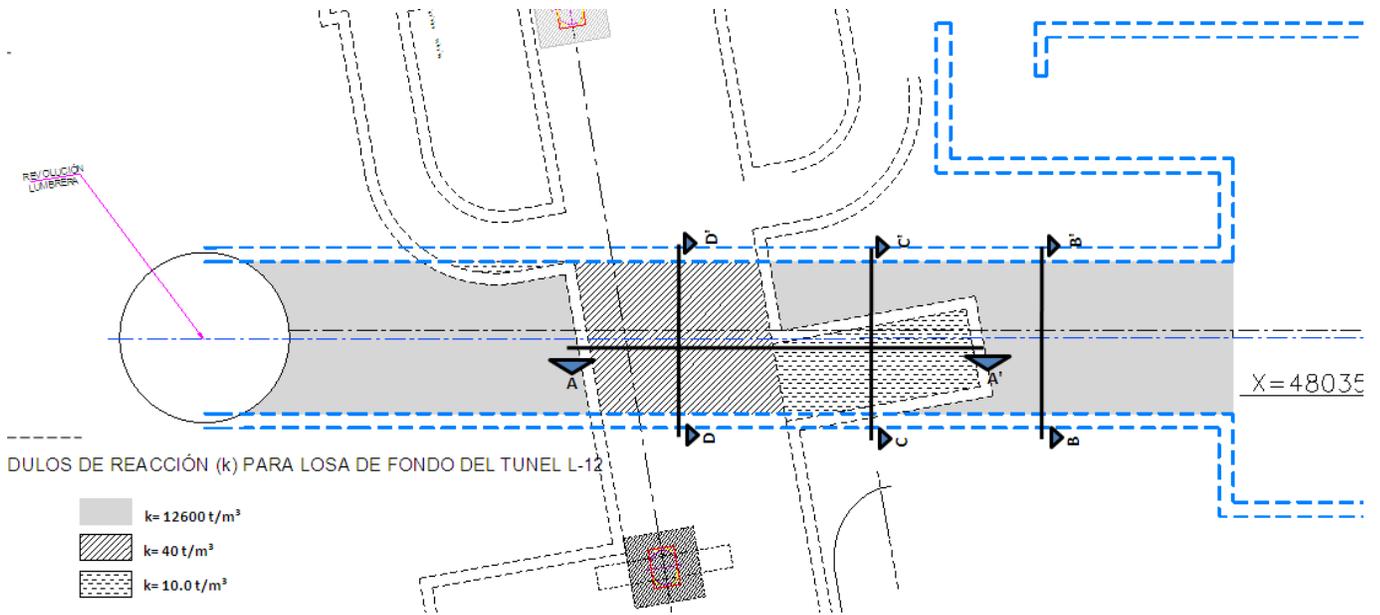
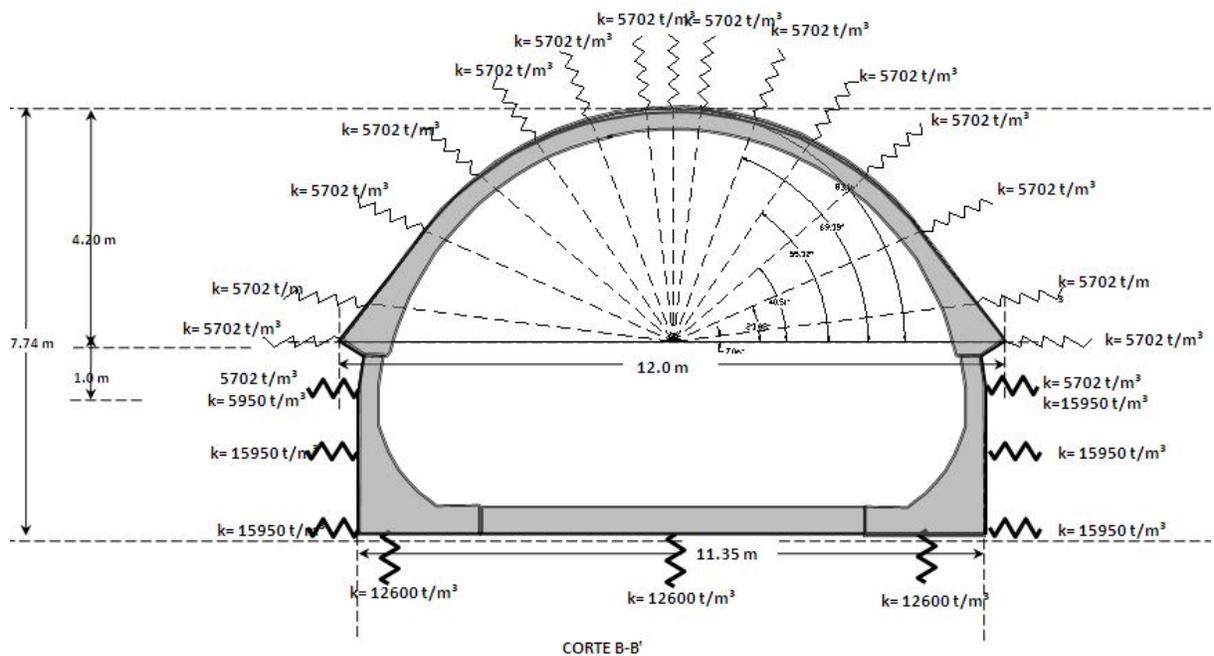
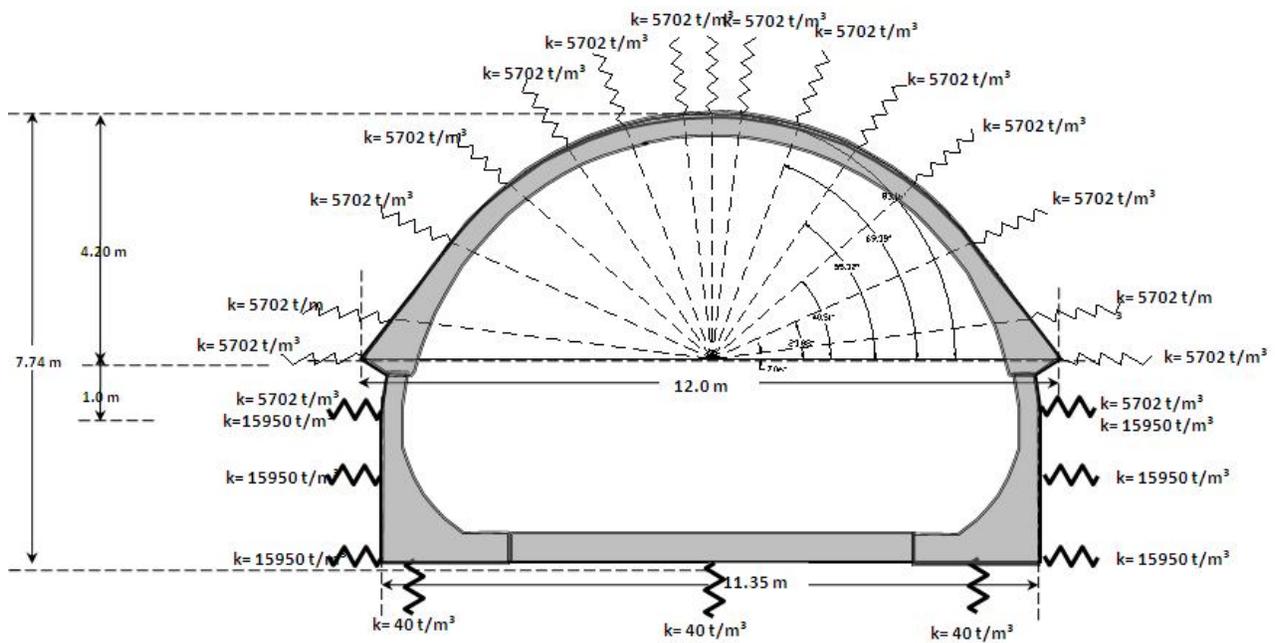


Fig. 7.4 Planta general de localización de los módulos de reacción considerados a nivel de desplante del túnel



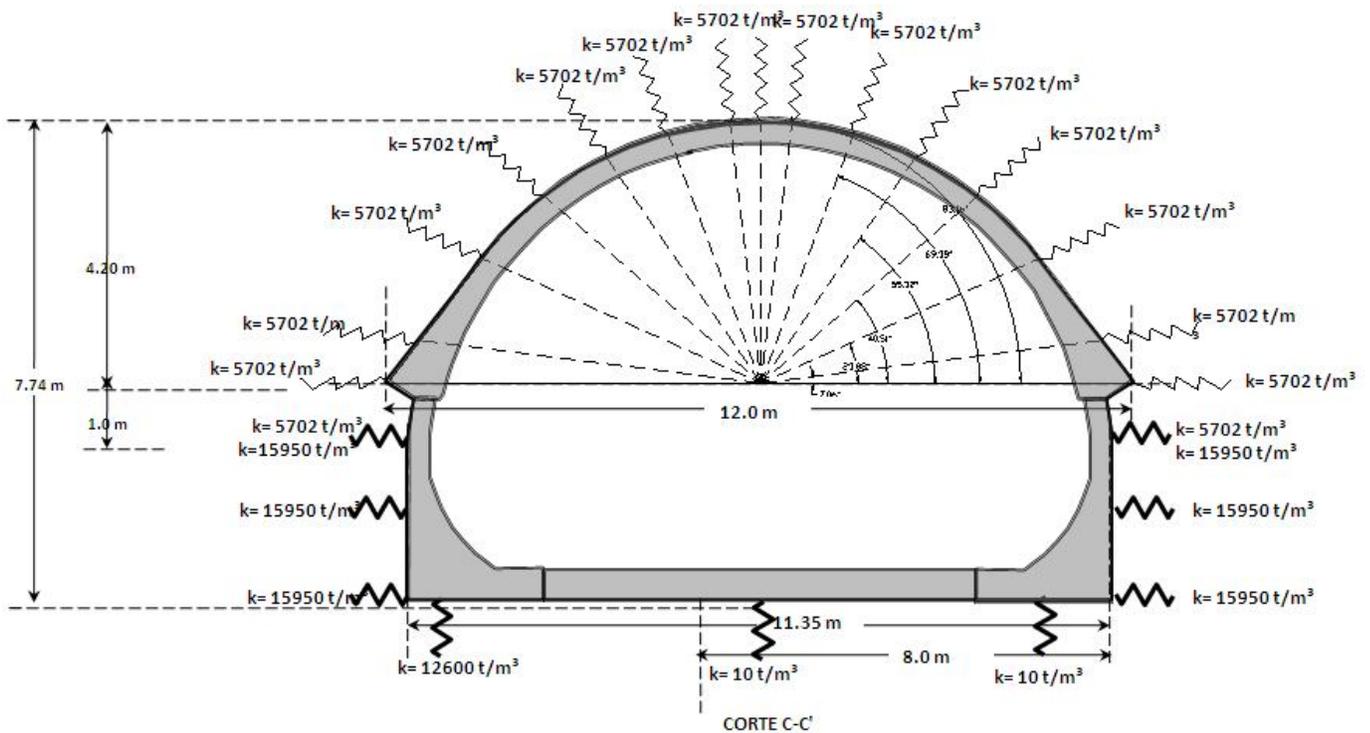
MÓDULOS DE REACCIÓN DEL TÚNEL L-12 LOCALIZADO ENTRE LOS CADENAMIENTOS km 28+467.631 AL KM 28+537.38

Fig. 7.5 Módulos de reacción radiales en la sección del túnel (Corte B-B)



CORTE D-D'
MÓDULOS DE REACCIÓN DEL TÚNEL L-12 LOCALIZADO SOBRE BÓVEDA L-7 (B-C)

Fig. 7.6 Módulos de reacción radiales en la sección del túnel (Corte C-C)



MÓDULOS DE REACCIÓN DEL TÚNEL L-12 LOCALIZADO SOBRE SUBESTACIÓN L-7 (A-B)

Fig. 7.7 Módulos de reacción radiales en la sección del túnel (Corte A-A)

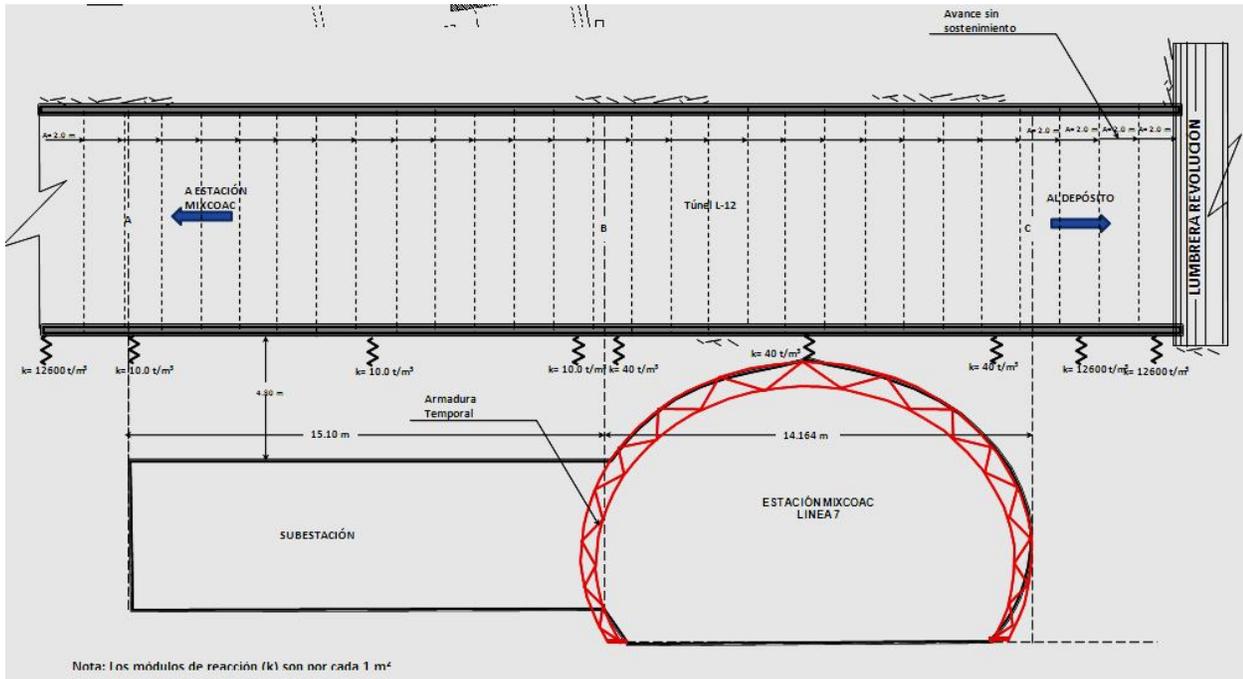


Fig. 7.8 Distribución de los módulos de reacción a lo largo del cruce (Corte C-C)

7.5 Acciones de diseño

a) Clasificación de las cargas

Peso propio.....PP

Presión Radial.....PRESIÓN RADIAL

Carga muerta.....CM

Carga viva.....CV

b) Factores de carga

Conforme a los criterios de diseño por resistencia, se emplea el siguiente factor.

El factor será: 1.5

c) Combinaciones de cargas

Para el diseño de cada una de las etapas consideradas se tomó en cuenta la siguiente combinación de carga:

$$(PP+PRESIÓN RADIAL+CM+CV)*1.5$$

Para la revisión de los estados límite de servicio, la combinación de carga fue la siguiente:

$$(PP+PRESIÓN RADIAL+CM+CV)*1.0$$

7.6 Resultados del análisis estructural

A continuación se muestran únicamente los resultados de cuatro de los análisis realizados, los cuales son los más representativos de la etapa constructiva.

7.6.1 Avance a 6 m con troquelamiento

En esta etapa, se considera, que ya se tienen construidos en su totalidad los hastiales y la resistencia del concreto de los mismos ha alcanzado su resistencia de proyecto.

En este avance se modelan los primeros seis metros de bóveda y losa fondo del túnel de la línea 12.

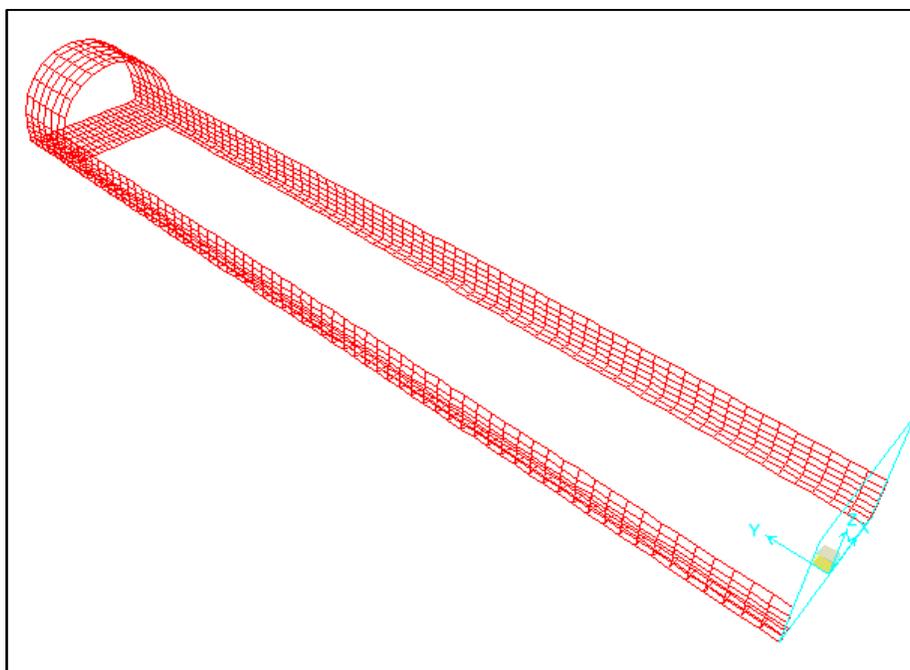


Fig. 7.9 Se modelan los primeros 6 m de bóveda y losa fondo

Deformada esperada (cm):

A partir de esta etapa, se comienza a detectar un comportamiento de coceo en el extremo de los hastiales, que tiende a desplazar a los hastiales, disminuyendo al galibo horizontal del túnel. Por tal motivo, fue necesario implementar un sistema de troquelamiento que redujera este comportamiento no deseable.

