

**ANEJO Nº 10.
TÚNEL EN MINA**

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	4
2. SECCIÓN TIPO Y PERFIL	6
3. DEFINICIÓN DEL SOSTENIMIENTO	7
3.1. TIPOLOGÍA DE SOSTENIMIENTO EN TÚNEL EN MINA	7
3.2. TIPOLOGÍA DE SOSTENIMIENTO EN GALERÍA	9
3.3. CONDICIONES CONSTRUCTIVAS	13
4. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS.....	15
5. TRATAMIENTOS ESPECIALES.....	16
6. INSTRUMENTACIÓN	17
7. IMPERMABILIZACIÓN Y DRENAJE.....	18
8. REVESTIMIENTO.....	18
9. INYECCIONES	19
10. CÁLCULOS.....	20
10.1. CONDICIONES DEL TERRENO.....	20
10.2. INVESTIGACIONES REALIZADAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO	20
10.3. APLICACIÓN DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS	26
10.4. PARÁMETROS RESISTENTES, DEFORMACIONALES Y ESTADO TENSINAL	31
10.4.1. Caracterización macizo rocoso túnel en mina.....	31
10.4.2. Caracterización macizo rocoso galería	35
10.5. DETERMINACIÓN DEL RELAJAMIENTO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN	38
10.5.1. Determinación del relajamiento en túnel en mina	38
10.5.2. Determinación del relajamiento en galería	42
11. TRAMIFICACIÓN DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL EN MINA Y GALERÍA	44
12. TRINCHERAS DE ACCESO	47
12.1. GEOMETRÍA TRINCHERA DE ACCESO.....	48
12.2. CONDICIONES DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y PARAMETRIZACIÓN GEOTÉCNICA	48
12.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE CORTE	49
12.4. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE CUÑAS Y BLOQUES	51

12.4.1. <i>Datos de entrada</i>	51
12.4.2. <i>Análisis cinemático Boca entrada</i>	54
12.4.3. <i>Análisis cinemático Boca salida</i>	58
12.5. PROCESO CONSTRUCTIVO	65

APÉNDICES

APÉNDICE I. SALIDAS NUMÉRICAS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD TRINCHERAS DE ACCESO

APÉNDICE II. CÁLCULOS TENSOFORMACIONALES DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL
EN MINA

APÉNDICE III. CÁLCULOS TENSOFORMACIONALES DEL SOSTENIMIENTO GALERÍA

1. INTRODUCCIÓN

El túnel de la Variante de Aginaga constituye la práctica totalidad del proyecto del desdoblamiento de la Línea de ferrocarril Bilbao-Donostia de ETS.

Se trata de un túnel de doble vía, de nueva construcción, que sustituye el actual trazado que bordea la zona montañosa y que conectará en sus extremos.

El túnel (s.s.) tiene una longitud total de 1.274,200 metros y se sitúa entre los PP.KK. 93+330,440 y 94+604,640. Las trincheras de acceso se han proyectado en falso túnel con longitudes de 24,44 y 30,43 metros. Considerando los falsos túneles, la longitud total es de 1.329,07 metros.

Los sectores que constituyen el proyecto se indican en la siguiente tabla:

DATOS PROYECTO				
	TIPO	DE PK	A PK	LONGITUD
RIPADO DE VIA	1	93+166.744	93+250.742	83.998
CIELO ABIERTO	2	93+250.742	93+288.000	37.258
VIA EN PLACA	4	93+288.000	93+306.000	18.000
FALSO TUNEL PICO F.	5	93+306.000	93+315.170	9.170
FALSO TUNEL SECC C.	5	93+315.170	93+330.440	15.270
EN MINA	0	93+330.440	94+604.640	1274.200
FALSO TUNEL SECC C.	5	94+604.640	94+625.930	21.290
FALSO TUNEL PICO F.	5	94+625.930	94+635.070	9.140
VIA EN PLACA	4	94+635.070	94+690.000	54.930
CIELO ABIERTO	3	94+690.000	94+709.575	19.575
RIPADO DE VIA	1	94+709.575	94+751.120	41.545

Tabla 1. Tramificación del Proyecto de construcción

Los materiales principalmente afectados corresponden a la serie *Flysh del Cretácico Superior*, (Unidad C-6 y C-5) constituida por una alternancia de calizas arenosas, margas y areniscas estratificadas en bancos centimétricos y decimétricos, con gran cantidad de estructuras sedimentarias. Su diferenciación está asociada a la proporción de tramos con predominio de calizas (C-5) o de tramos margosos (C-6).

Para la definición de sus características geotécnicas, se han efectuado dos sondeos mecánicos a rotación con obtención de testigo continuo. También se han efectuado la toma de datos geomecánicos en los desmontes de la vía actual, a la altura del futuro túnel.

Las principales características medias del macizo rocoso son las siguientes:

- El macizo presenta una estructura sencilla monocinal con repliegues, sin actividad neotectónica.
- El RQD obtenido en estaciones de superficie oscila entre 65-95. En sondeos el RQD es superior en el sondeo S-1 y menor en el S-2, con roca generalmente sana (95-100) y localmente algo fracturada (65).
- Las discontinuidades en superficie (estaciones geomecánicas) son onduladas y planas, discontinuas con separación del orden de 20 cm y superior, excepto la estratificación, con bordes generalmente duros y meteorización variable en superficie. En los sondeos las condiciones mejoran considerablemente en lo referente a meteorización, resistencia de la roca y espaciado; en el sondeo S-2 la calidad se reduce asociado un RQS menor.
- Material casi en su totalidad impermeable, con permeabilidad secundaria asociada a la fracturación. Se prevén ligeras filtraciones a lo largo de las discontinuidades y zonas de intensa fracturación y falla
- De acuerdo con la clasificación de Bieniawski (1979) la calidad geomecánica de la roca es generalmente buena (II) y media (III). Los valores RMR oscilan entre 52 y 72
- El macizo atravesado presenta un índice Q de calidad variable entre 1,1 (mala) y 12 (buena)
- El índice GSI presenta valores superiores al RMR en 10-16 puntos en la mayor parte de los casos, sin considerar la corrección por orientación de las discontinuidades
- En general se observa una buena correspondencia entre los valores del RMR y el GSI obtenidos de forma directa a partir de la clasificación de Bieniawski (1989) y los correspondientes deducidos a partir del índice Q, con escasas diferencias en la mayor parte de los casos

Se realiza un cálculo por elementos finitos, para comprobar los diferentes tipos de sostenimiento previstos.

2. SECCIÓN TIPO Y PERFIL

La sección tipo en túnel es de vía doble para tráfico ferroviario de pasajeros. Está constituida por una semicircunferencia, de 4,27 metros de radio en bóveda y hastiales y contraboveda de 20,22 metros de radio, que se une en los extremos de los hastiales a la sección de bóveda.

La sobreexcavación prevista variará en función del sostenimiento específico para cada sección tipo y el revestimiento común para todo el túnel.

La rasante presenta pendiente variable de +5 % en el lado oeste (Zarautz) que pasa a la mitad del túnel (PK. 94+039) a pendiente -5% y -2,3 % hacia el noreste (lado Usurbil), hasta conectar con el FC existente.

3. DEFINICIÓN DEL SOSTENIMIENTO

Los elementos constitutivos del sostenimiento, establecidos por el Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles (NATM), son los siguientes:

- Micropilotes en boquillas
- Bulones
- Hormigón proyectado
- Cerchas metálicas

A la vista del terreno atravesado se definen cuatro tipos de sostenimiento además de uno adicional definido para las zonas de boquilla. Estas secciones se reflejan en los planos de proyecto y se describen a continuación. En el perfil geológico-geotécnico también se representan los tramos de aplicación de dichas secciones tipo y longitudes aproximadas de aplicación.

Adicionalmente, para la galería se definen 4 tipos de sostenimiento.

La perfecta adecuación del perfil de sostenimiento se conseguirá a partir de los datos geotécnicos obtenidos. En caso necesario se procederá a un refuerzo de las zonas ya sostenidas y a la adaptación del sostenimiento en la zona del frente.

3.1. TIPOLOGÍA DE SOSTENIMIENTO EN TÚNEL EN MINA

Las fases de ejecución para cada una de las secciones tipo para el túnel en mina serán las siguientes:

Sección Tipo 1 (RMR=>65)

1. Excavación y desescombro. Dos fases, avance y destroza
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HMP-30 (3 cm)
3. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=4 m. # 2x2
4. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HMP-30 de 7 cm de espesor (total 10 cm)
5. Longitud de pase en avance: 4 m; longitud de pase en destroza 8 m

Sección Tipo 2 (65>RMR>50)

1. Excavación y desescombro. Dos fases, avance y destroza
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HP-30 (3 cm)
3. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=4 m. # 2x2
4. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HP-30 de 12 cm de espesor (total 15 cm)
5. Longitud de pase en avance: 2 m; longitud de pase en destroza 4 m

Sección Tipo 3 (49>RMR>40)

1. Excavación y desescombro. Dos fases, avance y destroza
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HP-30 (3 cm)
3. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=4 m. # 1,5x1,5
4. Cercha TH-29 espaciado 1,5 m
5. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HP-30 de 17 cm de espesor (total 20 cm)
6. Longitud de pase en avance: 1,5 m; longitud de pase en destroza 3 m

Sección Tipo 4 (39>RMR>30)

1. Excavación y desescombro. Dos fases, avance y destroza
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HP-30 (5 cm)
3. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=4 m. # 1,0x1,0 m
4. Cercha TH-29 espaciado 1,0 m
5. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HP-30 de 20 cm de espesor (total 25 cm)
6. Longitud de pase en avance: 1 m; longitud de pase en destroza 2 m

Sección Tipo falla (RMR<=30)

1. "Dos Fases (Avance - Destroza) en emboquilles y cuatro fases (Avance - Batache Izq - Batache Der. - Contrabov.) Interior túnel
2. Paraguas de micropilotes para protección de clave 30 Uds. L=20 m. Øp150 mm, Tubería acero N80, Øint.110 mm e.=9mm, IU con lechada de cemento
3. "Capa de sellado de hormigón proyectado HMP-30 (5 cm)
4. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=4 m. # 1,0x1,0 m
5. Cercha HEB-160 espaciado 1,0 m
6. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HMP-30 de 20 cm de espesor (total 25 cm)
7. Longitud de pase en avance: 1 m; longitud de pase en destroza 2 m (emboquilles); 1 m avance-2 m batache izquierdo-2 m batache derecho-4 m contrabóveda (interior túnel)

3.2. TIPOLOGÍA DE SOSTENIMIENTO EN GALERÍA

Las fases de ejecución para cada una de las secciones tipo definidas para las galerías serán las siguientes:

Sección Tipo G-1 (RMR=>50)

1. Excavación y desescombro. Sección completa
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HMP-30 (3 cm)
3. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=2,5 m. # 2x1,5 m
4. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HMP-30 de 7 cm de espesor (total 10 cm)
5. Longitud de pase 3 m

Sección Tipo G2 (50>RMR>35)

1. Excavación y desescombro. Sección completa
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HMP-30 (3 cm)
3. Bulonado. Perforación, colocación de bulones Swellex Mn24 o equivalente. L=2,5 m. # 1,5x1,5 m
4. Cercha TH-29 espaciado 1,5 m

5. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HMP-30 de 15 cm de espesor (total 18 cm)
6. Longitud de pase 1,5 m

Sección Tipo G3 (RMR<=35)

1. Excavación y desescombro. Sección completa
2. Capa de sellado de hormigón proyectado HMP-30 (3 cm)
3. Cercha HEB-160 espaciado 1,0 m
4. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HMP-30 de 22 cm de espesor (total 25 cm)
5. Longitud de pase 1,0 m

Sección Tipo G emboquille (RMR<35)

1. Excavación y desescombro. Sección completa
2. Paraguas de micropilotes para protección de clave 30 Uds. L=20 m. Øp150 mm, Tubería acero N80, Øint.110 mm e.=9mm, IU con lechada de cemento
3. "Capa de sellado de hormigón proyectado HMP-30 (3 cm)
4. Cercha HB-160 espaciado 1,0 m
5. Hormigón proyectado-2^a capa. Capa de hormigón proyectado HMP-30 de 22 cm de espesor (total 25 cm)
6. Longitud de pase 1 m

A continuación, se presenta a modo de resumen los distintos sostenimientos proyectados tanto para el túnel como para la galería:

DEFINICION DE SOSTENIMIENTOS PARA EL TUNEL DE AGUINAGA							
SECC. TIPO	I	II	III	IV	EMBOUILLE		
RMRc APLICACIÓN	RMR <65	64>RMR>50	49>RMR>40	39>RMR>35	INTERIOR TUNEL RMR>34		
Paraguas de Micropilotes	-	-	-	-	30 Uds. L=20 m. Øp150 mm, Tubería acero N80, Øint.110 mm e.=9mm, IU con lechada de cemento		
Fases de Excavacion	Dos Fases (Avance - Destroza)			Cuatro Fases (Avance - Batache Izq - Batache Der. - Contrabov.)	Dos Fases (Avance - Destroza) en emboquilles Cuatro Fases (Avance - Batache Izq - Batache Der. - Contrabov.) Interior		
Long. Máx. de Pases	4.00 Av. 8.00m Des.	2.00 Av. 4.00m Des.	1.50 Av. 3.00m Des.	1 - 2 - 2 - 4 (A-BI-BD-CB)	(1.00 Av. 2.00m Des.) (1 - 2 - 2 - 4 (A-BI-BD-CB))		
Hormigon Proyectado HRP-30 con fibra poliprop. 750J.	e.=10cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 7cm	HP 30 e.=15cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 12cm	HP 30 e.=20cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 17cm	HP 30 e.=20cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 17cm	HP 30 e.=25cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 22cm		
Bulones Expansivos	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 2x2m	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 2x2m	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 1.50x1.50m	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 1.00x1.00m	--		
Cercha Metalica	-	-	Tipo TH-29 a 1.50m	Tipo TH-29 a 1.00m	Tipo HEB-160 a 1.00m		
Tratamientos Especiales	-	-	-	Machon Central - Contraboveda prov. en avance - Sellado de Frente e.=3cm	Machon Central - Pata de Elefante - Contraboveda prov. en avance - Sellado de Frente e.=3cm		
Control y Auscultacion	Nivel Normal. Secc. Convergencias Máx. c/25m			Nivel Intenso. Secc. Convergencias Máx. c/10m			
Impermeabilizacion y drenaje	Drenes de Captación primarios en fase excavacion e Impermeabilización mediante Laminas de Geotextil y de PVC hasta tubo drenes a pie de hastiales y luego reconduccion cada 25m desde caño lateral hasta colector central, incluso banda transversal "anillo" de 1m de proteccion de lamina de PVC en cada tape de cada puesta del carro de encofrado y juntas waterstop de principio y fin en Falsos tuneles.						
Hormigón Revestimiento	HM-30/B/20/X0 e.=30 cm						
Hormigón Contraboveda	HMF-30/B/20/X0 e.=30 cm						

DEFINICION DE SOSTENIMIENTOS PARA LA GALERIA DE EVACUACION DEL TUNEL DE AGUINAGA							
SECC. TIPO	G-I	G-II	G-III	G-IV	G-EMBOUILLE		
RMRc APLICACIÓN	RMR <65	64>RMR>50	49>RMR>40	39>RMR>35	INTERIOR GALERIA RMR>34		
Paraguas de Micropilotes	-	-	-	-	L=20 m. Øp150 mm, Tubería acero N80, Øint.110 mm e.=9mm, IU con lechada de cemento		
Fases de Excavacion	Seccion Completa						
Long. Máx. de Pase	4.00m	2.00m	1.50m	1.00m	1.00m		
Hormigon Proyectado HRP-30 con fibra poliprop. 750J.	e.=6cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 3cm	HP 30 e.=10cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 7cm	HP 30 e.=15cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 12cm	HP 30 e.=20cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 17cm	HP 30 e.=25cm Sellado Previo de 3cm Segunda capa de 22cm		
Bulones Expansivos	Swellex MN-24 Long.=2.50m #(TxL) 2x4m	Swellex MN-24 Long.=2.50m #(TxL) 2x2m	Swellex MN-24 Long.=2.50m #(TxL) 1.50x1.50m	Swellex MN-24 Long.=2.50m #(TxL) 1.00x1.00m	--		
Cercha Metalica	-	-	Tipo TH-21 a 1.50m	Tipo TH-21 a 1.00m	Tipo HEB-160 a 1.00m		
Tratamientos Especiales	-	-	-		Machon Central - Pata de Elefante - Sellado de Frente e.=3cm		
Control y Auscultacion	Nivel Normal. Secc. Convergencias Máx. c/25m			Nivel Intenso. Secc. Convergencias Máx. c/10m			
Impermeabilizacion y drenaje	Drenes de Captación primarios en fase excavacion e Impermeabilización mediante Laminas de Geotextil y de PVC hasta tubo drenes a pie de hastiales y luego reconducción cada 25m desde caño lateral hasta colector central, incluso banda transversal "anillo" de 1m de protección de lámina de PVC en cada tapa de cada puesta del carro de encofrado y juntas waterstop de principio y fin en Falsos tuneles.						
Hormigón Revestimiento	HM-30/B/20/X0 e.=30 cm						
Hormigón Contraboveda	HMF-30/B/20/X0 e.=30 cm						

3.3. CONDICIONES CONSTRUCTIVAS

La ejecución de la destroza deberá ejecutarse en función de los resultados de la auscultación, debiendo estar situada a una distancia de unos 40 m del frente, pudiendo ser modificada por la Dirección de Obra a la vista de los resultados de las auscultaciones.

El factor tiempo y la correcta sucesión de fases de trabajo, son elementos esenciales en la construcción de túneles según el NATM. Es fundamental seguir una serie de reglas respecto a los materiales a emplear y que se indican a continuación.

- En determinados terrenos, la proyección de la primera capa de hormigón, denominada capa de sellado de espesor variable entre 3 y 5 cm, deberá ejecutarse inmediatamente después de la excavación y saneo y podrá ser de hormigón sobreacelerado. La segunda capa se colocará una vez instalados los bulones y la malla metálica. En caso de que la excavación sea mecánica, la proyección de la capa de sellado podrá hacerse simultáneamente con la excavación, por tratamiento sucesivo de superficies reducidas.
- Salvo en los casos que se indique, los bulones se colocarán inmediatamente después de la capa de sellado; sobre dicha capa se colocará la malla metálica ajustada al terreno, y se instalarán localmente las placas efectuando la tensión contra el terreno, protegiendo la rosca de aquellos bulones sin placa de la siguiente capa de hormigón proyectado.
- Las capas de hormigón proyectado que componen el sostenimiento deberán colocarse rápidamente. El tiempo transcurrido entre la excavación y la realización completa del sostenimiento deberá ser inferior a 48 horas.
- Toda capa de hormigón proyectado iniciada, deberá ser terminada en el mismo turno de trabajo (o en el siguiente en caso de no producirse discontinuidad en el tiempo). El turno que precede a una interrupción del tajo de varias horas a días, deberá terminar en su totalidad el sostenimiento del último avance. El frente deberá quedar protegido con una capa de hormigón proyectado sobreacelerado.

Otras recomendaciones constructivas:

- La distancia entre el frente de la media sección y la destroza en sección completa será variable según la sección tipo. Cuanto peor sea la calidad geotécnica del terreno, antes convendrá cerrar totalmente la sección completa. Existen puntos singulares donde la sección completa debe ser cerrada rápidamente. En cualquier caso, la distancia vendrá definida por el seguimiento continuo y resultados de la auscultación.
- En terrenos con características geomecánicas alternantes, dispuestos en longitudes suficientemente cortas que impidan un cambio neto en el sostenimiento capaz de estabilizar

cualquiera de los distintos terrenos que lo componen, se podrá actuar sobre la cuantía de los elementos de utilización más flexible para adaptarlo a las necesidades del terreno.

- La reducción del sostenimiento se hará gradualmente con la mejora del terreno, hasta que se tenga conocimiento del comportamiento en el nuevo tipo de terreno.
- Cuando se detecte un empeoramiento del terreno, el sostenimiento se aumentará inmediatamente en la cuantía necesaria.
- Se dispondrán los acopios y medios necesarios a pie de obra para efectuar eventuales refuerzos del sostenimiento, de manera inmediata, tanto en avance como en destroza, teniendo en cuenta los problemas planteados por las dimensiones de esta última en cuanto al acceso a cualquier punto de la sección.
- Los equipos de personal serán los necesarios y estarán completos, supliendo en todo momento las bajas que puedan producirse por cualquier causa.
- Se agilizará al máximo la petición y transporte a obra de medios y materiales de uso poco corriente, cuya utilización pudiera ser necesaria en algún momento durante la construcción.
- Los medios materiales para la ejecución del sostenimiento y sus eventuales refuerzos, deberán estar dimensionados a cualquier punto de la sección.
- Se tendrán previstos "stocks" de material fungible.
- Se dispondrá un taller a pie de obra suficientemente dotado para poder modificar "in situ" piezas o elementos de sostenimiento.

4. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS

Pese a que la permeabilidad del macizo rocoso se considera prácticamente nula y asociada a la fracturación, no debe descartarse que la presencia de fallas y zonas de intensa fracturación, puede desarrollar flujos preferentes o contener bolsadas de agua de volumen limitado. En cuanto a las medidas para drenar zonas que se prevea puedan originar caudales importantes, se procederá de la siguiente forma:

Cuando la excavación se acerque a zonas fracturadas o las características geotécnicas del material empeoran y aumenta el caudal de agua, se podrá efectuar un sondeo en el frente de excavación con un doble objetivo, por una parte proporcionará información sobre la naturaleza y características de los materiales situados en el frente y, por otra, permitirá el drenaje de zonas problemáticas.

Pese a no haber observado zonas importantes de repliegues, no se descarta su presencia y por tanto zonas con deficiente comportamiento geotécnico.

Cualquier medida especial deberá ser propuesta a la Dirección de Obra para su aceptación.

5. TRATAMIENTOS ESPECIALES

Con los sostenimientos definidos se logrará estabilizar la excavación en todas las calidades de terreno previstas. No obstante, cabe la posibilidad de que se intercepten zonas en las que la calidad geotécnica de los materiales sea tan mala, que puedan darse eventualidades para las cuales los sostenimientos sistemáticos no resultan suficientes, resultando necesarios tratamientos de refuerzo complementarios, conocidos con el nombre genérico de tratamientos especiales.

Estos tratamientos especiales se usan de forma puntual con objeto de atravesar zonas muy concretas de terreno. Se aplicarán eventualmente, y previa aprobación de la D.O., diversos tipos y según la parte del túnel que sea necesario estabilizar: clave, frente o contrabóveda. Por otro lado, su actuación puede ser también llevada a cabo sobre el sostenimiento proyectado.

A continuación, se describen los tratamientos especiales inicialmente previstos:

- Machón central: Consiste en no excavar el frente en su totalidad, dejando en el centro del mismo un contrafuerte o machón que resista los posibles empujes del terreno del frente.
- Pata de elefante: en terreno de baja capacidad portante, se excava un sobreancho en el apoyo de las cerchas (en avance, en destroza o en ambas). En este sobreancho se ejecuta un elemento metálico en prolongación de la cercha que luego es rellenado con hormigón lanzado.
- Contrabóveda provisional en sectores con importantes empujes horizontales, en los que el sostenimiento previsto sufra convergencias mayores de las esperadas.
- Gunitado del frente: consiste en la proyección de hormigón sobre el frente de excavación, en los casos que se produzcan inestabilidades en éste. Se proyecta con un espesor de 5 cm.
- Sondeos de drenaje. Sondeos hidrogeológicos en el frente del túnel para alivio de presiones intersticiales y rebajamiento del nivel freático.

6. INSTRUMENTACIÓN

En general la excavación del túnel no va a provocar problemas relevantes en el entorno, al situarse en zona rural sin edificaciones. Se considera de interés controlar posibles deslizamientos de ladera asociados a la excavación de las trincheras de los falsos túneles de acceso. El control de la ladera se realizará mediante bases e hitos de referencia.

En el interior del túnel, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las características de los materiales (alternancia de calizas arenosas y margas) pone de manifiesto la posible presencia de campos tensionales
- La resistencia a compresión simple del material es baja, aunque los datos de un único sondeo no son representativos
- La profundidad del túnel, hacen que nos encontremos lejos de los dominios de plastificaciones importantes

En consecuencia, la instrumentación estará constituida por:

- En el interior del túnel se instalarán estaciones con 5 puntos de medida (en clave, en hastiales a 1 metro sobre la base de excavación de la bóveda y a 1,5 m sobre la base de excavación de la destroza).

Las estaciones se colocarán según lo indicado en los planos, así como en cada cambio de sostenimiento cuando el RMR corregido sea superior a $RMR > 40$. En las zonas de boquilla (en los primeros 50 metros) o donde el RMR corregido sea inferior a $RMR < 40$ se colocarán cada 10 metros exceptuando las zonas de paraguas de micropilotes.

- En el exterior, se colocarán:
 - Bases de replanteo fuera del entorno de la zona de influencia. Se estima que serán necesarias 5-6 bases
 - Hitos de Nivelación para control de desplazamientos situados en el entorno de las zonas de influencia de las excavaciones. Se estima que serán necesarios unos veinte (20) hitos de nivelación, introducidos 1,5 m en el terreno
 - Extensómetros. situados en ambas boquillas. Estarán constituidas por 2 varillas cada uno.

7. IMPERMABILIZACIÓN Y DRENAJE

Se ejecutarán drenes de Captación primarios en fase excavación e Impermeabilización mediante Laminas de Geotextil y de PVC hasta tubo drenes a pie de hastiales y luego reconducción cada 25m hasta colectores central Ø315mm, incluso banda transversal "anillo" de 1m de protección de lámina de PVC en cada tape de cada puesta del carro de encofrado y juntas waterstop de principio y fin en falsos túneles. Asimismo, se dispondrá de juntas waterstop en la primera y última puesta con los falsos túneles en la sección transversal completa del túnel.

La impermeabilización y revestimiento de la galería será la misma que para el túnel en mina.

8. REVESTIMIENTO

Los sostenimientos previstos para el túnel son suficientes para garantizar la estabilidad de la excavación, sin embargo, en previsión de que determinados sostenimientos pierdan su eficacia, se define un revestimiento que permita soportar el túnel por sí solo. Se define un revestimiento en toda la sección con hormigón bombeado HM-30/B/20/X0

Se trata de hormigón en masa con espesor mínimo previsto de 30 cm., quedando una sección libre en su interior de 4,27 m. de radio interior.

En primer lugar, se ejecutará la contrabóveda y a continuación, el revestimiento se realizará con carro de encofrado metálico. Cualquier otro sistema deberá ser propuesto a la Dirección de Obra para su aceptación.

9. INYECCIONES

Una vez completado el revestimiento del túnel, deberán efectuarse inyecciones en el trasdós del mismo, que se realizarán en dos fases:

- Inyecciones de Contacto (sistemáticas) a aplicar en aureolas, disponiendo de 3 tubos en cada puesta de carro, formadas por 3 taladros cortos, uno en clave y otros dos formando ángulo de 60º y a ambos lados de este. Estas inyecciones deberán ser de lechada de cemento. Estas inyecciones se realizarán en varias fases, hasta alcanzar una presión de 3 kp/cm².

Además, se protegerá la lámina de PVC de la impermeabilización con una banda de geotextil de 1m en clave en sentido longitudinal y en las zonas de solape de puesta de carro en sentido transversal cada 12m. La primera servirá de proyección de las inyecciones de contacto,y la segunda como protección para los tapes al desmontarlos.

- Inyecciones de Consolidación (ocasionales y definidas por la Dirección de Obra), constituidas por taladros de 2 m de longitud. Estará limitada a las zonas más fracturadas, permeables y con evidencias de presencia de huecos. Estas inyecciones podrán iniciarse con mortero de cemento hasta llenar el hueco principal, debiendo finalizar con lechada.

En función de las observaciones que puedan realizarse, se variarán las características y longitudes previamente establecidas con objeto de obtener mejores resultados.

10. CÁLCULOS

10.1. CONDICIONES DEL TERRENO

Se trata de un túnel en roca perteneciente en su totalidad a materiales de la serie Flysh del Cretácico Superior, (Unidad C-6), constituida por una alternancia de calizas arenosas, margas y areniscas estratificadas en paquetes centimétricos y decimétricos, de grano fino a muy fino y con gran cantidad de estructuras sedimentarias. Su diferenciación está asociada a la proporción de tramos con predominio de calizas (C-5) o de los tramos margosos (C-6).

El espesor de material rocoso afectado por la meteorización superficial es variable, generalmente alto del orden de 5 m. de espesor.

10.2. INVESTIGACIONES REALIZADAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Se ha realizado una campaña de investigación, que en el tramo de túnel ha consistido en la ejecución de dos (2) sondeos mecánicos a rotación con obtención de testigo continuo, un perfil de sísmica de reflexión de 1.360 metros de longitud y trece (13) estaciones geomecánicas localizadas a lo largo de los desmontes del FC existente, a la altura del túnel.

Zona	Investigación			Observaciones
	Tipo	Denominación	Longitud (m)	
Túnel de Aguinaga	Sondeos	S-1	65	Situado en PK 93+540 (lado oeste-Orio), a 108 m. al sur del trazado.
		S-2	30	Situado en PK 94+580 (lado este-San Sebastián), sobre traza. Entorno de Boquilla
	Sísmica de Reflexión	-	1,360	Situada entre los PP.KK. 83+300 y 94+640, situada al sur del trazado y desplazada 50 m en el extremo oeste, 0 m en este y máximo de 110 m. en PK 93+560 (media de 50 m).
	Estaciones Geomecánicas	EGM	13 ud.	Situada en los desmontes de la vía existente y zona del macizo. Se realizan 13 estaciones de las que 9 son válidas para extrapolación de datos

Tabla 2. Investigación geotécnica

Según los datos de sondeos, se identifican 4 metros de material de alteración con comportamiento de suelo, hasta 13 metros de roca fracturada y el resto roca sana constituida por margas, calizas, margo-calizas y arenisca calcárea con zonas localmente fracturadas. La investigación geofísica define material meteorizado con comportamiento de suelo en los primeros 5 metros, roca fracturada (RQD=70) hasta una profundidad de 30 m y roca sana en el resto (RQD= 100).

En las tablas adjuntas se incluyen los resultados de ensayos de laboratorio, en muestras procedentes de sondeos. También se incluyen gráficos de variación de los parámetros obtenidos con la profundidad o entre parámetros, para cada una de las litologías diferenciadas.

Sondeo	Prof. (m)	Descripción	Ensayos Realizados										
			D. Seca g/cm ³	Hum. %	C. Directo		C. Simple	Young	Poisson	Brasileño kg/cm ²	Químicos		Cerchar
					C kg/cm ²	ϕ °	kg/cm ³	Mpa			Sulf	M.O. %	
S-1	19,30	MC Are.	2,717	0,11			270	11.230	0,13				
	29,50	MC Are.	2,693	0,25			308	36.097	0,36	48,18			
	40,40	MC Are.			3,85	46,9							
	52,50	Marga	2,706	0,65			204	10.597	0,25		0,042	0,85	
		MC	2,718	0,25									
	57,60	MC Are.											0,5
	62,80	MC Are.											
S-2	9,10	MC	2,673	0,35						89,65			
	15,80	MxC Are	2,686	0,15			102	13.829	0,14				
	20,90	MxC Are			5,01	35,3							
	22,80	MxC Are									0,017	0,44	
	29,70	Marga	2,639	0,94			78	3.616	0,19				1,8
Todo Uno	Maximo		2,72	0,94	5,01	46,91	308	36.097	0,36	89,65	0,04	0,85	1,80
	Mínimo		2,64	0,11	3,85	35,28	78	3.616	0,13	48,18	0,02	0,44	0,50
	Media		2,69	0,39	4,43	41,10	192	15.074	0,21	68,92	0,03	0,64	1,15
Margocaliza arenosa	Maximo		2,72	0,25	3,85	46,91	308	36.097	0,36	48,18			0,50
	Mínimo		2,69	0,11	3,85	46,91	270	11.230	0,13	48,18			0,50
	Media		2,71	0,18	3,85	46,91	289	23.664	0,25	48,18			0,50
Margocaliza	Maximo		2,72	0,35						89,65			
	Mínimo		2,67	0,25						89,65			
	Media		2,70	0,30						89,65			
Marga	Maximo		2,71	0,94			204	10.597	0,25		0,04	0,85	1,80
	Mínimo		2,64	0,65			78	3.616	0,19		0,04	0,85	1,80
	Media		2,67	0,80			141	7.107	0,22		0,04	0,85	1,80
Marga con caliza arenosa	Maximo		2,69	0,15	5,01	35,28	102	13.829	0,14		0,02	0,44	
	Mínimo		2,69	0,15	5,01	35,28	102	13.829	0,14		0,02	0,44	
	Media		2,69	0,15	5,01	35,28	102	13.829	0,14		0,02	0,44	

Tabla 3. Resultados ensayos de laboratorio

Con los datos obtenidos en campo y en la campaña de sondeos, se define el perfil geológico-geotécnico del túnel.

Los parámetros estadísticos medios obtenidos en cada una de las unidades identificadas se indican en las siguientes tablas

La densidad seca en roca oscila entre 2.64 y 2.72 gr/cm³, con un valor medio de 2,69 gr/cm³. En el caso de materiales meteorizados no se han realizado ensayos, aunque, según datos de los mismos materiales obtenidos en zonas próximas, el valor medio es de 1,55 gr/cm³. A continuación se representan gráficamente los valores obtenidos, que aunque escasos, se agrupan en el entorno a determinados valores.