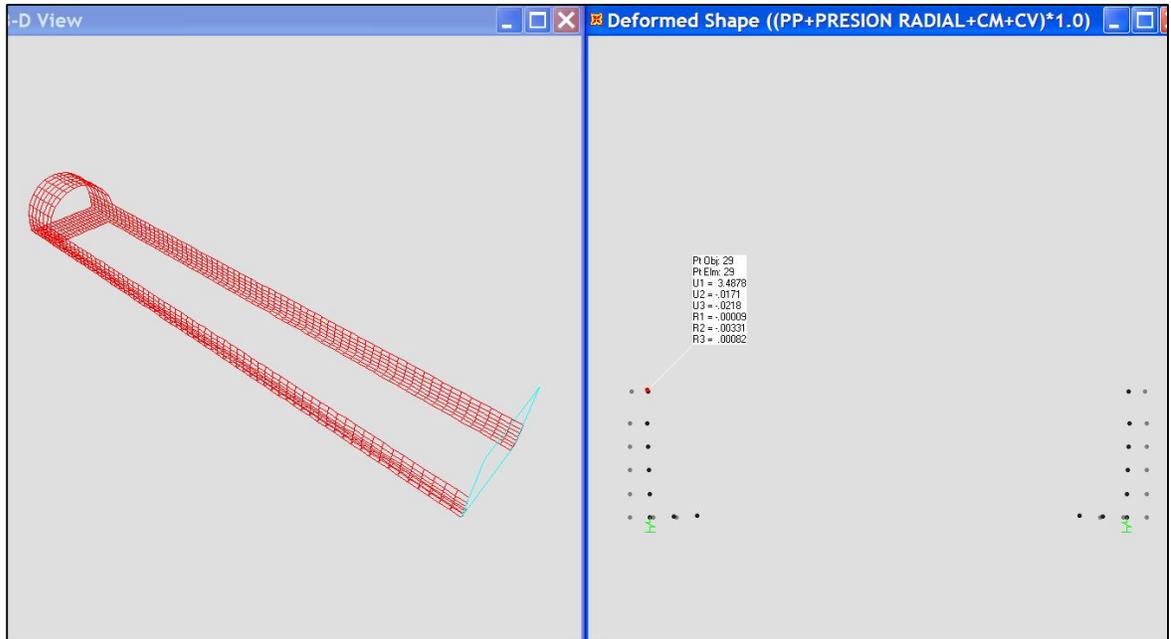


Fig. 7.10 Se aprecia la tendencia a cerrar de los hastiales por la acción de las cargas

7.6.2 Avance a 39 m con troquelamiento

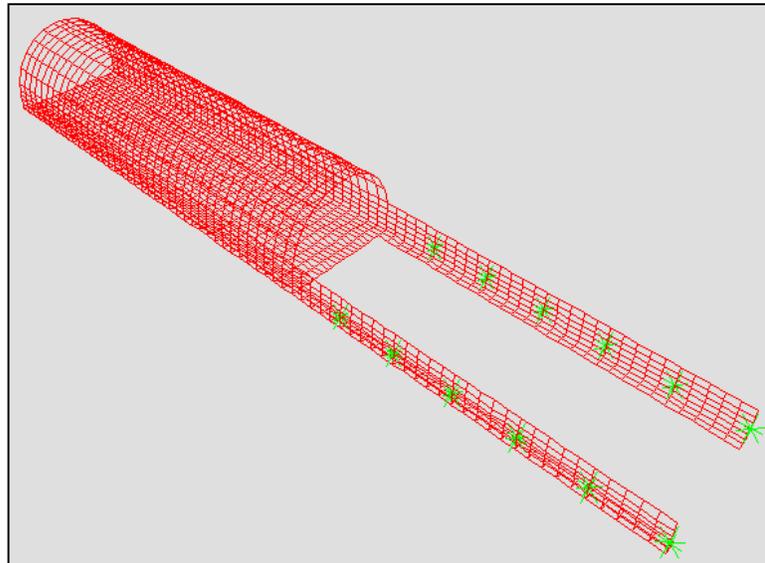


Fig. 7.11 Modelo con 39 m de bóveda y losa fondo, así como la colocación de troqueles

7.6.2.1 Representación gráfica de los elementos mecánicos

Condición de carga: (PP+PRESIÓN RADIAL+ CM+CV)*1.5

Diagramas de Momentos Flexionantes (t m)

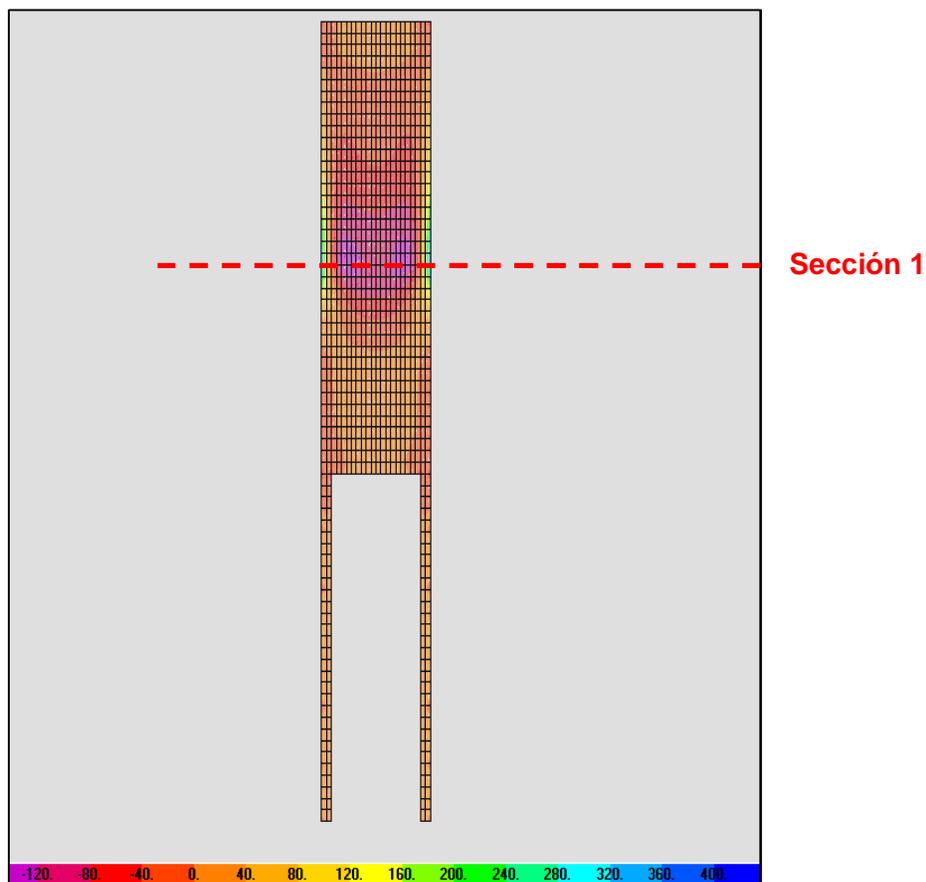


Fig. 7.12 Variación de momentos actuando en el sentido transversal de la losa fondo



Fig. 7.13 Sección 1, variación de momentos de la losa fondo en sentido transversal

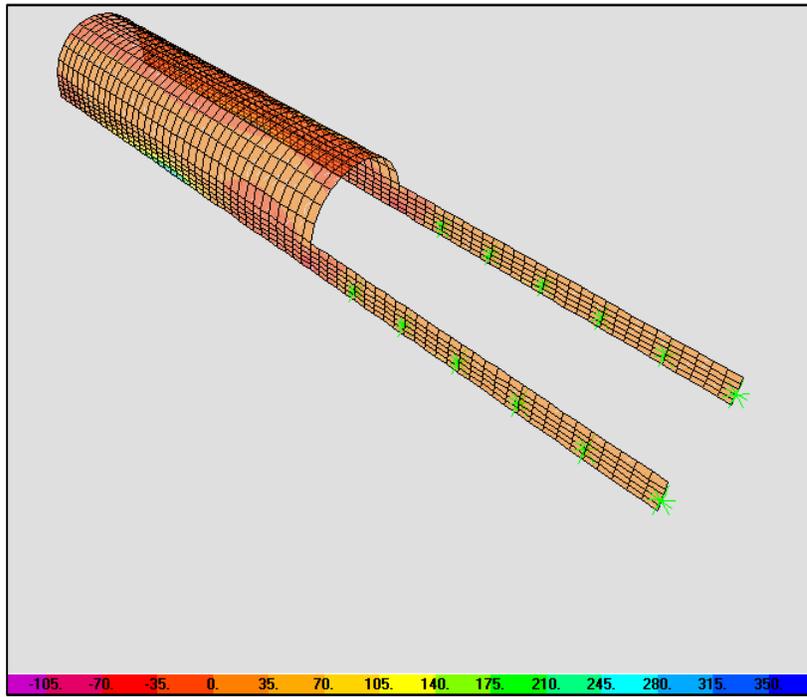


Fig. 7.14 Variación de momentos en sentido transversal actuando en la bóveda del túnel

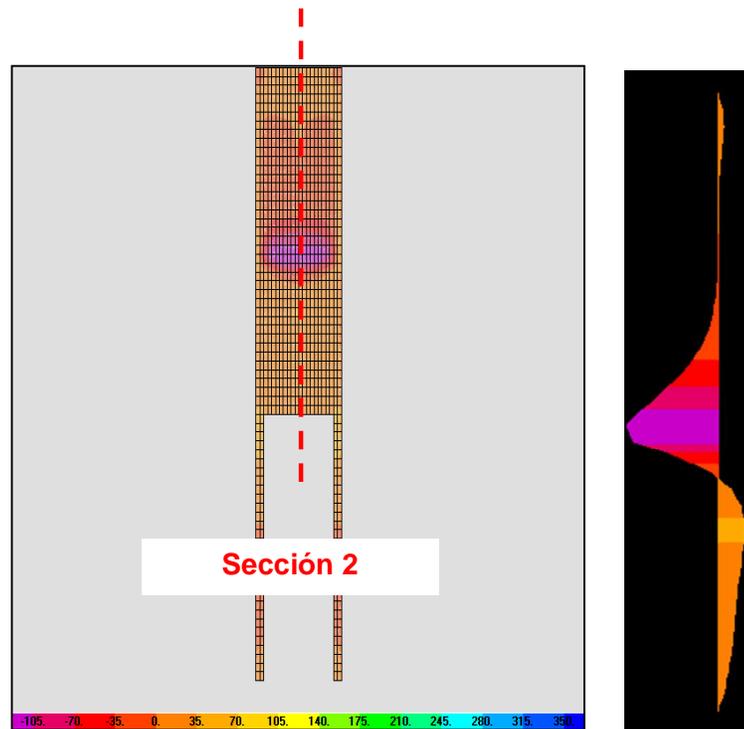


Fig. 7.15 Variación de momentos en sentido longitudinal actuando en la losa fondo

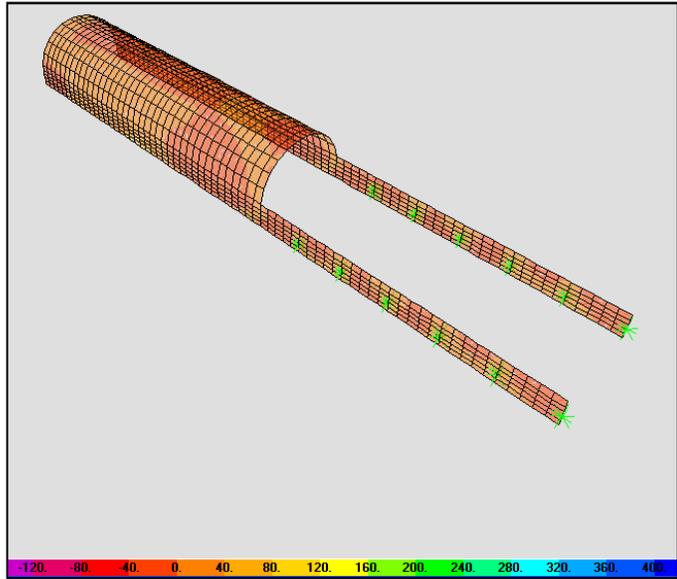


Fig. 7.16 Variación de momentos en sentido longitudinal actuando en la bóveda del túnel

Diagramas de Cortantes (ton)

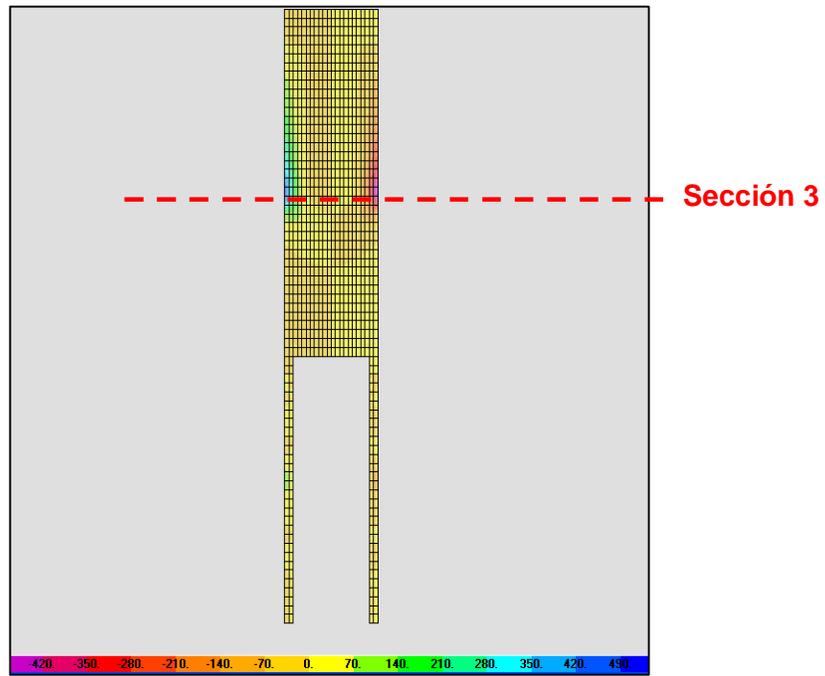


Fig. 7.17 Variación de cortantes en sentido transversal actuando en la losa fondo

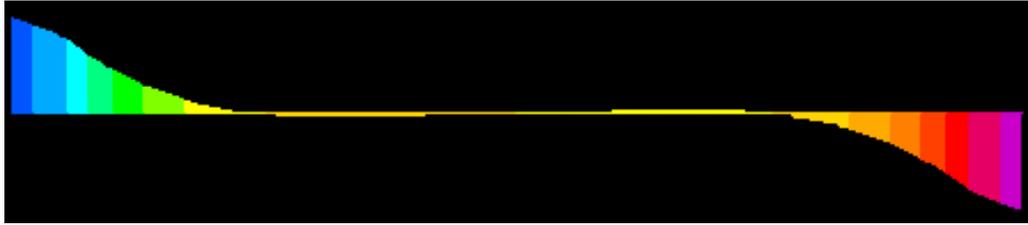


Fig. 7.18 Sección 3, variación de cortantes de la losa fondo en sentido transversal

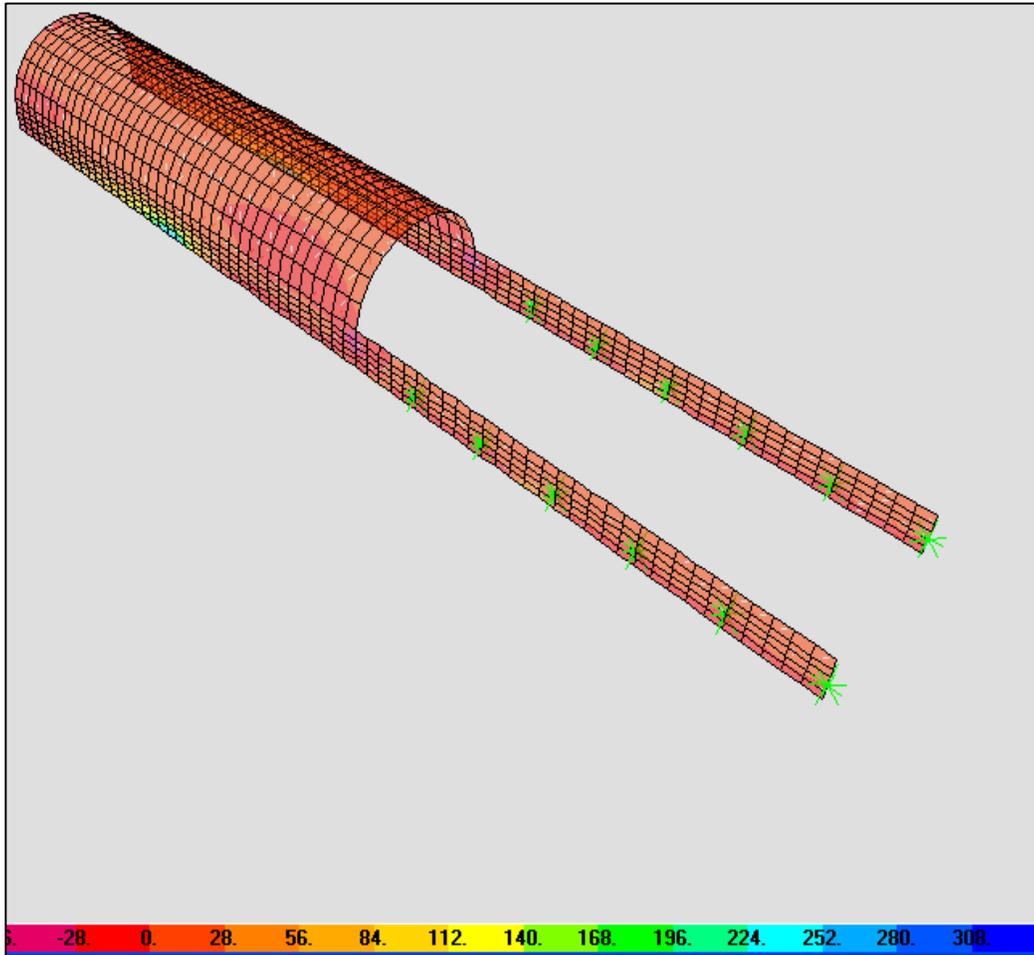


Fig. 7.19 Variación de cortantes en sentido transversal actuando en la bóveda del túnel

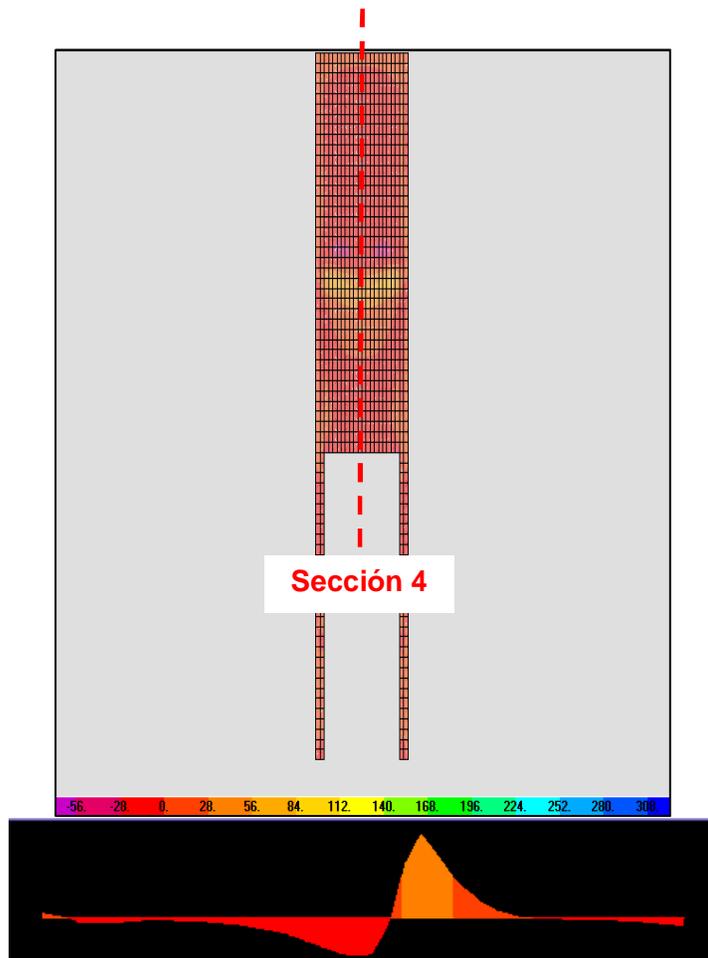


Fig. 7.20 Variación de cortantes en sentido longitudinal (sección 4) en la losa fondo

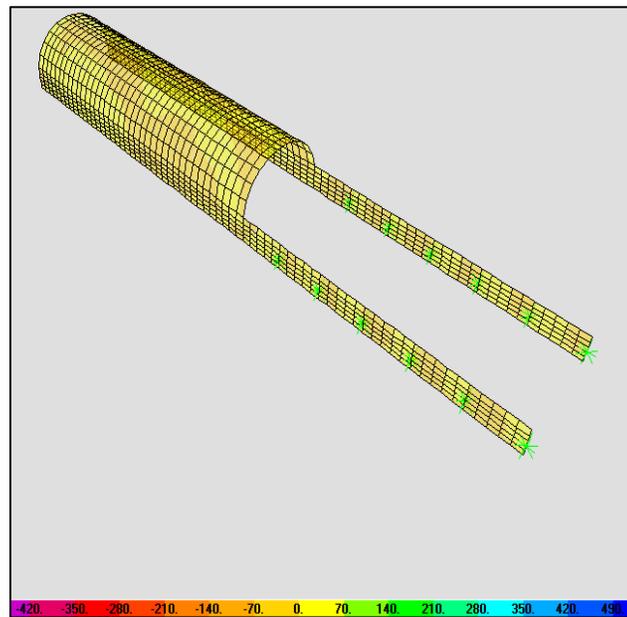


Fig. 7.21 Variación de cortantes en sentido longitudinal actuando en la bóveda del túnel

Deformación esperada (cm)

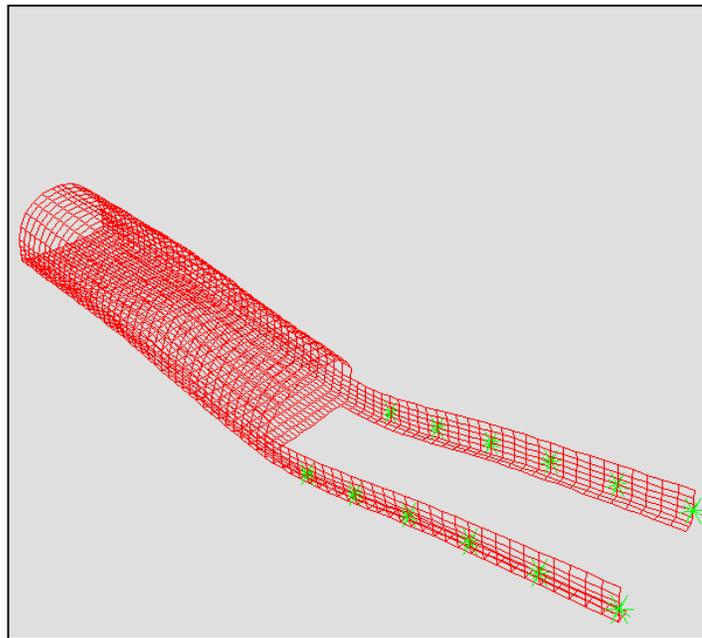
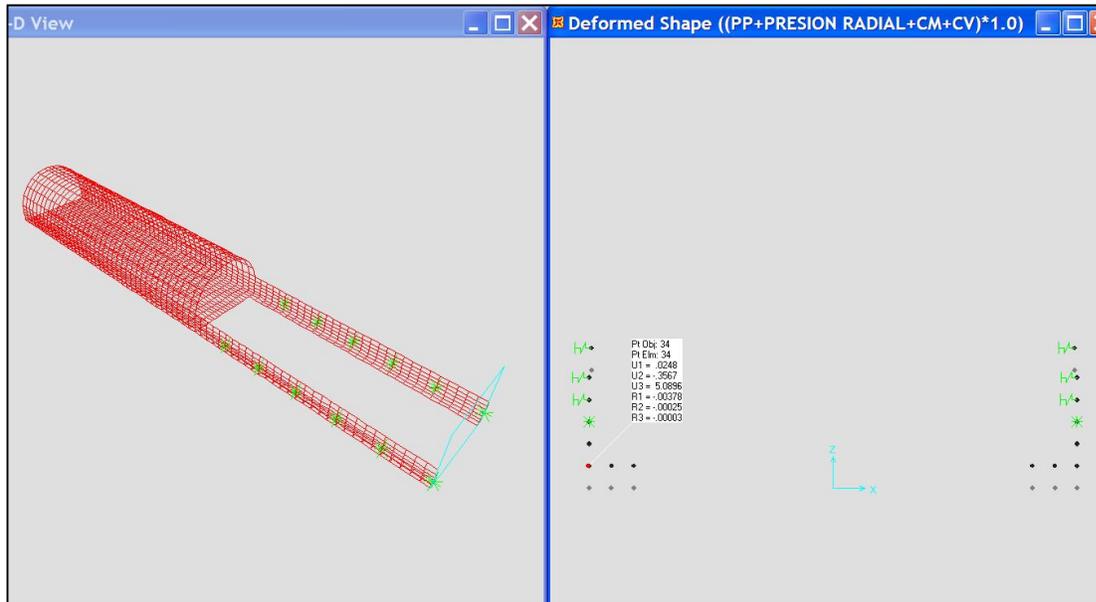


Fig. 7.22 Deformación del túnel esperada con un avance de bóveda de 39 m

7.6.3 Avance a 54 m con troquelamiento

Condición de carga: $(PP + \text{PRESIÓN RADIAL} + CM + CV) \cdot 1.5$

Diagramas de Momentos Flexionantes

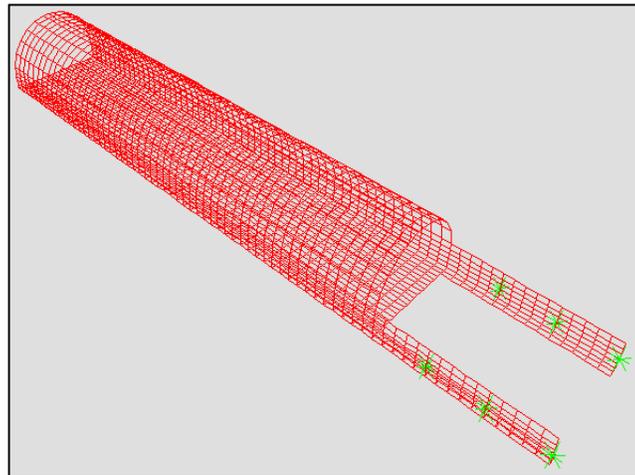


Fig. 7.23 Modelo del túnel con avance de bóveda y losa fondo a 54 m

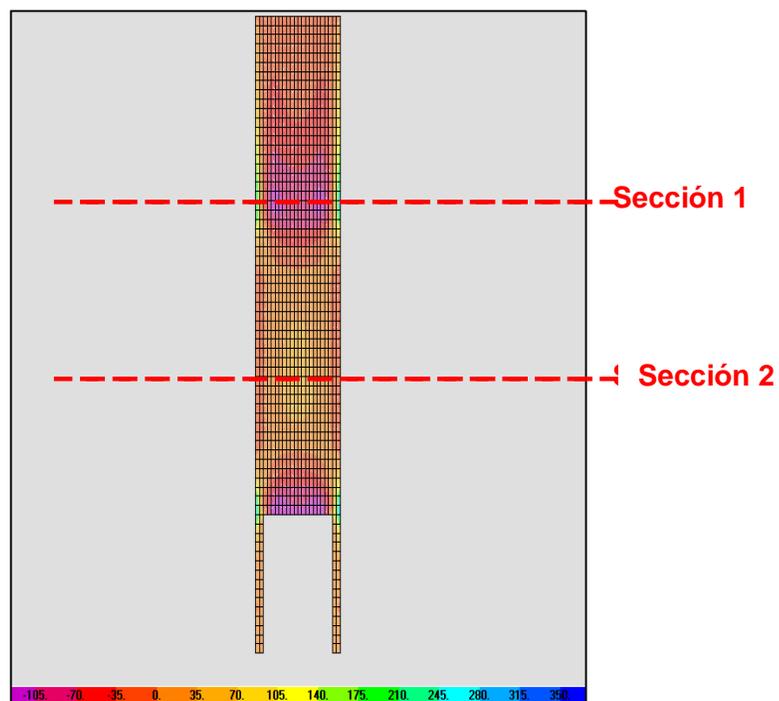


Fig. 7.24 Variación de momentos actuando en sentido transversal de la losa fondo



Sección 1



Sección 2

Fig. 7.25 Variación de momentos en sección transversal de la losa fondo

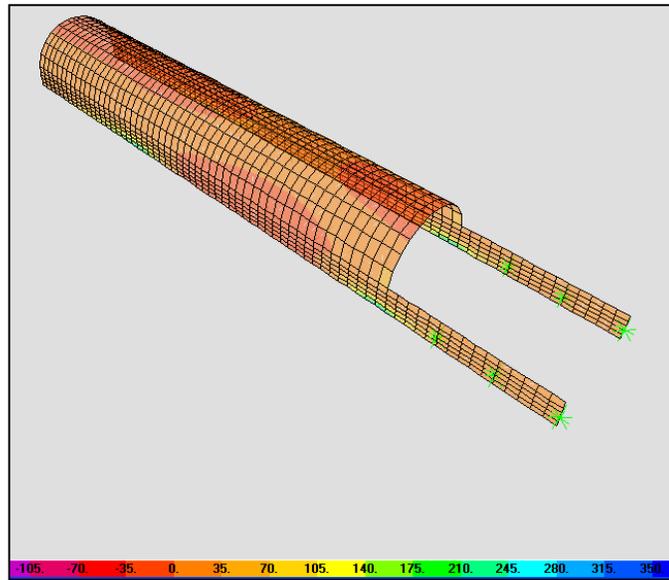


Fig. 7.26 Variación de momentos en sentido transversal de bóveda del túnel

Diagramas de Cortantes

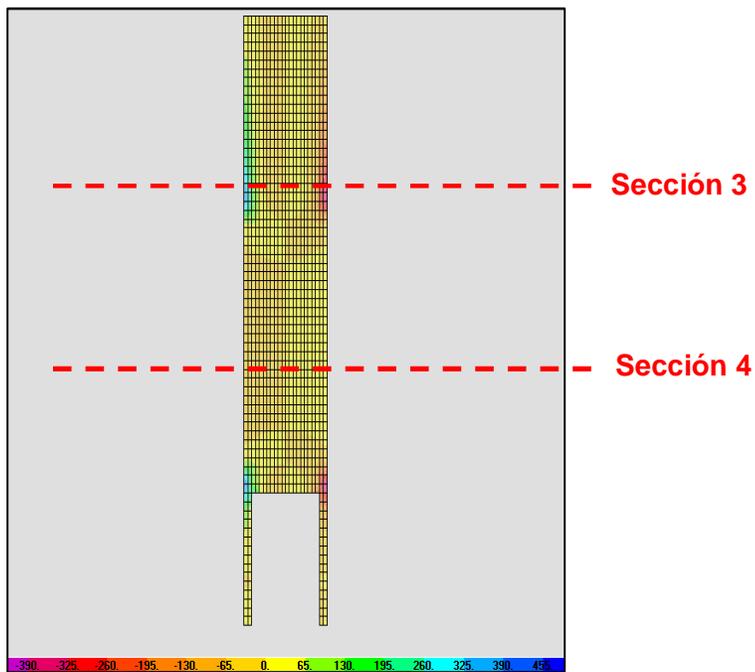


Fig. 7.27 Variación de cortantes en sentido transversal de la losa fondo



Sección 3



Sección 4

Fig. 7.28 Variación de cortantes en sección transversal de la losa fondo

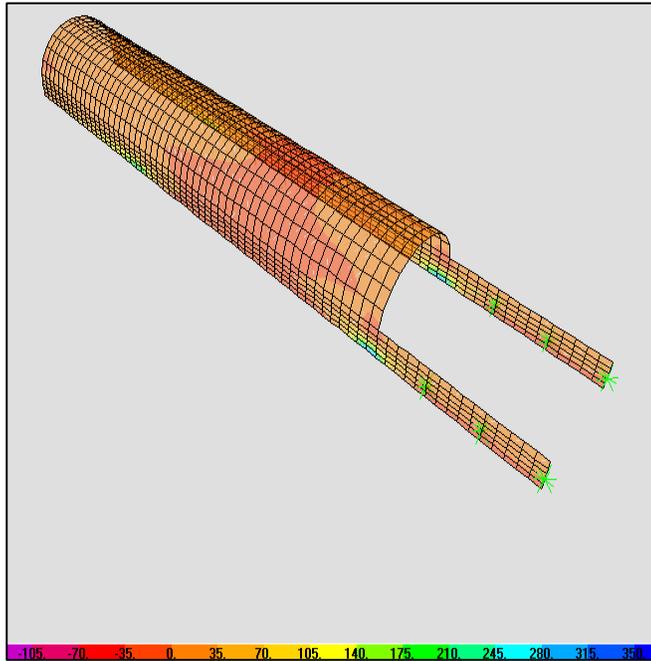


Fig. 7.29 Variación de cortantes en sección transversal de bóveda

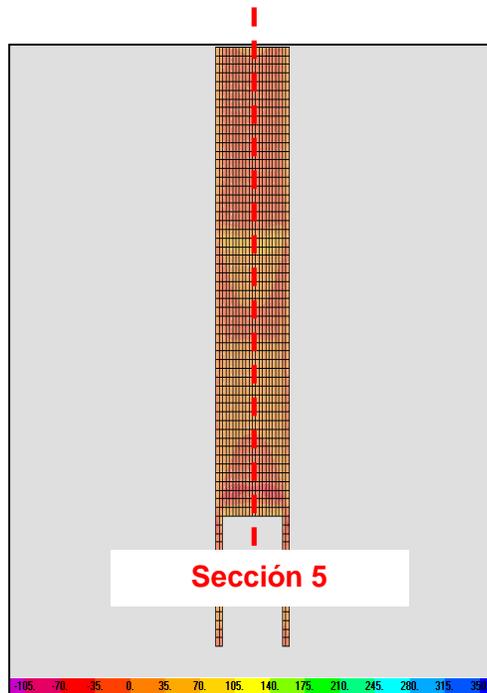


Fig. 7.30 Variación de cortantes en sección longitudinal de losa fondo

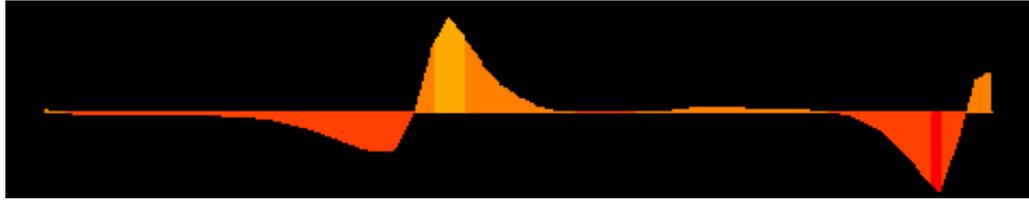


Fig. 7.31 Variación de cortantes en sentido longitudinal (sección 5) de losa fondo

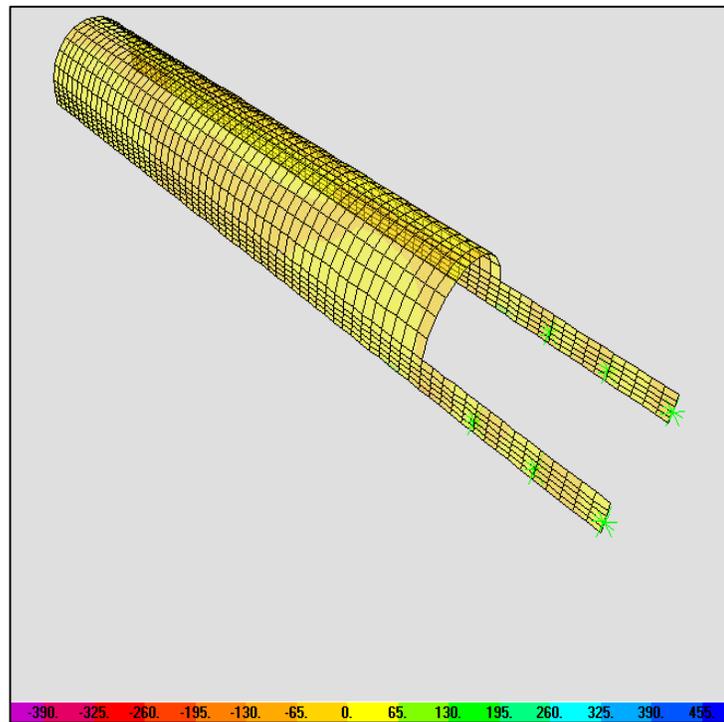


Fig. 7.32 Variación de cortantes en sentido longitudinal de bóveda

DEFORMADA (cm)

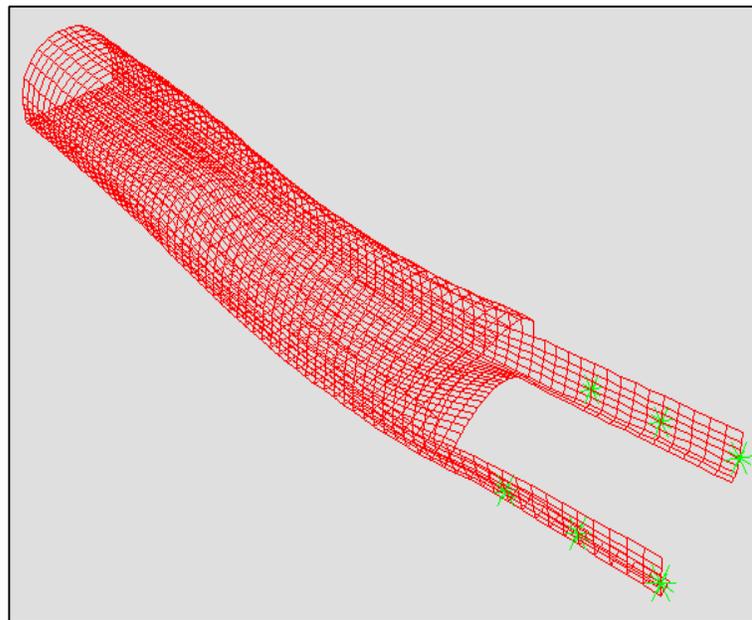
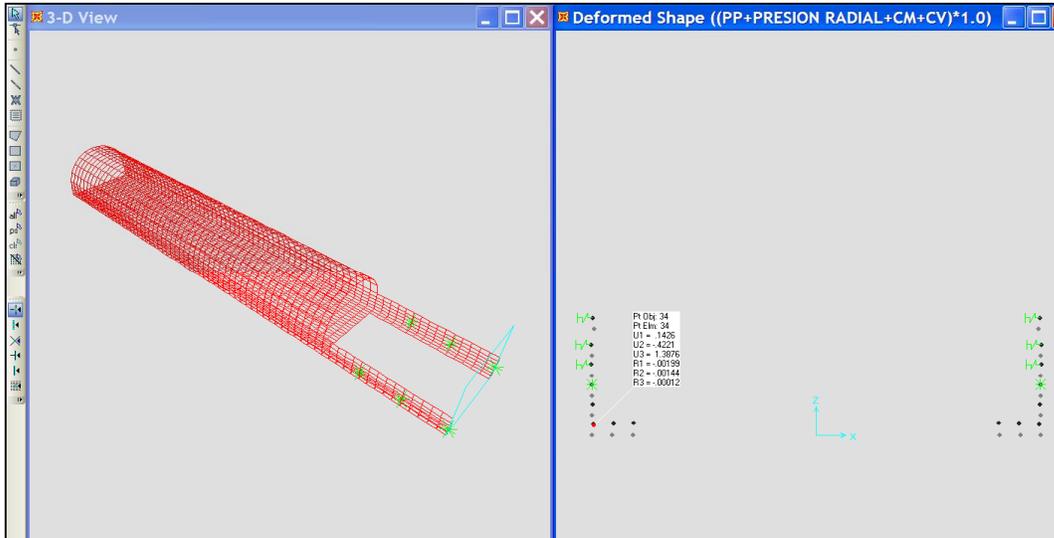