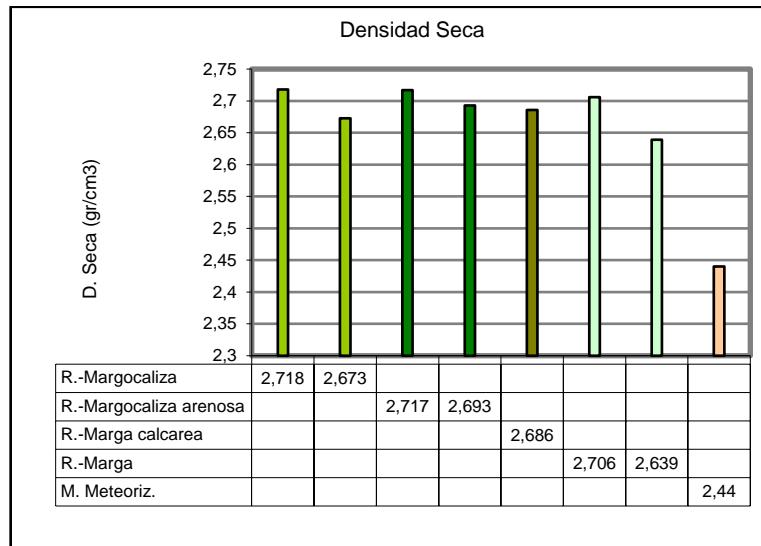


Tabla 4. Resultados densidad seca

Respecto a la variación de la densidad con la profundidad, no se observa relación entre estos valores. A continuación se representan dicha relación

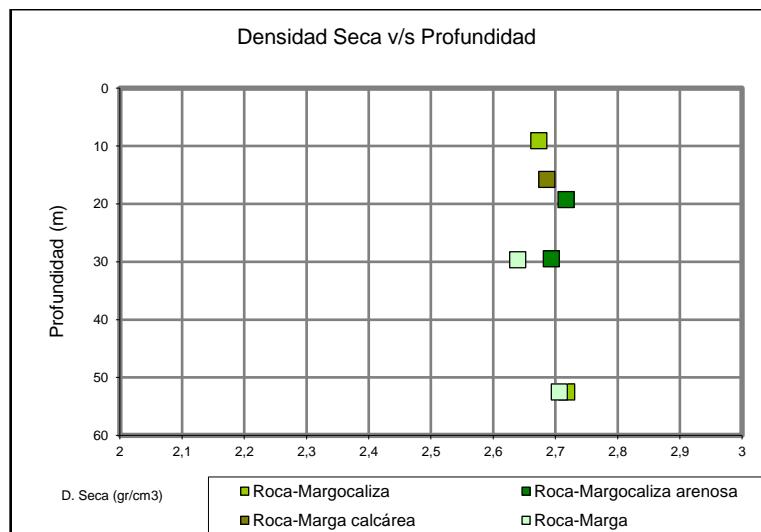


Tabla 5.Relación densidad seca / profundidad

La resistencia a compresión simple de la roca oscila entre 78 y 308 kg/cm²; en las margo-calizas arenosas entre 270 y 308 kg/cm², en margas entre 78 y 204 kg/cm² y único valor de marga calcárea es de 102 kg/cm². Los materiales con mayor resistencia son las margo-calizas y los más variables las margas, aunque los resultados son escasos. La variable posición y profundidad de dichos materiales en el macizo puede justificar la mayor resistencia obtenida. A continuación se representan gráficamente los valores de la resistencia obtenidos en roca.

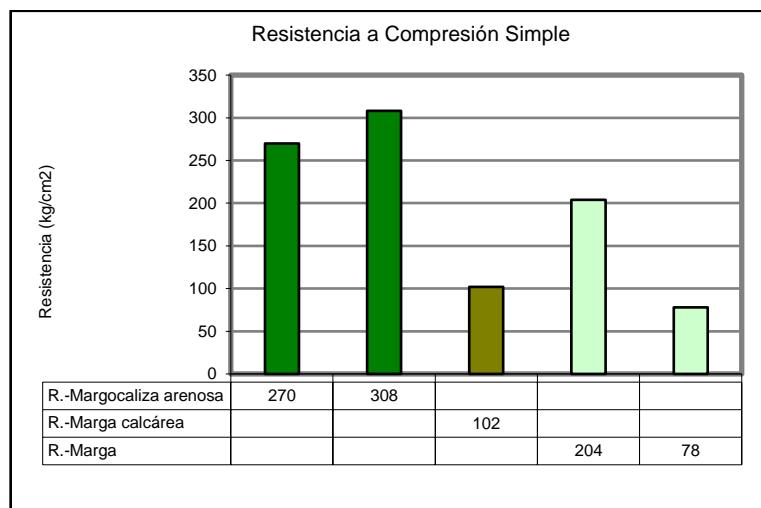


Tabla 6.Resistencia a compresión simple

A continuación, se representa la variación de la resistencia con la profundidad. Como en casos anteriores los datos disponibles son escasos, sin observar relación entre ambas.

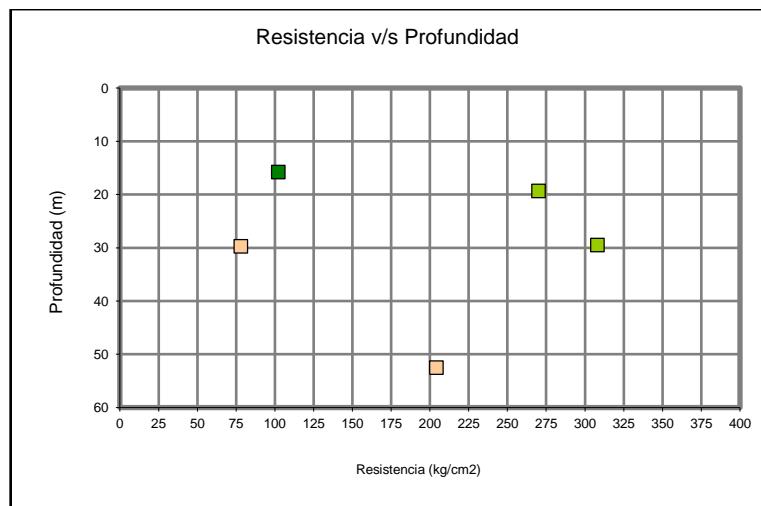


Tabla 7.Relación Resistencia a compresión simple/ profundidad

Los materiales afectados son poco permeables, aunque pueden presentar localmente un aumento de esta, ya sea por aumento de la fracturación o por meteorización. Así, utilizando la

meteorización como dato más característico debido al desarrollo que presenta en la región y siendo la fracturación algo más local, se establecen los siguientes rangos de permeabilidad

Grado de Alteración	Rango de Permeabilidad (cm/s)
IV-V	10^{-5} a 10^{-7}
III-I	10^{-7} a 10^{-8}

Tabla 8. Estimación de permeabilidad en función del grado de alteración

Los parámetros de deformación obtenidos en ensayos de laboratorio son:

Resistencia=26,5 MPa	Módulo de Young= 11230 MPa	Coef. Poisson= 0,13
Resistencia=30,2 MPa	Módulo de Young= 36097 MPa	Coef. Poisson= 0,36
Resistencia=20,0 MPa	Módulo de Young= 10597 MPa	Coef. Poisson= 0,25
Resistencia=10,0 MPa	Módulo de Young= 13829 MPa	Coef. Poisson= 0,14
Resistencia= 7,7 MPa	Módulo de Young= 3616 MPa	Coef. Poisson= 0,19
Resistencia Tracción = 48,18 y 89,65 Kg/cm ² .		

Tabla 9. Resultados ensayos de compresión, tracción y deformación

Se han efectuado trece (13) **estaciones geomecánicas**, que pertenecen a la Unidad C-6. Los datos fueron obtenidos en afloramientos situados en la trinchera del FC existente, a la altura del túnel y en afloramientos del macizo.

Los emplazamientos y datos obtenidos se indican a continuación en la tabla adjunta

Estación		Situación	Litología	Familias	RQD	Características Discontinuidades
Vía	EGM -1	Vía. Trinchera L= 50m H= 6 m	Caliza y marga alternantes (e= 5 cm, ocasional 10 cm)	2 (So+J1) So= 43.321 J1= 47.141	80	Meteorizado , discontinuas (excepto So), consistencia dura, sin apertura, ondulada y planar-rugosa, seco
	EGM -2	Vía (PK 93,4). Trinch. vertical L= 40 m H= 6 m	Caliza are. y marga alternantes (e= <10 cm, ocasional 25-30 cm)	2 (So+J1) So= 53.342 J1= 37.162	95	Meteorización parcial, discontinuas (excepto So), consistencia dura, cerrada, ondulada y planar-rugosa, seco
	EGM -3	Vía Trinchera	Caliza are.-arenisca calc. y marga alternantes (e= 5 cm, ocasional 10 cm)	2+R (So+J1) So= 51.320 J1= 39.140	75	Meteorización imp. Discontinuas (excepto So), consistencia dura, cerrada, ondulada y planar-rugosa, seco
	EGM -4	Vía Trinchera	Arenisca calc. y marga (e< 10 cm, ocasional 20 cm)	2+R (So+J1) So= 39.330 J1= 69.210	70	Meteorización imp. Discontinuas (excepto So), consist. rígida, cerrada, planar-rugosa y ondulada, seco
	EGM -5	Vía Trinchera (semicubierto)	Arenisca y marga	2 (So+J1) So= 52.347 J1= 65.218	-	-
	EGM -6	Vía Trinchera (semicubierto con malla)	Arenisca y marga	2 (So+J1) So= 43.350 J1= 53.143	-	-
	EGM -7	Vía (PK 94,5)	Arenisca (e= 10 cm, ocasional 20 cm) y marga (e<2 cm)	3 (So+J1+J2) So= 45.340 J1= 48.210 J2= 80.085	65	Meteorización imp. Discontinuas (excepto So), consist. Firme-blanda, cerrada-muy estrecha, planar-rugosa a ondulada, seco
	EGM -8	Vía trinchera boq. túnel existente (semicubierto y con malla)	Caliza y marga	3 (So+J1+J2) So= 47.005 J1= 53.179 J2= 85.080	90	Meteorización. Discontinuas (excepto So), consist. muy rígida, cerrada, escal. rugosa-ondul. rugosa
	EGM -9	Vía	Arenisca	3 (So+J1+J2) So= 47.345 J1= 56.126 J2= 80.247	-	-
	EGM -10	Vía	Arenisca y marga	3 (So+J1+J2) So= 23.005 J1= 74.095 J2= 83.174	80	Afloramiento muy meteorizado J1con superficies anaranjadas. J2 con espaciado de 1,5 m.Húmedo-rezumes
	EGM -11	Vía	Caliza margosa (e= 15 cm)	3 (So+J1+J2) So= 29.348 J1= 45.151 J2= 78.340	95	-
Monte	EGM -12	Afloramiento en mal estado	Marga alterada y estratos competentes cm.	3 (So+J1+J2) So= 46.033 J1= 75.144 J2= 60.253	-	Planas con humedades-rezumes, prácticamente cerradas, sin relleno
	EGM -13	Afloramiento	Marga y arenica (cm)	2 (So+J1) So= 50.345 J1= 78.243	80	Meteorizado prácticamente cerradas, sin relleno, planares sin agua
Sondeos	S-1	Túnel	Marga y caliza arenosa (cm-dm)	2 (So+J1) Buz. So= 30	95-100	Sano, M et.-II. Muy rugosas, discontinuas, cerradas, paredes sanas, algo húmedo
	S-2	Túnel	Marga y caliza arenosa (cm-dm)	2 (So+J1) Buz. So= 10	50-75	Sano, M et.-II. Muy rugosas, discontinuas, cerradas, paredes sanas, algo húmedo

Tabla 10. Estaciones geomecánicas

En alguna de las estaciones geomecánicas realizadas, la información obtenida es insuficiente para aplicar las clasificaciones geomecánicas. Esto se produce en algunos casos aislados.

10.3. APLICACIÓN DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Para la caracterización del macizo se han aplicado las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski (1989), calculándose el índice de calidad RMR (Rock Mass Rating), y la clasificación de Barton (1993) definida por el índice Geomecánico Q.

También se calcula el índice GSI (Geological Strength Index) en "Support of Underground Excavations in Hard Rock" y en "Rock Engineering-Course notes by Evert Hoek" (1998). Dicho índice GSI es utilizado por diversos autores para calcular los parámetros resistentes del macizo rocoso según el criterio de Hoek y Brown (1995), además del módulo de deformación.

Para la valoración de los diferentes parámetros que conforman las clasificaciones geomecánicas, se emplean los datos obtenidos en las estaciones de campo efectuadas, así como la información de sondeos y ensayos de laboratorio disponibles.

El **índice RMR**, basado en la clasificación de Bieniawski (1989) permite valorar la calidad del macizo en función:

- Resistencia a la compresión simple
- Estado de las discontinuidades
- Presencia de agua
- Posición relativa de la excavación respecto a las discontinuidades

Dicho índice RMR se obtiene de la suma de las valoraciones parciales de los parámetros indicados, cuyo valor oscila entre 0 y 100, diferenciando cinco (5) categorías:

I.	Roca Muy Buena	(RMR entre 81 y 100)
II.	Roca Buena	(RMR entre 61 y 80)
III.	Roca Media	(RMR entre 41 y 60)
IV.	Roca Mala	(RMR entre 21 y 40)
V.	Roca Muy Mala	(RMR < 20)

El **índice GSI** se obtiene a partir del índice RMR, suponiendo unas condiciones de macizo seco y una orientación de discontinuidades muy favorable.

El **índice Q** de Barton asigna a cada terreno un valor obtenido de la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

siendo:

- RQD Índice de calidad de la roca definido por Deere (1964)
- Jn N° de familias de discontinuidades
- Jr Índice de rugosidad de las discontinuidades
- Ja Grado de meteorización de las discontinuidades
- Jw Factor de reducción por presencia de agua en las discontinuidades
- SRF Factor de reducción de esfuerzo

El primer cociente representa el tamaño de los bloques, el segundo representa el ángulo de rozamiento entre bloques y el tercero representa el estado de esfuerzos activos.

El valor del índice Q oscila entre 0,001 y 1.000, diferenciando nueve (9) categorías de roca:

Roca excepcionalmente buena	entre 1000 y 400
Roca extremadamente buena	entre 400 y 100
Roca muy buena	entre 100 y 40
Roca buena	entre 40 y 10
Roca media	entre 10 y 4
Roca mala	entre 4 y 1
Roca muy mala	entre 1 y 0,1
Roca extremadamente mala	entre 0,1 y 0,01
Roca excepcionalmente mala	entre 0,01 y 0,001

Existen diversas expresiones que relacionan el valor del GSI y el RMR₈₉ con el índice Q, siendo habituales las siguientes:

$$GSI = 9 * \ln Q' + 44$$

$$RMR = 9 * \ln Q + 44$$

siendo Q' el valor de Q, considerando Jw y SRF igual a la unidad.

También se han aplicado las clasificaciones geomecánicas a los datos de los sondeos, cuyas características se indican en la misma tabla que las estaciones geomecánicas

La valoración de la aplicación de las clasificaciones geomecánicas a estaciones geomecánicas y sondeos se indican en la siguiente tabla

Clasificación	Parámetros	Estación										
		EGM-1	EGM-2	EGM-3	EGM-4	EGM-7	EGM-8	EGM-10	EGM-11	EGM-13	S-1	S-2
RMR (1979)	Resistencia	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	RQD	13	17	12	11	10	16	13	12	15	19	10
	Espaciado	10	11	10	9	8	11	10	10	8	12	8
	Estado	26	26	25	24	23	26	25	25	20	26	23
	Agua	13	15	12	9	9	13	12	12	9	13	9
	Valoración	64	71	61	55	52	68	62	61	54	72	52
RMR (1979) Inc. Orient.	Clasificación	Buena	Buena	Buena	Media	Media	Buena	Buena	Buena	Media	Buena	Buena
	Corrección	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-5
	Valoración	54	61	51	45	42	58	52	51	44	62	47
	Clasificación	Media	Buena	Media	Media	Media	Meida	Media	Media	Media	Buena	Media
Q	RQD	80	95	75	70	65	90	80	95	80	100	65
	Jn	4	4	6	6	9	9	9	9	4	4	4
	Jr	2	2	2	2	1,5	1,5	1,5	1,5	2	1,5	1,5
	Ja	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1	1,5
	Jw	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,66
	SRF	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2,5	5
	Valoración	4,267	5,067	2,667	2,489	1,156	1,600	1,422	1,689	4,267	12,000	2,145
	Clasificación	Media	Media	Mala	Mala	Mala	Mala	Mala	Mala	Media	Buena	Media

Tabla 11. Clasificaciones geomecánicas. Índice RMR y Q de Barton

De las 13 estaciones geomecánicas realizadas, tan solo en 9 se aplican las clasificaciones geomecánicas, además de en sondeos.

Los índices RMR, GSI y Q, obtenidos de estaciones geomecánicas y datos de sondeos, se resumen a continuación en la tabla adjunta.

Clasificación	Parámetros	Estación										
		EGM-1	EGM-2	EGM-3	EGM-4	EGM-7	EGM-8	EGM-10	EGM-11	EGM-13	S-1	S-2
RMR (1979)	Valoración	64	71	61	55	52	68	62	61	54	72	52
	Clasificación	Buena	Buena	Buena	Media	Media	Buena	Buena	Buena	Media	Buena	Buena
RMR (1979) Inc. Orientación	Valoración	54	61	51	45	42	58	52	51	44	62	47
	Clasificación	Media	Buena	Media	Media	Media	Meida	Media	Media	Media	Buena	Media
Q	Valoración	4,267	5,067	2,667	2,489	1,156	1,600	1,422	1,689	4,267	12,000	2,145
	Clasificación	Media	Media	Mala	Mala	Mala	Mala	Mala	Mala	Media	Buena	Media
GSI (RMR)	Valoración	66	71	64	61	58	70	65	64	60	74	58
	Clasificación	Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	Media	Buena	Buena
RMR (a partir de Q) (Bieniawski 1976)	Valoración	57	59	53	52	45	48	47	49	57	66	51
RMR (a partir de Q) (Rutledge 1978)	Valoración	52	53	49	48	44	46	45	46	52	58	47
RSR (a partir de Q) (Rutledge 1978)	Valoración	55	56	52	52	47	49	49	50	55	61	51
RSR (a partir RMR) (Rutledge 1978)	Valoración	62	67	59	55	52	65	60	59	54	68	52
EM (Gpa) (Bieniawski 1979)	Valoración	28	42	22	10	4	36	24	22	8	44	4

Tabla 12. Correlaciones a partir de clasificaciones geomecánicas

Tomando como referencia los resultados obtenidos en las clasificaciones geomecánicas de Barton (Q) y Bieniawski RMR), se extraen las siguientes conclusiones:

- El RQD obtenido en estaciones geomecánicas oscila entre 65-95. En sondeos oscila entre roca totalmente meteorizada en los 5 m. superficiales a roca fracturada (20-60) hasta los 10-15 m, y roca sana que mejora con la profundidad con valor de 90-100.
- Las discontinuidades son onduladas y planas rugosas, generalmente discontinuas con separación del orden de 20 mm en la estratificación (So) y muy superior en el resto, del orden de 0,5 a 1-2 metros. Los bordes son generalmente duros, sin apenas apertura o cerrados, sin relleno y con alteración escasa.
- Material impermeable, con permeabilidad secundaria asociada a la fracturación. Se prevén ligeras filtraciones a lo largo de las discontinuidades y zonas de intensa fracturación y falla
- De acuerdo con la clasificación de Bieniawski (1979), y al margen de los tramos constituidos por suelos de alteración, la calidad geomecánica de la roca va a ser media (III) y Buena (II). Los valores RMR oscilan entre 42 y 62.
- El macizo atravesado presenta un índice Q de calidad variable entre 1,156 (Mala) y 12 (Buena)
- El índice GSI presenta valores superiores al RMR en 10-13 puntos en la mayor parte de los casos, al no considerar la corrección por orientación de las discontinuidades.
- En general se observa una buena correspondencia entre los valores del RMR y el GSI obtenidos de forma directa a partir de la clasificación de Bieniawski (1989) y los correspondientes deducidos a partir del índice Q.

- Presenta una estructura monocinal, afectada por una tectónica compresiva, con escasos repliegues a primera vista, donde el factor de relajación es bajo a medio y no se prevé actividad neotectónica.
- La orientación de la estructura es desfavorable. La dirección de las capas es sub-paralela al trazado con buzamientos variables, generalmente entre 20 y 45º al norte.
- Los materiales margosos que lo constituyen se encuentran sobreconsolidados, por lo que su degradación por decompresión, viento y humedad puede ser importante.
- La resistencia de la roca permite su excavación mediante rozadora. No se descarta la presencia ocasional de concentraciones de carbonatos que provoquen un aumento considerable de la resistencia de terreno.

Hay que tener presente la dificultad intrínseca que supone el determinar el RMR o el índice Q a partir de la extrapolación de los datos proporcionados por estaciones geomecánicas en superficie, en algún caso incluso con una escasez importante de afloramientos. Por este motivo, deberán contrastarse las estimaciones realizadas en fase de Proyecto, valorando la bondad de dichas estimaciones.

10.4. PARÁMETROS RESISTENTES, DEFORMACIONALES Y ESTADO TENSINAL

El túnel de Aginaga excava un sustrato rocoso carbonatado compuesto por margas, margocalizas, calizas arenosas y areniscas calcáreas con bajo grado de fracturación (RQD=90-100%) salvo en la zona de los emboquillas donde el grado de fracturación es mayor (RQD 70%).

Adicionalmente existe un sistema de fallas subverticales de espesor variable y que reducen localmente la calidad del macizo rocoso cartobanatado.

El Proyecto de Construcción ha realizado 5 ensayos de compresión simple con determinación de módulos elásticos que han obtenido los siguientes resultados promedio.

- Densidad seca 2,69 tn/m³
- Resistencia a compresión simple promedio 19,2 MPa
- Módulo de elasticidad promedio 15 GPa
- Coeficiente de Poisson promedio 0,21

La caracterización del macizo rocoso según el criterio de Mohr-Coulomb se realiza según la propuesta de Hoek et al, 2001 con la ayuda del programa Roclab (Rocsicence) para la montera máxima prevista sobre clave de túnel y que es de 128 m.

Para ello previamente debe caracterizarse el macizo rocoso según el criterio de rotura de Hoek-Brown para el cual se asigna un valor de parámetro mi representativo de mi=7 (margas).

El valor de índice GSI para la calidad del macizo rocoso se obtiene a partir del rango inferior de RMR definido para cada tipo de sostenimiento.

10.4.1. Caracterización macizo rocoso túnel en mina

La caracterización de la roca intacta según el criterio de rotura de Hoek-Brown para el túnel en mina queda:

Tipo sostenimiento	Índice RMR	Índice GSI	Parámetro mi	Resistencia a compresión simple roca intacta	Módulo elasticidad roca intacta
Tipo 1	>65	65	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo 2	50-64	50	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo 3	40-49	40	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo 4	30-39	30	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo falla	<30	20	7	19,2 MPa	15 GPa

Tabla 13. Caracterización roca intacta túnel en mina

La caracterización del macizo rocoso según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb queda:

Tipo	Densidad	Montera	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Módulo deformación	Resistencia a tracción	Poisson
Tipo 1	2,69 tn/m ³	128 m	0,68 MPa	40º	9746 MPa	-0,196 MPa	0,21
Tipo 2	2,69 tn/m ³	128 m	0,47 MPa	36º	4608 MPa	-0,063 MPa	0,21
Tipo 3	2,69 tn/m ³	128 m	0,36 MPa	33º	2395 MPa	-0,030 MPa	0,21
Tipo 4	2,69 tn/m ³	128 m	0,29 MPa	30º	1221 MPa	-0,014 MPa	0,21
Tipo falla	2,69 tn/m ³	128 m	0,22 MPa	26º	685 MPa	-0,007 MPa	0,21

Tabla 14. Caracterización macizo rocoso Morh-Coulomb túnel en mina

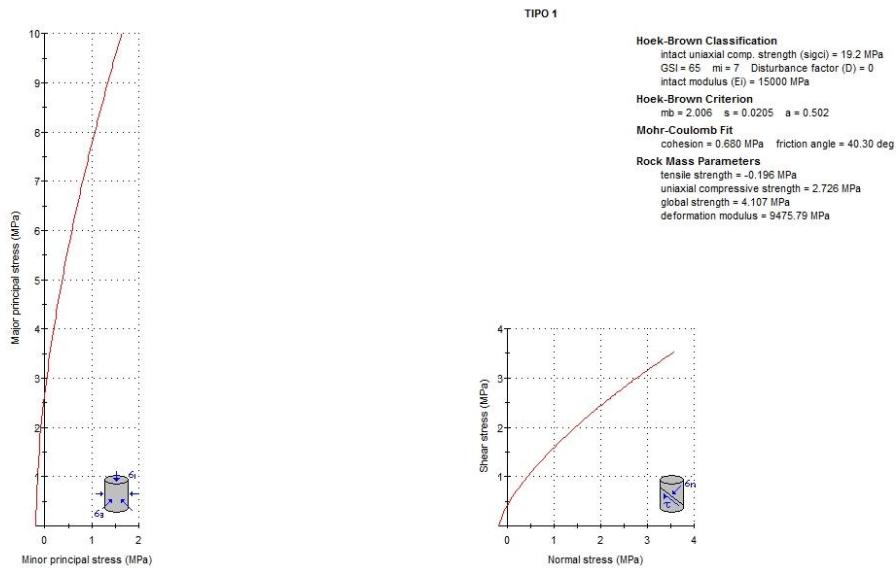


Fig. 1 Caracterización macizo rocoso tipo 1

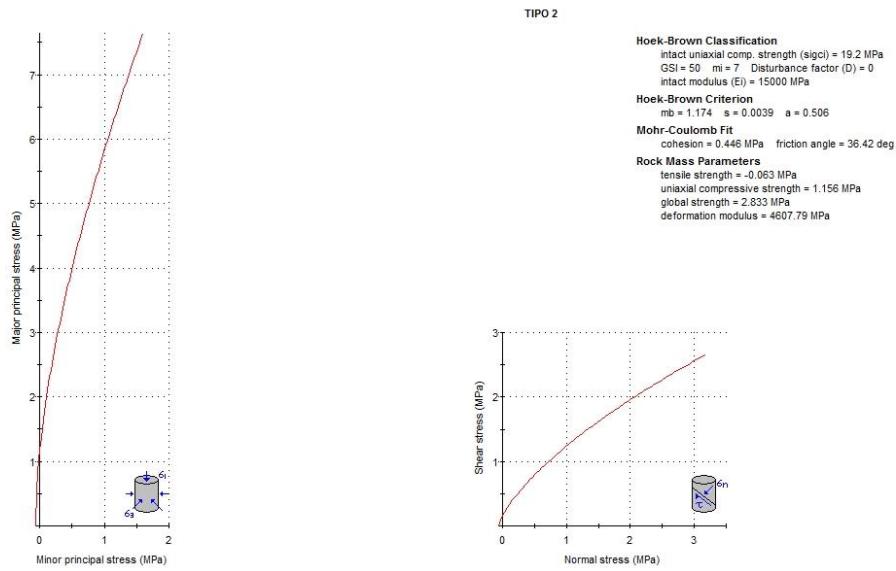


Fig. 2 Caracterización macizo rocoso tipo 2

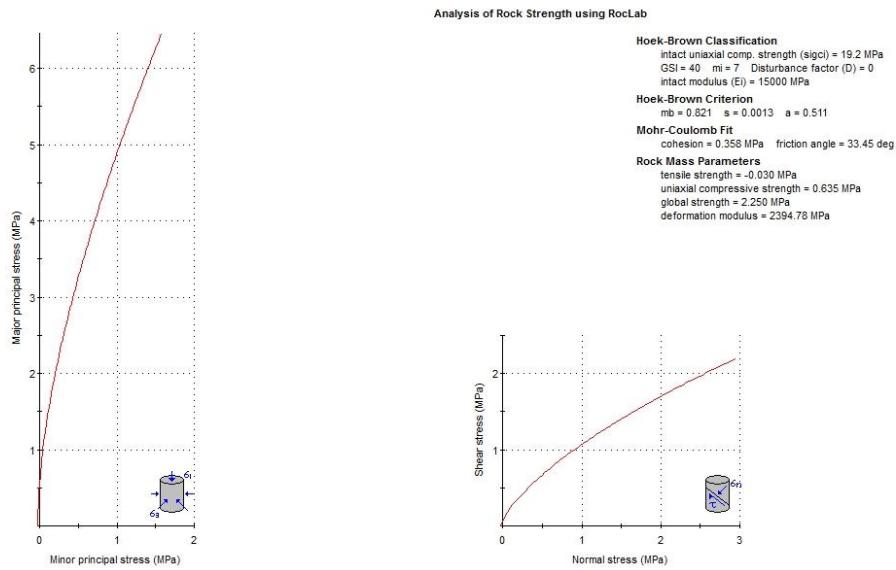


Fig. 3 Caracterización macizo rocoso tipo 3

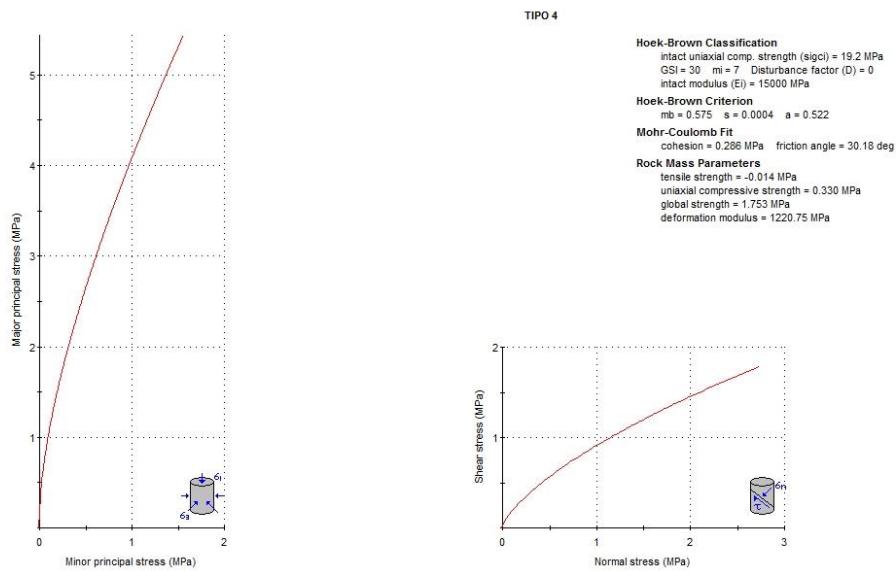
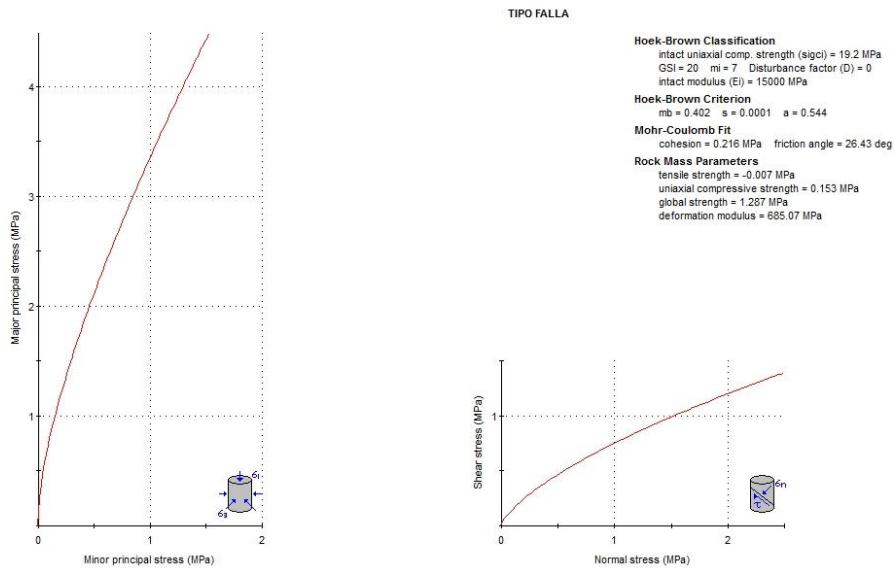


Fig. 4 Caracterización macizo rocoso tipo 4

**Fig. 5 Caracterización macizo rocoso tipo falla****10.4.2. Caracterización macizo rocoso galería**

La caracterización de la roca intacta según el criterio de rotura de Hoek-Brown para el túnel en mina queda:

Tipo sostenimiento	Índice RMR	Índice GSI	Parámetro mi	Resistencia a compresión simple roca intacta	Módulo elasticidad roca intacta
Tipo G1	>50	50	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo G2	49-35	35	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo G3	<35	25	7	19,2 MPa	15 GPa

Tabla 15. Caracterización roca intacta galería

La caracterización del macizo rocoso según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb queda:

Tipo	Densidad	Montera	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Módulo deformación	Resistencia a tracción	Poisson
Tipo G1	2,69 tn/m ³	128 m	0,446 MPa	36°	4608 MPa	-0,063 MPa	0,21
Tipo G2	2,69 tn/m ³	128 m	0,321 MPa	32°	1701 MPa	-0,020 MPa	0,21
Tipo G3	2,69 tn/m ³	128 m	0,252 MPa	28°	898 MPa	-0,010 MPa	0,21

Tabla 16. Caracterización macizo rocoso Morh-Coulomb galería

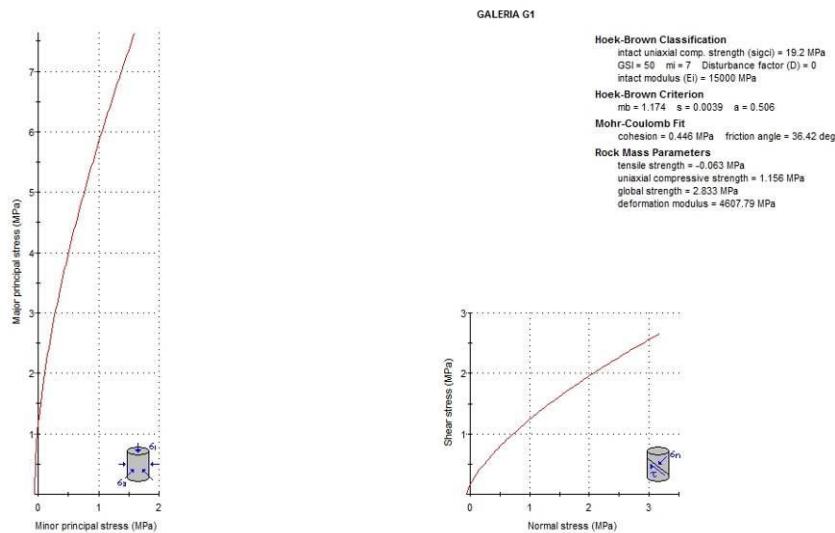


Fig. 6 Caracterización macizo rocoso G1

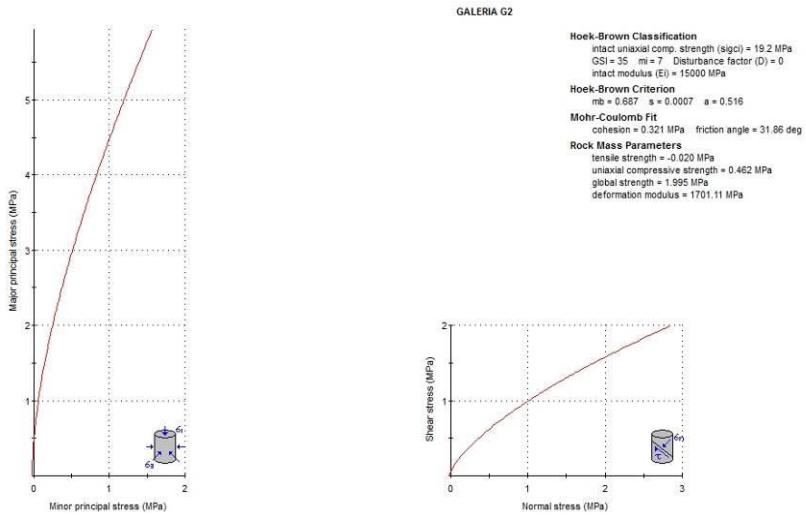


Fig. 7 Caracterización macizo rocoso G2

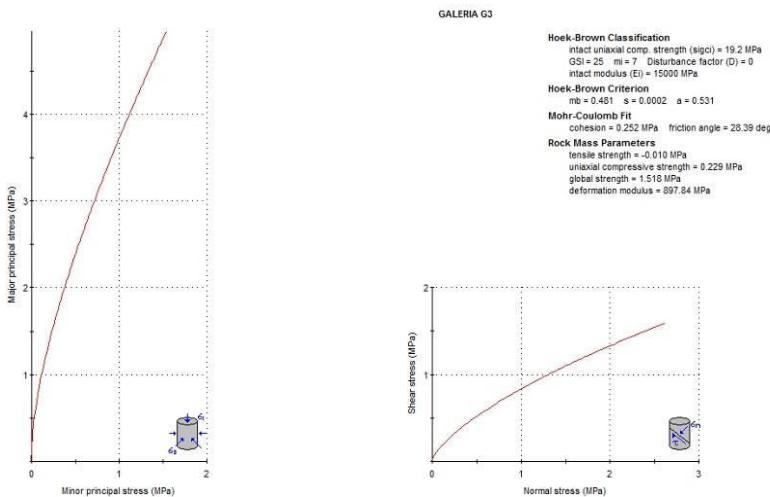


Fig. 8 Caracterización macizo rocoso G3

10.5. DETERMINACIÓN DEL RELAJAMIENTO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN

Para determinar el relajamiento del frente necesario en el tramo del túnel objeto de estudio, se ha utilizado el método de cálculo denominado de las "Líneas Características" o "Convergencia – Confinamiento", cuyos fundamentos básicos se resumen a continuación.

En el modelo de cálculo se parte del estado tensional "in situ", de las dimensiones y forma de la excavación y de las características del terreno atravesado y para los diferentes valores de la presión de confinamiento interior se obtiene el espesor de la corona plastificada alrededor del túnel y la deformación radial en su periferia. El conjunto de los puntos definidos por las coordenadas presión interior-deformación radial en periferia, es lo que se denomina Línea Característica de la Cavidad, que en definitiva no es más que el lugar geométrico de los puntos que representan las hipotéticamente posibles posiciones de equilibrio de la sección excavada, definidas por la presión de confinamiento que habría que aplicar en el borde de la excavación y la posiciones de equilibrio de la sección excavada, definidas por la presión de confinamiento que habría que aplicar en el borde de la excavación y la deformación radial que para dicho valor se produciría en el mismo.

La formulación completa del método fue desarrollada por el profesor Ladanyi, con la simplificación de suponer la excavación circular, para aprovechar la facilidad de cálculo que supone la simetría radial, y la de adoptar la hipótesis de Heim en cuanto el estado tensional natural, es decir el previo al efecto de la excavación. La validez de ambas simplificaciones está abundantemente sancionada en la práctica para el estudio y definición de las demandas de sostenimiento en los túneles.

Además de la formulación inicial, existen varios modelos de cálculo para la obtención de las Líneas Características de la cavidad. En el presente estudio se ha utilizado el modelo Duncan-Fama que utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb mientras que para la estimación del módulo de deformación se utiliza el método Hoek, Diederichs (2005).

10.5.1. Determinación del relajamiento en túnel en mina

El túnel en mina de Aginaga presenta la siguiente geometría y montera sobre clave:

- Radio equivalente (suponiendo una excavación esférica): 4,5 m
- Montera máxima: 128 m

La caracterización geomecánica del sustrato rocoso margoso en función de la calidad del macizo rocoso es:

Tipo	Longitud de pase	Índice GSI	Densidad	Compresión simple de la masa rocosa	Ángulo de rozamiento	Módulo deformación
Tipo 1	4 m	65	2,69 tn/m ³	4,1 MPa	40º	9746 MPa
Tipo 2	2 m	50	2,69 tn/m ³	2,8 MPa	36º	4608 MPa
Tipo 3	1,5 m	40	2,69 tn/m ³	2,25 MPa	33º	2395 MPa
Tipo 4	1,0 m	30	2,69 tn/m ³	1,75 MPa	30º	1221 MPa
Tipo falla	1,0 m	20	2,69 tn/m ³	1,29 MPa	26º	685 MPa

Tabla 17. Caracterización del macizo rocoso para distintas calidades del macizo rocoso túnel en mina

La determinación del relajamiento del frente se realiza con ayuda de programa Rocsupport en función de la curva característica de relajación del terreno suponiendo un sostenimiento infinitamente rígido a la distancia del frente definido por la longitud de pase.

Tipo sostenimiento	Longitud de pase	Índice GSI	Presión inicial (P0)	Presión resultante a la colocación del sostenimiento (Pi)	Relajamiento del frente
Tipo 1	4 m	65	3.44 MPa	1,45 MPa	58%
Tipo 2	2 m	50	3.44 MPa	1,6 MPa	53%
Tipo 3	1,5 m	40	3.44 MPa	1,45 MPa	58%
Tipo 4	1,0 m	30	3.44 MPa	1,15 MPa	67%
Tipo falla	1,0 m	20	3,44 MPa	0,75 MPa	78%

Tabla 18. Relajamiento frente de excavación en función longitud de pase túnel en mina

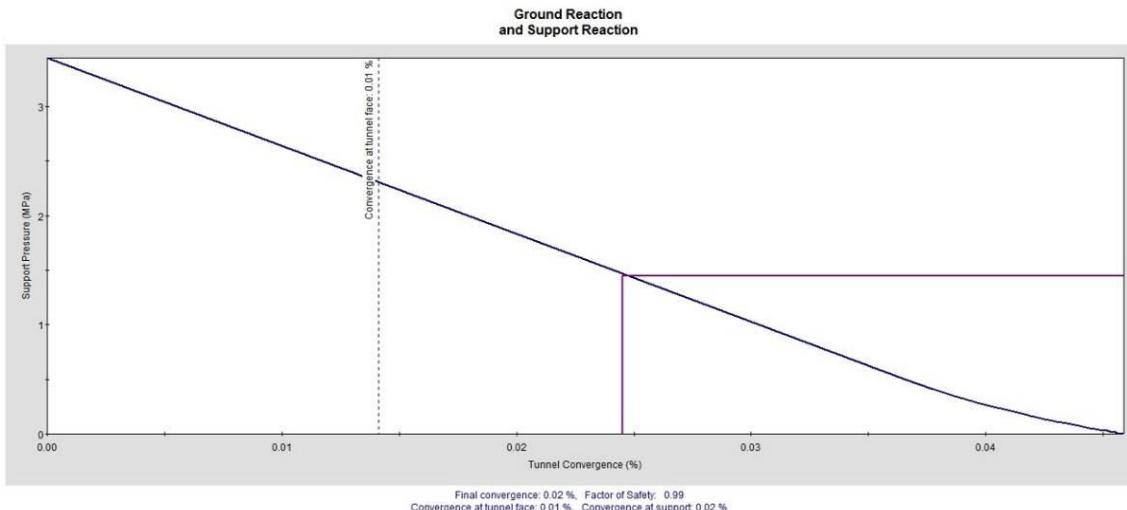


Fig. 9 Relajamiento frente excavación tipo 1

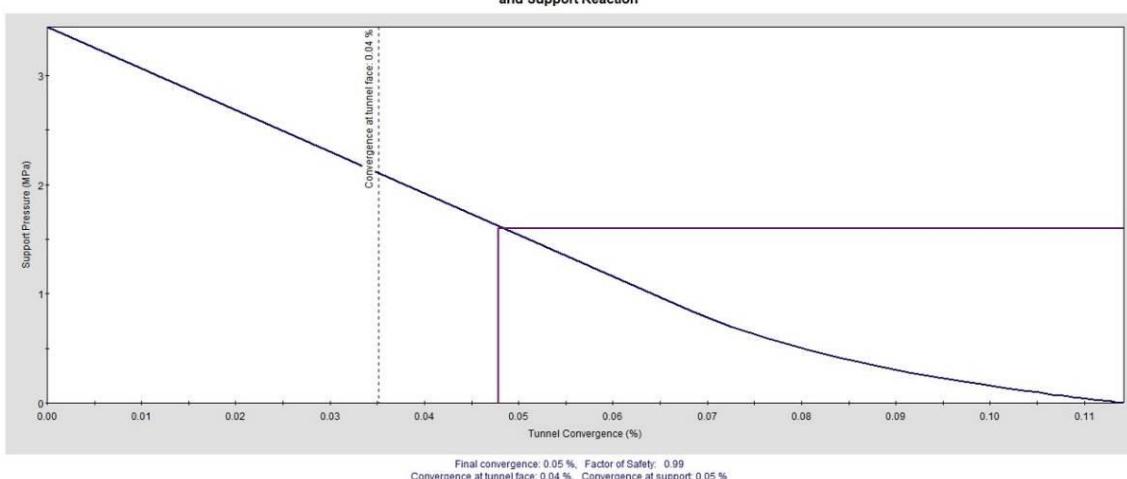


Fig. 10 Relajamiento frente excavación tipo 2

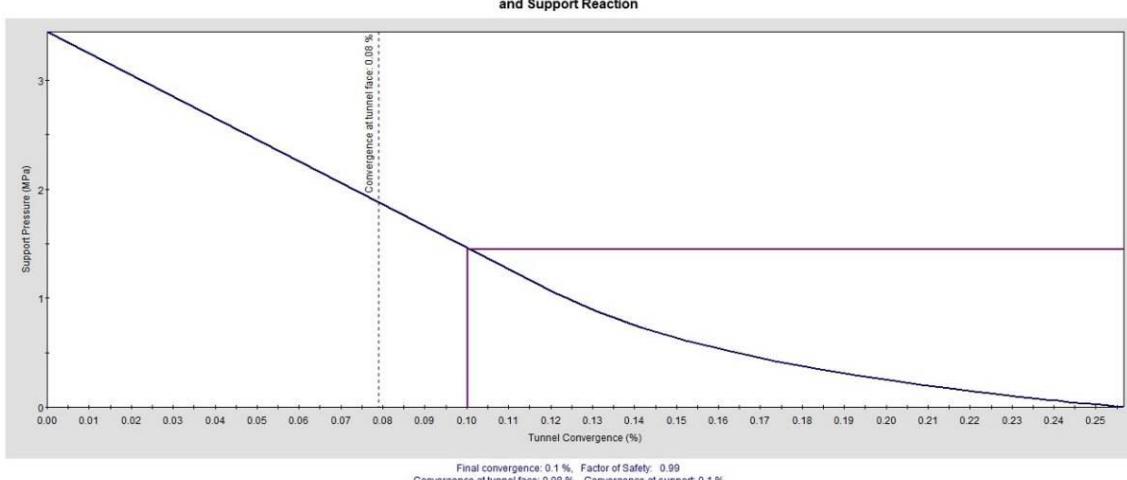


Fig. 11 Relajamiento frente excavación tipo 3

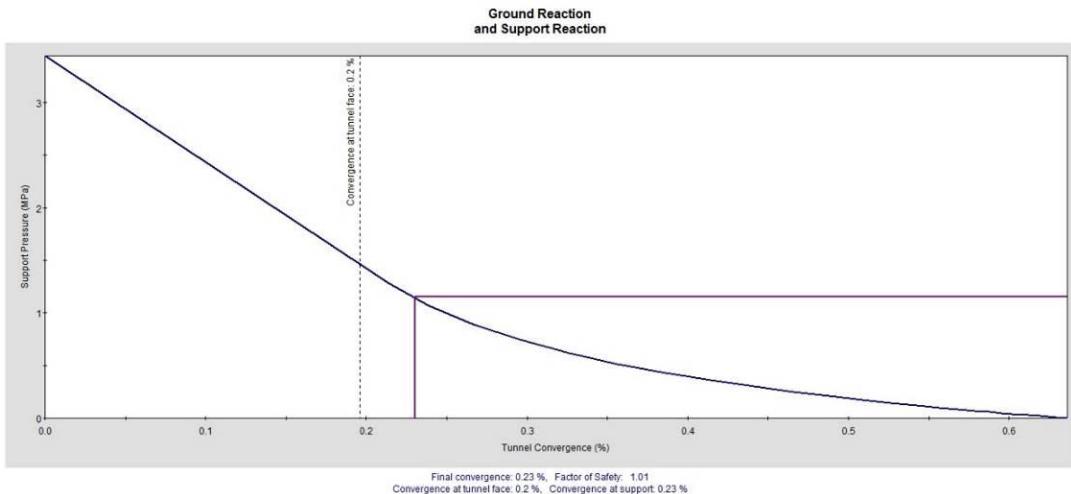


Fig. 12 Relajamiento frente excavación tipo 4

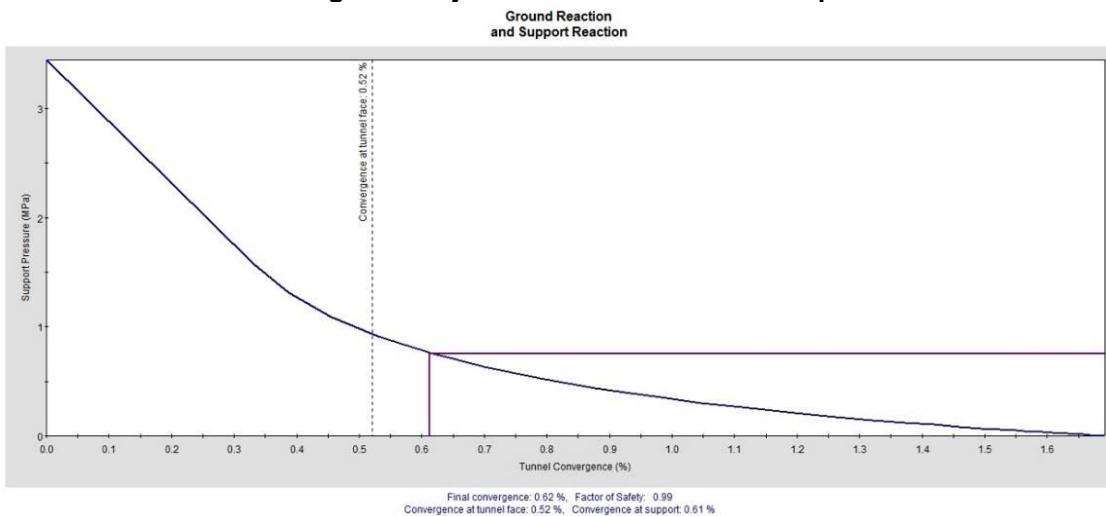


Fig. 13 Relajamiento frente excavación tipo falla

10.5.2. Determinación del relajamiento en galería

La galería de emergencia del túnel en mina de Aginaga presenta la siguiente geometría y montera sobre clave:

- Radio equivalente (suponiendo una excavación esférica): 2,5 m
- Montera máxima: 128 m

La caracterización geomecánica del sustrato rocoso margoso en función de la calidad del macizo rocoso es:

Tipo	Longitud de pase	Índice GSI	Densidad	Compresión simple de la masa rocosa	Ángulo de rozamiento	Módulo deformación
G1	3 m	50	2,69 tn/m ³	2,84 MPa	36º	4608 MPa
G2	1,5 m	35	2,69 tn/m ³	1,99 MPa	32º	1701 MPa
G3	1 m	25	2,69 tn/m ³	1,52 MPa	28º	898 MPa

Tabla 19. Caracterización del macizo rocoso para distintas calidades del macizo rocoso galería

La determinación del relajamiento del frente se realiza con ayuda de programa Rocsupport en función de la curva característica de relajación del terreno suponiendo un sostenimiento infinitamente rígido a la distancia del frente definido por la longitud de pase.

Tipo sostenimiento	Longitud de pase	Índice GSI	Presión inicial (P0)	Presión resultante a la colocación del sostenimiento (Pi)	Relajamiento del frente
Tipo G1	3 m	50	3.44 MPa	0,82 MPa	76%
Tipo G2	1,5 m	35	3.44 MPa	0,92 MPa	73%
Tipo G3	1 m	25	3.44 MPa	0,78 MPa	77%

Tabla 20. Relajamiento frente de excavación en función longitud de pase galería

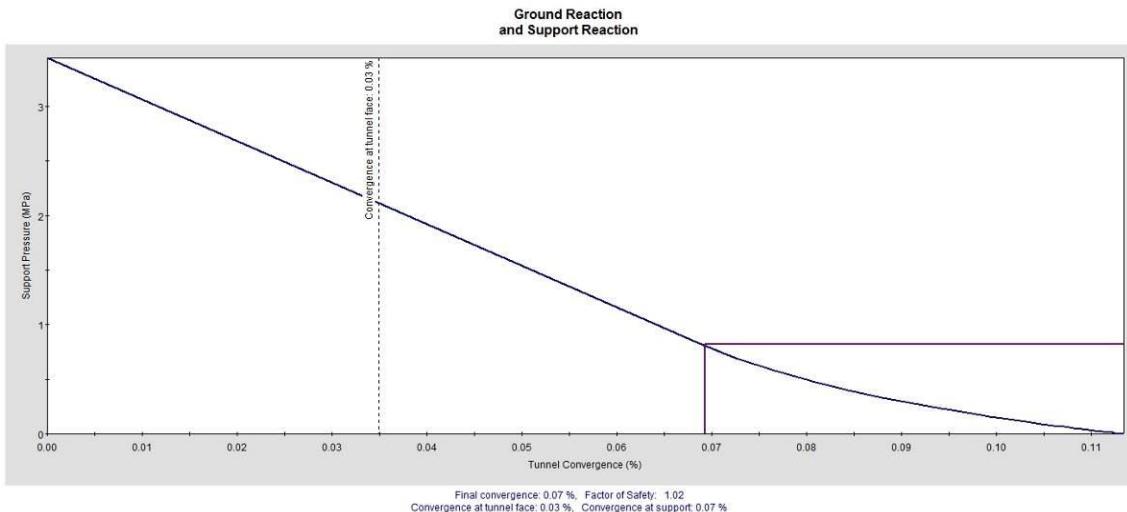


Fig. 14 Relajamiento frente excavación G1

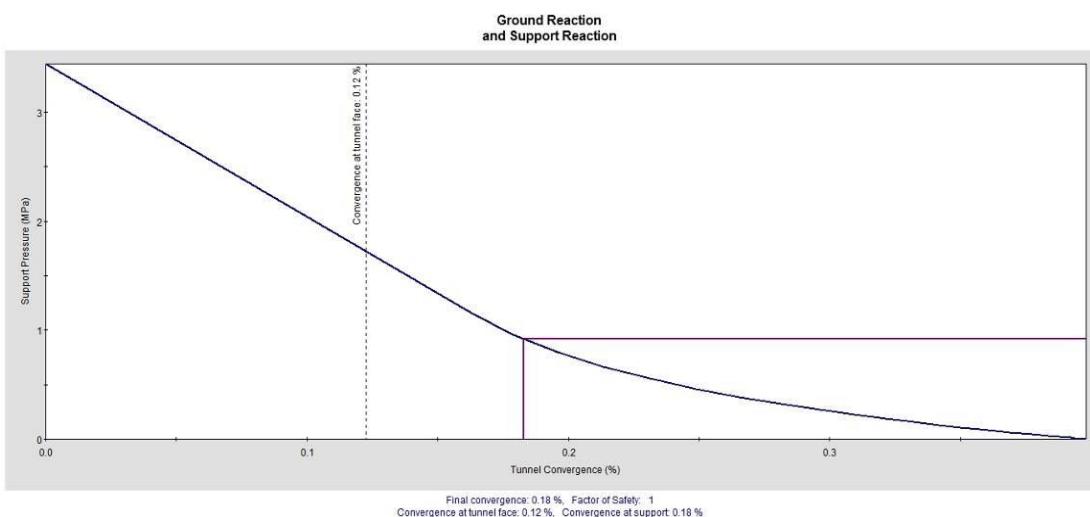


Fig. 15 Relajamiento frente excavación G2

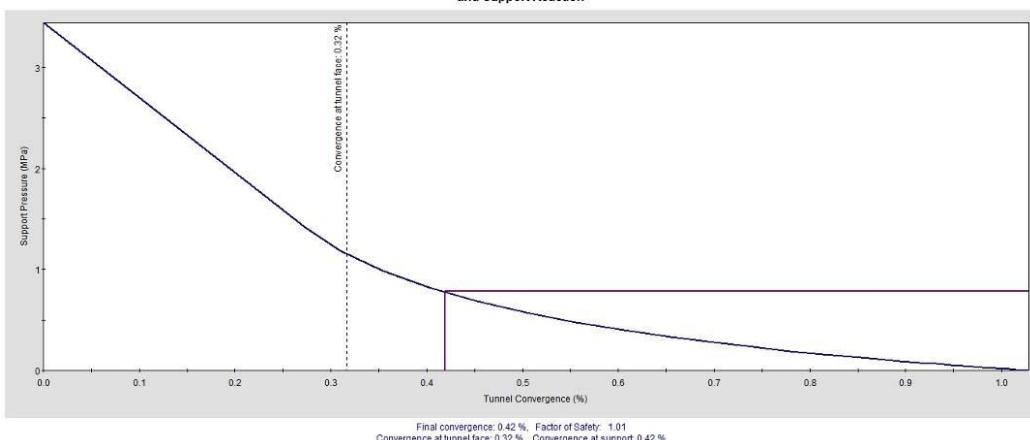


Fig. 16 Relajamiento frente excavación G3

11. TRAMIFICACIÓN DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL EN MINA Y GALERÍA.

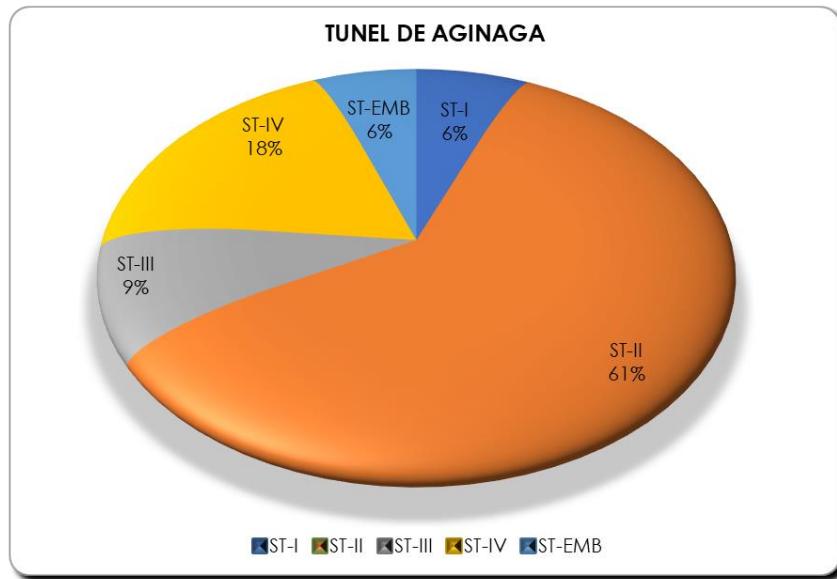
A continuación, se muestra la tramificación del sostenimiento del túnel de Aginaga:

TRAMIFICACION TUNEL DE AGINAGA CON CAMBIO DE SECCION					
Nº	DE PK	A PK	LONGITUD	ST-TIPO	
FT B	93+306.00	93+330.44	24.44	R	
1	93+330.44	93+350.44	20.00	1.6%	R ST-EMB
2a	93+350.44	93+379.47	29.03	2.3%	R ST-IV
2b	93+379.47	93+390.00	10.53	0.8%	A ST-IV
3a	93+390.00	93+449.27	59.27	4.7%	A ST-III
3b	93+449.27	93+452.00	2.73	0.2%	C ST-III
4	93+452.00	93+475.00	23.00	1.8%	ST-II
5	93+475.00	93+485.00	10.00	0.8%	ST-II
6	93+485.00	93+515.00	30.00	2.4%	ST-II
7	93+515.00	93+535.00	20.00	1.6%	ST-II
8	93+535.00	93+582.00	47.00	3.7%	C ST-II
9	93+582.00	93+592.00	10.00	0.8%	ST-II
10	93+592.00	93+665.00	73.00	5.7%	ST-II
11	93+665.00	93+675.00	10.00	0.8%	ST-II
12	93+675.00	93+725.00	50.00	3.9%	ST-II
13	93+725.00	93+757.00	32.00	2.5%	ST-II
14a	93+757.00	93+817.84	60.84	4.8%	ST-I
14b	93+817.84	93+835.00	17.16	1.3%	A ST-I
15	93+835.00	93+845.00	10.00	0.8%	ST-II
16	93+845.00	93+875.00	30.00	2.4%	A ST-II
17a	93+875.00	93+887.64	12.64	1.0%	ST-II
17b	93+887.64	93+915.00	27.36	2.1%	ST-II
18	93+915.00	93+975.00	60.00	4.7%	ST-II
19	93+975.00	93+985.00	10.00	0.8%	C ST-III
20	93+985.00	94+070.00	85.00	6.7%	ST-IV
21	94+070.00	94+095.00	25.00	2.0%	R ST-EMB
22	94+095.00	94+160.00	65.00	5.1%	R ST-IV
23	94+160.00	94+175.00	15.00	1.2%	C ST-III
24	94+175.00	94+255.00	80.00	6.3%	ST-II
25	94+255.00	94+265.00	10.00	0.8%	ST-II
26	94+265.00	94+295.00	30.00	2.4%	ST-II
27a	94+295.00	94+298.83	3.83	0.3%	ST-II
27b	94+298.83	94+305.00	6.17	0.5%	A ST-II
28	94+305.00	94+365.00	60.00	4.7%	A ST-II
29a	94+365.00	94+368.63	3.63	0.3%	ST-II
29b	94+368.63	94+390.00	21.37	1.7%	ST-II
30	94+390.00	94+420.00	30.00	2.4%	ST-II
31	94+420.00	94+492.00	72.00	5.7%	C ST-II
32	94+492.00	94+510.00	18.00	1.4%	ST-II
33	94+510.00	94+540.00	30.00	2.4%	C ST-III
34a	94+540.00	94+541.01	1.01	0.1%	ST-IV
34b	94+541.01	94+578.00	36.99	2.9%	A ST-IV
35	94+578.00	94+604.64	26.64	2.1%	R ST-EMB
FT D	94+604.64	94+610.81	6.17		A
FT D	94+610.81	94+635.07	24.26		R

TUNEL EN MINA 1274.20 m

RESUMEN DE TRAMIFICACION TUNEL DE AGINAGA			
ST-TIPO	RMR	m	%
ST-I	> 65	78.00	6.1%
ST-II	50 - 64	780.00	61.2%
ST-III	40 - 49	117.00	9.2%
ST-IV	30 - 39	227.56	17.9%
ST-EMB	< 30 EMB	71.64	5.6%

1274.2 m



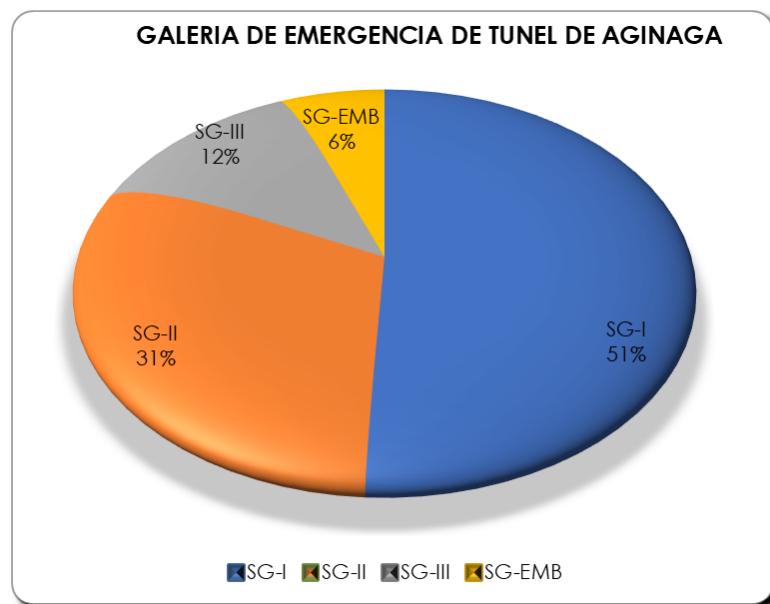
La tramificación de la galería propuesta junto al túnel Aginaga:

TRAMIFICACION GALERIA DE EMERGENCIA DE TUNEL DE AGINAGA					
Nº	DE PK	A PK	LONGITUD	ST-TIPO	
0	0+000.00	0+002.95			
1	0+002.95	0+020.00	17.05	5.0%	SG-III
2	0+020.00	0+080.00	60.00	17.5%	SG-II
3	0+080.00	0+104.55	24.55	7.1%	SG-I
4	0+104.55	0+134.55	30.00	8.7%	SG-I
5	0+134.55	0+207.00	72.46	21.1%	SG-I
6	0+207.00	0+225.00	18.00	5.2%	SG-I
7	0+225.00	0+255.00	30.00	8.7%	SG-I
8	0+255.00	0+302.00	47.00	13.7%	SG-II
9	0+302.00	0+326.44	24.44	7.1%	SG-III
10	0+326.44	0+346.44	20.00	5.8%	SG-EMB
FT D	0+346.44	0+376.09	29.65		

TUNEL EN MINA 343.5 m

RESUMEN DE TRAMIFICACION GALERIA DE EMERGENCIA DE TUNEL DE AGINAGA			
ST-TIPO	RMR	m	%
SG-I	> 50	175.00	50.9%
SG-II	35 - 49	107.00	31.2%
SG-III	< 35	41.49	12.1%
SG-EMB	-	20.00	5.8%

343.5 m



12. TRINCHERAS DE ACCESO

Las observaciones superficiales son escasas y se limitan casi exclusivamente a los taludes del FC existente, estando la interpretación realizada, basada en dichos datos y en las investigaciones realizadas.

Como se ha indicado anteriormente, la investigación y datos de control que definen las características de la zona son los sondeos S-1 y S-2, la sísmica de reflexión y las estaciones geomecánicas efectuadas en la trinchera del FF.CC. existente y afloramientos del macizo.

Los materiales afectados son calizas arenosas, margas y areniscas estratificadas en facies flysh, en paquetes de espesor centimétrico y decimétrico, con una estructura monoclinal de dirección aproximada E-O y con buzamiento variable hacia el norte de 30 a 45º y localmente menor. Se observan pequeños escasos repliegues y estructuras tectónicas, aunque los afloramientos son escasos.

Se analizan los taludes de las trincheras de acceso a las boquillas de acceso al túnel, tanto laterales y frontal. Se define una sección del terreno constituida por:

- Material meteorizado con comportamiento de suelo (4-5 m)
- Roca variablemente fracturada (hasta unos 12 m)
- Roca sana.

Se efectúa un cálculo de estabilidad considerando los siguientes niveles y parámetros:

Nivel	Parámetros		
	Dens. (g/cm3)	Ø (º)	C (Kg/cm2)
Superior Material meteorizado	1,83	28	0,19
Intermedio Roca variabl. fracturada	2,55	37	0,5
Inferior Roca sana	2,69	40	1

Tabla 21. Caracterización niveles geotécnicos

Las alturas en el lado oeste (Zarautz) en el PK 93+330 es de 16 metros y en lado este (Usurbil) en el PK 94+616 es de 18 metros.

12.1. GEOMETRÍA TRINCHERA DE ACCESO

Los taludes se excavan con una inclinación 3H:2V en los suelos residuales superiores; el sustrato rocoso se excava con inclinación 1H:3V.

Las alturas máximas en el lado oeste (Zarautz) en el PK 93+330,44 es de 16 metros y en lado este (Usurbil) en el PK 94+604,640 es de 18 metros.

Boca	Talud	Altura máxima	Inclinación talud sup.	Inclinación talud inf.
Entrada	Frontal	20,5 m	3H:2V	1H:3V
	Izquierdo	16 m	3H:2V	1H:3V
	Derecho	13 m	3H:2V	1H:3V
Salida	Frontal	22 m	3H:2V	1H:3V
	Izquierdo	18 m	3H:2V	1H:3V
	Derecho	14 m	3H:2V	1H:3V

Tabla 22. Geometría trincheras boca entrada y salida

12.2. CONDICIONES DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y PARAMETRIZACIÓN GEOTÉCNICA

Se realiza el análisis de estabilidad considerando 2 situaciones geotécnicas:

- Estabilidad de los taludes de corte considerando un comportamiento isótropo y homogéneo para los suelos y para el sustrato rocoso infrayacente. El análisis se realiza según el método de Bishop.
- Análisis cinemático de cuñas y bloques en el sustrato rocoso

La parametrización geotécnica de los niveles involucrados en el análisis son:

Nivel	Densidad seca (Kn/m ³)	Densidad saturada (Kn/m ³)	Rozamiento	Cohesión (KN/m ²)
Suelos	18,3	20,3	28º	19
Sustrato rocoso fracturado	25,5	26,0	37º	50
Sustrato rocoso sano	26,9	26,9	40º	100

Tabla 23. Caracterización geotécnica suelos y sustrato rocoso

Plano de discontinuidad	Ángulo de rozamiento ϕ	Cohesión
Estratificación	25º	Nula
Juntas	30º	Nula

Tabla 24. Caracterización geotécnica discontinuidades

Se calculan 2 situaciones constructivas.

- Situación provisional. Talud excavado previamente a la ejecución del falso túnel y posterior relleno. El factor de seguridad mínimo debe ser superior a FS=1,30. Según diseño, los taludes excavados en roca con inclinación 1H3V serán todos taludes provisionales
- Situación permanente. Talud tras la ejecución del falso túnel y posterior relleno. El factor de seguridad mínimo debe ser superior a FS=1,50. Según diseño, los taludes excavados en suelos con inclinación 3H;2V serán todos taludes definitivos

12.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE CORTE

El análisis de estabilidad se realiza para el talud de mayor altura: 22 m del talud frontal en la boca de salida. Adicionalmente considera la presencia de un camino de acceso por la parte superior.

El análisis de estabilidad considera roturas circulares resueltas por el método de Bishop con la ayuda del programa Slide V 6.0 (Anexo 06).

Se considera la presencia de nivel freático a mitad de altura del nivel de suelos.