Fig. 7.33 Deformación del túnel esperada con un avance de bóveda de 54 m

7.6.4 Avance final (sección completa)

Condición de carga: $(PP + \text{PRESIÓN RADIAL} + CM + CV) * 1.5$

Diagramas de Momentos Flexionantes

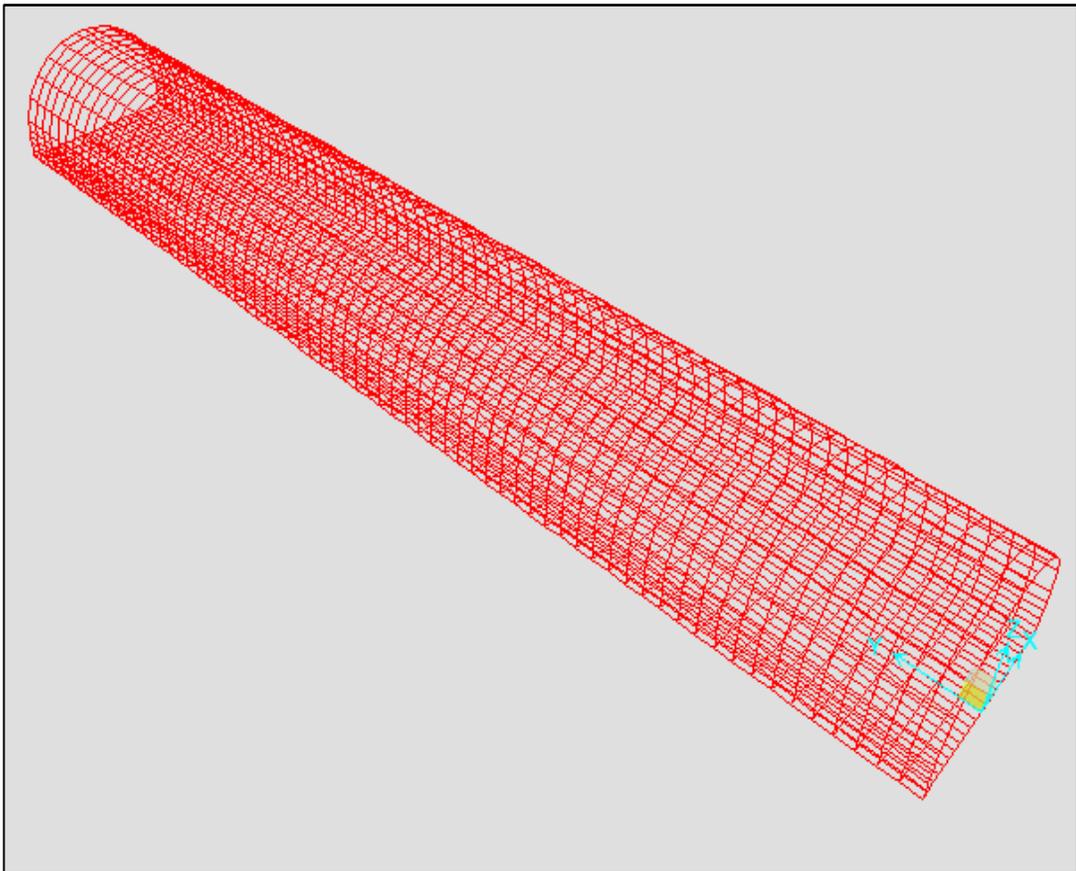


Fig. 7.34 Modelo del túnel completo

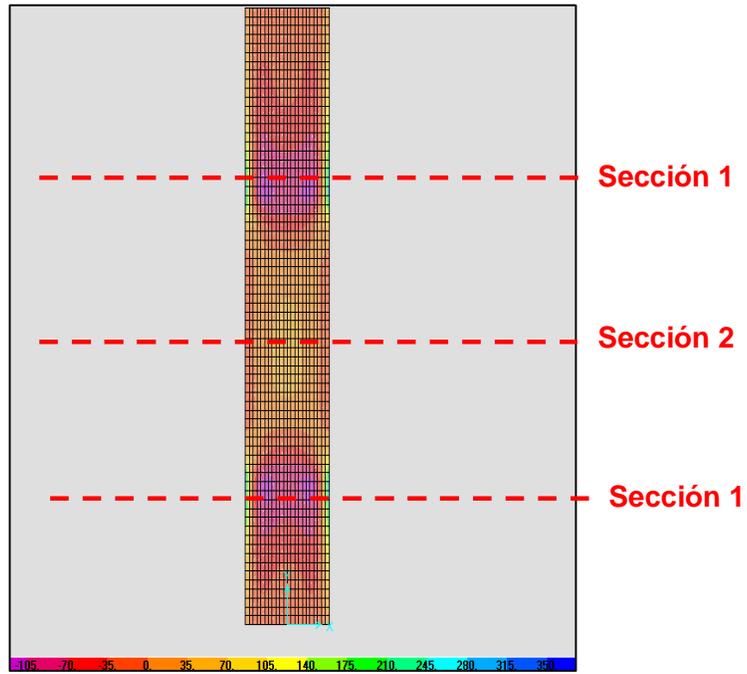


Fig. 7.35 Variación de momentos en sentido transversal de losa fondo



Sección 1



Sección 2

Fig. 7.36 Variación de momentos en sección transversal de losa fondo

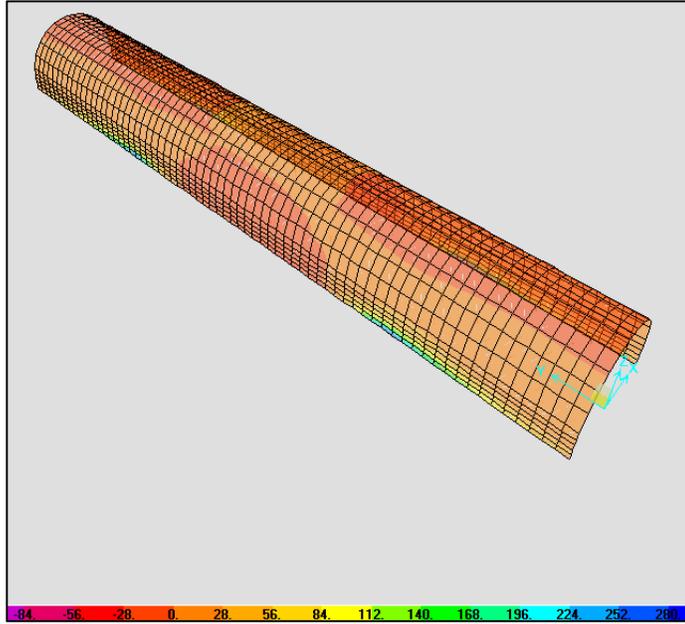


Fig. 7.37 Variación de momentos en sentido transversal de bóveda

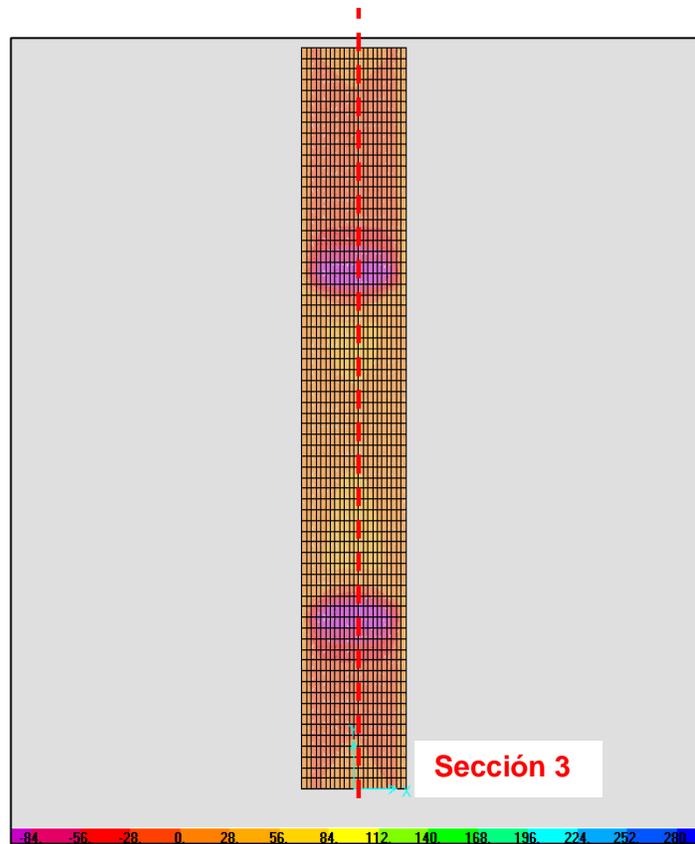


Fig. 7.38 Variación de momentos en sentido longitudinal de losa fondo



Fig. 7.39 Variación de momentos en sección 3, longitudinal de losa fondo

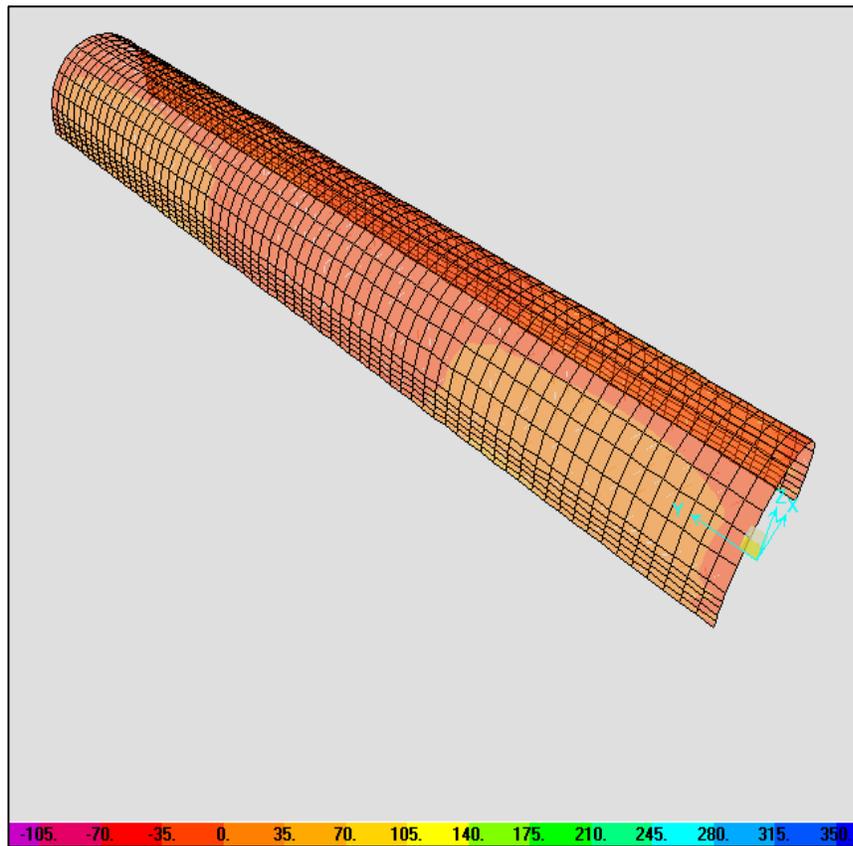


Fig. 7.40 Variación de momentos en sentido longitudinal de bóveda

Diagramas de cortantes (ton)

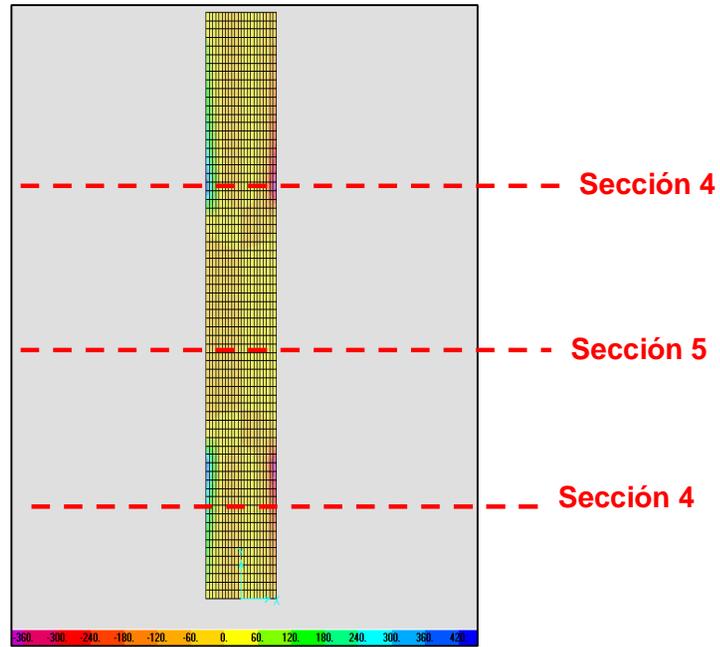
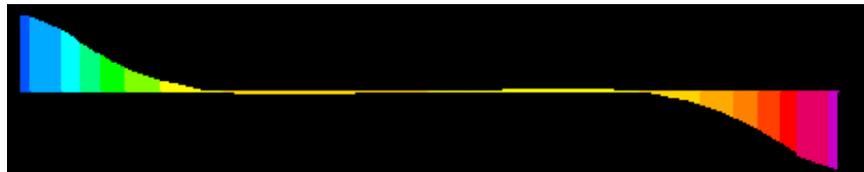


Fig. 7.41 Variación de cortantes en sentido transversal de losa fondo



Sección 4



Sección 5

Fig. 7.42 Variación de cortantes en sentido transversal de losa fondo

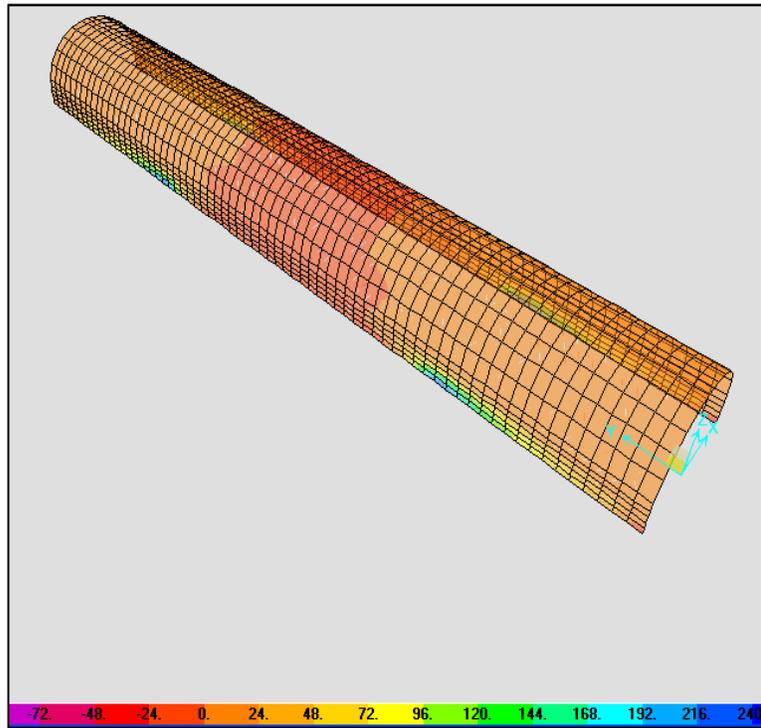


Fig. 7.43 Variación de cortantes en sentido longitudinal de bóveda

DEFORMADA (cm)

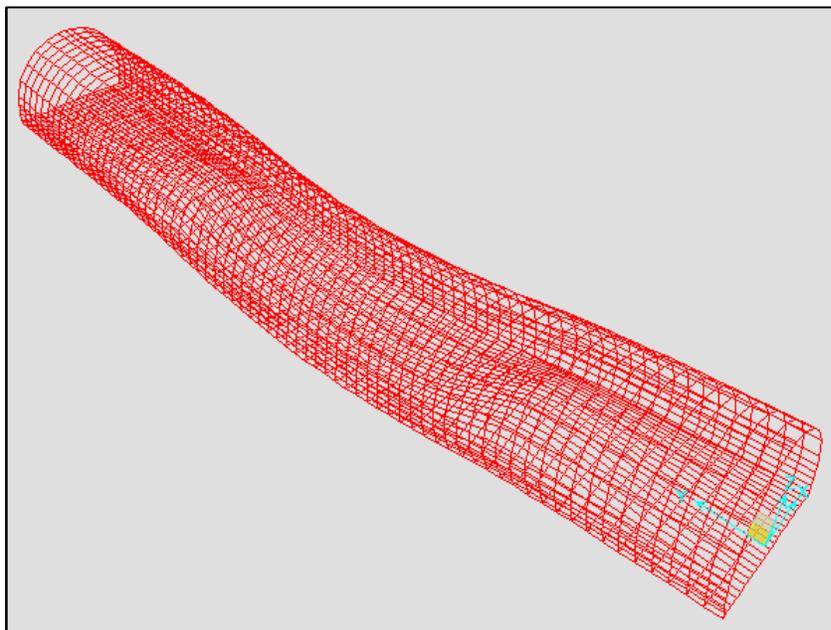


Fig. 7.44a Deformación del túnel, sección completa

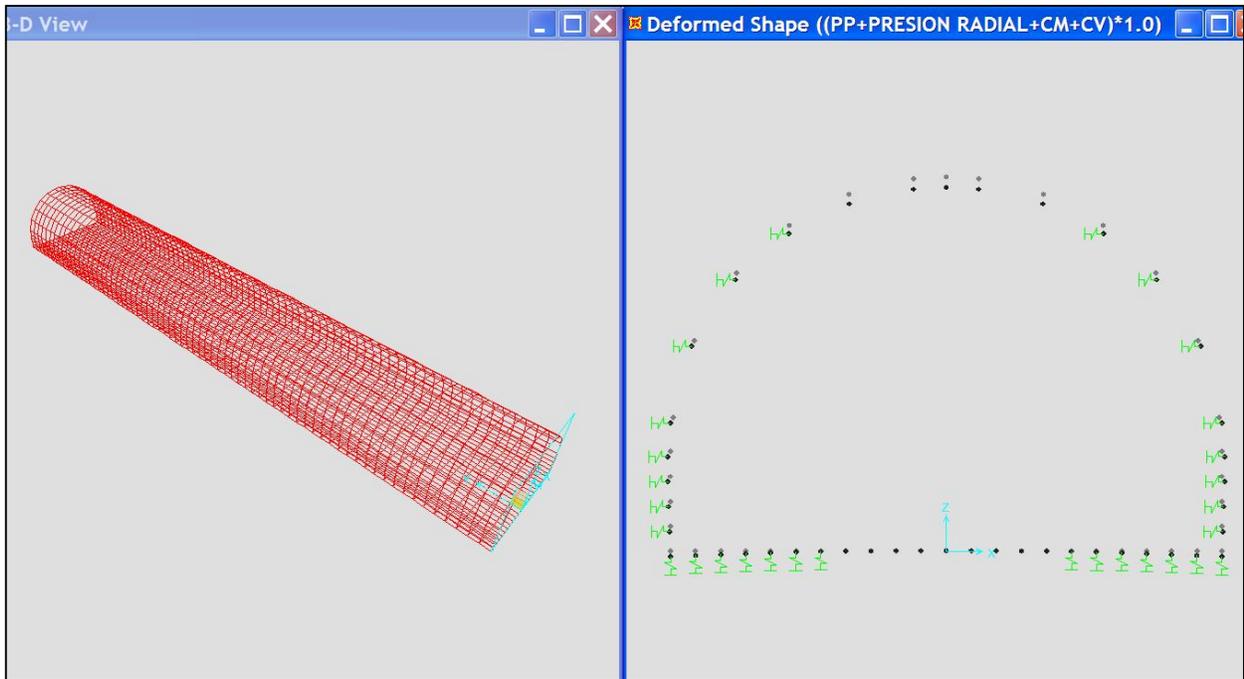


Fig. 7.44b Deformación del túnel, sección completa

7.6.5 Modelo de traves de soporte

En las siguientes figuras, se muestran los resultados más representativos de los análisis correspondientes a los hastiales.

AVANCE de bóveda a 39 m

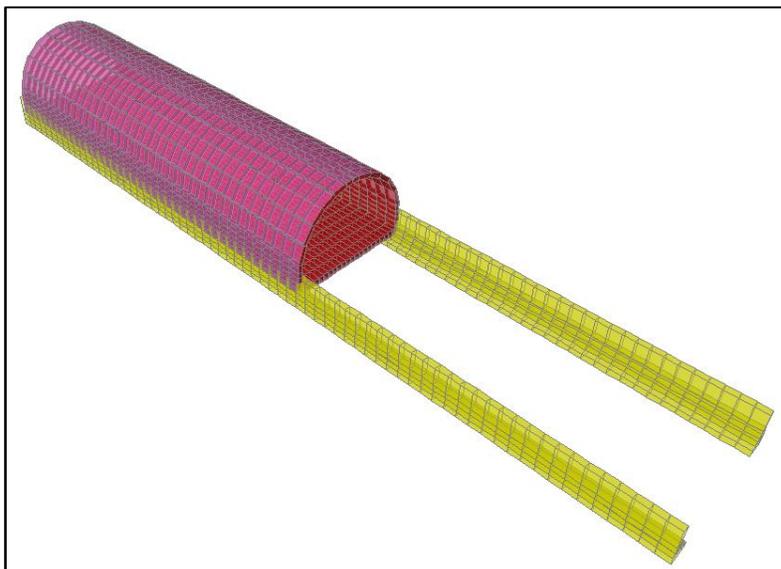


Fig. 7.45 Modelo de túnel para diseño de hastiales, con bóveda a 39 m

Condición de carga: $(PP+PRESIÓN RADIAL+ CM+CV)*1.5$

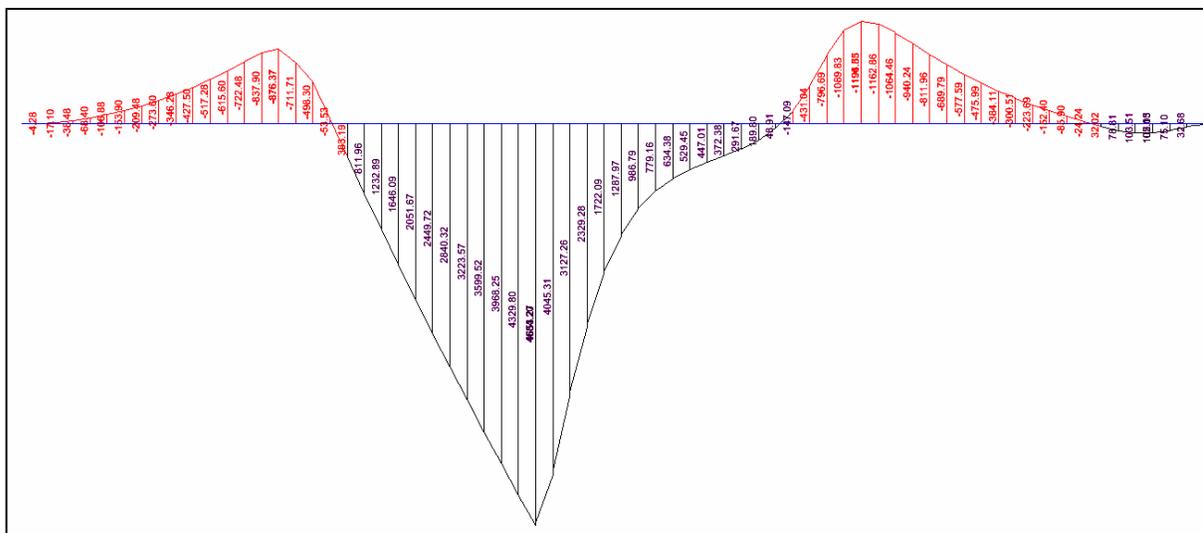
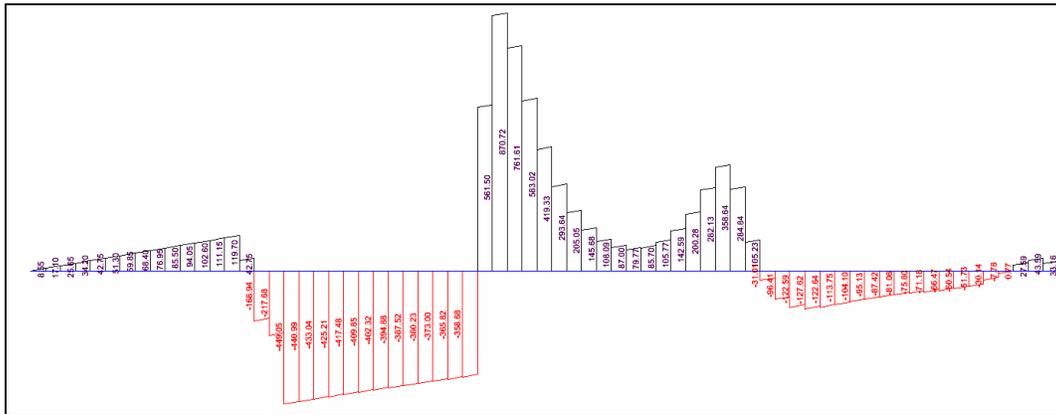
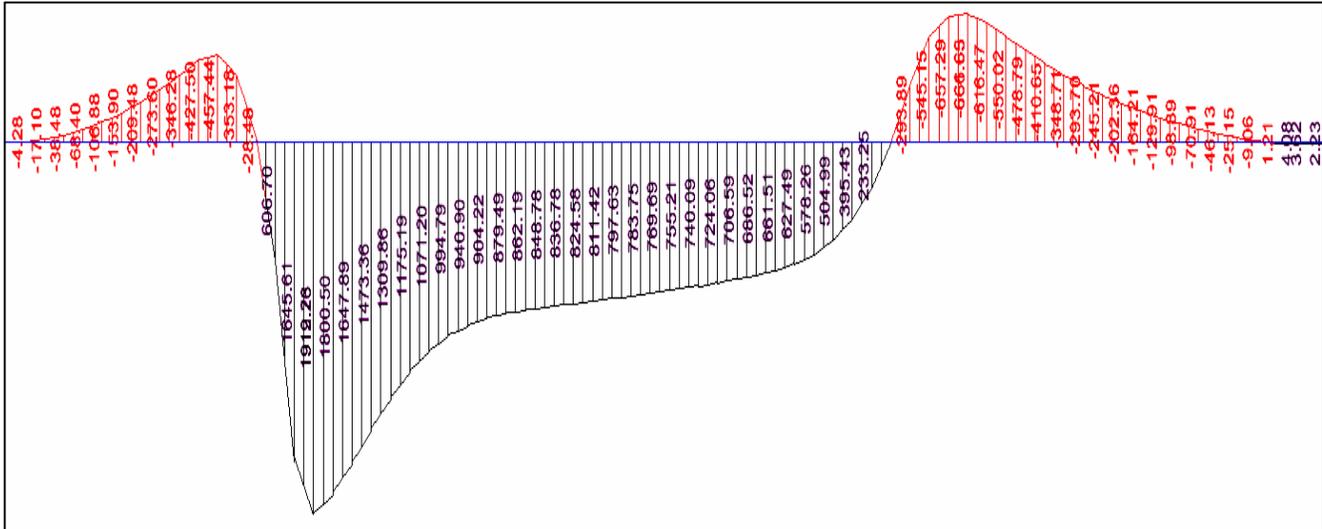


Fig. 7.46 Diagrama de momentos en hastiales, con bóveda a 39 m





8. REFUERZO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño y refuerzo de los elementos estructurales, se realizó conforme a lo indicado en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, en su edición 2004 (NTCC-204).