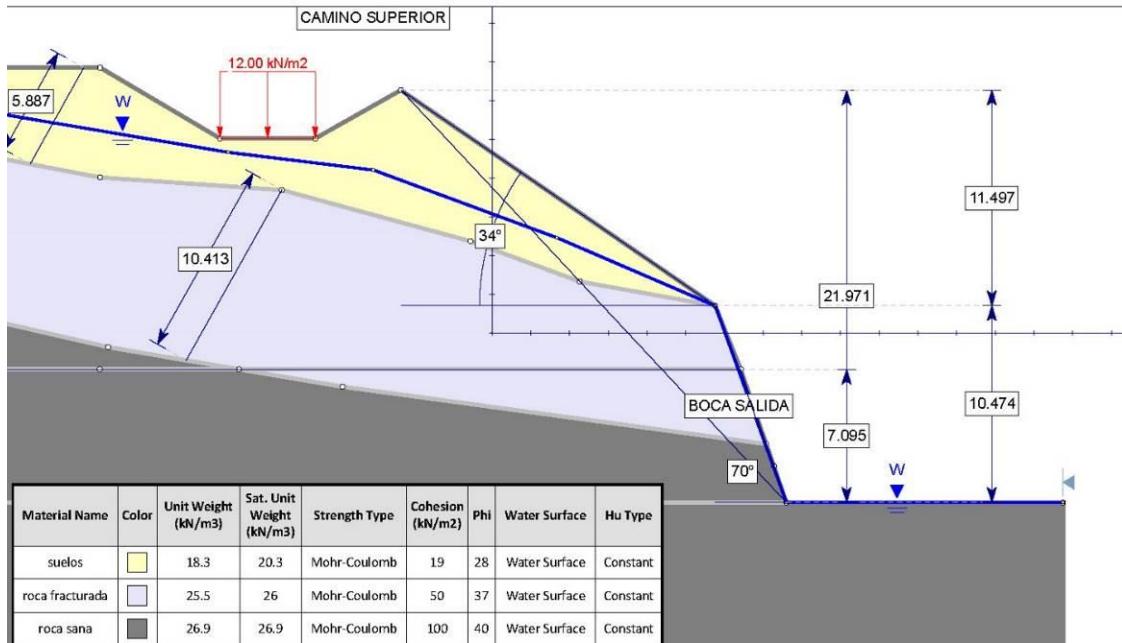


Fig. 17. Geometría talud frontal. Boca salida

El análisis de estabilidad muestra factores de seguridad mínimos de $FS=1,325$ para el talud inferior 1H:3V excavado en sustrato rocoso fracturado. Este talud será rellenado por el falso túnel por lo que el factor de seguridad requerido es $FS=1,30$ en situaciones provisionales.

El talud superior 3H:2V muestra factores de seguridad $FS=1,89$, superior al $FS=1,50$ requerido en situaciones permanentes.

Con el falso túnel ya ejecutado, el factor de seguridad del talud frontal en sustrato rocoso fracturado es $FS=2,70$.

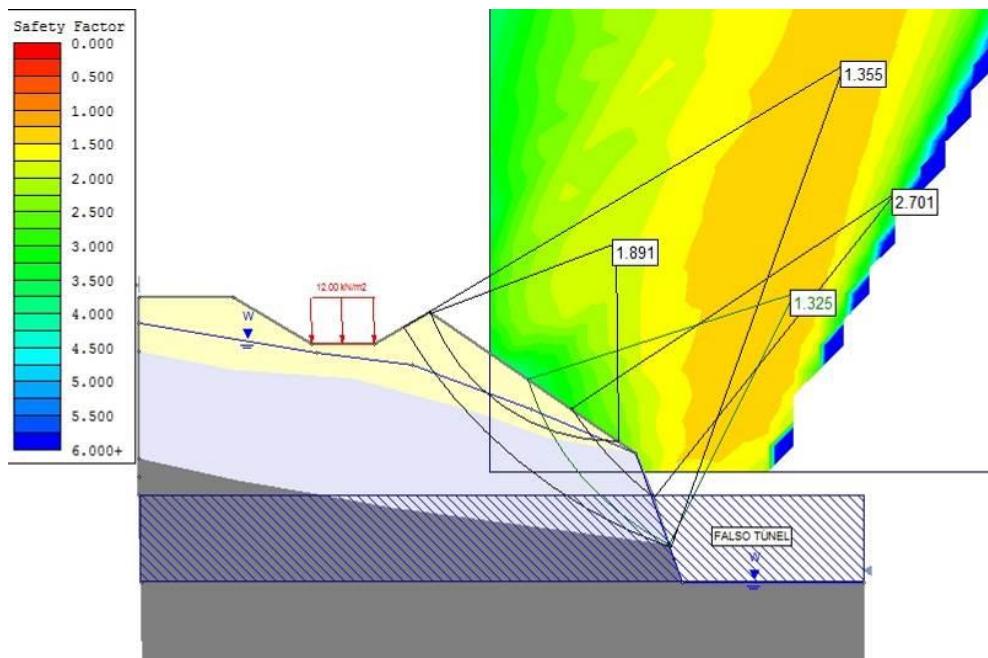


Fig. 18. Estabilidad talud frontal. Boca salida

12.4. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE CUÑAS Y BLOQUES

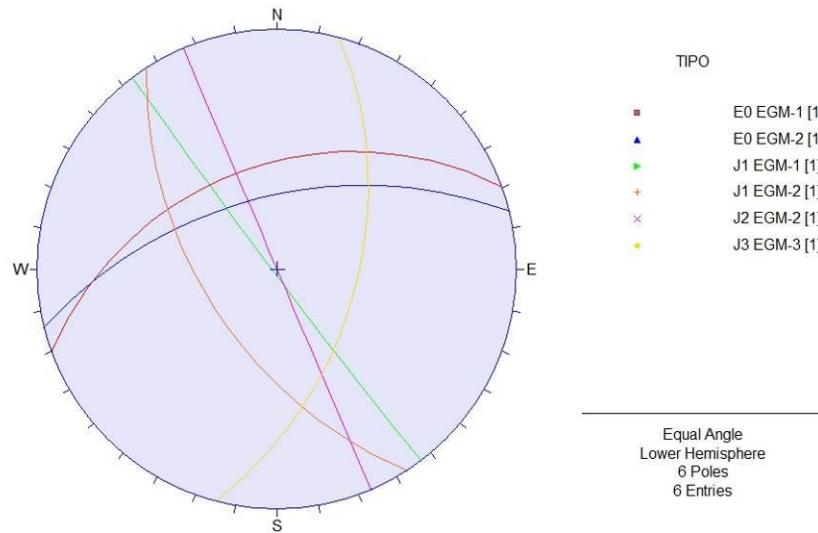
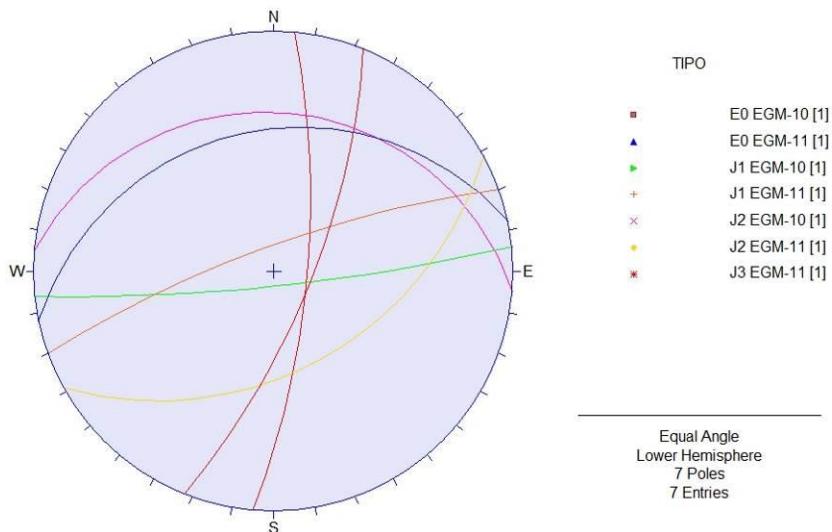
12.4.1. Datos de entrada

La orientación de la roca es igual en ambas boquillas, subparalela a la orientación del túnel y con buzamiento medios hacia el norte en lambas bocas.

El análisis cinemático se realiza a partir de las orientaciones de las discontinuidades del macizo rocoso recogidas en las estaciones geomecánicas más cercanas a ambas bocas.

Boca	Estación geomecánica	Discontinuidades
Entrada	EGM-1	E0 43/340 J1 88/233
	EGM-2	E0 56/346 J1 56/237 J2 90/247 J3 53/105
Salida	EGM-10	E0 74/095 J1 83/174 J2 23/005
	EGM-11	E0 29/348 J1 78/340 J2 45/151 J3 72/112

Tabla 25. Orientación discontinuidades; boca entrada y salida

**Fig. 19. Orientación discontinuidades. Boca entrada****Fig. 20. Orientación discontinuidades. Boca salida**

Las orientaciones, inclinaciones y alturas máximas de los taludes de corte excavados en sustrato rocoso de las trincheras de entrada y salida son:

Boca	Entrada			Salida		
	Orientación	Inclinación	Altura	Orientación	Inclinación	Altura
Frontal	71/255	1H:3V	9,5 m	71/093	1H:3V	9,5 m
Izquierdo	71/165	1H:3V	9,5 m	71/183	1H:3V	11,0 m
Derecho	71/345	1H:3V	8,0 m	71/003	1H:3V	9,0 m

Tabla 26. Geometría taludes de corte

A los planos de discontinuidad se les asignan los siguientes parámetros geotécnicos:

Plano de discontinuidad	Ángulo de rozamiento ϕ	Cohesión	Continuidad
Estratificación	25°	Nula	infinita
Juntas	30°	Nula	5 m

Tabla 27. Caracterización geotécnica discontinuidades

12.4.2. Análisis cinemático Boca entrada

El análisis cinemático de cuñas y bloques muestra la formación de roturas potenciales planares y de cuñas en los taludes de la boca de entrada al túnel.

Frontal	Cuña 1	E0(1)-J1(2)
	Cuña 2	E0(2)-J1(2)
	Planar 1	J1(2)
Izquierdo	Cuña 3	J1(1)-J3(2)
	Cuña 4	J2(2)-J3(2)
	Cuña 5	J1(2)-J3(2)
	Cuña 6	J2(2)-J1(2)
Derecho	Cuña 7	E0(1)-J3(2)
	Cuña 8	E0(2)-J3(2)
	Cuña 9	E0(1)-J2(2)
	Cuña 10	E0(2)-J2(2)
	Cuña 11	E0(1)-J1(1)
	Cuña 12	E0(2)-J1(1)
	Cuña 13	E0(1)-J1(2)
	Cuña 14	E0(2)-J1(2)
	Planar 2	E0(1)
	Planar 3	E0(2)

Tabla 28. Análisis cinemático; boca entrada

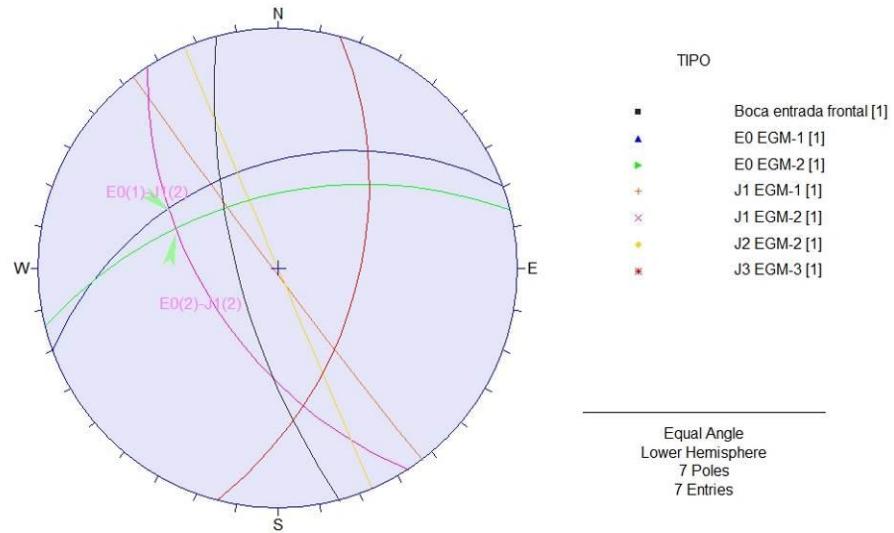


Fig. 21. Análisis cinemático talud frontal. Boca entrada

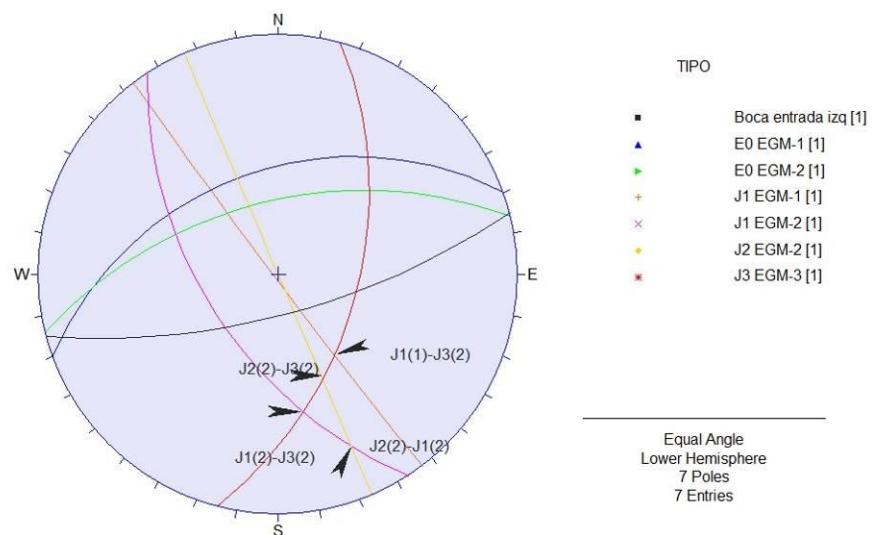


Fig. 22. Análisis cinemático talud izquierdol. Boca entrada

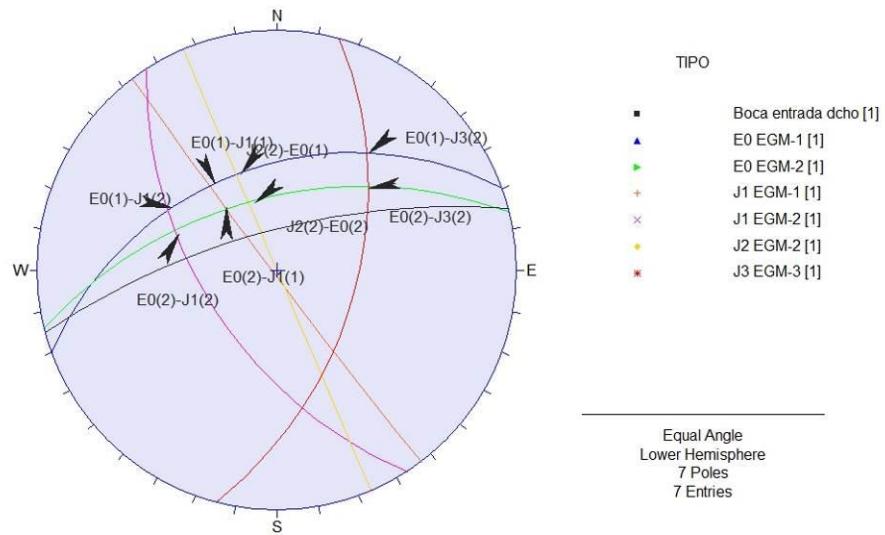


Fig. 23. Análisis cinemático talud derecho. Boca entrada

La determinación del sostenimiento para un factor de seguridad provisional $FS>1,30$ se por métodos de equilibrio límite; para las cuñas se utiliza el software Swedge y para las roturas planares el software Rocplane, ambos de la marca comercial Rocscience.

Boca entrada			Factor de seguridad sin sostenimiento	Tensión de sostenimiento para $FS>1,30$ (provisional)
Frontal	Cuña 1	E0(1)-J1(2)	FS=0,89	0,34 tn/m ²
	Cuña 2	E0(2)-J1(2)	FS=0,82	0,30 tn/m ²
	Planar 1	J1(2)	FS=0,39	2,4 tn/m ²
Izquierdo	Cuña 3	J1(1)-J3(2)	FS=0,97	0,26 tn/m ²
	Cuña 4	J2(2)-J3(2)	FS=1,48	Estable
	Cuña 5	J1(2)-J3(2)	FS=1,51	Estable
	Cuña 6	J2(2)-J1(2)	FS=7,05	Estable
Derecho	Cuña 7	E0(1)-J3(2)	FS=0,50	0,98 tn/m ²
	Cuña 8	E0(2)-J3(2)	FS=0,31	0,63 tn/m ²
	Cuña 9	E0(1)-J2(2)	FS=0,50	0,98 tn/m ²
	Cuña 10	E0(2)-J2(2)	FS=0,37	0,93 tn/m ²
	Cuña 11	E0(1)-J1(1)	FS=0,50	0,75 tn/m ²
	Cuña 12	E0(2)-J1(1)	FS=0,82	0,45 tn/m ²
	Cuña 13	E0(1)-J1(2)	FS=0,50	0,75 tn/m ²
	Cuña 14	E0(2)-J1(2)	FS=0,82	0,45 tn/m ²
	Planar 2	E0(1)	FS=0,50	3,52 tn/m ²
	Planar 3	E0(2)	FS=0,31	2,90 tn/m ²

Tabla 29. Estabilidad de cuñas y roturas planares; boca entrada

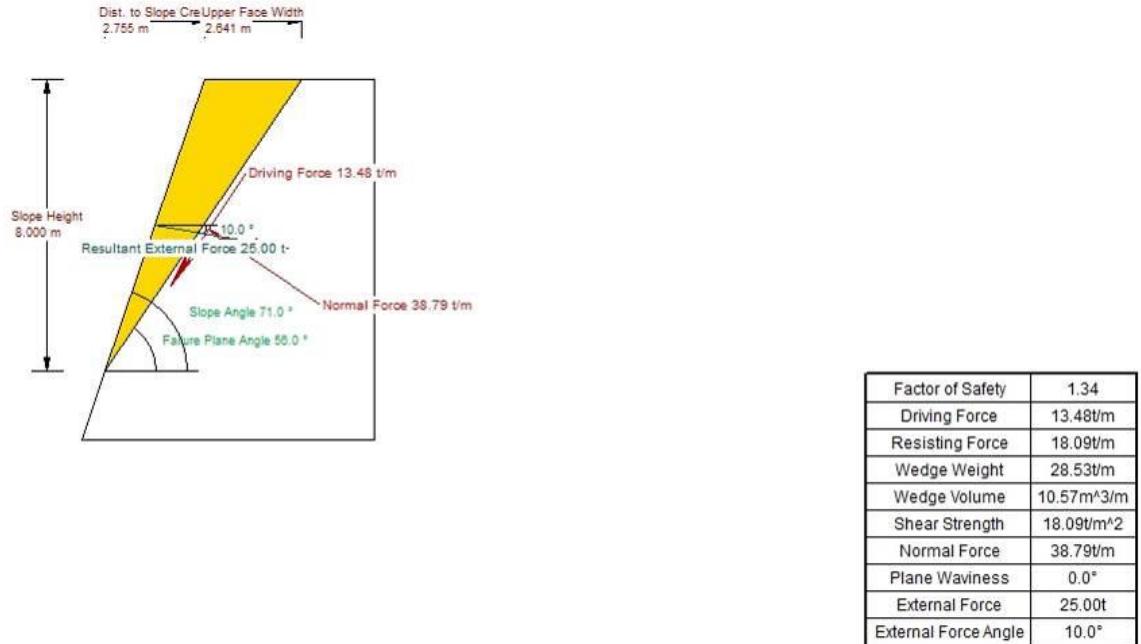


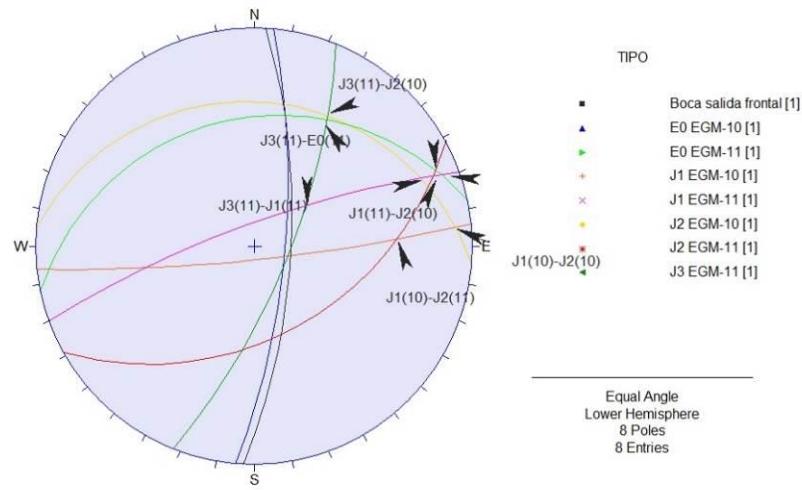
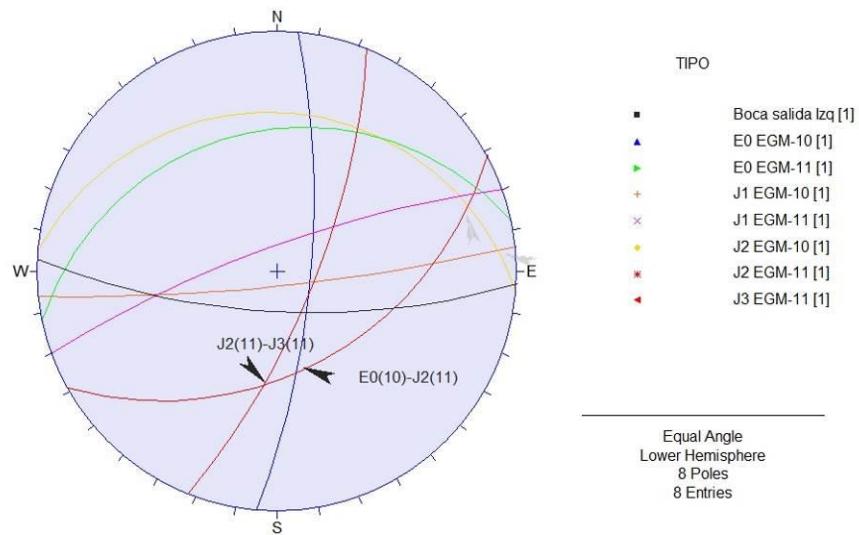
Fig. 24. Rotura planar E0(2). Boca salida

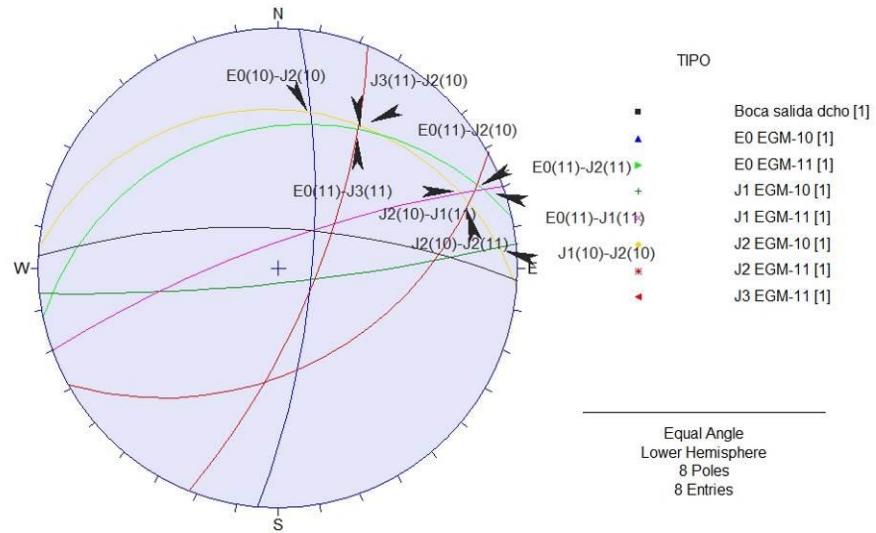
12.4.3. Análisis cinemático Boca salida

El análisis cinemático de cuñas y bloques muestra la formación de roturas potenciales planares y de cuñas en los taludes de la boca de salida al túnel.

Frontal	Cuña 1	J3(11)-J2(10)
	Cuña 2	J3(11)-E0(11)
	Cuña 3	J3(11)-J1(11)
	Cuña 4	J1(11)-J2(10)
	Cuña 5	J1(10)-J2(11)
	Cuña 6	J1(10)-J2(10)
Izquierdo	Cuña 7	E0(10)-J2(11)
	Cuña 8	J2(11)-J3(11)
Derecho	Cuña 9	E0(10)-J2(10)
	Cuña 10	J3(11)-J2(10)
	Cuña 11	E0(11)-J3(11)
	Cuña 12	E0(11)-J2(10)
	Cuña 13	J2(10)-J1(11)
	Cuña 14	J2(10)-J2(11)
	Cuña 15	J1(10)-J2(10)
	Cuña 16	E0(11)-J2(11)
	Cuña 17	E0(11)-J1(11)
	Planar 1	E0(11)
	Planar 2	J2(10)

Tabla 30. Análisis cinemático; boca salida

**Fig. 25. Análisis cinemático talud frontal. Boca salida****Fig. 26. Análisis cinemático talud izquierdo. Boca salida**

**Fig. 27. Análisis cinemático talud derecho. Boca salida**

Boca salida			Factor de seguridad sin sostenimiento	Tensión de sostenimiento para FS>1,30 (provisional)
Frontal	Cuña 1	J3(11)-J2(10)	FS=1,67	Estable
	Cuña 2	J3(11)-E0(11)	FS=1,51	Estable
	Cuña 3	J3(11)-J1(11)	FS=0,81	0,29 tn/m ²
	Cuña 4	J1(11)-J2(10)	FS=4,64	Estable
	Cuña 5	J1(10)-J2(11)	FS=3,13	Estable
	Cuña 6	J1(10)-J2(10)	FS=10,71	Estable
Izquierdo	Cuña 7	E0(10)-J2(11)	FS=0,81	0,41 tn/m ²
	Cuña 8	J2(11)-J3(11)	FS=1,40	Estable
Derecho	Cuña 9	E0(10)-J2(10)	FS=1,36	Estable
	Cuña 10	J3(11)-J2(10)	FS=1,36	Estable
	Cuña 11	E0(11)-J3(11)	FS=1,51	Estable
	Cuña 12	E0(11)-J2(10)	FS=7,15	Estable
	Cuña 13	J2(10)-J1(11)	FS=1,36	Estable
	Cuña 14	J2(10)-J2(11)	FS=1,36	Estable
	Cuña 15	J1(10)-J2(10)	FS=1,36	Estable
	Cuña 16	E0(11)-J2(11)	FS=5,98	Estable
	Cuña 17	E0(11)-J1(11)	FS=1,40	Estable
	Planar 1	E0(11)	FS=11,0	2,94 tn/m ²
	Planar 2	J2(10)	FS=1,36	Estable

Tabla 31. Estabilidad de cuñas y roturas planares; boca salida

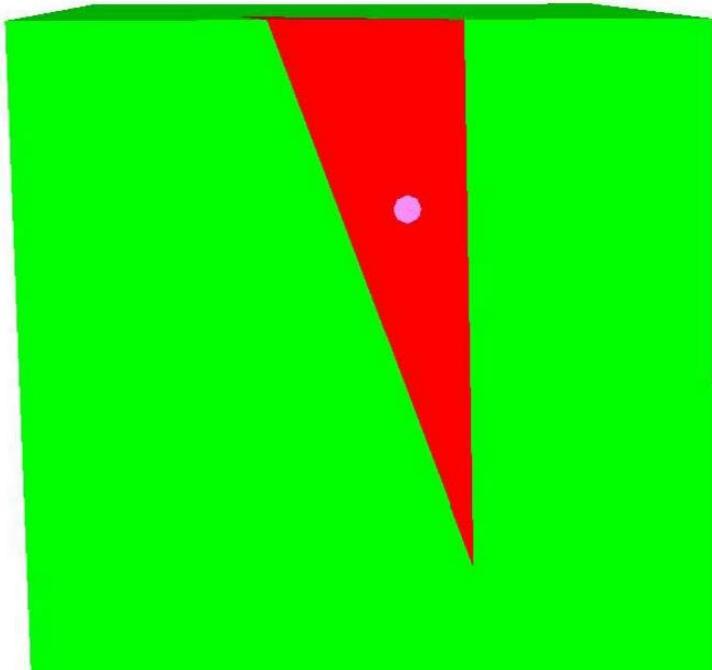


Fig. 28. Cuña J3(11)-J1(11) talud frontal. Boca salida

El análisis cinemático de cuñas y bloques indica la necesidad de ejecutar un sostenimiento provisional cuando los taludes de corte excavuen el sustrato rocoso 1H:3V. los taludes de corte excavados en suelos presentan un carácter definitivo por lo que se diseñan elementos para su protección.

Para los taludes provisionales excavados en suelos el análisis cinemático indica tensiones máximas de sostenimiento de hasta $3,52 \text{ tn/m}^2$ (boca entrada talud derecho).

Esta tensión de sostenimiento se garantiza con bulones $\phi 32 \text{ mm}$ y 25 tn de tensión de anclajes dispuestos en una malla $2,5 \times 2 \times 5 \text{ m}$ (4 tn/m^2) dispuestos sobre 10 cm de concreto lanzado reforzado con mallazo.

En el resto de taludes de las trincheras, si bien la tensión de sostenimiento requerida es menor se diseña el mismo sostenimiento para garantizar que no se desprenden bloques rocosos durante la ejecución del falso túnel.

Los taludes superiores excavados en suelos y que tengan un carácter definitivo serán protegidos de la erosión con hidrosiembra.

Boca entrada	Inclinación	Litología	Situación constructiva	Elementos de protección
Talud frontal	3H:2V	Suelos	Definitivo	Hidrosiembra
	1H:3V	Sustrato rocoso	Provisional	10 cm de hormigón lanzado Malla metálica electrosoldada. 150x150x6 mm Bulonado φ 32 mm L=6 m 2,5x2x5 m
Talud izquierdo	3H:2V	Suelos	Definitivo	Hidrosiembra
	1H:3V	Sustrato rocoso	Provisional	10 cm de hormigón lanzado Malla metálica electrosoldada. 150x150x6 mm Bulonado φ 32 mm L=6 m 2,5x2x5 m
Talud derecho	3H:2V	Suelos	Definitivo	Hidrosiembra
	1H:3V	Sustrato rocoso	Provisional	10 cm de hormigón lanzado Malla metálica electrosoldada. 150x150x6 mm Bulonado φ 32 mm L=6 m 2,5x2x5 m

Tabla 32. Sostenimiento taludes de la trinchera; boca entrada

Boca salida	Inclinación	Litología	Situación constructiva	Elementos de protección
Talud frontal	3H:2V	Suelos	Definitivo	Hidrosiembra
	1H:3V	Sustrato rocoso	Provisional	10 cm de hormigón lanzado Malla metálica electrosoldada. 150x150x6 mm Bulonado φ 32 mm L=6 m 2,5x2x5 m
Talud izquierdo	3H:2V	Suelos	Definitivo	Hidrosiembra
	1H:3V	Sustrato rocoso	Provisional	10 cm de hormigón lanzado Malla metálica electrosoldada. 150x150x6 mm Bulonado φ 32 mm L=6 m 2,5x2x5 m
Talud derecho	3H:2V	Suelos	Definitivo	Hidrosiembra
	1H:3V	Sustrato rocoso	Provisional	10 cm de hormigón lanzado Malla metálica electrosoldada. 150x150x6 mm Bulonado φ 32 mm L=6 m 2,5x2x5 m

Tabla 33. Sostenimiento taludes de la trinchera; boca salida

12.5. PROCESO CONSTRUCTIVO

La excavación del túnel se realizará desde un solo frente que se situará en el **Lado Este (Usurbil)**. En este frente, el proceso constructivo de la trinchera será el definido a continuación.

El sostenimiento en taludes laterales y frontal de ambas trincheras de acceso, estará constituido por:

1. Retirada de tierra vegetal y ejecución de cuneta de guarda
2. Excavación en múltiples fases y saneo
3. Malla metálica electrosoldada. cuadrícula de 150x150x6 (sistemático)
4. Hormigón proyectado. Colocación de una capa de 10 cm de espesor (sistemático)
5. Bulonado talud rocoso provisional. Cuadricula de 2,5x2,5 metros, Ø 32 mm, longitud 6 metros (sistemático)
6. Paraguas de micropilotes en boquilla.
7. Excavación y sostenimiento del túnel en mina
8. Ejecución falso túnel
9. Relleno de tierras por encima del falso túnel
10. Proyección de hidrosiembra en los taludes definitivos excavados en suelos

APÉNDICES

**APÉNDICE I. SALIDAS NUMÉRICAS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD
TRINCHERAS DE ACCESO**

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: salida frontal

Slide Modeler Version: 6.005

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Date Created: 25/03/2020, 6:09:00

General Settings

Units of Measurement: Metric Units

Time Units: days

Permeability Units: meters/second

Failure Direction: Left to Right

Data Output: Standard

Maximum Material Properties: 20

Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified

Janbu simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Check malpha < 0.2: Yes

Initial trial value of FS: 1

Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Grid Search
Radius Increment: 10
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kN/m²]: 12
Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	suelos	roca fracturada	roca sana
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m ³]	18.3	25.5	26.9
Saturated Unit Weight [kN/m ³]	20.3	26	26.9
Cohesion [kPa]	19	50	100
Friction Angle [deg]	28	37	40
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.324720
Center: 129.617, 2.495
Radius: 22.795
Left Slip Surface Endpoint: 107.896, -4.421
Right Slip Surface Endpoint: 119.490, -17.927
Resisting Moment=22460.2 kN-m
Driving Moment=16954.6 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 1.296070
Center: 127.554, 12.809
Radius: 31.671
Left Slip Surface Endpoint: 98.517, 0.163
Right Slip Surface Endpoint: 119.449, -17.807
Resisting Horizontal Force=1703.52 kN

Driving Horizontal Force=1314.37 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 3816

Number of Invalid Surfaces: 1035

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 80 surfaces
- Error Code -106 reported for 10 surfaces
- Error Code -108 reported for 121 surfaces
- Error Code -112 reported for 65 surfaces
- Error Code -1000 reported for 759 surfaces

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 3663

Number of Invalid Surfaces: 1188

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 80 surfaces
- Error Code -106 reported for 10 surfaces
- Error Code -108 reported for 297 surfaces
- Error Code -112 reported for 42 surfaces
- Error Code -1000 reported for 759 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- 103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- 106 = Average slice width is less than $0.0001 * (\text{maximum horizontal extent of soil region})$. This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
- 108 = Total driving moment or total driving force < 0.1 . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- 112 = The coefficient M-Alpha = $\cos(\alpha)(1+\tan(\alpha)\tan(\phi))/F < 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
- 1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.32472

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.443944	3.89829	suelos	19	28	8.34923	11.0604	-14.9322	0	-14.9322

2	0.443944	10.9145	suelos	19	28	12.3097	16.307	-5.06484	0	-5.06484
3	0.443944	16.7307	suelos	19	28	15.8083	20.9416	4.27154	0.619936	3.6516
4	0.443944	22.0682	suelos	19	28	17.772	23.543	16.042	7.49787	8.54409
5	0.443944	26.6774	suelos	19	28	19.5335	25.8765	26.4532	13.5205	12.9327
6	0.483544	34.4941	roca fracturada	50	37	35.5787	47.1317	15.2648	19.0712	-3.80637
7	0.483544	40.3377	roca fracturada	50	37	39.1465	51.8582	26.6905	24.2245	2.46601
8	0.483544	45.4668	roca fracturada	50	37	42.4448	56.2275	37.0845	28.8204	8.26415
9	0.483544	49.9841	roca fracturada	50	37	45.4971	60.2709	46.5688	32.9389	13.6299
10	0.483544	53.9678	roca fracturada	50	37	48.3227	64.0141	55.2383	36.641	18.5973
11	0.483544	57.4792	roca fracturada	50	37	50.9378	67.4783	63.1691	39.9745	23.1946
12	0.483544	60.5674	roca fracturada	50	37	53.3558	70.6815	70.4231	42.9779	27.4452
13	0.483544	63.2725	roca fracturada	50	37	55.5881	73.6387	77.0519	45.6823	31.3696
14	0.483544	65.6276	roca fracturada	50	37	57.6447	76.3631	83.0985	48.1136	34.9849
15	0.483544	67.6605	roca fracturada	50	37	59.5339	78.8657	88.5996	50.2935	38.3061
16	0.483544	69.395	roca fracturada	50	37	61.263	81.1563	93.5863	52.2405	41.3458
17	0.483544	70.8511	roca fracturada	50	37	62.8385	83.2434	98.0858	53.9703	44.1155
18	0.483544	72.0463	roca fracturada	50	37	64.2659	85.1343	102.121	55.4966	46.6247
19	0.483544	72.5129	roca fracturada	50	37	65.1418	86.2947	104.996	56.8313	48.1647
20	0.483544	64.414	roca fracturada	50	37	62.3274	82.5663	92.5007	49.2837	43.217
21	0.483544	53.0751	roca fracturada	50	37	57.631	76.3449	74.1519	39.191	34.9609
22	0.483544	41.2306	roca fracturada	50	37	52.3805	69.3895	54.665	28.9343	25.7307
23	0.483544	27.324	roca fracturada	50	37	45.1695	59.837	31.5749	18.5208	13.0541
24	0.483544	12.8993	roca fracturada	50	37	37.3291	49.4506	7.22778	7.95691	-0.729132
25	0.187433	1.09514	roca sana	100	40	59.8687	79.3093	-24.101	0.557218	-24.6582

Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.29607

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.828797	16.8509	suelos	19	28	12.322	15.9702	-5.6982	0	-5.6982
2	0.828797	48.4224	suelos	19	28	22.0647	28.5975	18.0502	0	18.0502
3	0.828797	66.4896	suelos	19	28	28.5647	37.0218	33.8941	0	33.8941
4	0.828797	78.4288	suelos	19	28	31.5807	40.9308	48.536	7.29027	41.2458

5	0.828797	88.7589	suelos	19	28	33.7826	43.7846	62.2527	15.6396	46.6131
6	0.839385	100.58	roca fracturada	50	37	55.571	72.0239	52.2667	23.0399	29.2268
7	0.839385	111.434	roca fracturada	50	37	59.6902	77.3627	65.9435	29.632	36.3115
8	0.839385	120.364	roca fracturada	50	37	63.2548	81.9827	77.9215	35.479	42.4425
9	0.839385	127.822	roca fracturada	50	37	66.398	86.0565	88.5187	40.6701	47.8486
10	0.839385	133.978	roca fracturada	50	37	69.1501	89.6234	97.8577	45.2754	52.5823
11	0.839385	138.956	roca fracturada	50	37	71.5319	92.7104	106.03	49.3515	56.6781
12	0.839385	142.856	roca fracturada	50	37	73.5593	95.338	113.11	52.9446	60.1652
13	0.839385	145.706	roca fracturada	50	37	75.3817	97.7	118.995	55.695	63.2998
14	0.839385	147.865	roca fracturada	50	37	77.0407	99.8501	124.079	57.926	66.1531
15	0.839385	149.664	roca fracturada	50	37	78.6481	101.933	128.69	59.7718	68.9182
16	0.839385	150.673	roca fracturada	50	37	79.976	103.655	132.457	61.2557	71.2015
17	0.839385	150.921	roca fracturada	50	37	81.0242	105.013	135.403	62.3978	73.0051
18	0.839385	150.448	roca fracturada	50	37	81.7979	106.016	137.551	63.2154	74.3359
19	0.839385	149.286	roca fracturada	50	37	82.3015	106.668	138.925	63.7237	75.2016
20	0.839385	147.466	roca fracturada	50	37	82.5383	106.975	139.545	63.936	75.6088
21	0.839385	145.013	roca fracturada	50	37	82.5107	106.94	139.426	63.8639	75.5618
22	0.839385	141.095	roca fracturada	50	37	81.7331	105.932	137.741	63.5175	74.224
23	0.839385	112.654	roca fracturada	50	37	73.5458	95.3205	109.227	49.0848	60.1423
24	0.839385	71.3843	roca fracturada	50	37	60.3304	78.1924	66.405	28.9923	37.4127
25	0.839385	24.0362	roca fracturada	50	37	43.1927	55.9808	16.5861	8.64932	7.93679

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
76.3277	0.12088
90.781	-2.319
98.538	-3.257
108.295	-6.859

116.747	-10.4975
120.535	-20.9714
135.286	-20.9714

Line Load

X	Y
95.4412	-1.57377
90.3589	-1.57377

External Boundary

X	Y
120.535	-20.9714
119.874	-19.0465
119.466	-17.8554
118.1	-13.8762
116.747	-10.4975
100	1
95.4412	-1.57377
90.3589	-1.57377
83.9717	2.19974
76.3277	2.19974
76.3277	-2.19376
76.3277	-10.8533
76.3277	-12.3349
76.3277	-13.8762
76.5133	-20.9714
76.76	-30.408
135.286	-30.408
135.286	-20.9714

Material Boundary

X	Y
76.3277	-13.8762
83.9534	-13.8762
91.3721	-13.8762
118.1	-13.8762

Material Boundary

X	Y
76.5133	-20.9714
120.535	-20.9714

Material Boundary

X	Y
76.3277	-2.19376
83.9717	-3.659
93.658	-4.321
103.71	-7.057
109.538	-9.20526
116.747	-10.4975

Material Boundary

X	Y
76.3277	-10.8533
84.396	-12.697
91.3721	-13.8762
96.885	-14.808
119.466	-17.8554

BOCA DE ENTRADA

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E01-J11

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.3781
Wedge is scaled, scale factor=0.358861
Wedge height(on slope)=2.87089 m
Wedge width(on upper face)=1.84325 m
Wedge volume=19.1097 m³
Wedge weight=49.6853 tonnes
Wedge area (joint1)=44.5134 m²
Wedge area (joint2)=3.35575 m²
Wedge area (slope)=32.8944 m²
Wedge area (upper face)=19.9692 m²
Normal force (joint1)=53.7735 tonnes
Normal force (joint2)=-8.75159 tonnes
Driving force=19.0298 tonnes
Resisting force=26.2249 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=35.042 deg, trend=298.769 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=24.2157 m
Joint2 on slope face=3.84395 m
Joint1 on upper face=21.1489 m
Joint2 on upper face=1.93811 m

Maximum Persistence:
Joint1=24.2157 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 44.9725 deg
J1&Crest on slope face = 7.20303 deg
J1&Crest on upper face = 5 deg
J2&Crest on slope face = 127.824 deg
J2&Crest on upper face = 72 deg
J1&2 on upper face = 103 deg

Joint Set 1 Data:

dip=43 deg, dip direction=340 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=25 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=25 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 23.5, 5.26, 2.87
Point 234: 2.53, -0.345, 2.87
Point 123: 3.59, -1.97, 2.87

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E01-J12

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.3781
Wedge is scaled, scale factor=0.358861
Wedge height(on slope)=2.87089 m
Wedge width(on upper face)=1.84325 m
Wedge volume=19.1097 m³
Wedge weight=49.6853 tonnes
Wedge area (joint1)=44.5134 m²
Wedge area (joint2)=3.35575 m²
Wedge area (slope)=32.8944 m²
Wedge area (upper face)=19.9692 m²
Normal force (joint1)=53.7735 tonnes
Normal force (joint2)=-8.75159 tonnes
Driving force=19.0298 tonnes
Resisting force=26.2249 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=35.042 deg, trend=298.769 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=24.2157 m
Joint2 on slope face=3.84395 m
Joint1 on upper face=21.1489 m
Joint2 on upper face=1.93811 m

Maximum Persistence:
Joint1=24.2157 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 44.9725 deg
J1&Crest on slope face = 7.20303 deg
J1&Crest on upper face = 5 deg
J2&Crest on slope face = 127.824 deg
J2&Crest on upper face = 72 deg
J1&2 on upper face = 103 deg

Joint Set 1 Data:

dip=43 deg, dip direction=340 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=25 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=25 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 23.5, 5.26, 2.87
Point 234: 2.53, -0.345, 2.87
Point 123: 3.59, -1.97, 2.87

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E01-J22

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.37261
Wedge is scaled, scale factor=0.425936
Wedge height(on slope)=3.40749 m
Wedge width(on upper face)=2.45019 m
Wedge volume=39.4495 m³
Wedge weight=102.569 tonnes
Wedge area (joint1)=70.2306 m²
Wedge area (joint2)=4.21554 m²
Wedge area (slope)=51.085 m²
Wedge area (upper face)=34.7317 m²
Normal force (joint1)=114.719 tonnes
Normal force (joint2)=2.75825 tonnes
Driving force=40.1329 tonnes
Resisting force=55.087 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=42.9608 deg, trend=337 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=28.742 m
Joint2 on slope face=3.60762 m
Joint1 on upper face=28.1129 m
Joint2 on upper face=2.47427 m

Maximum Persistence:
Joint1=28.742 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 80.1772 deg
J1&Crest on slope face = 7.20307 deg
J1&Crest on upper face = 4.99999 deg
J2&Crest on slope face = 92.6197 deg
J2&Crest on upper face = 82 deg
J1&2 on upper face = 93 deg

Joint Set 1 Data:

dip=43 deg, dip direction=340 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=90 deg, dip direction=247 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=50 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=50 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 27.8, 6.25, 3.41
Point 234: 0.463, -1.09, 3.41
Point 123: 1.43, -3.37, 3.41

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E01-J32

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.35299
Wedge height(on slope)=8 m
Wedge width(on upper face)=6.95664 m
Wedge volume=700.287 m³
Wedge weight=1820.75 tonnes
Wedge area (joint1)=468.145 m²
Wedge area (joint2)=40.2328 m²
Wedge area (slope)=319.395 m²
Wedge area (upper face)=262.608 m²
Normal force (joint1)=1211.41 tonnes
Normal force (joint2)=941.017 tonnes
Driving force=819.064 tonnes
Resisting force=1108.19 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=26.7341 deg, trend=37.3065 deg
length=17.7837 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=67.4795 m
Joint2 on slope face=12.0297 m
Joint1 on upper face=79.8185 m
Joint2 on upper face=8.03284 m

Maximum Persistence:
Joint1=79.8185 m
Joint2=17.7837 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 128.102 deg
J1&Crest on slope face = 7.20303 deg
J1&Crest on upper face = 5 deg
J2&Crest on slope face = 44.6954 deg
J2&Crest on upper face = 120 deg
J1&2 on upper face = 55 deg

Joint Set 1 Data:

dip=43 deg, dip direction=340 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=53 deg, dip direction=105 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 65.4, 14.7, 8
Point 234: -7.55, -4.87, 8
Point 123: -9.63, -12.6, 8

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E02-J11

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.38418
Wedge is scaled, scale factor=0.407777
Wedge height(on slope)=3.26222 m
Wedge width(on upper face)=1.13062 m
Wedge volume=39.5919 m³
Wedge weight=102.939 tonnes
Wedge area (joint1)=127.459 m²
Wedge area (joint2)=2.33895 m²
Wedge area (slope)=111.106 m²
Wedge area (upper face)=36.4095 m²
Normal force (joint1)=99.5923 tonnes
Normal force (joint2)=40.9461 tonnes
Driving force=50.6301 tonnes
Resisting force=70.0809 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.7261 deg, trend=291.5 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=61.8238 m
Joint2 on slope face=4.36792 m
Joint1 on upper face=64.7833 m
Joint2 on upper face=1.18881 m

Maximum Persistence:
Joint1=64.7833 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 124.625 deg
J1&Crest on slope face = 3.19916 deg
J1&Crest on upper face = 1 deg
J2&Crest on slope face = 52.1755 deg
J2&Crest on upper face = 108 deg
J1&2 on upper face = 71 deg

Joint Set 1 Data:

dip=56 deg, dip direction=346 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=50 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=50 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -59.3, -17.1, 3.26
Point 234: 2.88, -0.392, 3.26
Point 123: 3.53, -1.39, 3.26

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E02-J12

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.38418
Wedge is scaled, scale factor=0.407777
Wedge height(on slope)=3.26222 m
Wedge width(on upper face)=1.13062 m
Wedge volume=39.5919 m³
Wedge weight=102.939 tonnes
Wedge area (joint1)=127.459 m²
Wedge area (joint2)=2.33895 m²
Wedge area (slope)=111.106 m²
Wedge area (upper face)=36.4095 m²
Normal force (joint1)=99.5923 tonnes
Normal force (joint2)=40.9461 tonnes
Driving force=50.6301 tonnes
Resisting force=70.0809 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.7261 deg, trend=291.5 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=61.8238 m
Joint2 on slope face=4.36792 m
Joint1 on upper face=64.7833 m
Joint2 on upper face=1.18881 m

Maximum Persistence:
Joint1=64.7833 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 124.625 deg
J1&Crest on slope face = 3.19916 deg
J1&Crest on upper face = 1 deg
J2&Crest on slope face = 52.1755 deg
J2&Crest on upper face = 108 deg
J1&2 on upper face = 71 deg

Joint Set 1 Data:

dip=56 deg, dip direction=346 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=50 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=50 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -59.3, -17.1, 3.26
Point 234: 2.88, -0.392, 3.26
Point 123: 3.53, -1.39, 3.26

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E02-J22

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.33952
Wedge is scaled, scale factor=0.516128
Wedge height(on slope)=4.12903 m
Wedge width(on upper face)=1.37059 m
Wedge volume=73.8804 m³
Wedge weight=192.089 tonnes
Wedge area (joint1)=195.568 m²
Wedge area (joint2)=2.85743 m²
Wedge area (slope)=171.03 m²
Wedge area (upper face)=53.6785 m²
Normal force (joint1)=255.007 tonnes
Normal force (joint2)=11.1425 tonnes
Driving force=93.5747 tonnes
Resisting force=125.345 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=55.6702 deg, trend=337 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=78.2511 m
Joint2 on slope face=4.37153 m
Joint1 on upper face=78.5336 m
Joint2 on upper face=1.38406 m

Maximum Persistence:
Joint1=78.5336 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 89.4206 deg
J1&Crest on slope face = 3.19917 deg
J1&Crest on upper face = 0.999995 deg
J2&Crest on slope face = 87.3802 deg
J2&Crest on upper face = 98 deg
J1&2 on upper face = 81 deg

Joint Set 1 Data:

dip=56 deg, dip direction=346 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=90 deg, dip direction=247 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=160 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=160 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -75.1, -21.6, 4.13
Point 234: 0.561, -1.32, 4.13
Point 123: 1.1, -2.6, 4.13

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E02-J32

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.31304
Wedge is scaled, scale factor=0.361972
Wedge height(on slope)=2.89577 m
Wedge width(on upper face)=0.893393 m
Wedge volume=22.2911 m³
Wedge weight=57.9569 tonnes
Wedge area (joint1)=89.4021 m²
Wedge area (joint2)=1.87024 m²
Wedge area (slope)=79.1663 m²
Wedge area (upper face)=23.0934 m²
Normal force (joint1)=77.7813 tonnes
Normal force (joint2)=-19.2334 tonnes
Driving force=27.7291 tonnes
Resisting force=36.4094 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=35.3911 deg, trend=47.3674 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=54.8792 m
Joint2 on slope face=4.35442 m
Joint1 on upper face=51.1903 m
Joint2 on upper face=1.0316 m

Maximum Persistence:
Joint1=54.8792 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 41.4962 deg
J1&Crest on slope face = 3.19916 deg
J1&Crest on upper face = 1 deg
J2&Crest on slope face = 135.305 deg
J2&Crest on upper face = 60 deg
J1&2 on upper face = 119 deg

Joint Set 1 Data:

dip=56 deg, dip direction=346 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=53 deg, dip direction=105 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=345 deg
slope height=8 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=345 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=165 deg, mag=50 tonnes
Resultant:
trend=165 deg, plunge=10 deg
magnitude=50 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -52.7, -15.1, 2.9
Point 234: -2.73, -1.76, 2.9
Point 123: -3, -2.76, 2.9

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTA E01-J12

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.60992
Wedge is scaled, scale factor=0.237298
Wedge height(on slope)=2.25433 m
Wedge width(on upper face)=1.54508 m
Wedge volume=2.83902 m³
Wedge weight=7.38145 tonnes
Wedge area (joint1)=2.56337 m²
Wedge area (joint2)=6.79803 m²
Wedge area (slope)=5.82998 m²
Wedge area (upper face)=3.77809 m²
Normal force (joint1)=5.03992 tonnes
Normal force (joint2)=4.18844 tonnes
Driving force=2.96186 tonnes
Resisting force=4.76835 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=35.042 deg, trend=298.769 deg
length=3.92619 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=3.35387 m
Joint2 on slope face=3.47762 m
Joint1 on upper face=1.55099 m
Joint2 on upper face=5 m

Maximum Persistence:
Joint1=3.92619 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 91.4107 deg
J1&Crest on slope face = 45.3072 deg
J1&Crest on upper face = 85 deg
J2&Crest on slope face = 43.2821 deg
J2&Crest on upper face = 18 deg
J1&2 on upper face = 77 deg

Joint Set 1 Data:

dip=43 deg, dip direction=340 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=255 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=255 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=95 deg, mag=2 tonnes
Resultant:
trend=95 deg, plunge=10 deg
magnitude=2 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 1.36, -2.08, 2.25
Point 234: 0.0945, 2.65, 2.25
Point 123: 2.82, -1.55, 2.25

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTA E02-J12

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.31858
Wedge is scaled, scale factor=0.275951
Wedge height(on slope)=2.62153 m
Wedge width(on upper face)=1.54508 m
Wedge volume=3.192 m³
Wedge weight=8.29919 tonnes
Wedge area (joint1)=2.44326 m²
Wedge area (joint2)=7.90535 m²
Wedge area (slope)=6.55483 m²
Wedge area (upper face)=3.65282 m²
Normal force (joint1)=4.86069 tonnes
Normal force (joint2)=5.68951 tonnes
Driving force=4.21016 tonnes
Resisting force=5.55142 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.7261 deg, trend=291.5 deg
length=4.01802 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=3.2971 m
Joint2 on slope face=4.04408 m
Joint1 on upper face=1.54532 m
Joint2 on upper face=5 m

Maximum Persistence:
Joint1=4.01802 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 79.4809 deg
J1&Crest on slope face = 57.2371 deg
J1&Crest on upper face = 91 deg
J2&Crest on slope face = 43.2821 deg
J2&Crest on upper face = 18 deg
J1&2 on upper face = 71 deg

Joint Set 1 Data:

dip=56 deg, dip direction=346 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=255 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=255 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=95 deg, mag=2 tonnes
Resultant:
trend=95 deg, plunge=10 deg
magnitude=2 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 1.33, -1.49, 2.62
Point 234: 0.11, 3.08, 2.62
Point 123: 2.83, -1.12, 2.62

Swedge Analysis Information

Document Name:
IZQ J11-J32

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.3307
Wedge is scaled, scale factor=0.375117
Wedge height(on slope)=3.56362 m
Wedge width(on upper face)=2.06936 m
Wedge volume=2.49602 m³
Wedge weight=6.48966 tonnes
Wedge area (joint1)=3.97921 m²
Wedge area (joint2)=5.33112 m²
Wedge area (slope)=3.82704 m²
Wedge area (upper face)=2.10126 m²
Normal force (joint1)=3.43185 tonnes
Normal force (joint2)=6.01763 tonnes
Driving force=4.09983 tonnes
Resisting force=5.45566 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=45.4569 deg, trend=145.033 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=3.78625 m
Joint2 on slope face=4.46413 m
Joint1 on upper face=2.23188 m
Joint2 on upper face=2.38949 m

Maximum Persistence:
Joint1=5 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 26.9262 deg
J1&Crest on slope face = 95.4794 deg
J1&Crest on upper face = 68 deg
J2&Crest on slope face = 57.5944 deg
J2&Crest on upper face = 60 deg
J1&2 on upper face = 52 deg

Joint Set 1 Data:

dip=88 deg, dip direction=233 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=53 deg, dip direction=105 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=165 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=165 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=345 deg, mag=1 tonnes
Resultant:
trend=345 deg, plunge=10 deg
magnitude=1 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -0.667, 1.09, 3.56
Point 234: -2.63, 0.566, 3.56
Point 123: -2.01, 2.87, 3.56

Swedge Analysis Information

Document Name:

IZQ J12-J32

Job Title:

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.51603
Wedge height(on slope)=9.5 m
Wedge width(on upper face)=13.3579 m
Wedge volume=254.907 m³
Wedge weight=662.759 tonnes
Wedge area (joint1)=80.4729 m²
Wedge area (joint2)=91.7384 m²
Wedge area (slope)=60.5476 m²
Wedge area (upper face)=80.4971 m²
Normal force (joint1)=417.828 tonnes
Normal force (joint2)=443.357 tonnes
Driving force=327.966 tonnes
Resisting force=497.205 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=29.6598 deg, trend=169.588 deg
length=19.1977 m

Trace Lengths:

Joint1 on slope face=11.5392 m
Joint2 on slope face=11.9006 m
Joint1 on upper face=14.0453 m
Joint2 on upper face=15.4243 m

Maximum Persistence:

Joint1=19.1977 m
Joint2=19.1977 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 61.8633 deg
J1&Crest on slope face = 60.5424 deg
J1&Crest on upper face = 72 deg
J2&Crest on slope face = 57.5944 deg
J2&Crest on upper face = 60 deg
J1&2 on upper face = 48 deg

Joint Set 1 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=53 deg, dip direction=105 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=165 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=165 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 4.63, 4.63, 9.5
Point 234: -7.01, 1.51, 9.5
Point 123: -3.01, 16.4, 9.5

Swedge Analysis Information

Document Name:

IZQ J22-J12

Job Title:

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=7.05475
Wedge height(on slope)=9.5 m
Wedge width(on upper face)=33.2644 m
Wedge volume=323.158 m³
Wedge weight=840.211 tonnes
Wedge area (joint1)=159.59 m²
Wedge area (joint2)=200.437 m²
Wedge area (slope)=30.8125 m²
Wedge area (upper face)=102.014 m²
Normal force (joint1)=1150.49 tonnes
Normal force (joint2)=1409.15 tonnes
Driving force=209.477 tonnes
Resisting force=1477.81 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=14.437 deg, trend=157 deg
length=38.0981 m

Trace Lengths:

Joint1 on slope face=10.0579 m
Joint2 on slope face=11.5372 m
Joint1 on upper face=33.5918 m
Joint2 on upper face=34.9773 m

Maximum Persistence:

Joint1=38.0981 m
Joint2=38.0981 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 32.0774 deg
J1&Crest on slope face = 87.3644 deg
J1&Crest on upper face = 98.0051 deg
J2&Crest on slope face = 60.5581 deg
J2&Crest on upper face = 71.9949 deg
J1&2 on upper face = 10 deg

Joint Set 1 Data:

dip=90 deg, dip direction=247 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=56 deg, dip direction=237 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=165 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=165 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -1.29, 3.04, 9.5
Point 234: 4.63, 4.63, 9.5
Point 123: -14.4, 34, 9.5

Swedge Analysis Information

Document Name:
IZQ J22-J32

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.48158
Wedge is scaled, scale factor=0.333005
Wedge height(on slope)=3.16354 m
Wedge width(on upper face)=2.74503 m
Wedge volume=2.85236 m³
Wedge weight=7.41613 tonnes
Wedge area (joint1)=4.38483 m²
Wedge area (joint2)=6.27807 m²
Wedge area (slope)=3.29673 m²
Wedge area (upper face)=2.70475 m²
Normal force (joint1)=4.6508 tonnes
Normal force (joint2)=7.39004 tonnes
Driving force=4.69214 tonnes
Resisting force=6.95178 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=39.2492 deg, trend=157 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=3.34933 m
Joint2 on slope face=3.96287 m
Joint1 on upper face=2.77201 m
Joint2 on upper face=3.16972 m

Maximum Persistence:
Joint1=5 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 29.7858 deg
J1&Crest on slope face = 92.6175 deg
J1&Crest on upper face = 82.0007 deg
J2&Crest on slope face = 57.5967 deg
J2&Crest on upper face = 59.9993 deg
J1&2 on upper face = 38 deg

Joint Set 1 Data:

dip=90 deg, dip direction=247 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=53 deg, dip direction=105 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=165 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

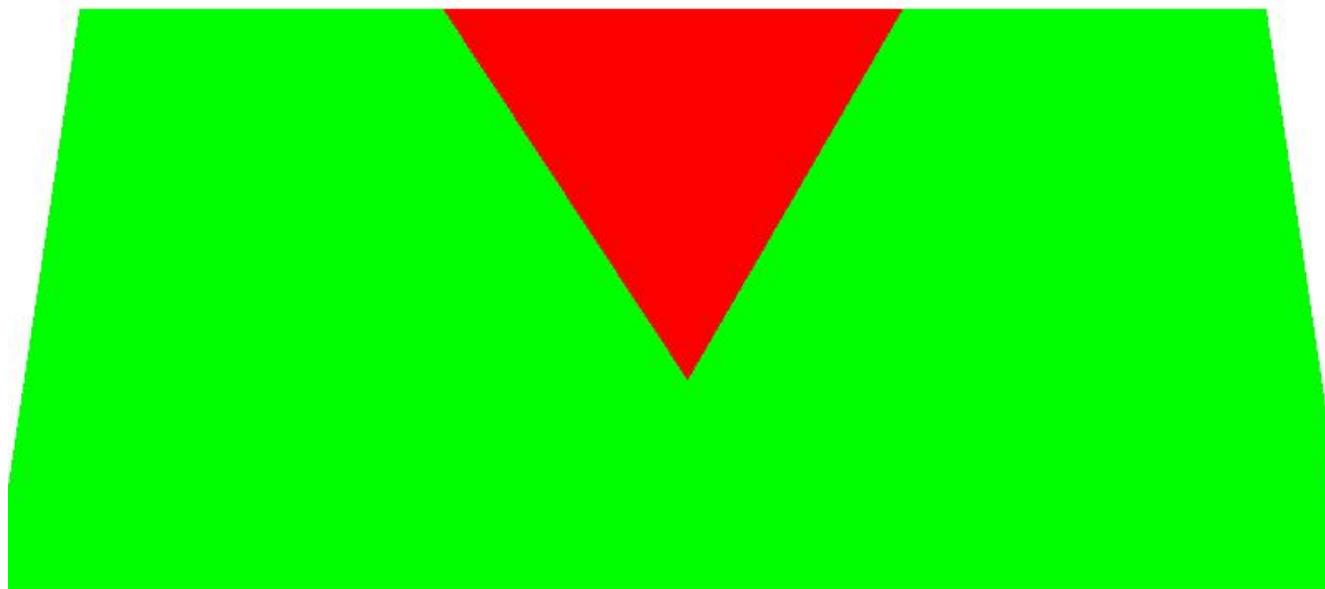
dip=0 deg, dip direction=165 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -0.43, 1.01, 3.16
Point 234: -2.33, 0.502, 3.16
Point 123: -1.51, 3.56, 3.16

Swedge Analysis

Document Name: IZQ J12-J32
Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
View: PERSPECTIVE
Safety Factor: 1.51603



RocPlane Analysis Information

Document Name:
E0-2

Job Title:
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 38.7911 t/m
Resisting Force = 18.0886 t/m
Driving Force = 13.4821 t/m
Factor of Safety = 1.34168

Geometry:

Slope Height = 8 m
Wedge Weight = 28.5276 t/m
Wedge Volume = 10.5658 m³/m
Rock Unit Weight = 2.7 t/m³
Slope Angle = 71 °
Failure Plane Angle = 56 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (2.75462 , 8)
Intersection point (C) of failure plane and upper face = (5.39607 , 8)
Failure plane length (Origin --> C) = 9.64974 m
Slope length (Origin --> B) = 8.456 m

Tension Crack : Not Present

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 25 °
Cohesion = 0 t/m²
Shear Strength: 18.0886 t/m²

External Forces : Present

#1 Force = 25 t, Angle = 10°
Resultant External Force = 25 t
Resultant External Force Angle = 10°

RocPlane Analysis Information

Document Name:
E0-1

Job Title:
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 69.9632 t/m
Resisting Force = 32.6244 t/m
Driving Force = 24.8451 t/m
Factor of Safety = 1.31311

Geometry:

Slope Height = 8 m
Wedge Weight = 62.9028 t/m
Wedge Volume = 23.2973 m³/m
Rock Unit Weight = 2.7 t/m³
Slope Angle = 71 °
Failure Plane Angle = 43 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (2.75462 , 8)
Intersection point (C) of failure plane and upper face = (8.57895 , 8)
Failure plane length (Origin --> C) = 11.7302 m
Slope length (Origin --> B) = 8.456 m

Tension Crack : Not Present

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 25 °
Cohesion = 0 t/m²
Shear Strength: 32.6244 t/m²

External Forces : Present

#1 Force = 30 t, Angle = 10°
Resultant External Force = 30 t
Resultant External Force Angle = 10°

RocPlane Analysis Information

Document Name:

J1-1

Job Title:

RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 48.9883 t/m
Resisting Force = 28.2834 t/m
Driving Force = 21.5555 t/m
Factor of Safety = 1.31212

Geometry:

Slope Height = 9.5 m
Wedge Weight = 40.2284 t/m
Wedge Volume = 14.8994 m³/m
Rock Unit Weight = 2.7 t/m³
Slope Angle = 71 °
Failure Plane Angle = 56 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (3.27111 , 9.5)
Intersection point (C) of failure plane and upper face = (6.40783 , 9.5)
Failure plane length (Origin --> C) = 11.4591 m
Slope length (Origin --> B) = 10.0415 m

Tension Crack : Not Present

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 30 °
Cohesion = 0 t/m²
Shear Strength: 28.2834 t/m²

External Forces : Present

#1 Force = 29 t, Angle = 10°
Resultant External Force = 29 t
Resultant External Force Angle = 10°

BOCA DE SALIDA

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E010-J210

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.36015
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=18.0007 m
Wedge volume=13935.3 m³
Wedge weight=36231.9 tonnes
Wedge area (joint1)=84.3191 m²
Wedge area (joint2)=5940.26 m²
Wedge area (slope)=2456.28 m²
Wedge area (upper face)=4645.11 m²
Normal force (joint1)=-1629.61 tonnes
Normal force (joint2)=32938.1 tonnes
Driving force=14156.9 tonnes
Resisting force=19255.6 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint2

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=22.8489 deg, trend=11.9397 deg
length=23.1779 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=9.89153 m
Joint2 on slope face=518.88 m
Joint1 on upper face=18.0117 m
Joint2 on upper face=515.788 m

Maximum Persistence:
Joint1=23.1779 m
Joint2=518.88 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 73.1655 deg
J1&Crest on slope face = 105.783 deg
J1&Crest on upper face = 88 deg
J2&Crest on slope face = 1.05112 deg
J2&Crest on upper face = 2 deg
J1&2 on upper face = 90 deg

Joint Set 1 Data:

dip=74 deg, dip direction=95 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -2.85, -2.95, 9
Point 234: -518, 24.1, 9
Point 123: -4.42, -20.9, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E011-J111

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=11.056
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=38.9275 m
Wedge volume=3128.14 m³
Wedge weight=8133.16 tonnes
Wedge area (joint1)=1396.05 m²
Wedge area (joint2)=458.339 m²
Wedge area (slope)=254.965 m²
Wedge area (upper face)=1042.71 m²
Normal force (joint1)=10444.1 tonnes
Normal force (joint2)=5112.77 tonnes
Driving force=707.493 tonnes
Resisting force=7822.03 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=4.99039 deg, trend=68.9365 deg
length=103.462 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=52.0451 m
Joint2 on slope face=9.81764 m
Joint1 on upper face=150.404 m
Joint2 on upper face=99.6274 m

Maximum Persistence:
Joint1=150.404 m
Joint2=103.462 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 93.6399 deg
J1&Crest on slope face = 10.5382 deg
J1&Crest on upper face = 15 deg
J2&Crest on slope face = 75.822 deg
J2&Crest on upper face = 157 deg
J1&2 on upper face = 8 deg

Joint Set 1 Data:

dip=29 deg, dip direction=348 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=78 deg, dip direction=340 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 50.9, -5.77, 9
Point 234: -2.56, -2.97, 9
Point 123: -96.2, -37, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E011-J210

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=7.15485
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=18.4133 m
Wedge volume=27238.3 m³
Wedge weight=70819.5 tonnes
Wedge area (joint1)=660.355 m²
Wedge area (joint2)=12151 m²
Wedge area (slope)=4693.52 m²
Wedge area (upper face)=9079.42 m²
Normal force (joint1)=114351 tonnes
Normal force (joint2)=178271 tonnes
Driving force=21838 tonnes
Resisting force=156247 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=17.9605 deg, trend=42.2115 deg
length=29.1866 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=52.0451 m
Joint2 on slope face=1037.39 m
Joint1 on upper face=71.1436 m
Joint2 on upper face=1055.06 m

Maximum Persistence:
Joint1=71.1436 m
Joint2=1055.06 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 10.0125 deg
J1&Crest on slope face = 169.462 deg
J1&Crest on upper face = 165 deg
J2&Crest on slope face = 0.525725 deg
J2&Crest on upper face = 1 deg
J1&2 on upper face = 14 deg