La información del diseño se transmite al constructor mediante los planos del proyecto ejecutivo. En dichos documentos se plasman las especificaciones y procedimientos que se deben cumplir para garantizar que la estructura proyectada se comporte, lo más cercano posible, a lo estimado en los análisis realizados.

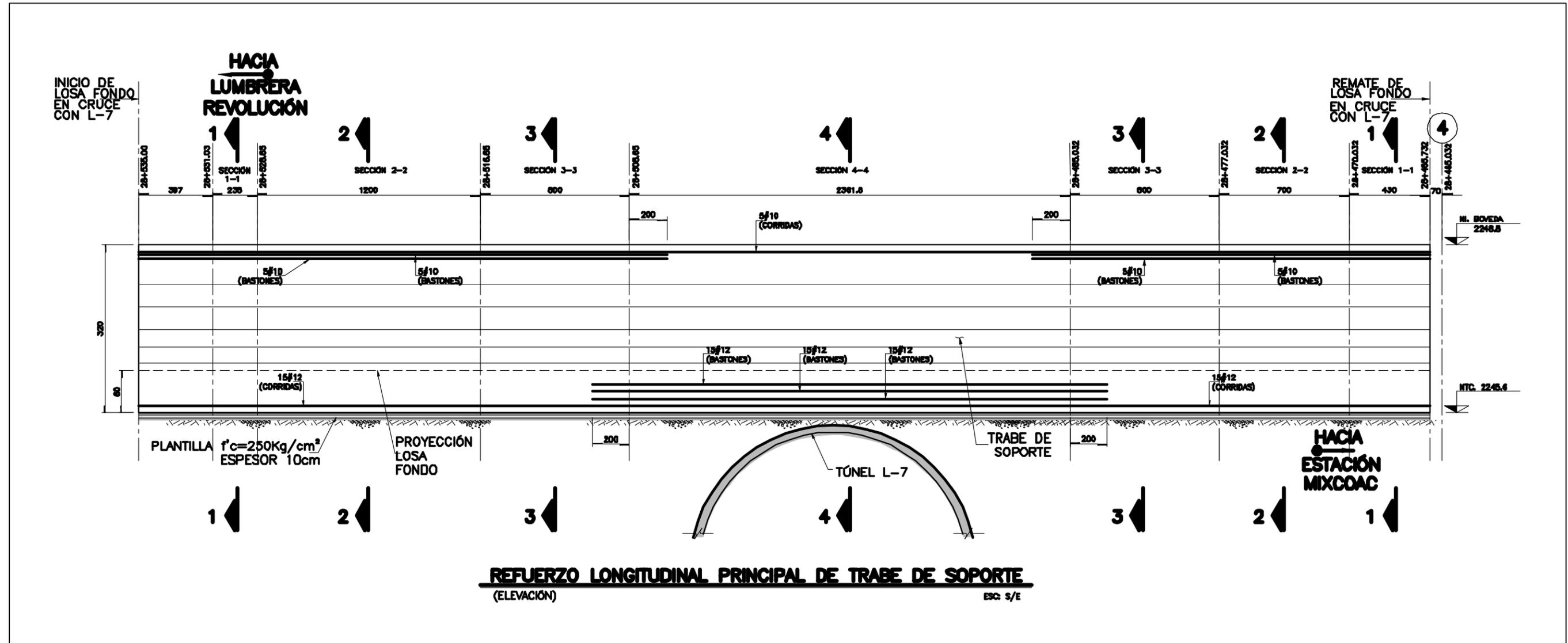
Actualmente, el avance de la tecnología ha ayudado a comprender mejor el comportamiento de las estructuras y su interacción con el suelo, permitiendo emplear métodos de análisis y diseño cada vez más elaborados. El uso de la computadora y el desarrollo de nuevos software, cada vez más sofisticados, han permitido realizar los análisis y diseños con mayor rapidez, permitiendo realizar análisis elásticos o inelásticos de estructuras altamente indeterminadas.

Pese a lo anterior, las estructuras analizadas y diseñadas de esta forma no necesariamente logran ser estructuras exitosas, de bajo costo y de fácil construcción, por lo que un diseño sofisticado podría llegar a ser inútil, si éste no es posible llevarlo a la práctica o su ejecución en la obra está mal interpretada. Ante este panorama, resulta igual de importante como lo es el análisis y diseño, la elaboración de los planos constructivos, ya que son finalmente el producto terminado de todo el esfuerzo realizado en la concepción de una estructura. De este modo, la información mostrada en los planos deberá de ser lo más clara posible y con un grado de detalle suficiente, sin caer en excesos, para que puedan ser interpretados y ejecutados conforme a lo esperado.

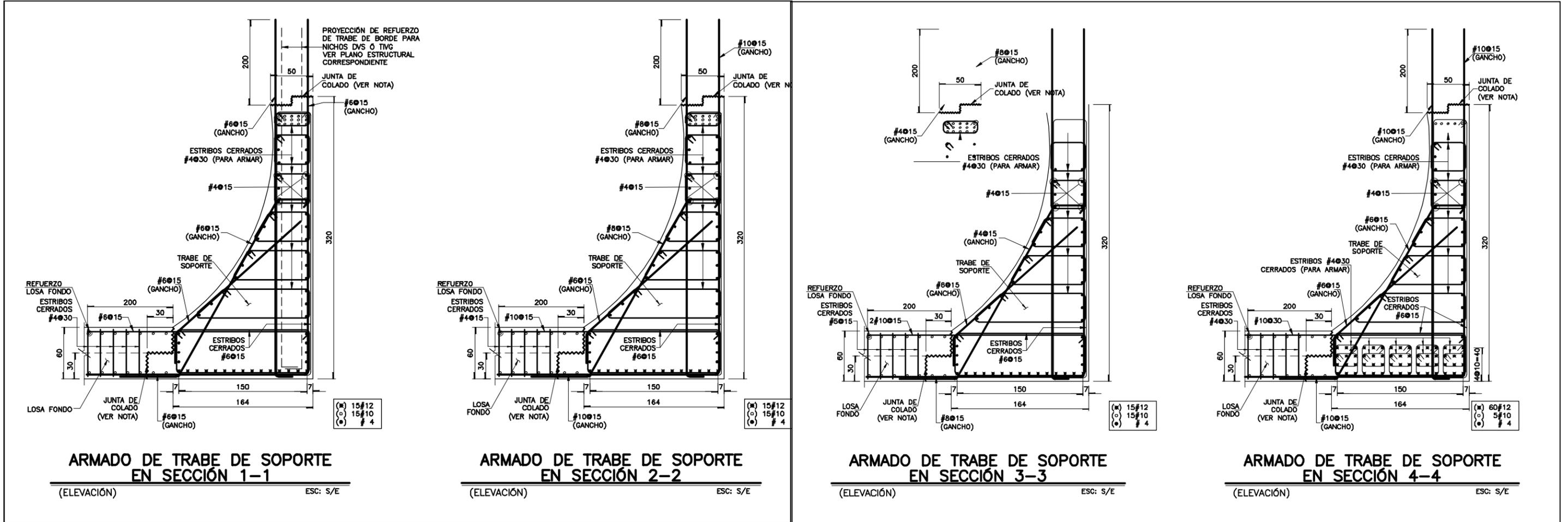
Podría decirse que la elaboración de planos es la representación gráfica de la comprensión y percepción del comportamiento de la estructura, en él se deben incluir los detalles para asegurar que la estructura resista las fuerzas internas a las que será sometida y evitar no solamente el colapso, sino que a su vez, su uso dé una sensación de seguridad y confort (por lo que se deben considerar los detalles para impedir la aparición de agrietamientos y vibraciones).

De igual forma, en los planos se debe indicar la calidad de los materiales a emplearse en la construcción, haciendo énfasis en las especificaciones y normas que éstos deben cumplir.

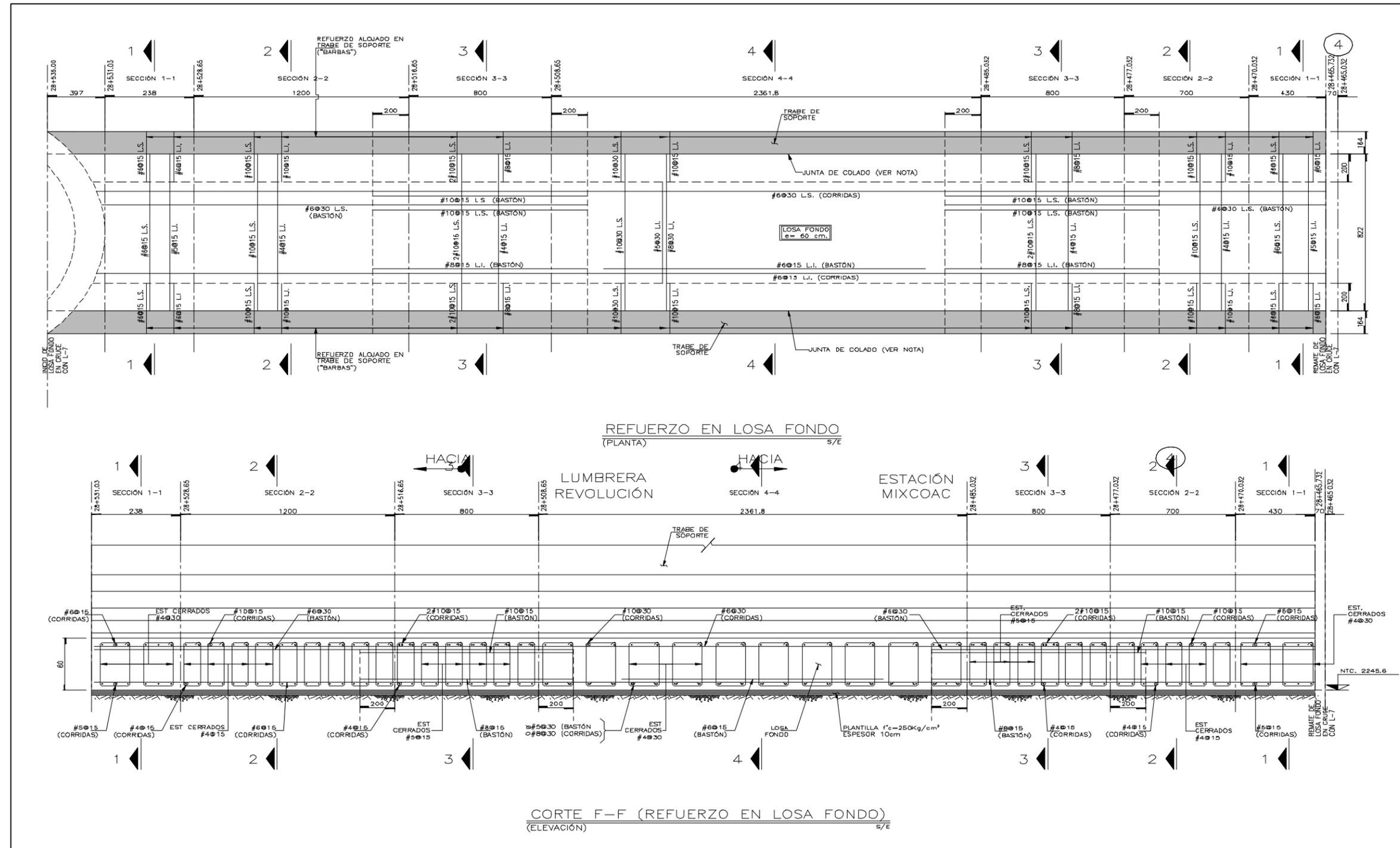
8.1 Refuerzo de traves de soporte (hastiales)



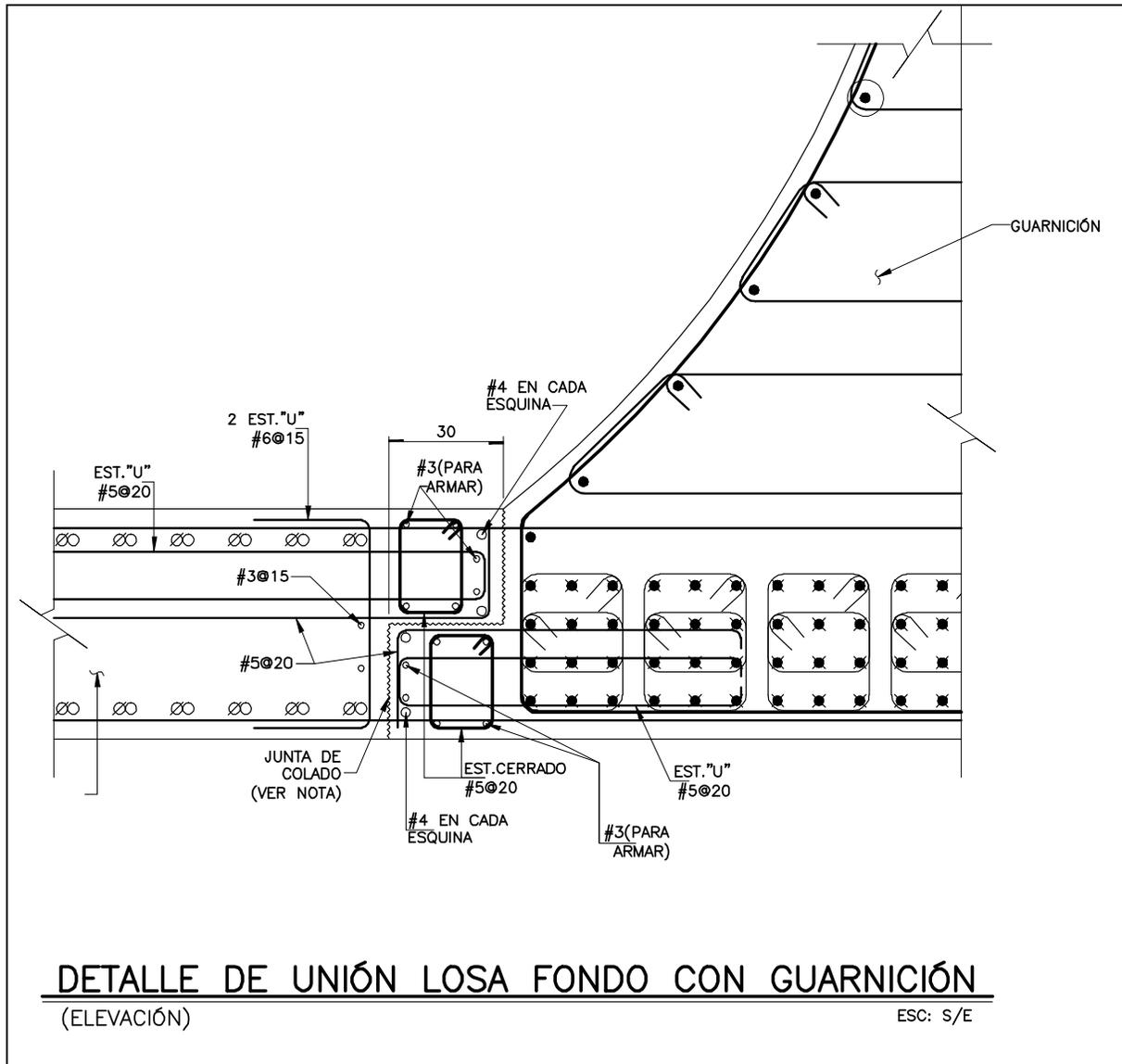
8.2 Refuerzo transversal de las traves de soporte (hastiales)



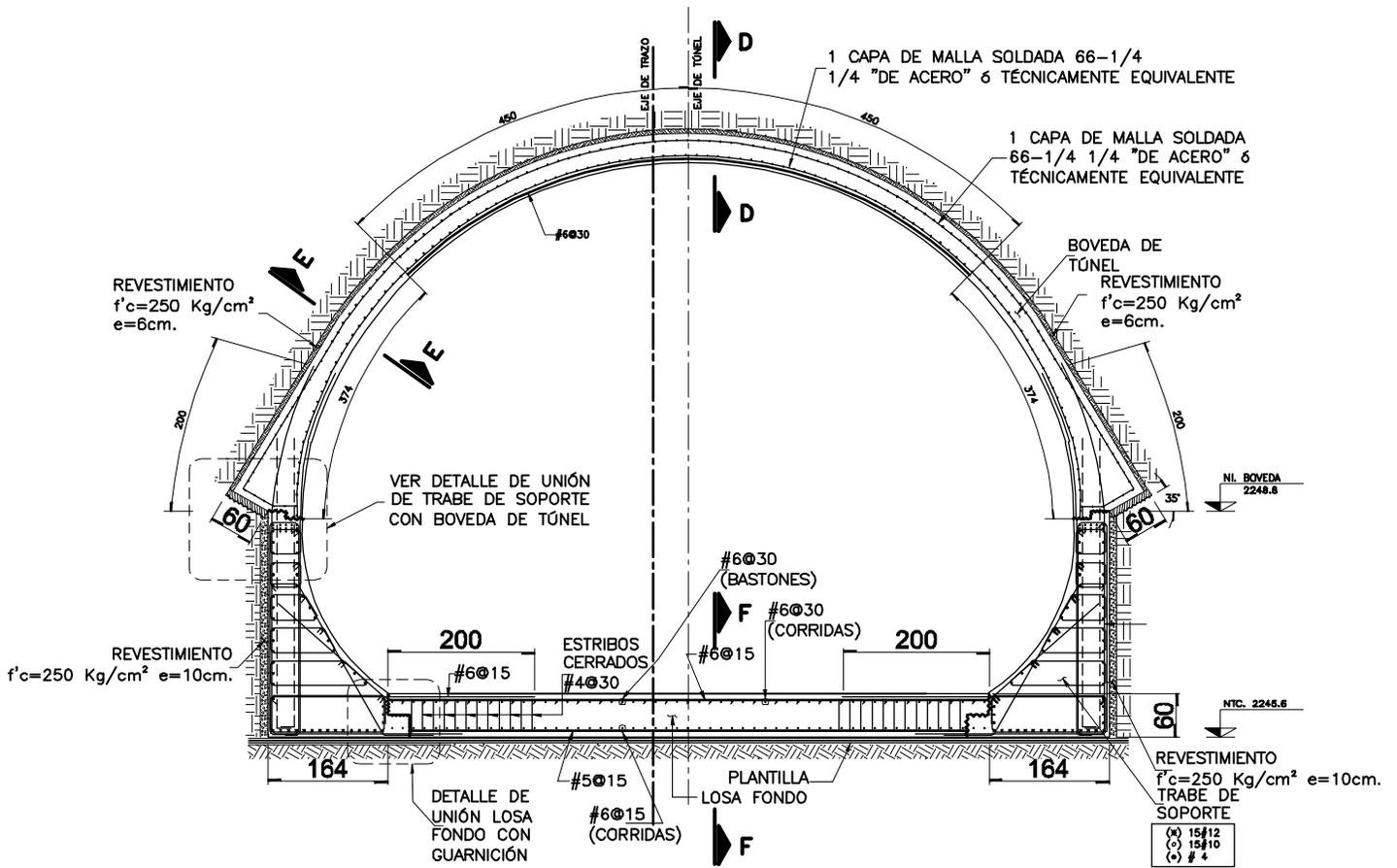
8.3 Refuerzo de losa fondo



8.4 Refuerzo en unión de losa fondo con trabe de soporte



8.5 Refuerzo en sección de túnel

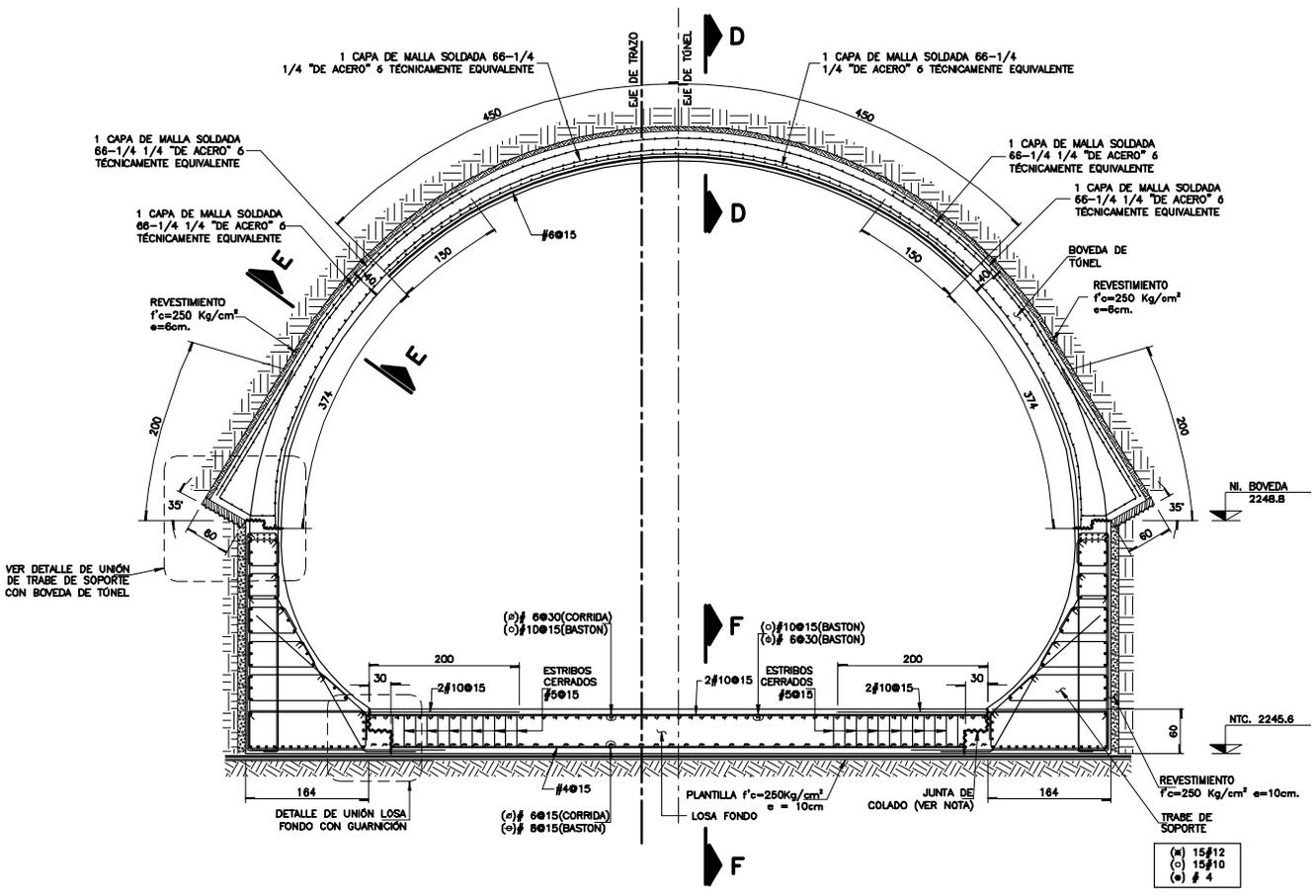


SECCIÓN 1 - 1

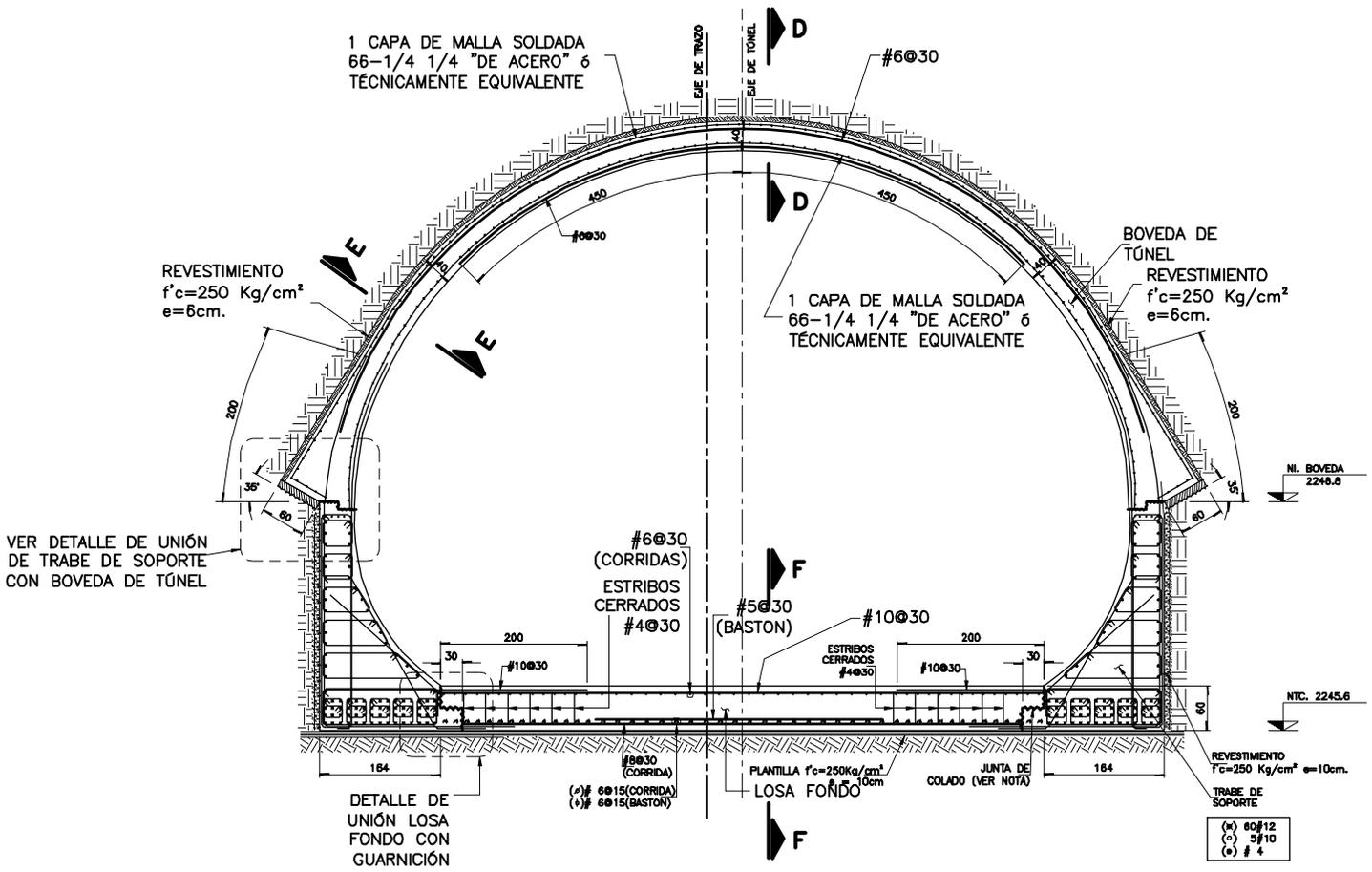
(ELEVACIÓN)

ESQ: S/E

(ARMADO DE TÚNEL DE L-12 EN ZONA DE CRUCE CON L-7)



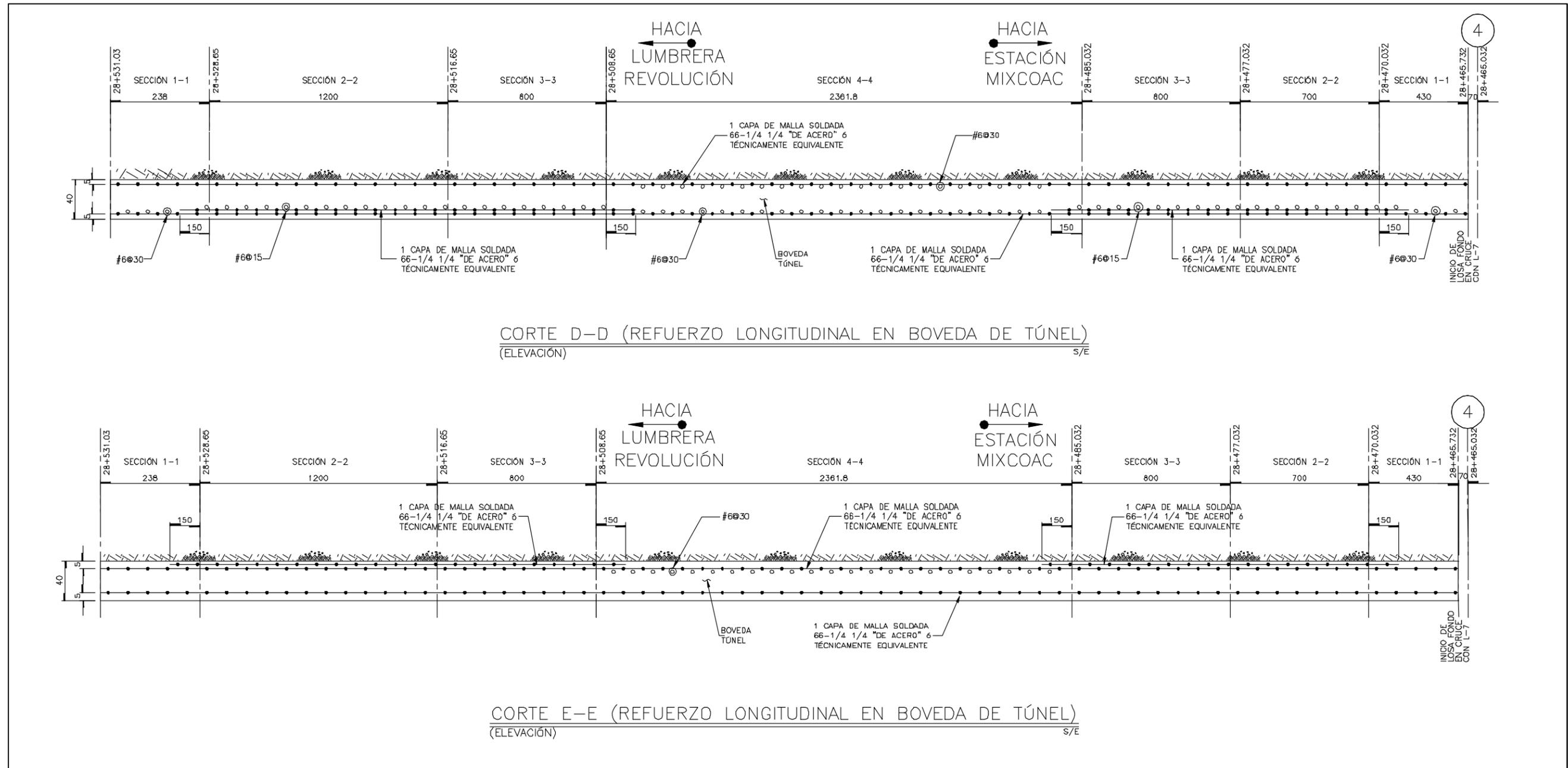
SECCIÓN 3 - 3
(ELEVACIÓN) ESC: 5/E



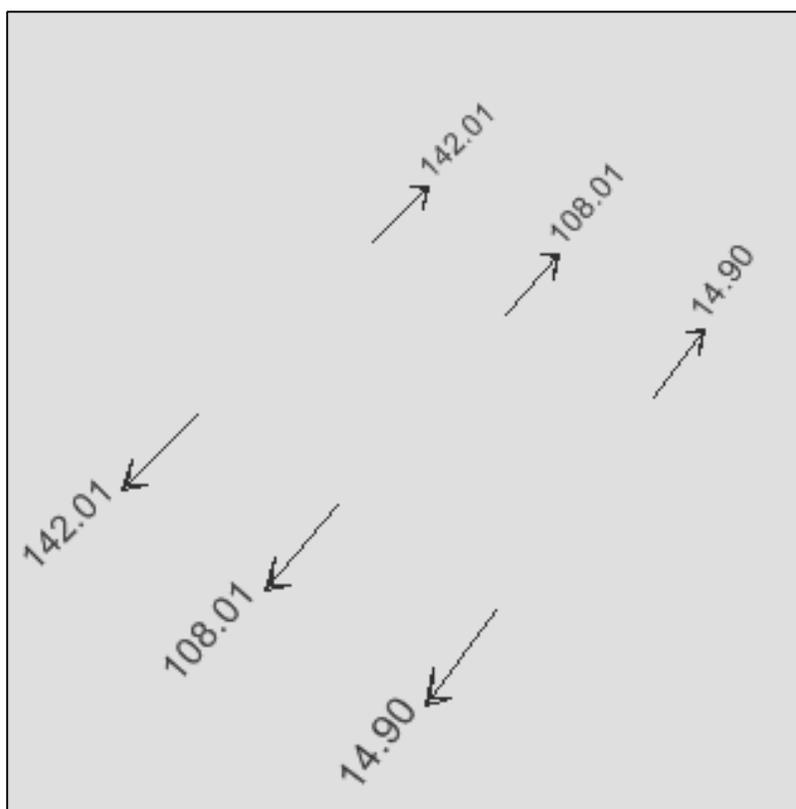
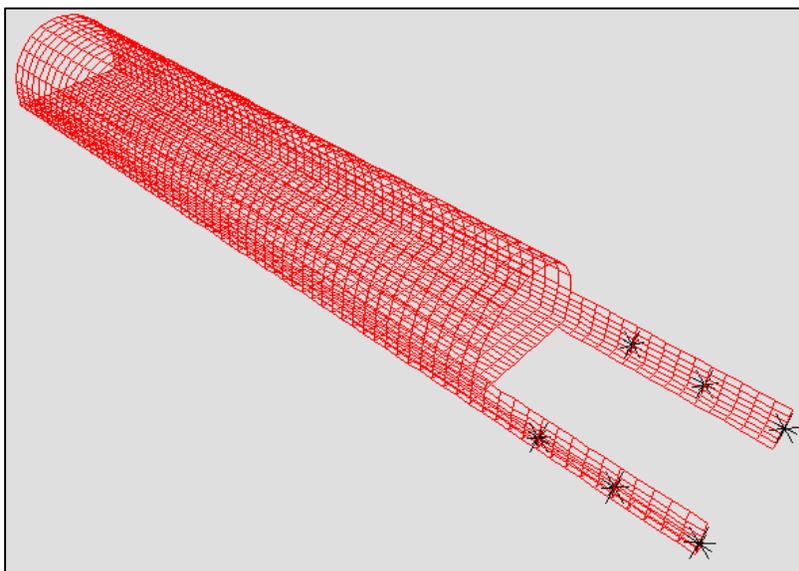
SECCIÓN 4 - 4

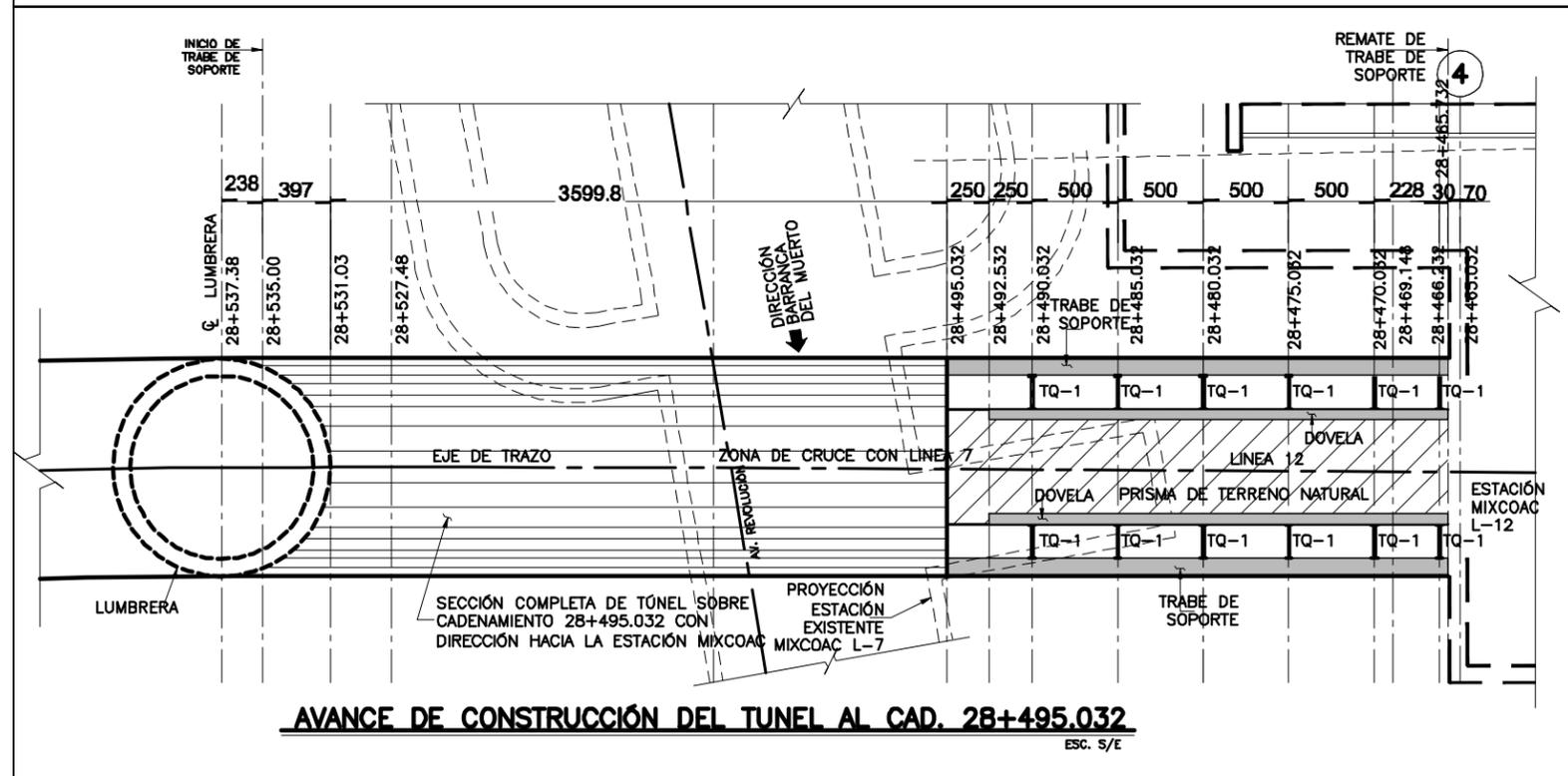
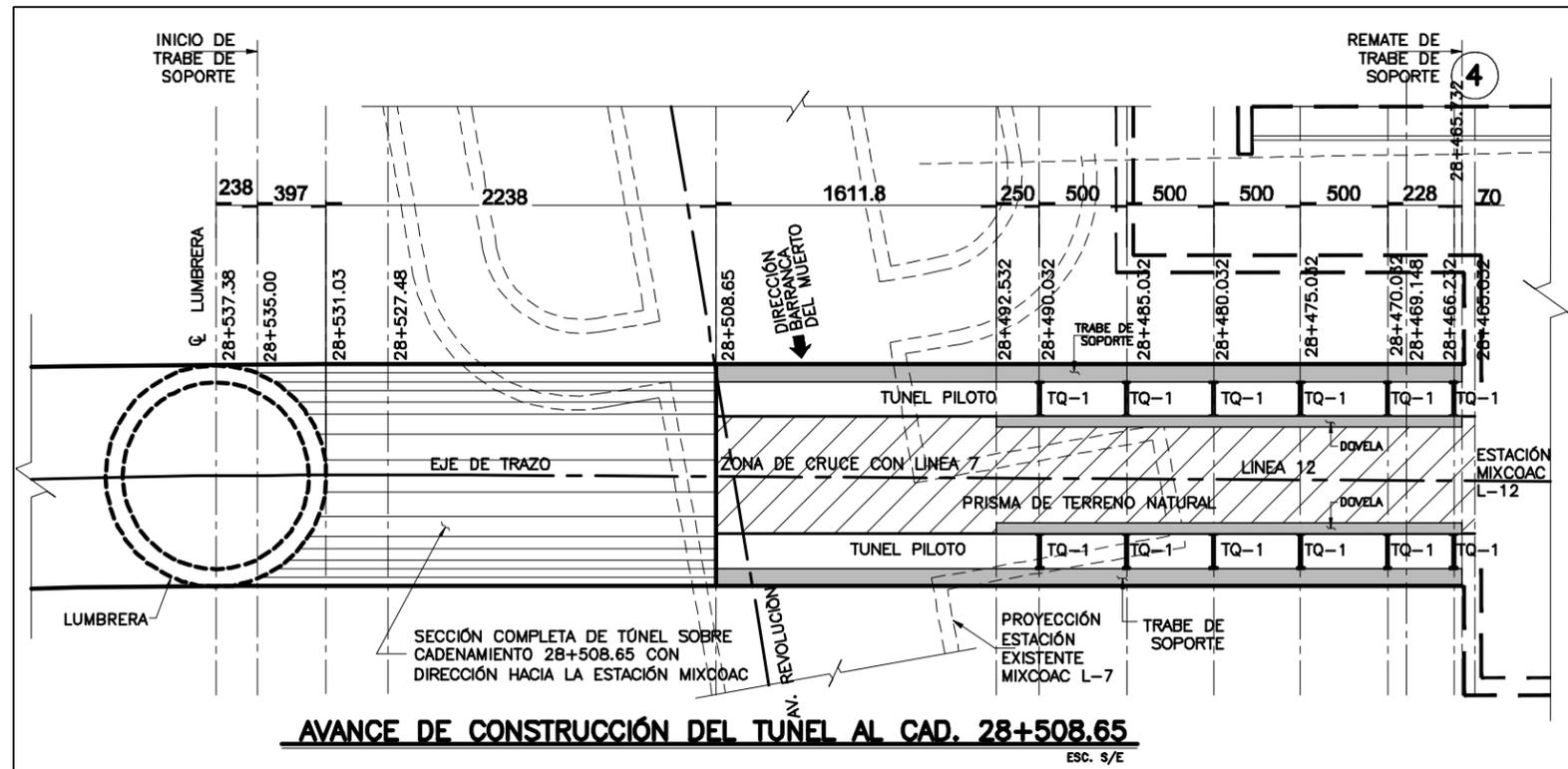
(ELEVACIÓN) ESC: 5/E
 (ARMADO DE TÚNEL DE L-12 EN
 ZONA DE CRUCE CON L-7)