Joint Set 1 Data:

dip=29 deg, dip direction=348 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=23 deg, dip direction=2 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 50.9, -5.77, 9
Point 234: 1.04e+003, -57.4, 9
Point 123: -18.7, -20.6, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO E011-J211

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=5.98018
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=34.2965 m
Wedge volume=3761.14 m³
Wedge weight=9778.98 tonnes
Wedge area (joint1)=1229.97 m²
Wedge area (joint2)=411.877 m²
Wedge area (slope)=347.954 m²
Wedge area (upper face)=1253.71 m²
Normal force (joint1)=7146.95 tonnes
Normal force (joint2)=4837.76 tonnes
Driving force=1024.34 tonnes
Resisting force=6125.76 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=6.01274 deg, trend=67.0461 deg
length=85.9192 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=52.0451 m
Joint2 on slope face=23.9187 m
Joint1 on upper face=132.511 m
Joint2 on upper face=64.7202 m

Maximum Persistence:
Joint1=132.511 m
Joint2=85.9192 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 146.011 deg
J1&Crest on slope face = 10.5382 deg
J1&Crest on upper face = 15 deg
J2&Crest on slope face = 23.4505 deg
J2&Crest on upper face = 148 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

dip=29 deg, dip direction=348 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=45 deg, dip direction=151 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 50.9, -5.77, 9
Point 234: -22.1, -1.95, 9
Point 123: -78.7, -33.3, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO J311-J210

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.51267
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=16.3317 m
Wedge volume=1355.38 m³
Wedge weight=3523.98 tonnes
Wedge area (joint1)=585.7 m²
Wedge area (joint2)=81.7272 m²
Wedge area (slope)=263.318 m²
Wedge area (upper face)=451.792 m²
Normal force (joint1)=3069.07 tonnes
Normal force (joint2)=1050.79 tonnes
Driving force=1347.16 tonnes
Resisting force=2037.81 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=22.4752 deg, trend=29.7252 deg
length=23.5427 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=52.0451 m
Joint2 on slope face=10.3879 m
Joint1 on upper face=63.1007 m
Joint2 on upper face=17.2727 m

Maximum Persistence:
Joint1=63.1007 m
Joint2=23.5427 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 103.068 deg
J1&Crest on slope face = 10.5382 deg
J1&Crest on upper face = 15 deg
J2&Crest on slope face = 66.3936 deg
J2&Crest on upper face = 109 deg
J1&2 on upper face = 56 deg

Joint Set 1 Data:

dip=29 deg, dip direction=348 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=72 deg, dip direction=112 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 50.9, -5.77, 9
Point 234: -4.32, -2.88, 9
Point 123: -10.8, -18.9, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO J210-J111

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.36015
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=16.6619 m
Wedge volume=12906 m³
Wedge weight=33555.7 tonnes
Wedge area (joint1)=5498.45 m²
Wedge area (joint2)=196.18 m²
Wedge area (slope)=2457.64 m²
Wedge area (upper face)=4302.01 m²
Normal force (joint1)=38176.9 tonnes
Normal force (joint2)=-13553.7 tonnes
Driving force=13111.3 tonnes
Resisting force=17833.3 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=11.0451 deg, trend=67.6221 deg
length=46.9772 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=518.88 m
Joint2 on slope face=9.81764 m
Joint1 on upper face=477.426 m
Joint2 on upper face=42.6429 m

Maximum Persistence:
Joint1=518.88 m
Joint2=46.9772 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 74.7708 deg
J1&Crest on slope face = 1.05112 deg
J1&Crest on upper face = 2 deg
J2&Crest on slope face = 104.178 deg
J2&Crest on upper face = 23 deg
J1&2 on upper face = 155 deg

Joint Set 1 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=78 deg, dip direction=340 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -518, 24.1, 9
Point 234: -2.56, -2.97, 9
Point 123: -42.6, -17.6, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO J210-J110

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.36015
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=14.0819 m
Wedge volume=10395.9 m³
Wedge weight=27029.3 tonnes
Wedge area (joint1)=408.123 m²
Wedge area (joint2)=4647.05 m²
Wedge area (slope)=2342.35 m²
Wedge area (upper face)=3465.3 m²
Normal force (joint1)=-10749.8 tonnes
Normal force (joint2)=27767.1 tonnes
Driving force=10561.2 tonnes
Resisting force=14364.8 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint2

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=4.40583 deg, trend=84.542 deg
length=117.156 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=28.2801 m
Joint2 on slope face=518.88 m
Joint1 on upper face=90.018 m
Joint2 on upper face=403.499 m

Maximum Persistence:
Joint1=117.156 m
Joint2=518.88 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 18.6177 deg
J1&Crest on slope face = 160.331 deg
J1&Crest on upper face = 9 deg
J2&Crest on slope face = 1.05112 deg
J2&Crest on upper face = 2 deg
J1&2 on upper face = 169 deg

Joint Set 1 Data:

dip=83 deg, dip direction=174 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -26.8, -1.7, 9
Point 234: -518, 24.1, 9
Point 123: -116, -11.1, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO J210-J211

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.36015
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=16.4321 m
Wedge volume=12246.4 m³
Wedge weight=31840.7 tonnes
Wedge area (joint1)=5422.6 m²
Wedge area (joint2)=197.338 m²
Wedge area (slope)=2364.65 m²
Wedge area (upper face)=4082.14 m²
Normal force (joint1)=24100.5 tonnes
Normal force (joint2)=-12348.1 tonnes
Driving force=12441.1 tonnes
Resisting force=16921.8 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=9.81121 deg, trend=70.9583 deg
length=52.8162 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=518.88 m
Joint2 on slope face=23.9187 m
Joint1 on upper face=470.84 m
Joint2 on upper face=31.0086 m

Maximum Persistence:
Joint1=518.88 m
Joint2=52.8162 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 22.3994 deg
J1&Crest on slope face = 1.05112 deg
J1&Crest on upper face = 2 deg
J2&Crest on slope face = 156.55 deg
J2&Crest on upper face = 32 deg
J1&2 on upper face = 146 deg

Joint Set 1 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=45 deg, dip direction=151 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -518, 24.1, 9
Point 234: -22.1, -1.95, 9
Point 123: -49.2, -17, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
DECHO J311-J210

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.36015
Wedge height(on slope)=9 m
Wedge width(on upper face)=17.7579 m
Wedge volume=13708.2 m³
Wedge weight=35641.2 tonnes
Wedge area (joint1)=88.8642 m²
Wedge area (joint2)=5860.11 m²
Wedge area (slope)=2449.29 m²
Wedge area (upper face)=4569.39 m²
Normal force (joint1)=-5413.29 tonnes
Normal force (joint2)=31856.3 tonnes
Driving force=13926.1 tonnes
Resisting force=18941.7 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint2

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=21.1611 deg, trend=29.2255 deg
length=24.9313 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=10.3879 m
Joint2 on slope face=518.88 m
Joint1 on upper face=18.7811 m
Joint2 on upper face=508.828 m

Maximum Persistence:
Joint1=24.9313 m
Joint2=518.88 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 65.3425 deg
J1&Crest on slope face = 113.606 deg
J1&Crest on upper face = 71 deg
J2&Crest on slope face = 1.05112 deg
J2&Crest on upper face = 2 deg
J1&2 on upper face = 107 deg

Joint Set 1 Data:

dip=72 deg, dip direction=112 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=3 deg
slope height=9 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=3 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -4.32, -2.88, 9
Point 234: -518, 24.1, 9
Point 123: -11.4, -20.3, 9

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTAL J110-J210

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=10.7097
Wedge height(on slope)=9.5 m
Wedge width(on upper face)=118.687 m
Wedge volume=4311.47 m³
Wedge weight=11209.8 tonnes
Wedge area (joint1)=575.08 m²
Wedge area (joint2)=1443.73 m²
Wedge area (slope)=115.258 m²
Wedge area (upper face)=1361.52 m²
Normal force (joint1)=4458.27 tonnes
Normal force (joint2)=11515.8 tonnes
Driving force=861.144 tonnes
Resisting force=9222.63 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=4.40583 deg, trend=84.542 deg
length=123.665 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=10.0692 m
Joint2 on slope face=24.4407 m
Joint1 on upper face=120.167 m
Joint2 on upper face=118.76 m

Maximum Persistence:
Joint1=123.665 m
Joint2=123.665 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 69.5013 deg
J1&Crest on slope face = 86.2253 deg
J1&Crest on upper face = 81 deg
J2&Crest on slope face = 24.2735 deg
J2&Crest on upper face = 88 deg
J1&2 on upper face = 11 deg

Joint Set 1 Data:

dip=83 deg, dip direction=174 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=93 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=93 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -3.23, 0.833, 9.5
Point 234: -4.43, -22.1, 9.5
Point 123: -123, -11.7, 9.5

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTAL J110-J211

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=3.13378
Wedge height(on slope)=9.5 m
Wedge width(on upper face)=18.2113 m
Wedge volume=244.957 m³
Wedge weight=636.888 tonnes
Wedge area (joint1)=88.2395 m²
Wedge area (joint2)=144.254 m²
Wedge area (slope)=42.6777 m²
Wedge area (upper face)=77.3548 m²
Normal force (joint1)=543.564 tonnes
Normal force (joint2)=848.356 tonnes
Driving force=256.44 tonnes
Resisting force=803.625 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=23.7436 deg, trend=87.0961 deg
length=23.594 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=10.0692 m
Joint2 on slope face=13.5949 m
Joint1 on upper face=18.4383 m
Joint2 on upper face=21.4743 m

Maximum Persistence:
Joint1=23.594 m
Joint2=23.594 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 38.5743 deg
J1&Crest on slope face = 93.7747 deg
J1&Crest on upper face = 99 deg
J2&Crest on slope face = 47.6509 deg
J2&Crest on upper face = 58 deg
J1&2 on upper face = 23 deg

Joint Set 1 Data:

dip=83 deg, dip direction=174 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=45 deg, dip direction=151 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=93 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=93 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -3.23, 0.833, 9.5
Point 234: -2.79, 9.32, 9.5
Point 123: -21.6, -1.09, 9.5

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTAL J210-J111

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=4.64586
Wedge height(on slope)=9.5 m
Wedge width(on upper face)=40.7009 m
Wedge volume=1204.95 m³
Wedge weight=3132.86 tonnes
Wedge area (joint1)=495.091 m²
Wedge area (joint2)=214.718 m²
Wedge area (slope)=93.9323 m²
Wedge area (upper face)=380.51 m²
Normal force (joint1)=3564.32 tonnes
Normal force (joint2)=1265.42 tonnes
Driving force=600.201 tonnes
Resisting force=2788.45 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=11.0451 deg, trend=67.6221 deg
length=49.5871 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=24.4407 m
Joint2 on slope face=10.6669 m
Joint1 on upper face=40.7257 m
Joint2 on upper face=44.2159 m

Maximum Persistence:
Joint1=49.5871 m
Joint2=49.5871 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 46.1039 deg
J1&Crest on slope face = 24.2735 deg
J1&Crest on upper face = 88 deg
J2&Crest on slope face = 109.623 deg
J2&Crest on upper face = 67 deg
J1&2 on upper face = 25 deg

Joint Set 1 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=78 deg, dip direction=340 deg

cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=93 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=93 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -4.43, -22.1, 9.5
Point 234: -3.45, -3.41, 9.5
Point 123: -45, -18.5, 9.5

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTAL J311-E011

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.51267
Wedge is scaled, scale factor=0.407777
Wedge height(on slope)=3.87388 m
Wedge width(on upper face)=2.87714 m
Wedge volume=14.0898 m³
Wedge weight=36.6336 tonnes
Wedge area (joint1)=17.9982 m²
Wedge area (joint2)=11.9004 m²
Wedge area (slope)=15.538 m²
Wedge area (upper face)=10.9114 m²
Normal force (joint1)=10.9235 tonnes
Normal force (joint2)=31.9046 tonnes
Driving force=14.0044 tonnes
Resisting force=21.1841 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=22.4752 deg, trend=29.7252 deg
length=10.1335 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=4.0971 m
Joint2 on slope face=8.62751 m
Joint1 on upper face=8.83729 m
Joint2 on upper face=2.97864 m

Maximum Persistence:
Joint1=10.1335 m
Joint2=10.1335 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 61.5401 deg
J1&Crest on slope face = 90.1079 deg
J1&Crest on upper face = 19 deg
J2&Crest on slope face = 28.352 deg
J2&Crest on upper face = 105 deg
J1&2 on upper face = 56 deg

Joint Set 1 Data:

dip=72 deg, dip direction=112 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=29 deg, dip direction=348 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=93 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=93 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -1.33, 0.0621, 3.87
Point 234: -1.73, -7.51, 3.87
Point 123: -4.64, -8.13, 3.87

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTAL J311-J111

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.62693
Wedge is scaled, scale factor=0.438546
Wedge height(on slope)=4.16619 m
Wedge width(on upper face)=0.630169 m
Wedge volume=0.683766 m³
Wedge weight=1.77779 tonnes
Wedge area (joint1)=4.23953 m²
Wedge area (joint2)=1.45793 m²
Wedge area (slope)=3.44272 m²
Wedge area (upper face)=0.492368 m²
Normal force (joint1)=2.18626 tonnes
Normal force (joint2)=1.24977 tonnes
Driving force=1.21935 tonnes
Resisting force=1.98379 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=56.4328 deg, trend=51.3177 deg
length=5 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=4.40626 m
Joint2 on slope face=4.67792 m
Joint1 on upper face=1.9356 m
Joint2 on upper face=0.684591 m

Maximum Persistence:
Joint1=5 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 19.5147 deg
J1&Crest on slope face = 90.1079 deg
J1&Crest on upper face = 19 deg
J2&Crest on slope face = 70.3774 deg
J2&Crest on upper face = 113 deg
J1&2 on upper face = 48 deg

Joint Set 1 Data:

dip=72 deg, dip direction=112 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=78 deg, dip direction=340 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=93 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=93 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=273 deg, mag=1 tonnes
Resultant:
trend=273 deg, plunge=10 deg
magnitude=1 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -1.43, 0.0668, 4.17
Point 234: -1.51, -1.49, 4.17
Point 123: -2.16, -1.73, 4.17

Swedge Analysis Information

Document Name:
FRONTAL J311-J210

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.67241
Wedge is scaled, scale factor=0.407777
Wedge height(on slope)=3.87388 m
Wedge width(on upper face)=3.08852 m
Wedge volume=18.1015 m³
Wedge weight=47.0639 tonnes
Wedge area (joint1)=19.3205 m²
Wedge area (joint2)=15.3198 m²
Wedge area (slope)=18.5958 m²
Wedge area (upper face)=14.0181 m²
Normal force (joint1)=7.14819 tonnes
Normal force (joint2)=42.0658 tonnes
Driving force=16.9897 tonnes
Resisting force=28.4137 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=21.1611 deg, trend=29.2255 deg
length=10.7312 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=4.0971 m
Joint2 on slope face=9.96637 m
Joint1 on upper face=9.48655 m
Joint2 on upper face=3.0904 m

Maximum Persistence:
Joint1=10.7312 m
Joint2=10.7312 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 65.6186 deg
J1&Crest on slope face = 90.1079 deg
J1&Crest on upper face = 19 deg
J2&Crest on slope face = 24.2735 deg
J2&Crest on upper face = 88 deg
J1&2 on upper face = 73 deg

Joint Set 1 Data:

dip=72 deg, dip direction=112 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=23 deg, dip direction=5 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=93 deg
slope height=9.5 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=93 deg

Wedge Vertices:

*Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope*
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -1.33, 0.0621, 3.87
Point 234: -1.81, -9, 3.87
Point 123: -4.89, -8.73, 3.87

Swedge Analysis Information

Document Name:
IZQ E010-J211

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.4156
Wedge is scaled, scale factor=0.266754
Wedge height(on slope)=2.9343 m
Wedge width(on upper face)=1.98907 m
Wedge volume=3.02887 m³
Wedge weight=7.87507 tonnes
Wedge area (joint1)=3.03771 m²
Wedge area (joint2)=7.78806 m²
Wedge area (slope)=4.83151 m²
Wedge area (upper face)=3.09669 m²
Normal force (joint1)=2.52435 tonnes
Normal force (joint2)=8.44669 tonnes
Driving force=4.27651 tonnes
Resisting force=6.05382 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=43.5316 deg, trend=169.192 deg
length=4.26029 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=3.20649 m
Joint2 on slope face=5 m
Joint1 on upper face=1.99028 m
Joint2 on upper face=3.75353 m

Maximum Persistence:
Joint1=4.26029 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 37.0647 deg
J1&Crest on slope face = 104.57 deg
J1&Crest on upper face = 92 deg
J2&Crest on slope face = 38.3654 deg
J2&Crest on upper face = 32 deg
J1&2 on upper face = 56 deg

Joint Set 1 Data:

dip=74 deg, dip direction=95 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=25 deg

Joint Set 2 Data:

dip=45 deg, dip direction=151 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=183 deg
slope height=11 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=183 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=10 deg, trend=3 deg, mag=2 tonnes
Resultant:
trend=3 deg, plunge=10 deg
magnitude=2 tonnes

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -0.753, 1.05, 2.93
Point 234: -3.86, 1.21, 2.93
Point 123: -0.579, 3.03, 2.93

Swedge Analysis Information

Document Name:
IZQ J311-J211

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.40844
Wedge is scaled, scale factor=0.266754
Wedge height(on slope)=2.9343 m
Wedge width(on upper face)=2.59544 m
Wedge volume=4.13777 m³
Wedge weight=10.7582 tonnes
Wedge area (joint1)=4.23456 m²
Wedge area (joint2)=10.1623 m²
Wedge area (slope)=5.05833 m²
Wedge area (upper face)=4.23042 m²
Normal force (joint1)=5.13298 tonnes
Normal force (joint2)=11.4114 tonnes
Driving force=6.7819 tonnes
Resisting force=9.55192 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=39.0792 deg, trend=186.701 deg
length=4.6547 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=3.17287 m
Joint2 on slope face=5 m
Joint1 on upper face=2.74499 m
Joint2 on upper face=4.8978 m

Maximum Persistence:
Joint1=4.6547 m
Joint2=5 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 39.6203 deg
J1&Crest on slope face = 102.014 deg
J1&Crest on upper face = 109 deg
J2&Crest on slope face = 38.3654 deg
J2&Crest on upper face = 32 deg
J1&2 on upper face = 39 deg

Joint Set 1 Data:

dip=72 deg, dip direction=112 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Joint Set 2 Data:

dip=45 deg, dip direction=151 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=71 deg, dip direction=183 deg
slope height=11 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=183 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -0.607, 1.04, 2.93
Point 234: -3.86, 1.21, 2.93
Point 123: 0.422, 3.59, 2.93

RocPlane Analysis Information

Document Name:
E0 11

Job Title:
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 157.228 t/m
Resisting Force = 73.3167 t/m
Driving Force = 55.6254 t/m
Factor of Safety = 1.31804

Geometry:

Slope Height = 9 m
Wedge Weight = 159.62 t/m
Wedge Volume = 59.1187 m³/m
Rock Unit Weight = 2.7 t/m³
Slope Angle = 71 °
Failure Plane Angle = 29 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (3.09895 , 9)
Intersection point (C) of failure plane and upper face = (16.2364 , 9)
Failure plane length (Origin --> C) = 18.564 m
Slope length (Origin --> B) = 9.513 m

Tension Crack : Not Present

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 25 °
Cohesion = 0 t/m²
Shear Strength: 73.3167 t/m²

External Forces : Present

#1 Force = 28 t, Angle = 10°
Resultant External Force = 28 t
Resultant External Force Angle = 10°

RocPlane Analysis Information

Document Name:
J2-10

Job Title:
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 202.474 t/m
Resisting Force = 116.899 t/m
Driving Force = 85.9453 t/m
Factor of Safety = 1.36015

Geometry:

Slope Height = 9 m
Wedge Weight = 219.96 t/m
Wedge Volume = 81.4668 m³/m
Rock Unit Weight = 2.7 t/m³
Slope Angle = 71 °
Failure Plane Angle = 23 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (3.09895 , 9)
Intersection point (C) of failure plane and upper face = (21.2027 , 9)
Failure plane length (Origin --> C) = 23.0337 m
Slope length (Origin --> B) = 9.513 m

Tension Crack : Not Present

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 30 °
Cohesion = 0 t/m²
Shear Strength: 116.899 t/m²

External Forces : Not Present

**APÉNDICE II. CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES DEL
SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL EN MINA**

ÍNDICE

1. OBJETO DEL DOCUMENTO.....	3
2. CÁLCULOS REALIZADOS.....	4
2.1. SOSTENIMIENTO ST-I.....	4
2.2. SOSTENIMIENTO ST-II.....	5
2.3. SOSTENIMIENTO ST-III.....	5
2.4. SOSTENIMIENTO ST-VI	5
2.5. SOSTENIMIENTO TIPO FALLA	5
3. FASES DE CÁLCULO.....	6
3.1. SECCIÓN SOSTENIMIENTO	6
3.2. SITUACIÓN INICIAL:	7
3.3. EJECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN AVANCE	7
3.4. EJECUCIÓN DEL SOSTENIMIENTO AVANCE	8
3.5. EJECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN DESTROZA	8
3.6. EJECUCIÓN DEL SOSTENIMIENTO DESTROZA	9
4. CONDICIONES GEOTÉCNICAS	10
5. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO.....	11
6. DETERMINACIÓN DEL RELAJAMIENTO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN	15
7. VALIDACIÓN DEL SOSTENIMIENTO.....	19
7.1. MODELIZACIÓN DEL SOSTENIMIENTO	20
7.1.1. HORMIGÓN PROYECTADO H-MP.....	20
7.1.2. BULONES.....	20
7.1.3. CERCHAS	20
7.2. CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES	21
7.3. CRITERIO DE VALIDACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN	21
7.3.1. COMPRESIONES Y TRACCIONES EN LA GUNITA	21

7.4.	AXILES EN BULONES.....	22
7.4.1.	MÁXIMAS CONVERGENCIAS	22
7.5.	FUERZA EN LA CERCHA.....	22
8.	RESULTADOS DEL MODELO	23
8.1.	SOSTENIMIENTO ST-I.....	23
8.2.	SOSTENIMIENTO ST-II.....	28
8.3.	SOSTENIMIENTO ST-III.....	33
8.4.	SOSTENIMIENTO ST-IV	39
8.5.	SOSTENIMIENTO TIPO FALLA	45
9.	CONCLUSIONES	50

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

En el presente anexo se desarrollan los cálculos para la validación de las secciones de sostenimiento del túnel de la variante de Aginaga que constituye la práctica totalidad del proyecto del desdoblamiento de la Línea de ferrocarril Bilbao-Donostia de ETS.

Los cálculos tensodeformacionales se han efectuado mediante el programa comercial FLAC^{3D}, que opera mediante el método de diferencias finitas y está especialmente concebido para resolver problemas de mecánica de medios continuos aplicados a la Geotecnia, permitiendo la realización de cálculos tanto bidimensionales como tridimensionales. En este caso, se han realizado modelos bidimensionales en distintas secciones del túnel, todos ellos coincidentes con las condiciones pésimas de cálculo para cada una de las secciones de sostenimiento previstas.

Para el túnel se tienen previstas cinco secciones tipo de sostenimiento, cada una asociada a unos rangos de calidad del macizo rocoso. En todos los casos estudiados se ha estimado una altura de tierras de estudio de 128 m respecto a la clave del túnel, la cual representa la máxima montera esperable dentro de su trazado.

En los párrafos siguientes se hace referencia a los parámetros tensodeformacionales utilizados en la realización de los cálculos. También se describe el criterio de rotura adoptado para los distintos materiales, así como el procedimiento constructivo seguido a la hora de realizar el cálculo, indicándose las fases de excavación y ejecución del sostenimiento que se ha adoptado.

Además, se tratarán las condiciones iniciales y de contorno impuestas en el modelo para conseguir la correcta modelización de cada fase de construcción.

Finalmente, a partir del estado tensional sobre cada una de las secciones de análisis, se hacen las comprobaciones estructurales del sostenimiento proyectado para el túnel de Aginaga.

2. CÁLCULOS REALIZADOS

En la siguiente tabla se presentan las cinco secciones de sostenimiento propuestas

Tipo	Pase (m)	Excavación	HM-fck= 30MPa e=(cm)	Bulones Mn24	Cercha
ST-I	4.00 Av. 8.00m Des.	Dos Fases (Avance - Destroza)	10	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 2.00x2.00m	No
ST-II	2.00 Av. 4.00m Des.	Dos Fases (Avance - Destroza)	15	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 2.00x2.00m	No
ST-III	1.50 Av. 3.00m Des.	Dos Fases (Avance - Destroza)	20	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 1.50x1.50m	Tipo TH-29 a 1.50m
ST-IV	1.0 Av - 2.0 Des	Dos Fases (Avance - Destroza)	25	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 1.00x1.00m	Tipo TH-29 a 1.00m
Tipo Falla	(1.00 Av. 2.00m Des.) (1 - 2 - 2 - 4 (A-BI-BD-CB))	Dos Fases (Avance – Destroza) en emboquillas Cuatro Fases (Avance - Batache Izq - Batache Der. - Contrabov.) Interio	30	-	Tipo HEB-160 a 1.00m

Tabla 1. Secciones de sostenimiento.

2.1. SOSTENIMIENTO ST-I

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 10 cm de espesor y bulones de expansión Mn24 de 4 m de longitud colocados cada 2.0 metros en el sentido transversal del túnel y cada 2.0 metros en el sentido longitudinal.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional en el que la excavación del túnel se realiza dos fases: excavación avance y excavación destroza con pasos de avance de 4 metros y valor de RMR mayor de 65.

2.2. SOSTENIMIENTO ST-II

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 15 cm de espesor y bulones de expansión Mn24 de 4.00 m de longitud colocados cada 2.0 metros en el sentido transversal del túnel y cada 2.0 metros en el sentido longitudinal.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional en el que la excavación del túnel se realiza dos fases: excavación avance y excavación destroza con pasos de avance de 2 metros y valor de RMR entre 50 y 64.

2.3. SOSTENIMIENTO ST-III

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 20 cm de espesor, cerchas TH-29 separadas 1.50m y bulones de expansión Mn24 de 4 m de longitud colocados cada 1.5 metros en el sentido transversal del túnel y cada 1.5 metros en el sentido longitudinal.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional en el que la excavación del túnel se realiza dos fases: excavación avance y excavación destroza con pasos de avance de 1,50 metros y valor de RMR entre 40 y 49.

2.4. SOSTENIMIENTO ST-VI

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 25 cm de espesor, cerchas TH-29 separadas 1.00m y bulones de expansión Mn24 de 4 m de longitud colocados cada 1.00 metros en el sentido transversal del túnel y cada 1.00 metros en el sentido longitudinal.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional en el que la excavación del túnel se realiza dos fases: excavación avance y excavación destroza con pasos de avance de 1.00 metros y valor de RMR entre 30 y 39.

2.5. SOSTENIMIENTO TIPO FALLA

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 30 cm de espesor, cerchas HEB-160 separadas 1.00m

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional en el que la excavación del túnel se realiza dos fases: excavación avance y excavación destroza con pasos de avance de 1.00 metros y valor de RMR menor a 30.

3. FASES DE CÁLCULO

Las fases constructivas modelizadas en cada uno de los modelos de cálculo (tipo de sostenimiento IV) son las siguientes:

3.1. SECCIÓN SOSTENIMIENTO

Se genera la geometría de la sección de sostenimiento



Ilustración 1. Sección de sostenimiento de análisis

3.2. SITUACIÓN INICIAL:

Se establece el equilibrio tensional inicial, previo a la excavación. Este cálculo se ha realizado considerando una altura de tierras de 128 m y un valor para el coeficiente de reparto de tensiones $K_0=0.5$.

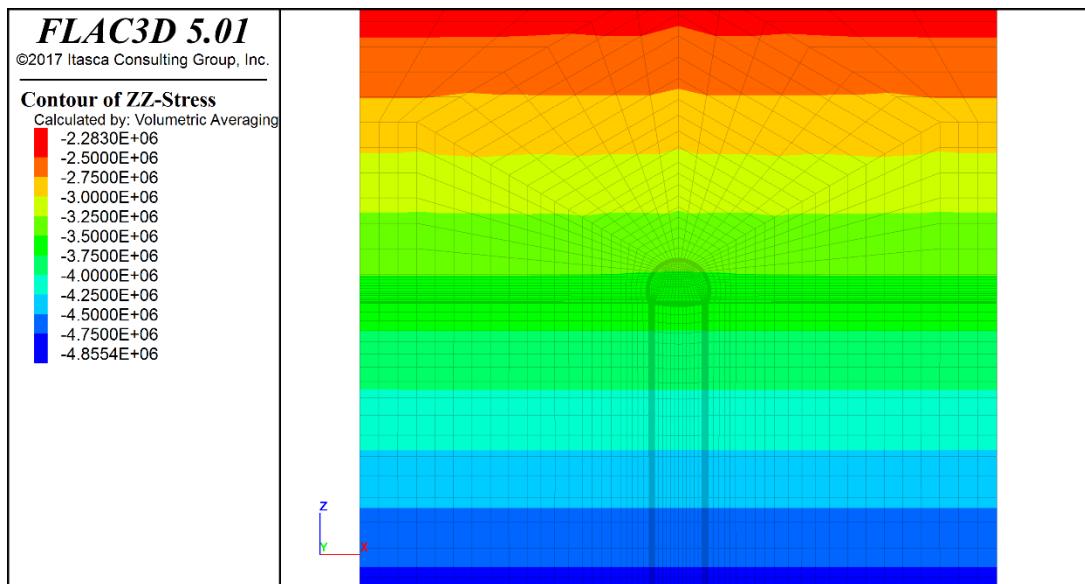


Ilustración 2. Tensiones iniciales

3.3. EJECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN AVANCE

Excavación avance y relajación del terreno antes de ejecutar el sostenimiento en avance.

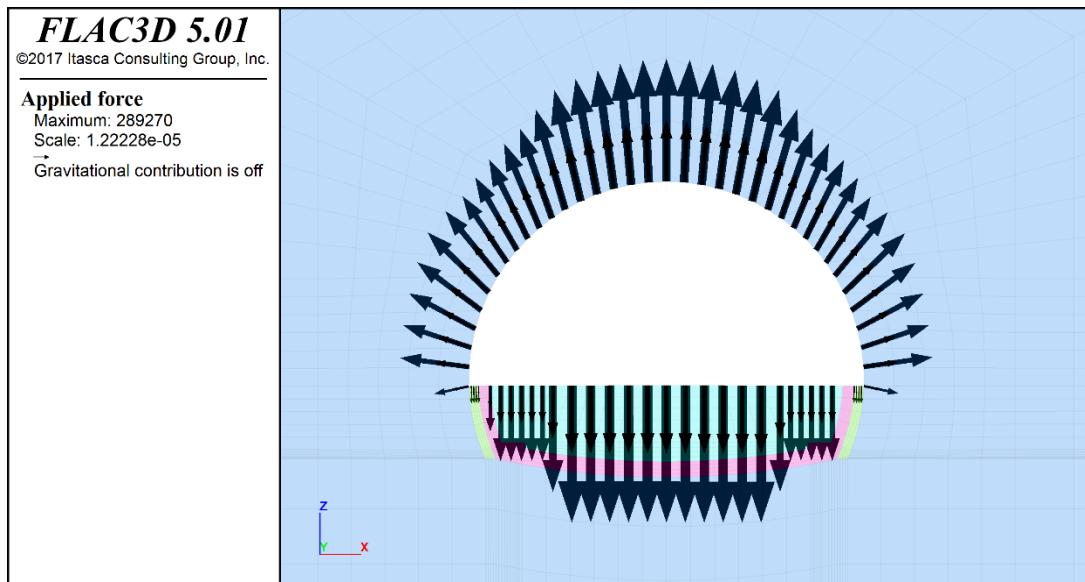


Ilustración 3. Excavación avance

3.4. EJECUCIÓN DEL SOSTENIMIENTO AVANCE

En esta fase se ejecuta el sostenimiento en la zona del avance

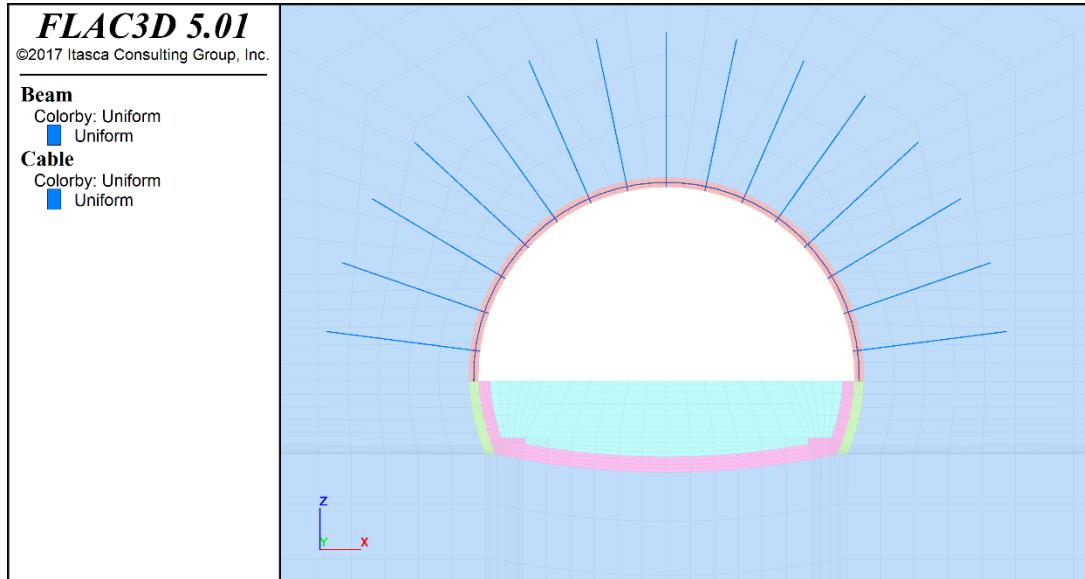


Ilustración 4. Ejecución del sostenimiento en avance (en esta imagen se representa ST-IV)

3.5. EJECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN DESTROZA

Excavación destroza y relajación del terreno antes de ejecutar el sostenimiento en destroza.

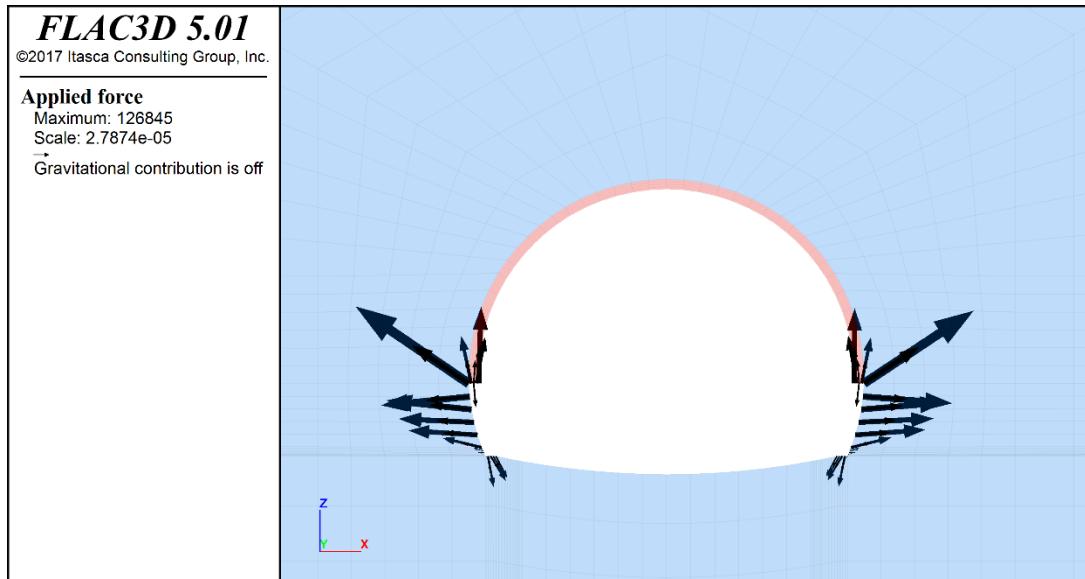


Ilustración 5. Excavación destroza

3.6. EJECUCIÓN DEL SOSTENIMIENTO DESTROZA

En esta fase se ejecuta el sostenimiento en la zona de la destroza

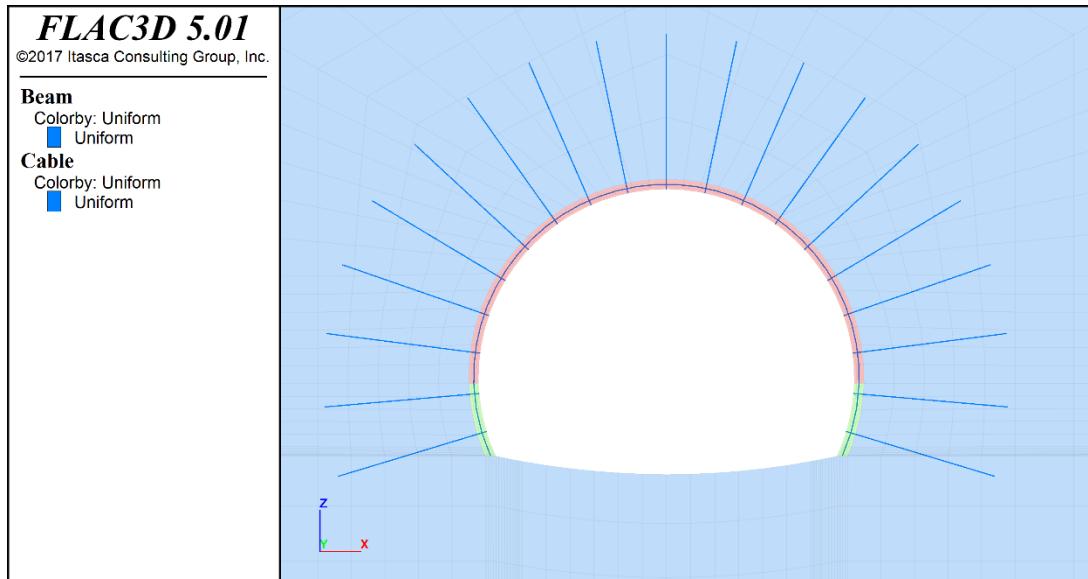


Ilustración 6. Ejecución del sostenimiento en destroza (en esta imagen se representa ST-IV)

4. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

El túnel de Aginaga excava un sustrato rocoso compuesto por margas, calizas arenosas y areniscas calcáreas con bajo grado de fracturación (RQD=90-100%) salvo en la zona de los emboquillas donde el grado de fracturación es mayor (RQD 70%).

Adicionalmente existe un sistema de fallas subverticales de espesor variable y que reducen localmente la calidad del macizo rocoso margocalizo.

El Proyecto de Construcción ha realizado 5 ensayos de compresión simple con determinación de módulos elásticos que han obtenido los siguientes resultados.

- Densidad seca 2,69 tn/m³
- Resistencia a compresión simple promedio 19,2 MPa
- Módulo de elasticidad promedio 15 GPa
- Coeficiente de Poisson promedio 0,21

5. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

La caracterización del macizo rocoso según el criterio de Mohr-Coulomb se realiza según la propuesta de Hoek et al, 2001 con la ayuda del programa Roclab (Rocsicience) para la montera máxima prevista sobre clave de túnel y que es de 128 m.

Para ello previamente debe caracterizarse el macizo rocoso según el criterio de rotura de Hoek-Brown para el cual se asigna un valor de parámetro m_i representativo de $m_i=7$ (margas).

El valor de índice GSI para la calidad del macizo rocoso se obtiene a partir del rango inferior de RMR definido para cada tipo de sostenimiento.

De este modo, la caracterización de la roca intacta según el criterio de rotura de Hoek-Brown queda:

Tipo sostenimiento	Índice RMR	Índice GSI	Parámetro m_i	Resistencia a compresión simple roca intacta	Módulo elasticidad roca intacta
ST-I	>65	65	7	19.2 MPa	15 GPa
ST-II	50-64	50	7	19.2 MPa	15 GPa
ST-III	40-49	40	7	19.2 MPa	15 GPa
ST-IV	30-39	30	7	19.2 MPa	15 Gpa
Tipo falla	<30	20	7	19,2 MPa	15 Gpa

Tabla 2. Caracterización roca intacta.

La caracterización del macizo rocoso según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb queda:

Tipo	Densidad	Monte ra	Cohesió n	Ángulo de rozamiento	Módulo deformació n	Resistenci a a tracción	Poisson
ST-I	2.69 tn/m ³	128 m	0.68 MPa	40°	9746 MPa	-0.196 MPa	0.21
ST-II	2.69 tn/m ³	128 m	0.47 MPa	36°	4608 MPa	-0.063 MPa	0.21
ST-III	2.69 tn/m ³	128 m	0.36 MPa	33°	2395 MPa	-0.030 MPa	0.21
ST-IV	2.69 tn/m ³	128 m	0.29 MPa	30°	1221 MPa	-0.014 MPa	0.21
Tipo falla	2,69 tn/m3	128 m	0,22 MPa	26°	685 MPa	-0,007MPa	0,21

Tabla 3. Caracterización macizo rocoso Morh-Coulomb

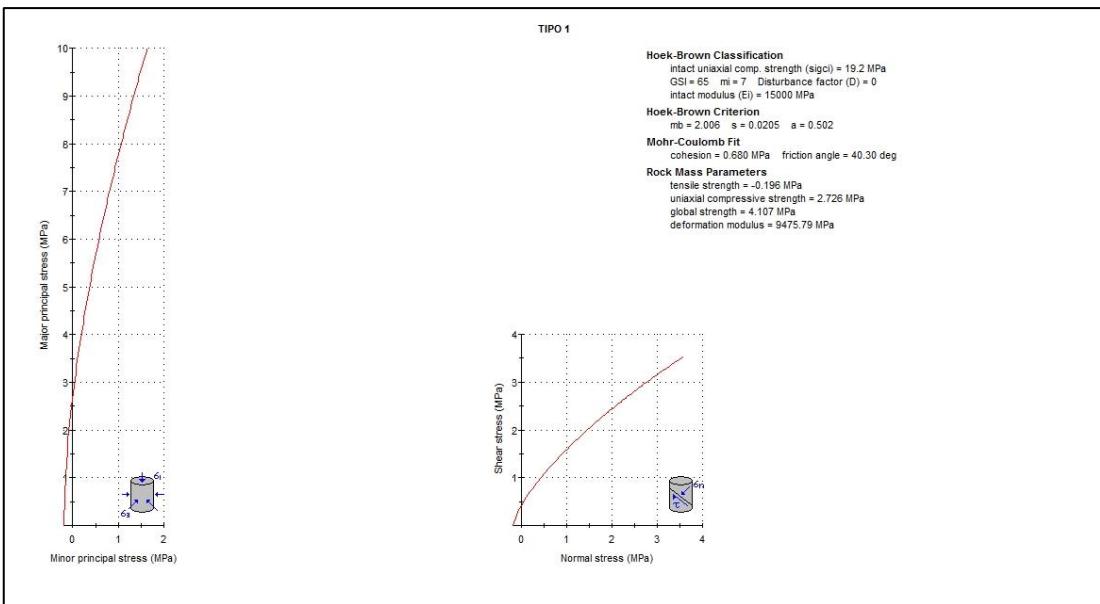


Ilustración 7. Caracterización macizo rocoso tipo 1

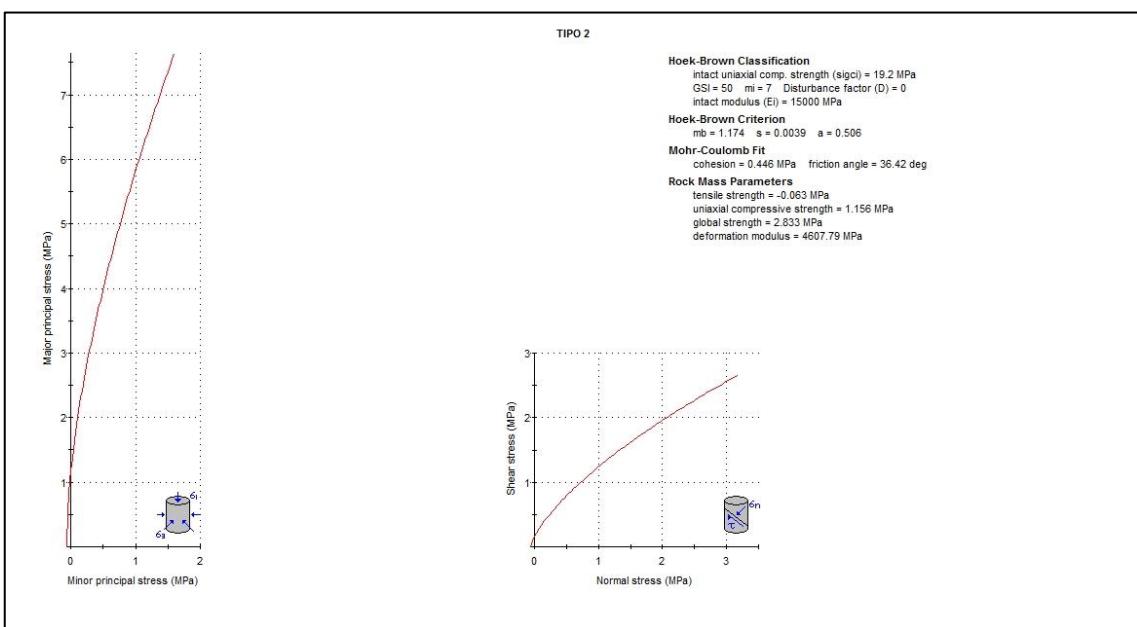


Ilustración 8. Caracterización macizo rocoso tipo 2

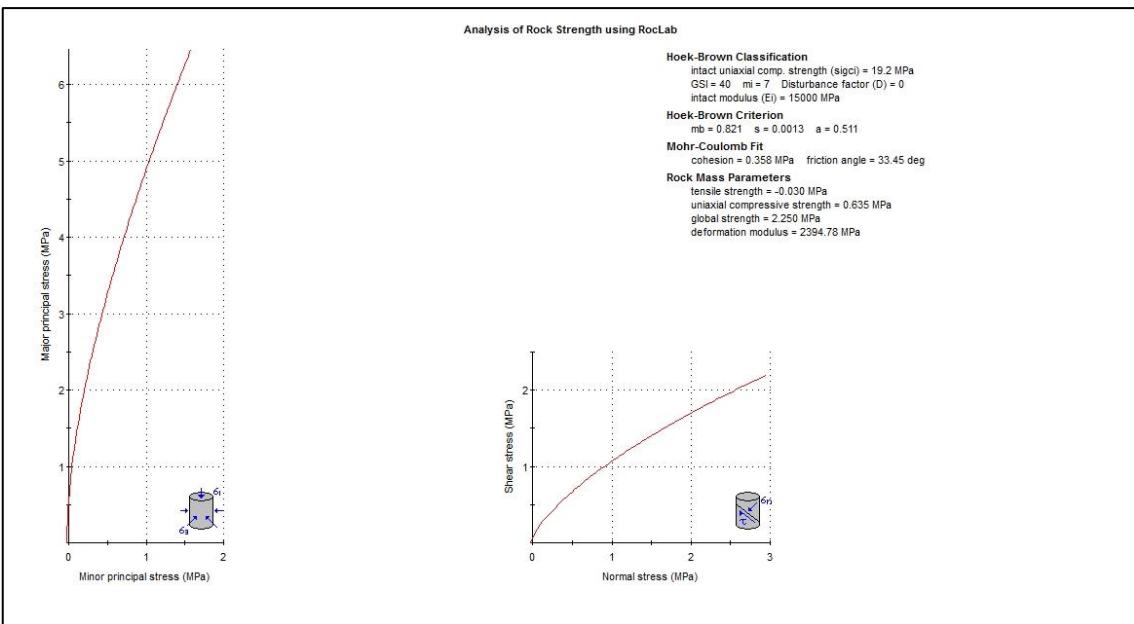


Ilustración 9. Caracterización macizo rocoso tipo 3

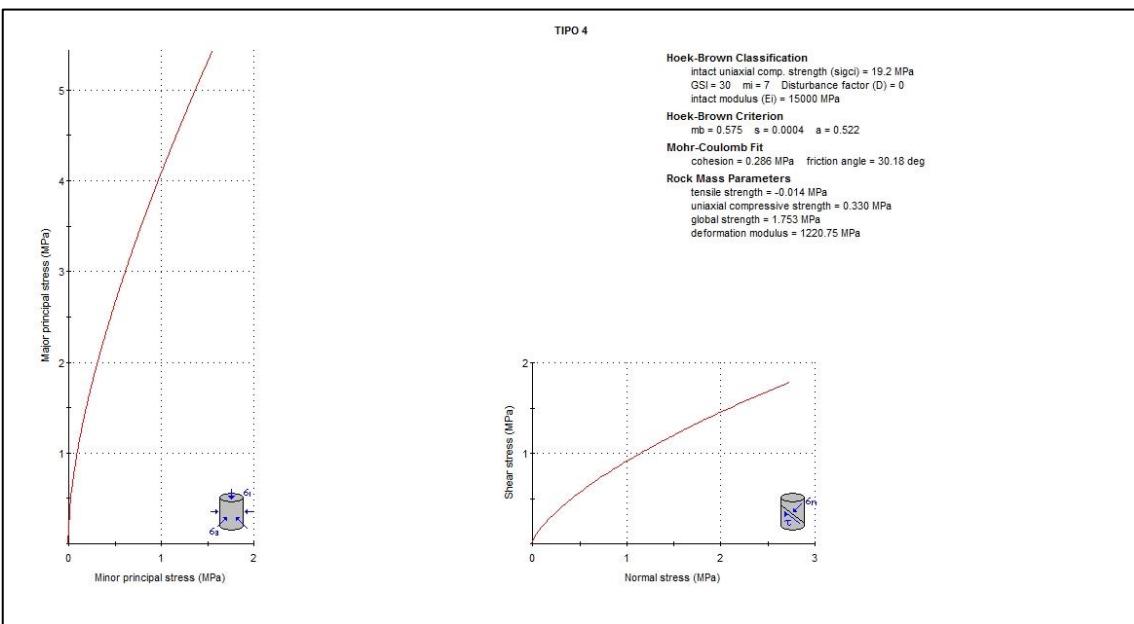


Ilustración 10. Caracterización macizo rocoso tipo 4

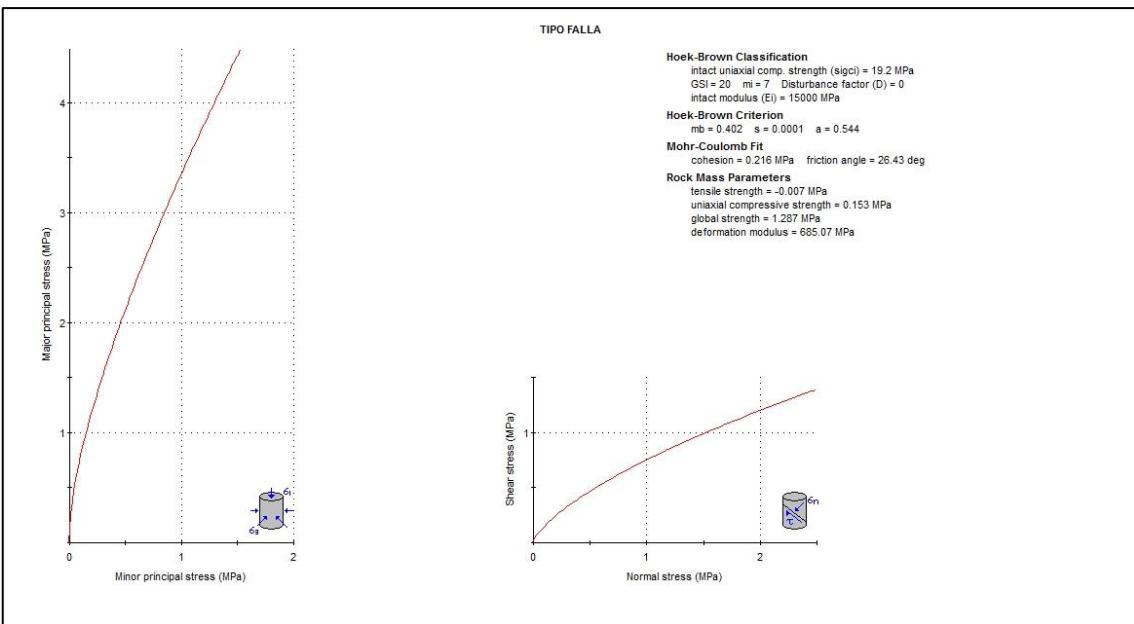


Ilustración 11. Caracterización macizo rocoso tipo falla

6. DETERMINACIÓN DEL RELAJAMIENTO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN

Para determinar el relajamiento del frente necesario en el tramo del túnel objeto de estudio, se ha utilizado el método de cálculo denominado de las "Líneas Características" o "Convergencia – Confinamiento", cuyos fundamentos básicos se resumen a continuación.

En el modelo de cálculo se parte del estado tensional "in situ", de las dimensiones y forma de la excavación y de las características del terreno atravesado y para los diferentes valores de la presión de confinamiento interior se obtiene el espesor de la corona plastificada alrededor del túnel y la deformación radial en su periferia. El conjunto de los puntos definidos por las coordenadas presión interior-deformación radial en periferia, es lo que se denomina Línea Característica de la Cavidad, que en definitiva no es más que el lugar geométrico de los puntos que representan las hipotéticamente posibles posiciones de equilibrio de la sección excavada, definidas por la presión de confinamiento que habría que aplicar en el borde de la excavación y la posiciones de equilibrio de la sección excavada, definidas por la presión de confinamiento que habría que aplicar en el borde de la excavación y la deformación radial que para dicho valor se produciría en el mismo.

La formulación completa del método fue desarrollada por el profesor Ladanyi, con la simplificación de suponer la excavación circular, para aprovechar la facilidad de cálculo que supone la simetría radial, y la de adoptar la hipótesis de Heim en cuanto el estado tensional natural, es decir el previo al efecto de la excavación. La validez de ambas simplificaciones está abundantemente sancionada en la práctica para el estudio y definición de las demandas de sostenimiento en los túneles.

Además de la formulación inicial, existen varios modelos de cálculo para la obtención de las Líneas Características de la cavidad. En el presente estudio se ha utilizado el modelo Duncan-Fama que utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb mientras que para la estimación del módulo de deformación se utiliza el método Hoek, Diederichs (2005).

El túnel de Aginaga presenta la siguiente geometría y montera sobre clave:

- Radio equivalente (suponiendo una excavación esférica): 4,5 m
- Montera máxima: 128 m

La caracterización geomecánica del sustrato rocoso margoso en función de la calidad del macizo rocoso es:

Tipo	Longitud de pase	Índice GSI	Densidad	Compresión simple de la masa rocosa	Ángulo de rozamiento	Módulo de deformación
ST-I	4 m	65	2.69 tn/m ³	4.1 MPa	40°	9746 MPa
ST-II	2 m	50	2.69 tn/m ³	2.8 MPa	36°	4608 MPa
ST-III	1.5 m	40	2.69 tn/m ³	2.25 MPa	33°	2395 MPa
ST-IV	1.0 m	30	2.69 tn/m ³	1.75 MPa	30°	1221 MPa
Tipo falla	1,0 m	20	2,69 tn/m ³	1,29 MPa	26°	685 MPa

Tabla 4. Caracterización del macizo rocoso para distintas calidades del macizo rocoso

La determinación del relajamiento del frente se realiza con ayuda de programa Rocsupport en función de la curva característica de relajación del terreno suponiendo un sostenimiento infinitamente rígido a la distancia del frente definido por la longitud de pase.

Tipo sostenimiento	Longitud de pase	Índice GSI	Presión inicial (P0)	Presión resultante a la colocación del sostenimiento (Pi)	Relajamiento del frente
ST-I	4 m	65	3.44 MPa	1.45 MPa	58%
ST-II	2 m	50	3.44 MPa	1.60 MPa	53%
ST-III	1.5 m	40	3.44 MPa	1.45 MPa	58%
ST-IV	1.0 m	30	3.44 MPa	1.15 MPa	67%
Tipo falla	1,0 m	20	3,44 MPa	0,75 MPa	78%

Tabla 5. Relajamiento frente de excavación en función longitud de pase

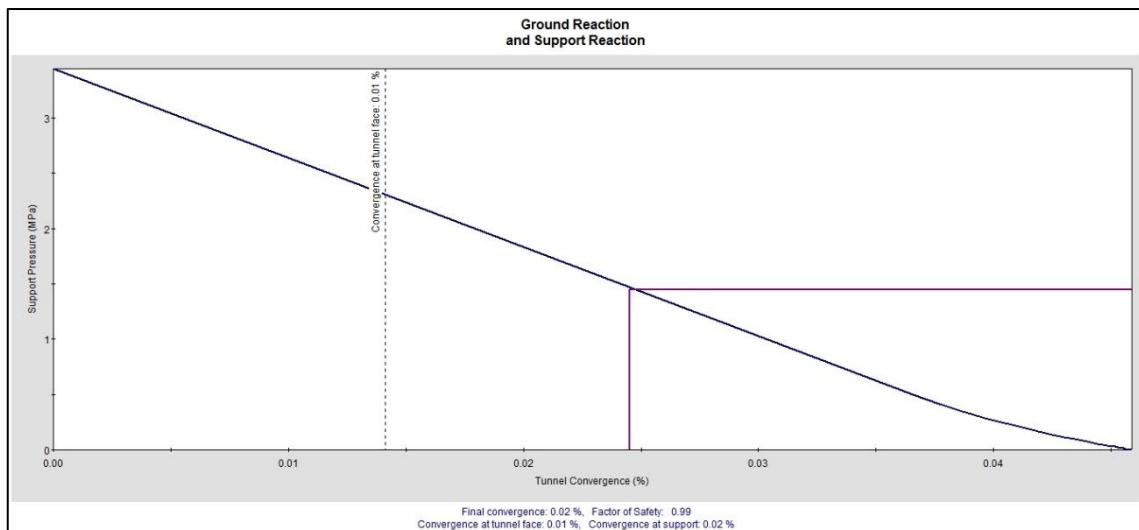


Ilustración 12. Relajamiento frente excavación tipo 1

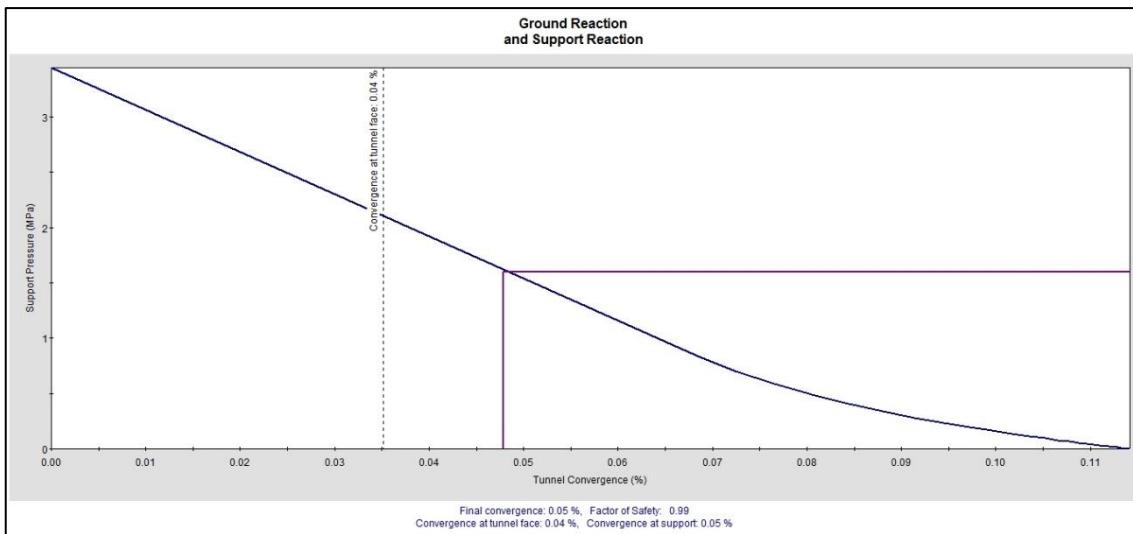


Ilustración 13. Relajamiento frente excavación tipo 2

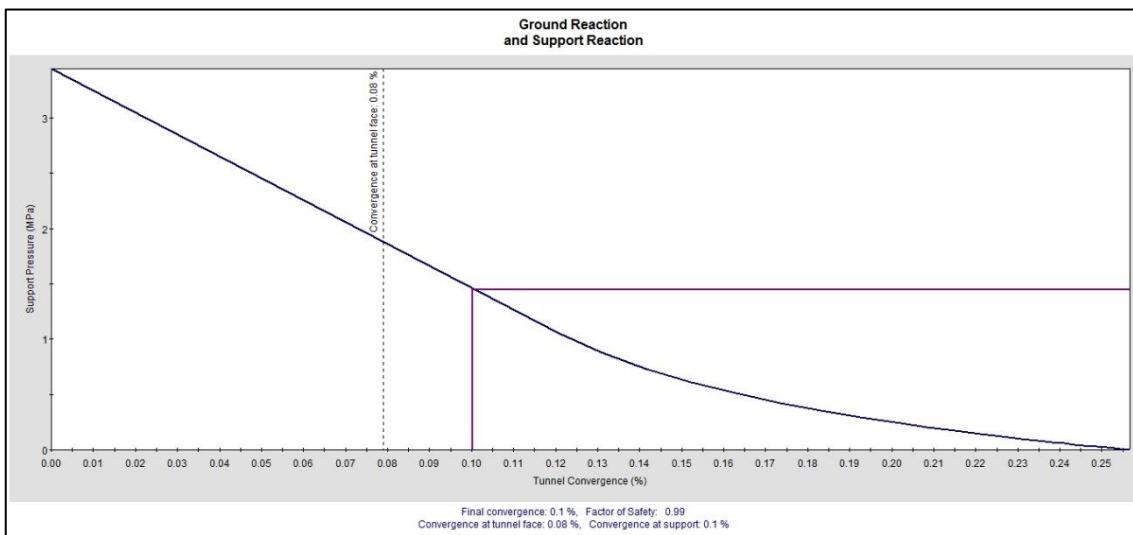


Ilustración 14. Relajamiento frente excavación tipo 3

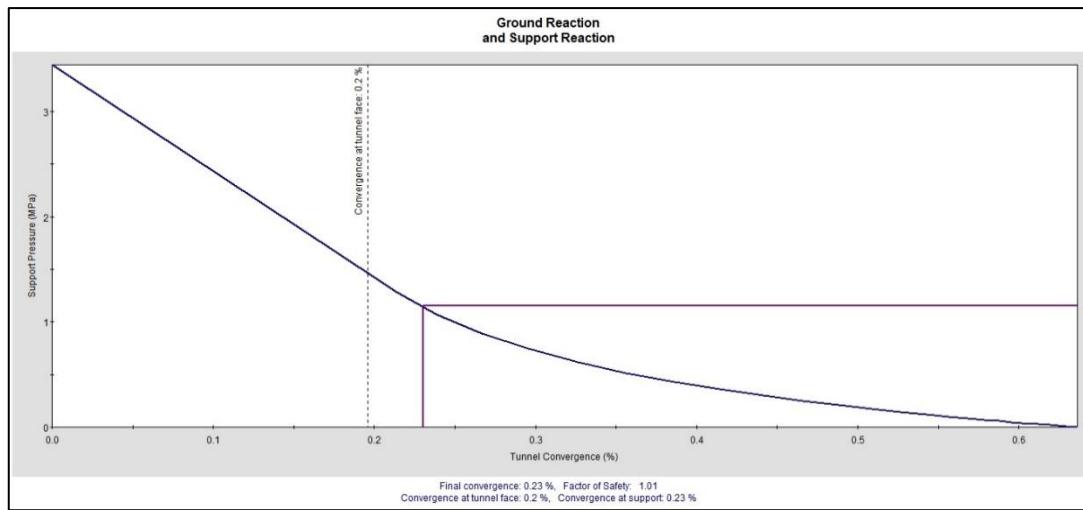


Ilustración 15. Relajamiento frente excavación tipo 4

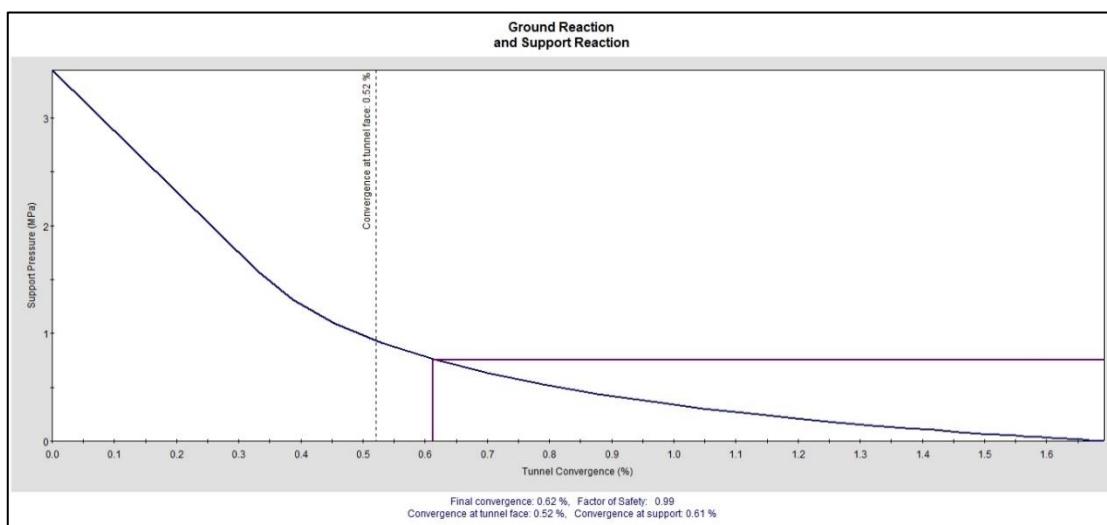


Ilustración 16. Relajamiento frente excavación tipo falla

7. VALIDACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

La excavación del túnel se desarrolla en terrenos con monteras máximas de hasta 128 m, por lo que en se han validado cinco escenarios posibles para diferentes rangos de RMR y diferentes tipologías de sostenimiento para la máxima altura de tierras prevista.

Se han validado los siguientes sostenimientos para diferentes RMR.

Tipo	Pase (m)	Excavación	HM-fck= 30MPa e=(cm)	Bulones Mn24	Cercha
ST-I	4.00 Av. 8.00m Des.	Dos Fases (Avance - Destroza)	10	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 2.00x2.00m	No
ST-II	2.00 Av. 4.00m Des.	Dos Fases (Avance - Destroza)	15	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 2.00x2.00m	No
ST-III	1.50 Av. 3.00m Des.	Dos Fases (Avance - Destroza)	20	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 1.50x1.50m	Tipo TH-29 a 1.50m
ST-IV	1.0 Av - 2.0 Des	Dos Fases (Avance - Destroza)	25	Swellex MN-24 Long.=4.00m #(TxL) 1.00x1.00m	Tipo TH-29 a 1.00m
Tipo Falla	(1.00 Av. 2.00m Des.) (1 - 2 - 2 - 4 (A-BI-BD-CB))	Dos Fases (Avance – Destroza) en emboquillas Cuatro Fases (Avance - Batache Izq - Batache Der. - Contrabov.) Interio	30	-	Tipo HEB-160 a 1.00m

Tabla 6. Secciones de sostenimiento

7.1. MODELIZACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

7.1.1. HORMIGÓN PROYECTADO

La representación del hormigón proyectado se ha realizado mediante la generación de un mallado constituido por elementos prismáticos, utilizando un modelo elástico. Se han adoptado los siguientes parámetros para su modelización.

Tipo	Espesor (cm)	Módulo de Young (GPa)		Coef. De Poisson
		20	0.2	
H-MP-30	Variable*			

Tabla 7. Hormigón proyectado H-MP

NOTA *: Según sección de sostenimiento aplicado.

7.1.2. BULONES

Para la modelización de los bulones, el FLAC^{3D} dispone de elementos tipo CABLE. Elementos unidimensionales de 2 nodos y 1 grado de libertad por nodo que permiten obtener los esfuerzos en los nodos a tracción o compresión, pero no admiten flexión.

Bulones/Propiedades	Swellex Mn24
Bulones/propiedades	Swellex Mn24
Sección (mm ²)	522
Mínima carga de rotura (kN)	180

Tabla 8. Propiedades de los bulones

7.1.3. CERCHAS

Las cerchas utilizadas en el cálculo de los sostenimientos se han modelizado por medio de elementos tipo BEAM.