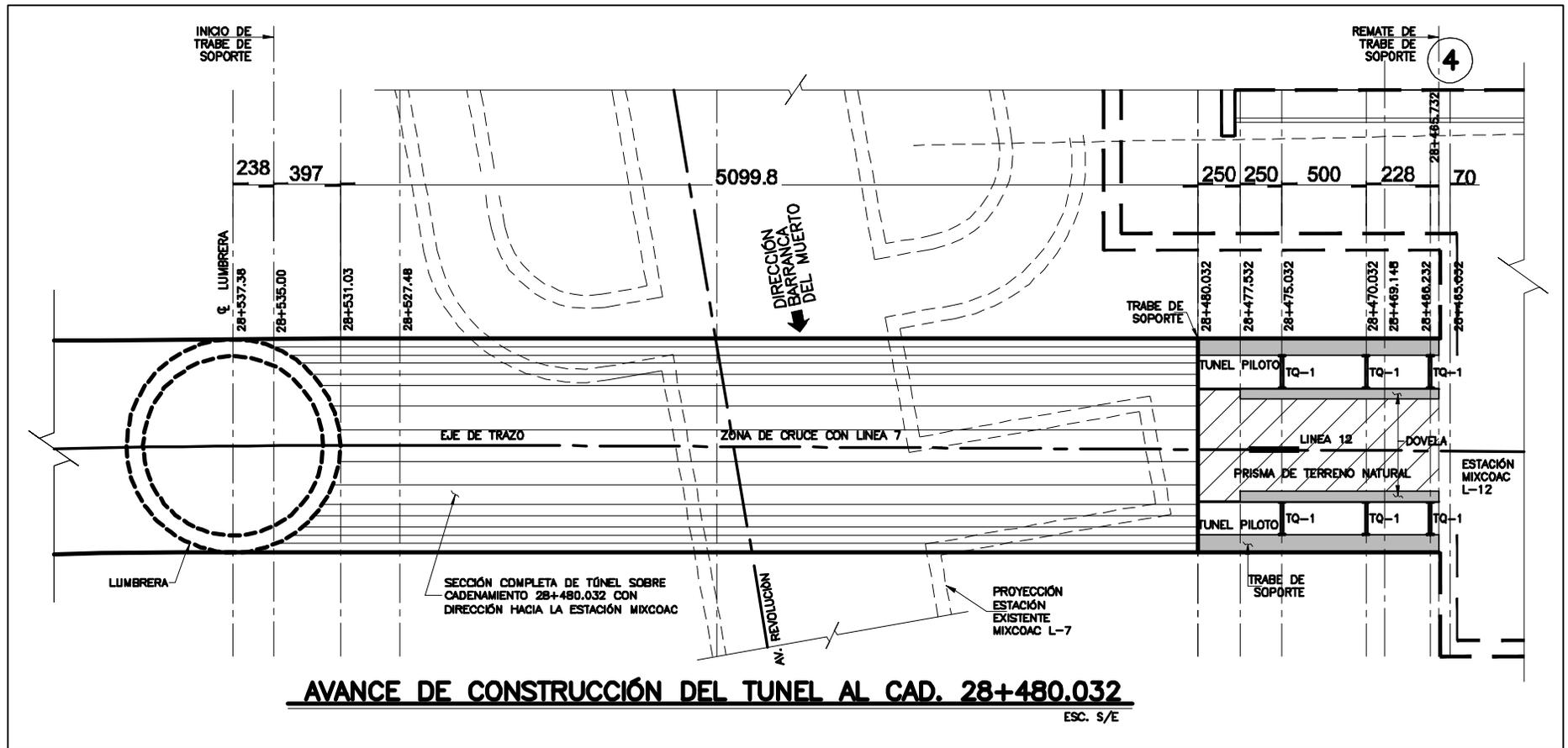
8.6 Refuerzo de bóveda



Para el diseño de los troqueles se obtuvo la mayor reacción de los modelos de túnel con troquelamiento, el cuál correspondió al avance 4.







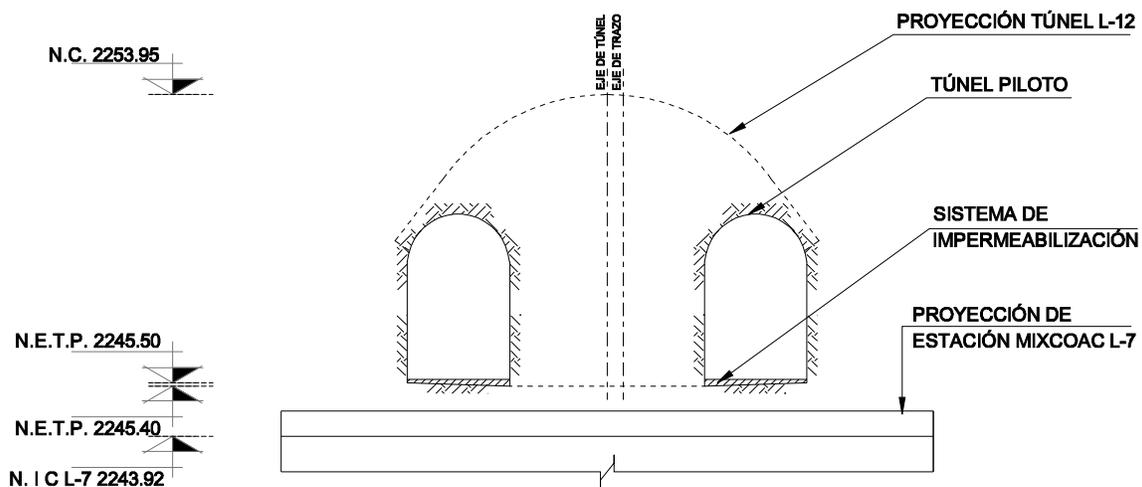
10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL TÚNEL DE LA LÍNEA - 12

Se presenta a continuación una breve descripción general del procedimiento constructivo propuesto para el desarrollo del cruce. Dicha propuesta está considerada conforme a las hipótesis y a los criterios de análisis realizados en el túnel.

Consideraciones preliminares

Previo a realización de cualquier trabajo de excavación en el túnel de la línea 12, se deberá colocar en la bóveda de la línea 7 un sistema estructural temporal, como medida de seguridad; así como un sistema de instrumentación, durante todo el desarrollo de la obra, que monitoree el comportamiento de la misma.

10.1 PRIMERA ETAPA



PRIMERA ETAPA, CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES PILOTO

FIGURA 10.1

La primera etapa corresponde a la excavación de los túneles piloto indicados en la figura 10.1, las cuales albergaran a los hastiales. Ésta excavación se hará conforme se indica a continuación:

- La excavación de los dos túneles piloto deberá hacerse de manera simultánea y comenzará a partir de la lumbrera ubicada en la avenida Revolución, terminando hasta la cabecera poniente de la estación Mixcoac figura 10.2

- Las excavaciones se efectuarán con avances limitados, realizando primeramente la excavación de la parte superior de la misma (hasta completar toda la longitud), para posteriormente realizar la excavación complementaria y completar la sección total de los túneles piloto. Figura 10.3

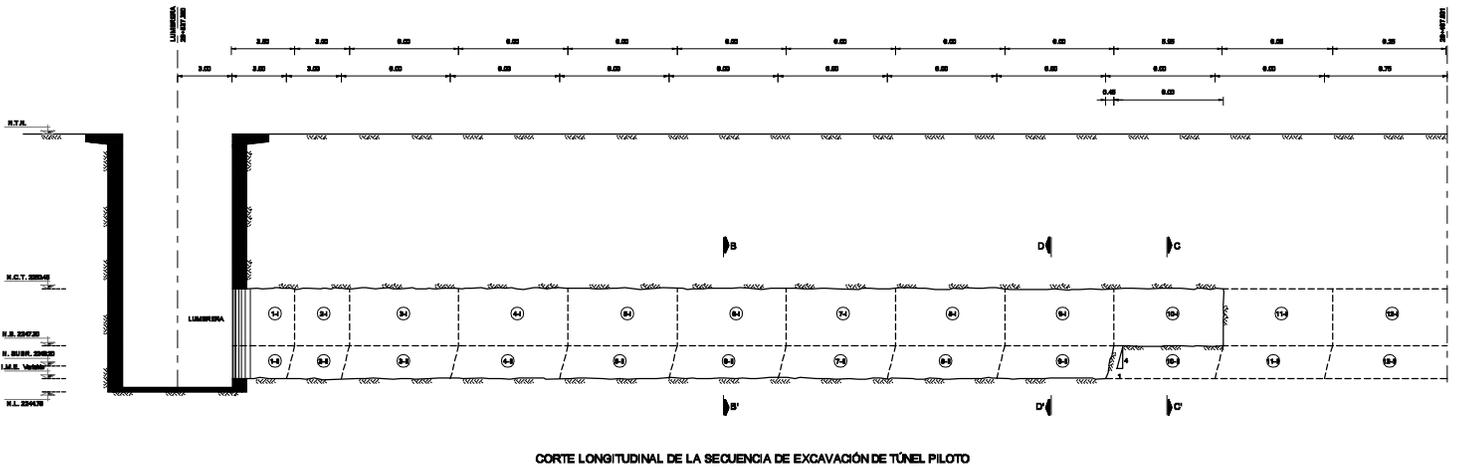
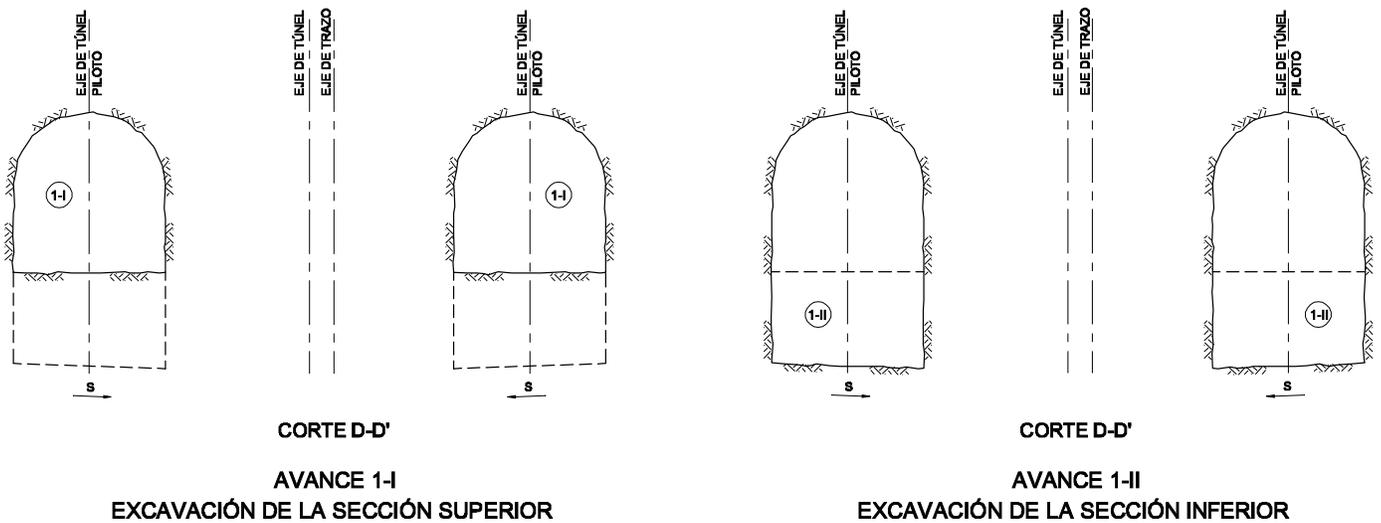
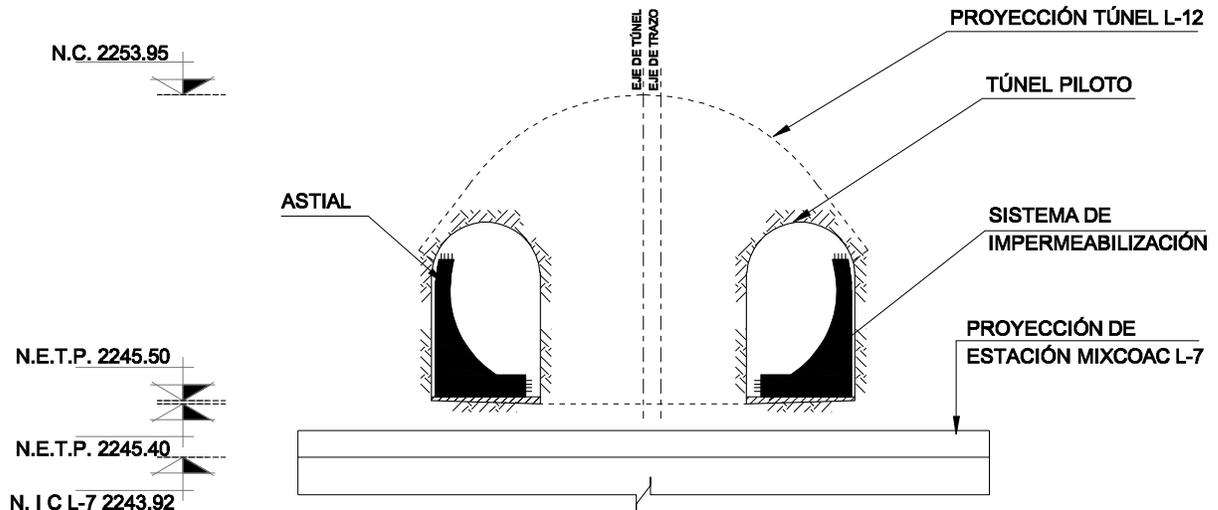


FIGURA 10.2



SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

10.2 SEGUNDA ETAPA

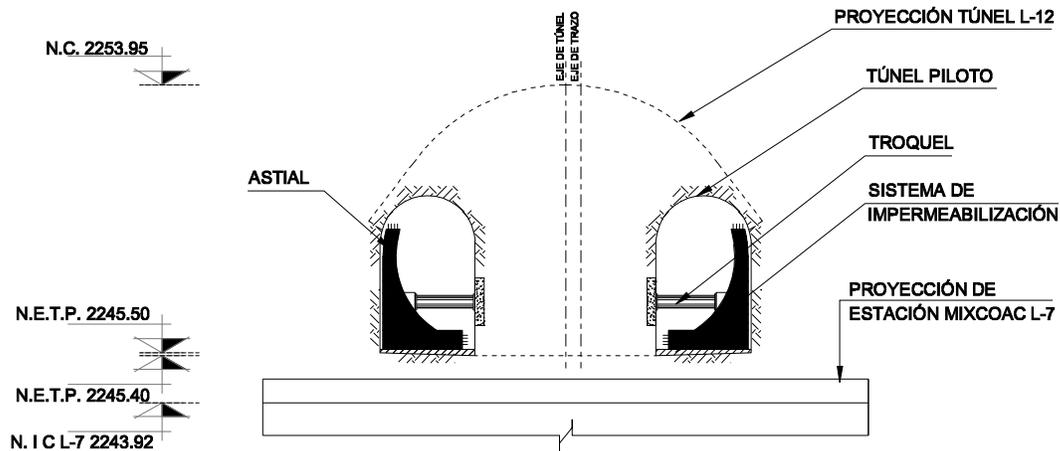


SEGUNDA ETAPA, CONSTRUCCIÓN DE ASTIALES
FIGURA 10.4

La segunda etapa corresponde a la construcción de los hastiales, indicados en la figura 10.4, los cuales serán los elementos estructurales que en un principio puentearán las descargas conforme se avance en la construcción del túnel. La construcción de los hastiales se realizará de manera simultánea y conforme se señala a continuación:

- Se habilitará el acero de refuerzo de acuerdo a lo indicado en el proyecto estructural.
- Una vez concluido el habilitado y cimbrado, se procederá al colado de las mismas. Dicho colado deberá ser monolítico y no se permitirán juntas de colado verticales, por lo que se deberá prever con el proveedor del concreto la continuidad del abastecimiento del mismo de manera continua.

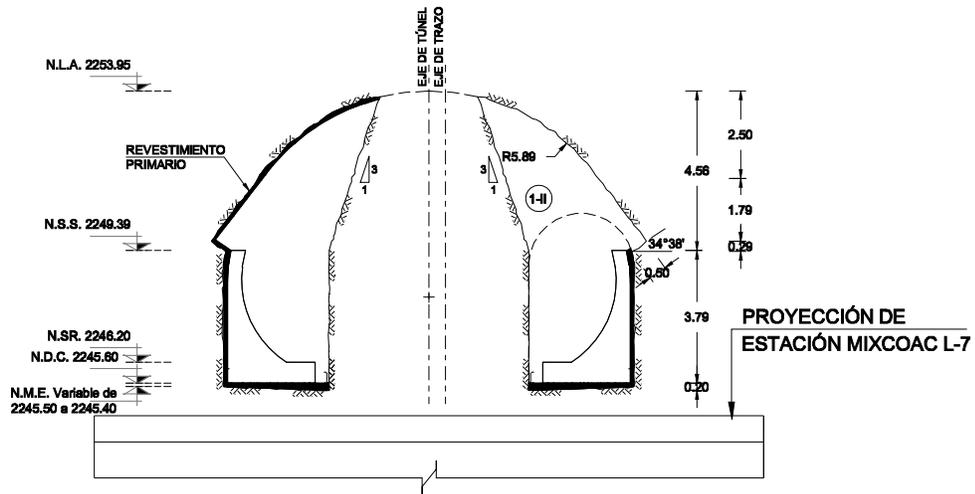
10.3 TERCERA ETAPA



TERCERA ETAPA, COLOCACIÓN DE TROQUELES
FIGURA 10.5

Una vez que el concreto de los hastiales haya alcanzado su resistencia de proyecto, y previo a cualquier trabajo adicional de excavación de la bóveda de la línea 12, se deberá colocar el sistema de troquelamiento, tal y como se indica en la figura 10.5, en la cantidad y ubicación indicada en los planos del proyecto estructural.

10.4 CUARTA ETAPA



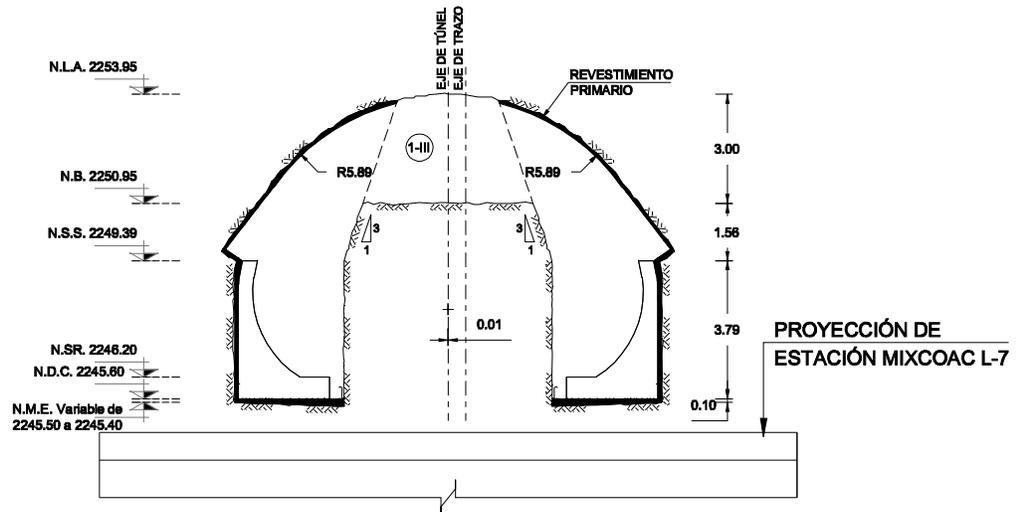
CUARTA ETAPA, EXCAVACIÓN DE CUÑAS SOBRE
LOS TÚNELES PILOTO PARA CONSTRUCCIÓN DE

BÓVEDA

FIGURA 10.6

Concluida la etapa anterior, se iniciará la excavación de la clave del túnel; ésta excavación se realizará en dos etapas. La cuarta etapa corresponde a la excavación de cuñas sobre los túneles piloto (mostrada en la figura 10.6) que se realizará con avances limitados, tal y como se obtuvo en el análisis geotécnico.

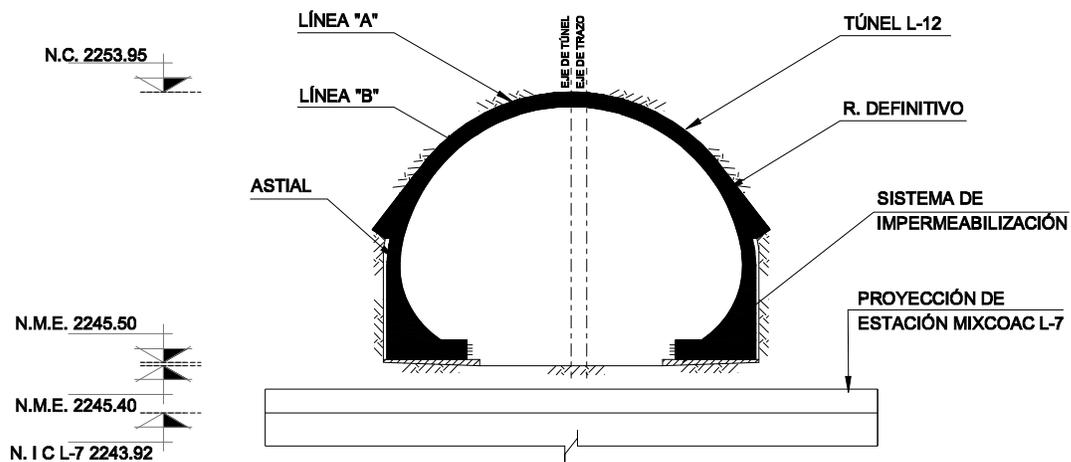
10.5 QUINTA ETAPA



QUINTA ETAPA, EXCAVACIÓN DE PRISMA CENTRAL
Y COLOCACIÓN DE REVESTIMIENTO PRIMARIO EN
BÓVEDA
FIGURA 10.7

Una vez concluido el primer avance de la cuarta etapa, se procederá a realizar la excavación del prisma central de la clave del túnel (tal y como se indica en la figura 10.7). Conforme se vayan realizando dichas excavaciones, se deberá ir colocando concreto lanzado como primer revestimiento.

10.7 SÉPTIMA ETAPA



SÉPTIMA ETAPA, EXCAVACIÓN DE PRISMA CENTRAL INFERIOR (AVANCES LÍMITADOS)

FIGURA 10.10

Simultáneamente a las etapas cuarta, quinta y sexta, y después de que éstas hayan alcanzado el avance propuesto en el proyecto geotécnico, se iniciará la excavación del prisma central inferior del túnel, para dejar libre el área donde se colará la losa de fondo (figura 10.11).

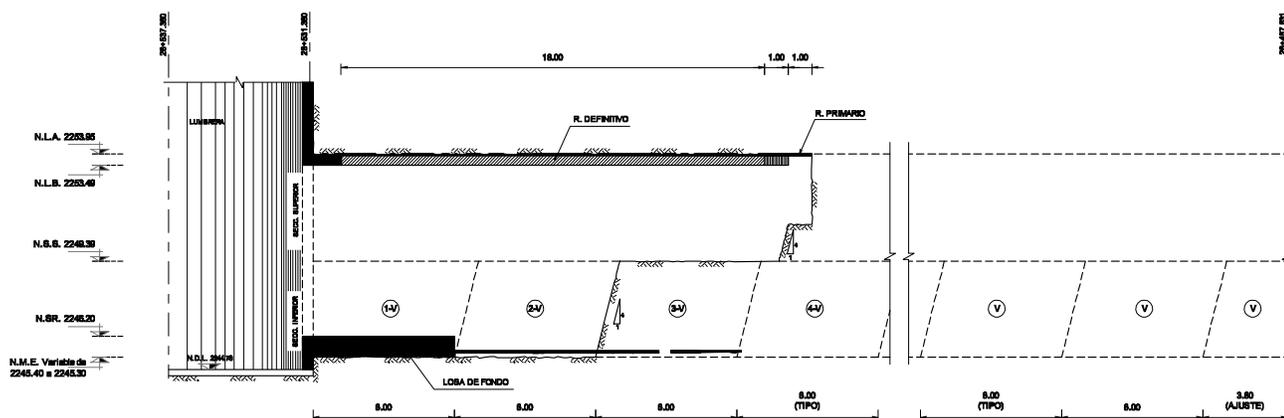
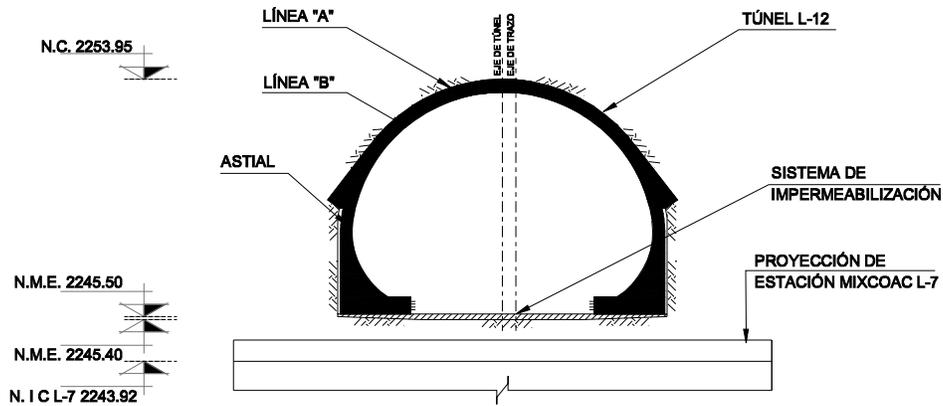


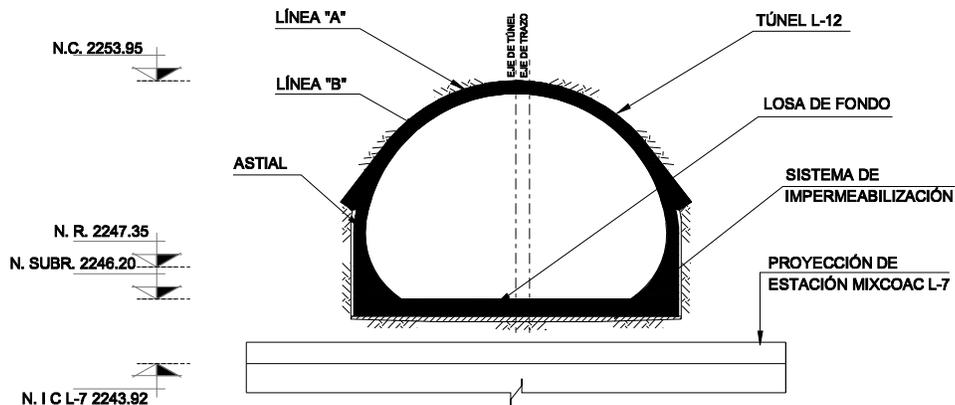
FIGURA 10.11

10.8 OCTAVA Y NOVENA ETAPA



OCTAVA ETAPA, IMPERMEABILIZACIÓN DEL SUELO DE DESPLANTE DE LA LOSA FONDO

FIGURA 10.12

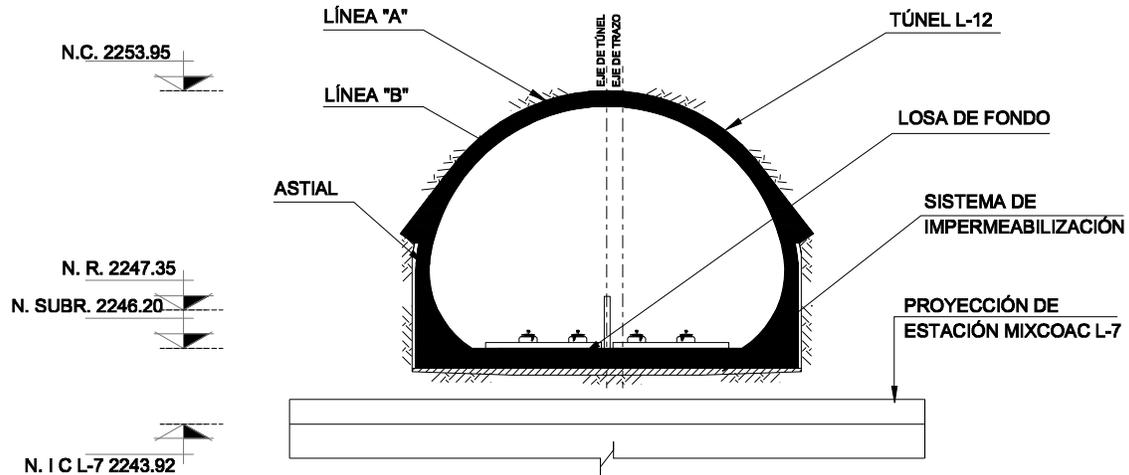


NOVENA ETAPA, HABILITADO Y COLADO DE LOSA FONDO
(AVANCES LÍMITADOS)

FIGURA 10.13

Simultáneamente a las etapas cuarta a séptima, y después de que éstas hayan alcanzado el avance indicado en el proyecto geotécnico, se iniciará la impermeabilización y colado de la losa de fondo del túnel; tal y como se muestra en las figuras 10.12 y 10.13. Los avances de estas etapas se realizarán tal y como se muestra en la figura 10.11.

10.9 DECIMA ETAPA



DECIMA ETAPA, COLOCACIÓN DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO

FIGURA 10.14

Una vez concluidas las etapas anteriores, se podrá proceder a la colocación del sistema de amortiguamiento y demás sistemas electromecánicos (figura 10.14).

11. CONCLUSIONES

El presente trabajo tiene como objetivo principal mostrar, de manera general, la metodología empleada para el desarrollo de un caso real, como lo es el cruce del túnel de la Línea 12, en su tramo estación Mixcoac – Cola de maniobras, sobre la bóveda de la estación Mixcoac de la Línea 7. Así también, muestra la interrelación que existe entre los resultados obtenidos por las áreas de la ingeniería geotécnica, estructural y de construcción para la determinación del procedimiento más adecuado para el desarrollo de un proyecto con magnitud e importancia como lo es la Línea 12 del metro.

Primeramente, se hace hincapié en la importancia que tienen este tipo de proyectos en beneficio de una sociedad y la necesidad de desarrollar una planeación de infraestructura vial y de transporte eficaz, que tome en cuenta el acelerado crecimiento de la población; así como la necesidad de descentralizar las actuales zonas económicas y laborales que actualmente se encuentran en la Ciudad de México.

De igual forma, se pone de manifiesto la importancia de realizar estudios previos al desarrollo del proyecto, que con un suficiente grado de detalle, permitan hacer una mejor elección en la toma de decisiones. Tal es el caso de los estudios geotécnicos, en un proyecto de la magnitud como el presentado, sin los que no puede ni debe concebirse éste, si no se cuenta con el suficiente conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo que ayuden a predecir su comportamiento, el cual puede llegar a ser muy variable.

Otro aspecto que debe resaltarse, antes de iniciar cualquier tipo de cálculo numérico, es situar nuestro proyecto en el entorno donde éste se ubicará; esto nos ayudará a identificar aquellas estructuras existentes que puedan tener una interrelación con nuestra estructura a proyectar, así como descartar aquellas que no tendrán influencia directa e identificar los problemas que se generarán y a cuáles se debe dar solución. Para el caso del trabajo presentado, es evidente que el principal problema fue la poca cobertura que existe entre el túnel de la línea 12 con la bóveda de la estación Mixcoac de la línea 7, escasamente menor a un metro.

Es importante considerar, dentro de las restricciones, aquellas que son impuestas por las autoridades e incluso por la sociedad misma, como fue el caso de no interrumpir el tránsito vehicular sobre las avenidas Extremadura y Revolución la cual, de no presentarse, hubiera modificado radicalmente el procedimiento constructivo y reducido notablemente los análisis realizados, pues la solución se habría planteado con una excavación a cielo abierto.

De los análisis geotécnicos realizados, se concluye que no es posible no modificar el estado inicial de esfuerzos de la bóveda de la línea 7 (estado previo a la construcción del túnel de la línea 12), por

lo que se deberá realizar un análisis a la bóveda de la línea 7 con las descargas impuestas por el paso de la línea 12. Dicho análisis queda fuera del alcance del presente trabajo.

De igual forma, los resultados de los análisis geotécnicos del túnel de la línea 12 arrojan que la masa de suelo, por arriba de la clave del túnel, no desarrolla el fenómeno de arqueamiento, por lo que el diseño del túnel se realizará con la descarga total de la masa del suelo, para la condición a largo plazo. Dado que no se presentó el fenómeno de arqueamiento del suelo y que los factores de seguridad fueron inferiores a los mínimos requeridos, se realizan análisis geotécnicos adicionales que permitan determinar un procedimiento de excavación que mantenga la estabilidad y seguridad de la misma. De los análisis geotécnicos realizados, se concluye que para lograr este objetivo, la excavación del túnel debe realizarse en etapas, proponiéndose para tal fin se realice un procedimiento de excavación semejante al llamado "Método Austriaco".

Los análisis realizados para la determinación de la capacidad de carga del suelo donde se desplantará el túnel de la línea 12, arrojan que donde la cobertura de suelo entre ambos túneles es escasamente inferior a un metro, se tiene una capacidad de carga considerablemente baja y con una alta capacidad de deformación, contrario a lo que se obtiene en las zonas de desplante alejadas del cruce, donde el suelo tiene mejores propiedades mecánicas de capacidad de carga.

La conclusión final del análisis geotécnico, considera que, debido a que no es posible no alterar el estado inicial de esfuerzos de la bóveda de la línea 7, por la presencia del túnel de la línea 12, se debe buscar un sistema estructural que permita puentear las descargas que graviten sobre la línea 12 a las zonas del cruce donde el suelo tiene mejores propiedades y con ello reducir importantemente los efectos sobre la bóveda de la línea 7.

Con base en lo anterior, se determina que el túnel de la línea 12 deberá trabajar de una forma distinta a como comúnmente trabajan este tipo de túneles, de tal forma que éste se verá sometido a las cargas radiales, como es común, más un comportamiento de flexión longitudinal que permita puentear las cargas a las que se verá sometida hacia las zonas del cruce donde el suelo tiene mayor capacidad de carga.

Por lo anterior, los análisis estructurales se encaminan a buscar un método que permita realizar el cruce bajo estas restricciones.

El método finalmente adoptado, fue proponer la construcción primeramente de dos traveses de gran tamaño a los que se les denominaron hastiales; dichas traveses deberán construirse en su totalidad para librar completamente el claro del cruce. Dichas traveses serán los elementos principales que permitirán inicialmente puentear las cargas, durante la etapa constructiva.

En base a lo anterior, se fueron realizando los modelos estructurales que simulaban cada avance de construcción y en los cuales se fueron integrando la bóveda y la losa fondo del túnel de la línea 12;

para aprovechar su rigidez y contribución en el soporte de las descargas del suelo. Estos análisis permitieron determinar el estado de esfuerzos actuantes en forma bidireccional, hasta llegar a una envolvente, cuando se logra la construcción total del túnel. Con estos resultados se realizó el diseño estructural y se determinó el acero de refuerzo, el cual se ajustó a las necesidades de los avances limitados de obra, previamente definidos por los análisis geotécnicos. De esta manera se buscó que el habilitado del acero de refuerzo longitudinal, fuera de un diámetro de varilla que permitiera su colocación en la obra y que garantizara a su vez la continuidad de la misma, con un menor número de traslapes.

Finalmente, con base a los resultados de los análisis geotécnicos y estructurales se determina el procedimiento constructivo más adecuado para las condiciones existentes que permite garantizar la resistencia, estabilidad y seguridad estructural de ambos túneles durante la etapa constructiva y durante su vida útil.

Es importante hacer notar que a pesar de que el procedimiento constructivo se obtuvo a partir de los análisis geotécnicos y estructurales, éste también fue conciliado durante su desarrollo con el área de construcción, con el objeto de ir previendo su factibilidad constructiva y logística de trabajo, así como la determinación del personal, equipos y materiales necesarios para su ejecución.

REFERENCIAS

1. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), *Manual de Diseño Geotécnico*, edición enero de 1987; Volumen 1, Capítulo 1 “Estudios Geotécnicos” y Capítulo 2 “Diseño del Metro en Cajón”
2. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), *Manual de Diseño Geotécnico*, edición enero de 1987; Volumen 2, Capítulo 3 “Diseño del Metro en Túnel”.
3. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, edición 2004 (NTCCIM-2004).
4. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal*, edición 2004 (NTCC-204).
5. *Diseño Geotécnico de Túneles*, Enrique Tamez González, José Luis Rangel Núñez y Ernesto Holguín. TGC Geotécnica S.A. de C.V., 1997.
6. Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, Fourth Edition, Editorial Mc Graw Hill Book Co., 1985.
7. Comisión Federal de Electricidad (CFE), *Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo*, México, 1993.
8. Poulos H.G. and Davis E.H. *Pile Foundation Analysis and Design*, Editorial John Wiley, 1980.
9. Reese, L. C. and William F. V., *Single Piles and Pile Groups Under lateral Loading*, Editorial Balkema, 2001.
10. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*, México, 1983.
11. Shamsheer Prakash, Hari D. Sharma, *Pile Foundations in Engineering Practice*, First Edition, Editorial John Wiley & Sons, 1990.
12. Secretaría de Recursos Hidráulicos, *Manual de Mecánica de Suelos*, Segunda Edición, México, 1970.
13. “El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Simposio 10 de Marzo de 1978.
14. “Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories up to october 2012”, Prepared by Mainland East Division Geotechnical Engineering Office Civil Engineering and Development Department.
15. Parte 3.01, obra civil, sección 3.01.04, “líneas subterráneas en túnel”.
16. *Manual de construcción en acero* IMCA.
17. *Manual de construcción en acero del American Institute of Steel Construction (AISC)*, método LRFD.
18. “American Society for Testing and Materials” (ASTM), títulos varios.
19. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, edición 2004 (NTCCA-2004).
20. Structural Analysis Program, Release 14.0.0. Computer and Structures, Inc. University Ave. Berkeley, C.A.