Las características de estos elementos son las presentadas en la siguiente tabla:

Cercha/Propiedades	TH-29	HEB-160
Módulo de Young (Pa)	210 E ⁹	210 E ⁹
Sección (cm ²)	37	54.3
I _x (cm ⁴)	617	2,490
I _z (cm ⁴)	775	889

Tabla 9. Propiedades de la cercha

7.2. CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES

El objetivo fundamental de estos cálculos ha sido realizar una comprobación del estado tensional de los sostenimientos dimensionados para el túnel, así como una medida aproximada de las deformaciones esperadas.

Se presentan los siguientes resultados de cada sección analizada:

- Tensiones verticales y horizontales
- Desplazamientos verticales y horizontales del terreno y del sostenimiento
- Axiles en bulones
- Esfuerzos en cerchas

7.3. CRITERIO DE VALIDACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN

Se establece un criterio de validación de secciones estructurales basado en diversos aspectos, fundamentados en el análisis tensional de los sostenimientos, en las deformaciones máximas asumibles por la sección, en la estabilización de las convergencias, en la estabilidad del frente y del apoyo, etc.

Consecuentemente, para validar las secciones, se realizará un análisis general del comportamiento de la sección.

7.3.1. COMPRESIONES Y TRACCIONES EN LA GUNITA.

Se dispone una gunita de $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. Debido a que la validación de los sostenimientos se realiza para la máxima cobertura dentro del rango y para el mínimo RMR, y que adicionalmente se llevará a cabo un revestimiento adicional, se considera suficiente para validar los sostenimientos un Factor de seguridad de 1.2. Consecuentemente para validar el sostenimiento se verificará que no se supera una tensión en la gunita superior a 25 MPa.

De igual manera no se deberán superar tracciones superiores a 2 MPa, siendo este valor menos restrictivo, ya que en los modelos se pueden producir algunas tracciones localizadas en los apoyos sin importancia, como consecuencia de la geometría de la propia sección.

7.4. AXILES EN BULONES

Los bulones que se proponen en este proyecto son bulones expansivos Mn24 o similar. Debido a que los bulones se disponen principalmente para el cosido de cuñas, y su efecto en el cómputo estructural global frente a empujes de entidad es pequeño, se han limitado en el cálculo a un axil máximo de 180 kN.

7.4.1. MÁXIMAS CONVERGENCIAS

En relación a las convergencias que se producen en la sección, se establece el criterio de que las mismas sean inferiores en la medida de lo posible al 1% de la luz entre hastiales. Para el hormigón del sostenimiento, se considera recomendable no superar una **convergencia máxima del sostenimiento de 8,30 cm.**

7.5. FUERZA EN LA CERCHA

Para el tipo de cercha:

TH-29, La fuerza solicitada en la cercha debe ser menor que: $(350 \text{ MPa} / 1.15) * 3700 \text{ mm}^2$
(área TH-29) = 112 toneladas.

HEB-160, La fuerza solicitada en la cercha debe ser menor que: $(355 \text{ MPa} / 1.15) * 5430 \text{ mm}^2$
(área HEB-160) = 128.51toneladas.

8. RESULTADOS DEL MODELO

Se ha validado estructuralmente cada una de las secciones de sostenimiento definidas. Para esto se ha analizado el estado tensional sobre cada uno de los elementos estructurales que componen cada tipo de sostenimiento.

8.1. SOSTENIMIENTO ST-I

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 10 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo ST-I.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 8.60 MPa y las tracciones máximas no superan los 0.21 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

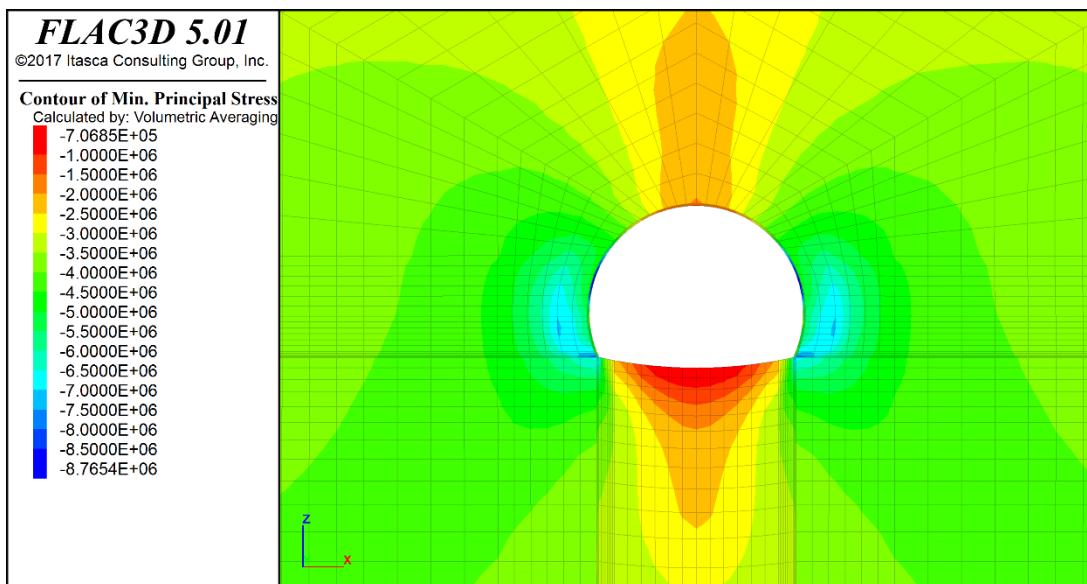


Ilustración 17. Compresiones en el macizo del ST-I

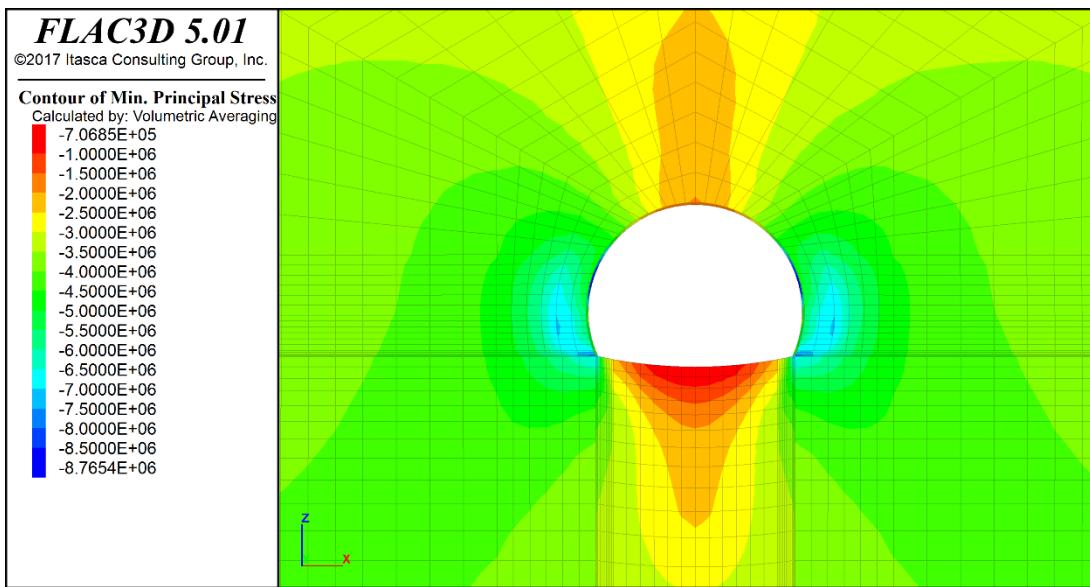


Ilustración 18. Tracciones en el macizo del ST-I

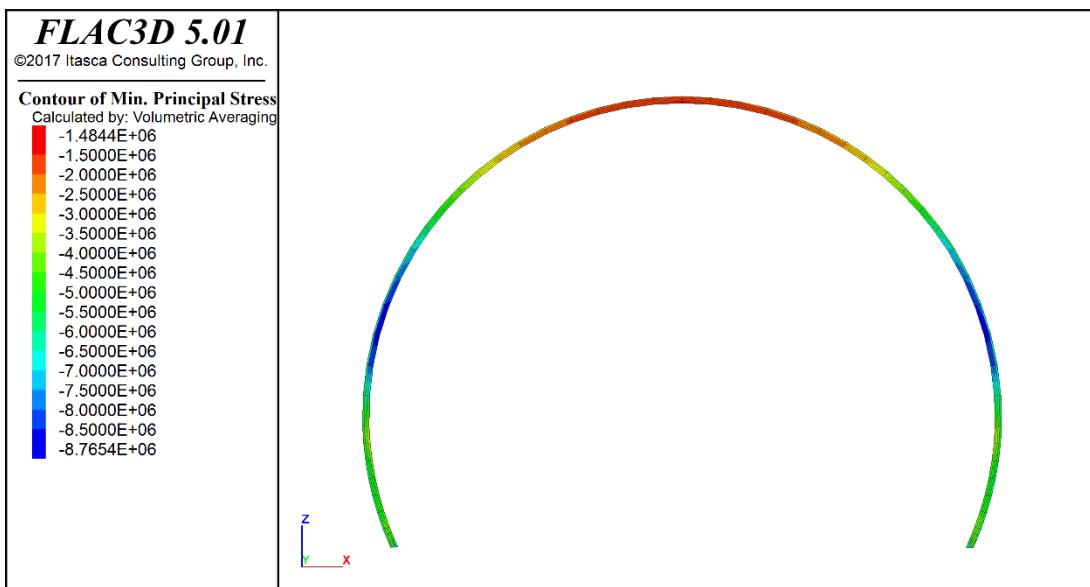


Ilustración 19. Compresiones en el sostenimiento del ST-I

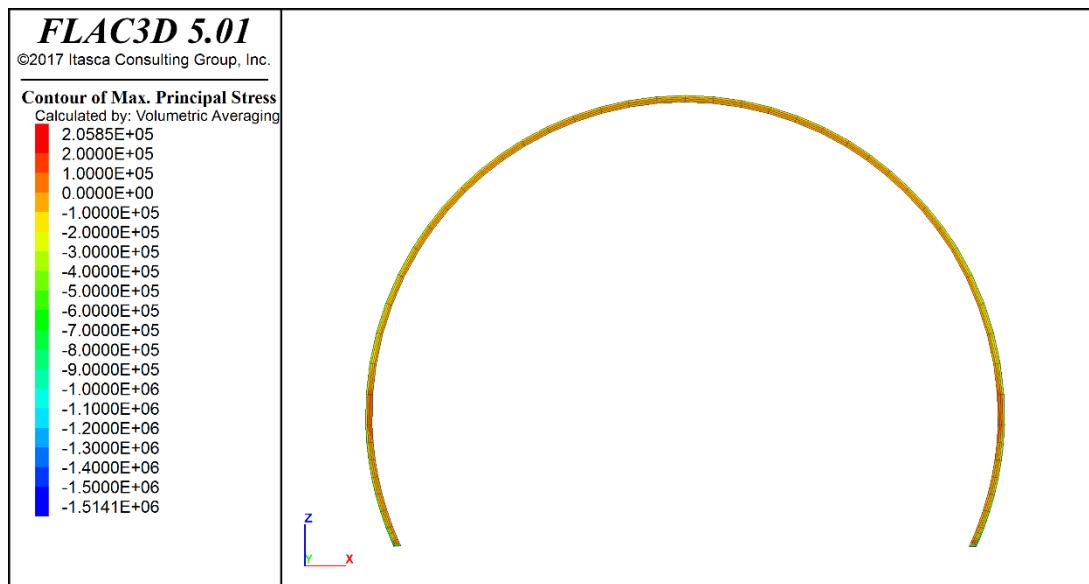


Ilustración 20. Tracciones en el sostenimiento del ST-I

A su vez se han analizado las fuerzas de tracción máximas a las que son sometidos los bulones que componen el sostenimiento tipo ST-I. Se observa que las fuerzas máximas de tracción a las cuales son sometidos los bulones del sostenimiento tipo ST-I no superan las 5.94 toneladas.

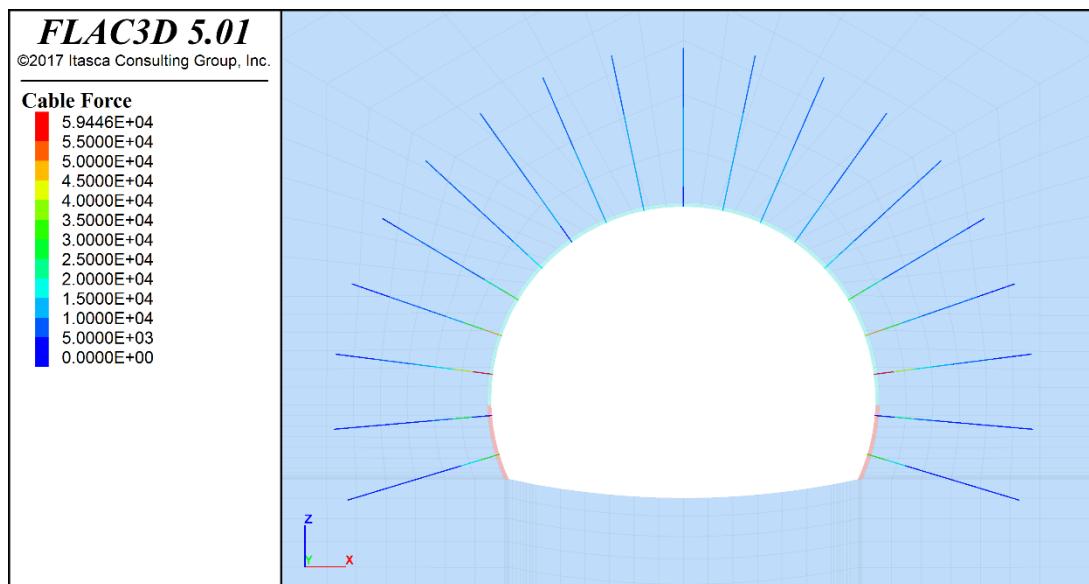


Ilustración 21. Fuerzas sobre los bulones ST-I

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

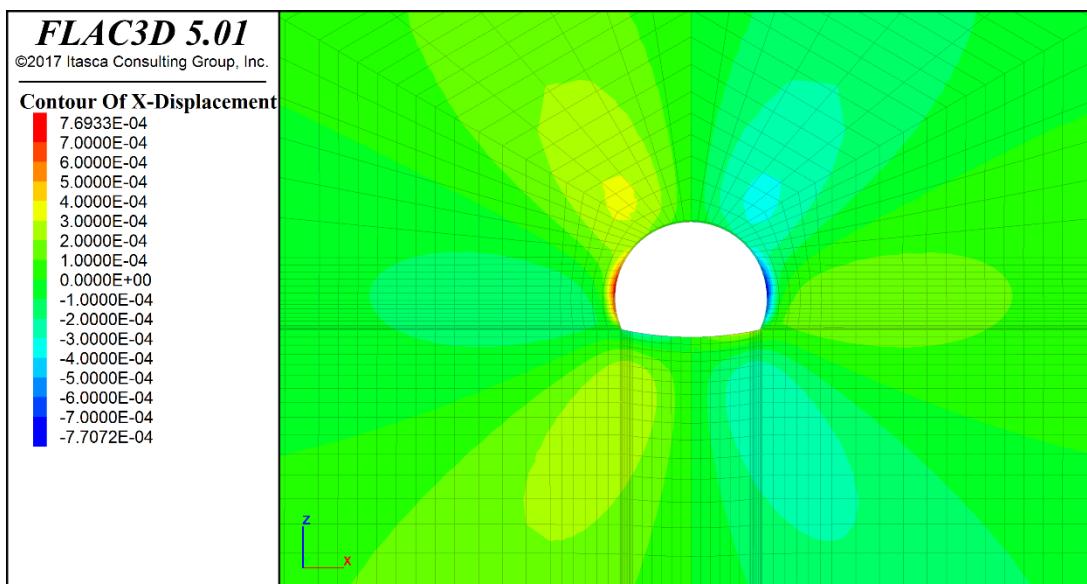


Ilustración 22. Desplazamientos horizontales del terreno en el ST-I

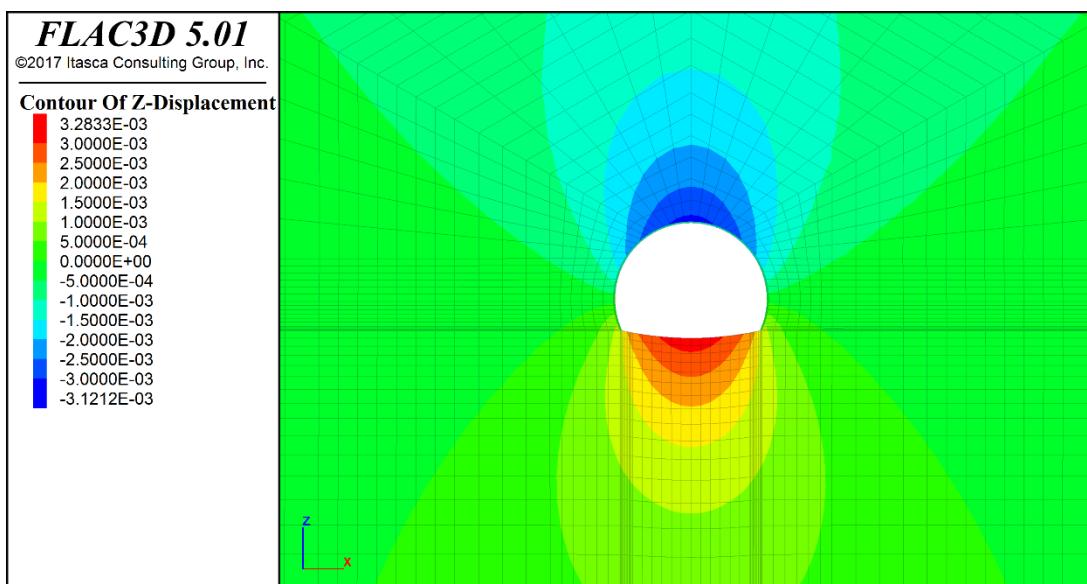


Ilustración 23. Desplazamientos verticales del terreno en el ST-I

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 0.77 mm en la dirección horizontal y 3.12 mm en la dirección vertical.

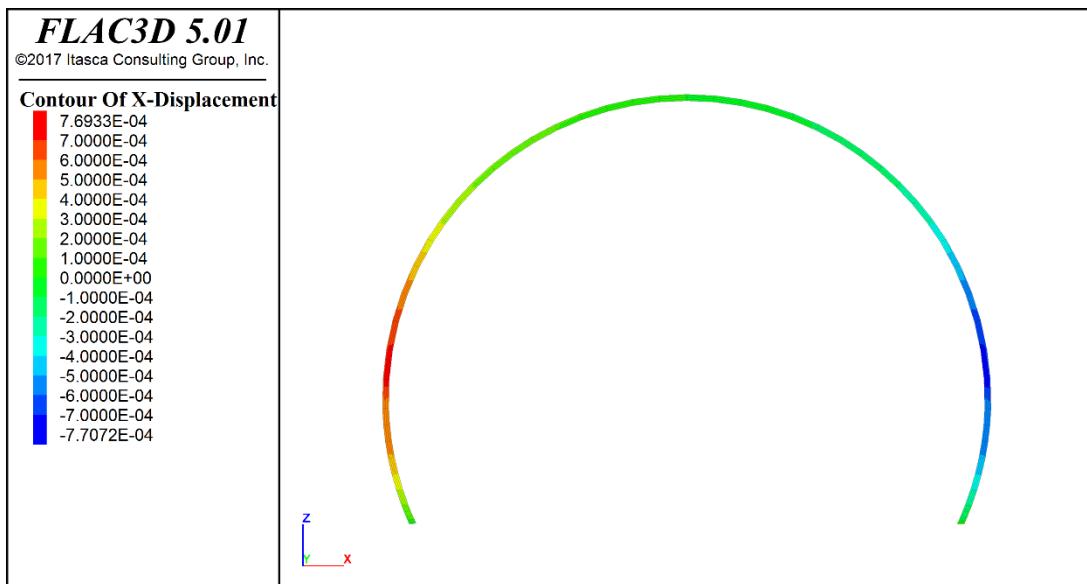


Ilustración 24. Desplazamientos horizontales del sostenimiento en el ST-I

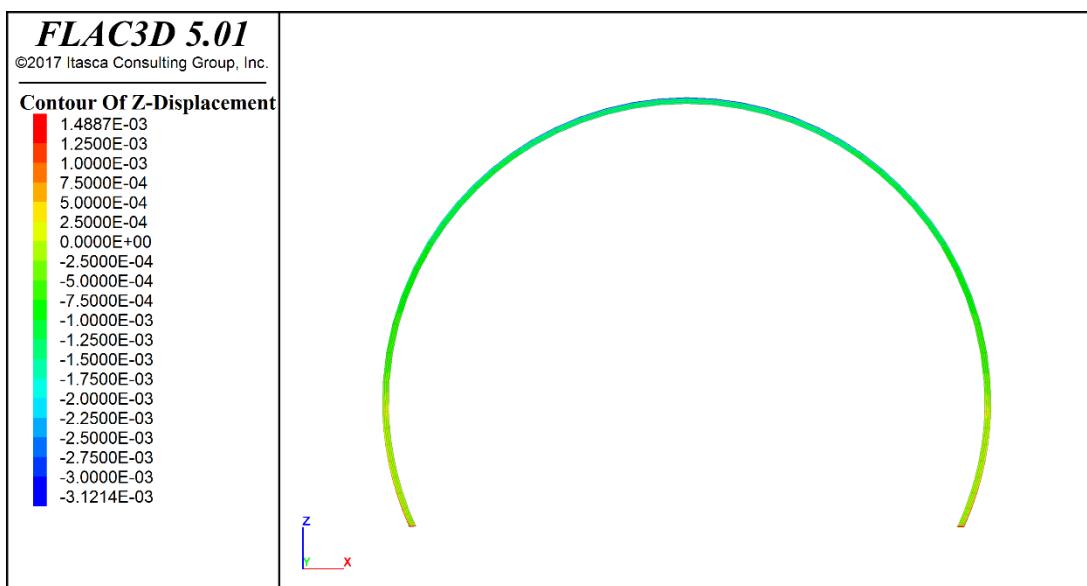


Ilustración 25. Desplazamientos verticales del sostenimiento en el ST-I

8.2. SOSTENIMIENTO ST-II

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 15 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo ST-II.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 15.17 MPa y las tracciones máximas no superan los 0.81 MPa.

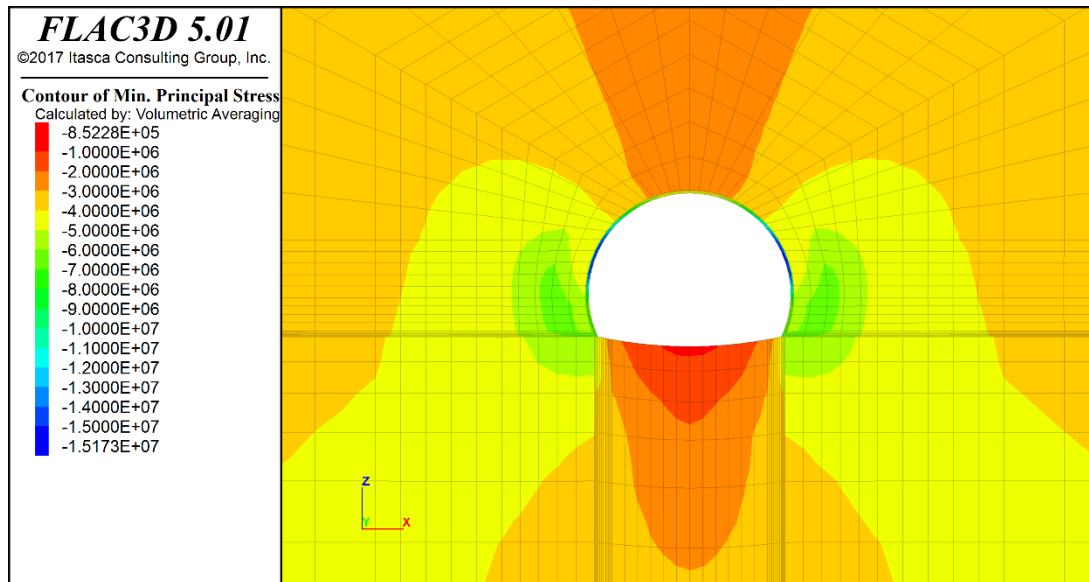


Ilustración 26. Compresiones en el macizo del ST-II

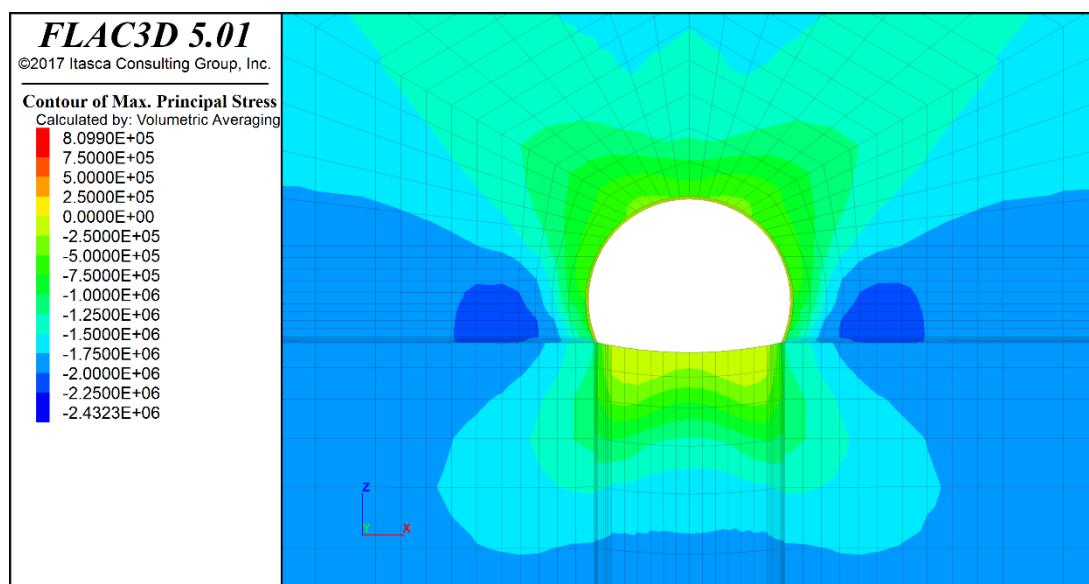


Ilustración 27. Tracciones en el macizo del ST-II

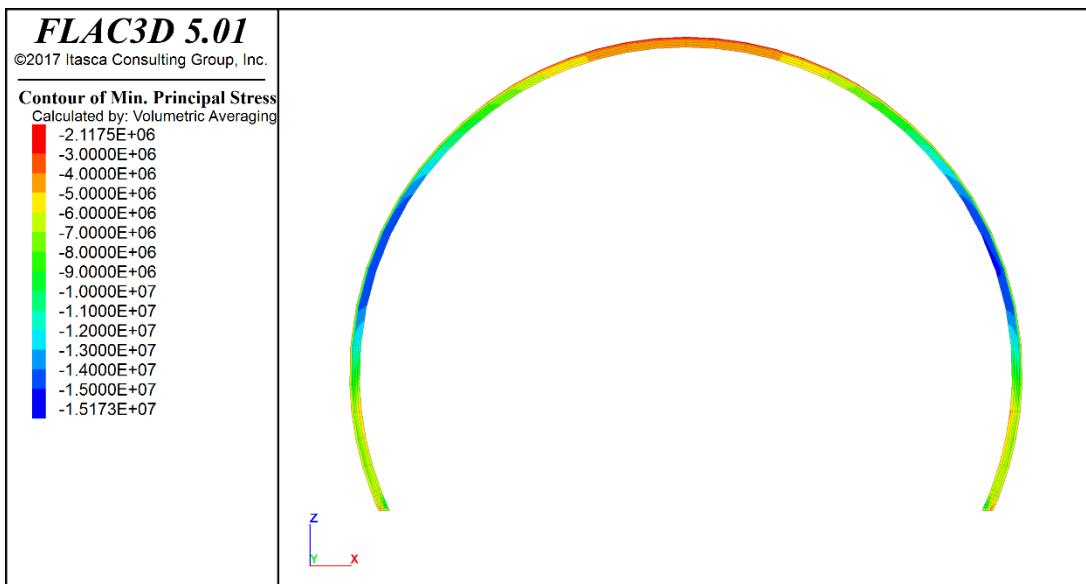


Ilustración 28. Compresiones en el macizo del ST-II

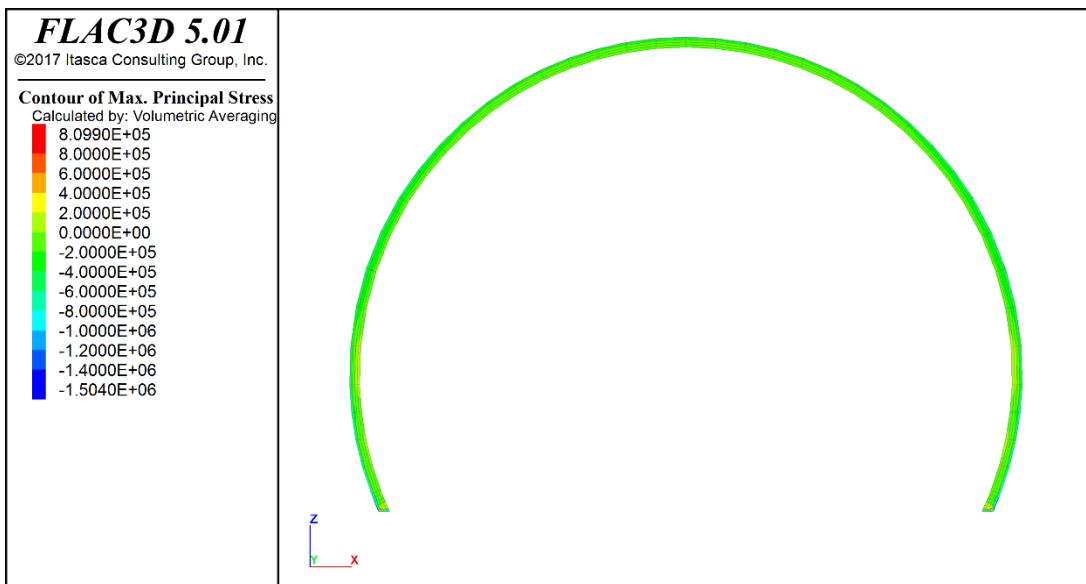


Ilustración 29. Tracciones en el macizo del ST-II

A su vez se han analizado las fuerzas de tracción máximas a las que son sometidos los bulones que componen el sostenimiento tipo ST-II. Se observa que las fuerzas máximas de tracción a las cuales son sometidos los bulones del sostenimiento tipo ST-II no superan las 9.62 toneladas.

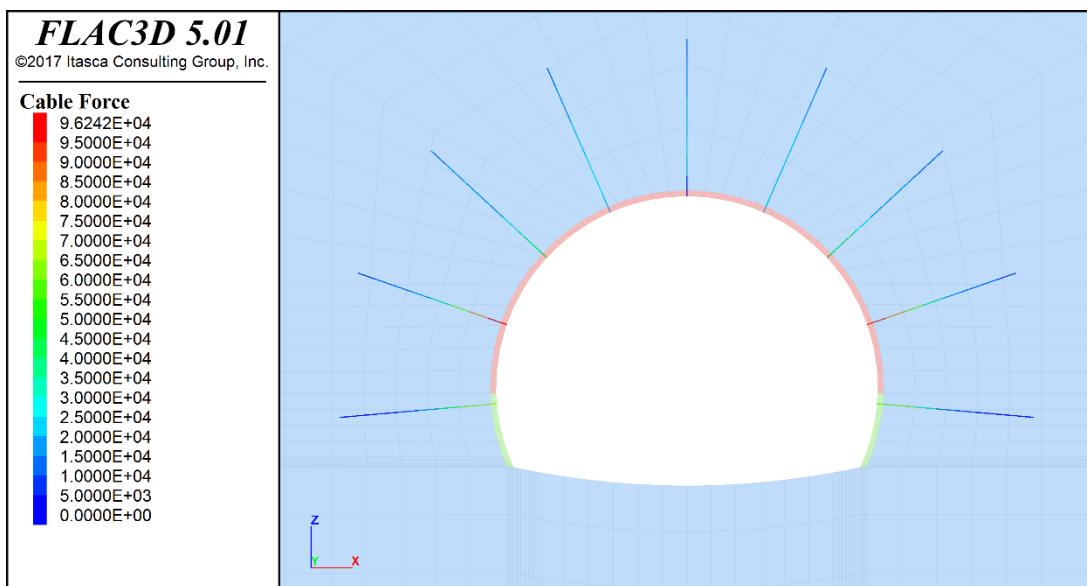


Ilustración 30. Fuerzas sobre los bulones ST-II

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

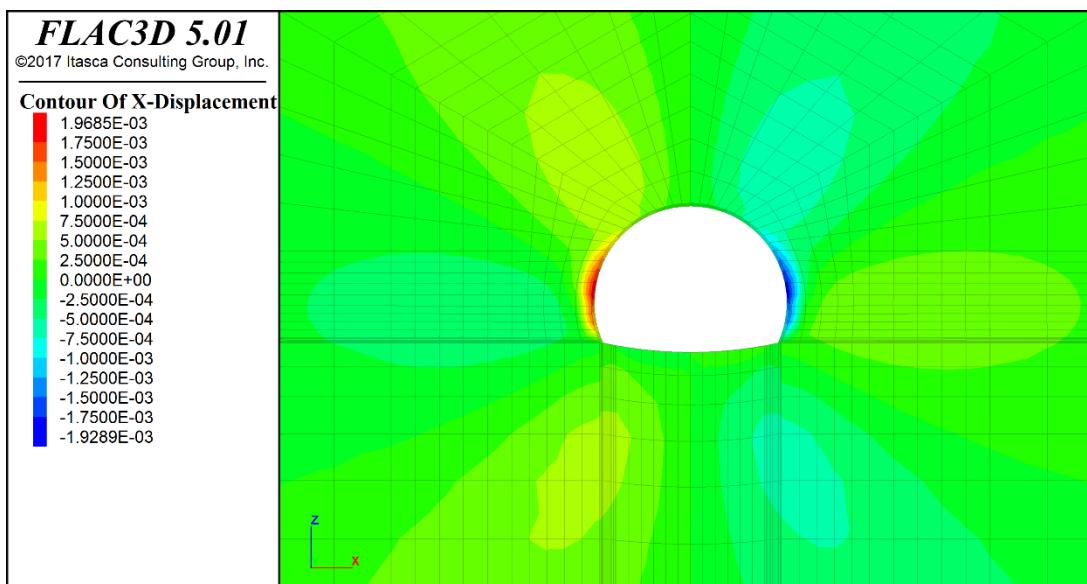


Ilustración 31. Desplazamientos horizontales del terreno en el ST-II

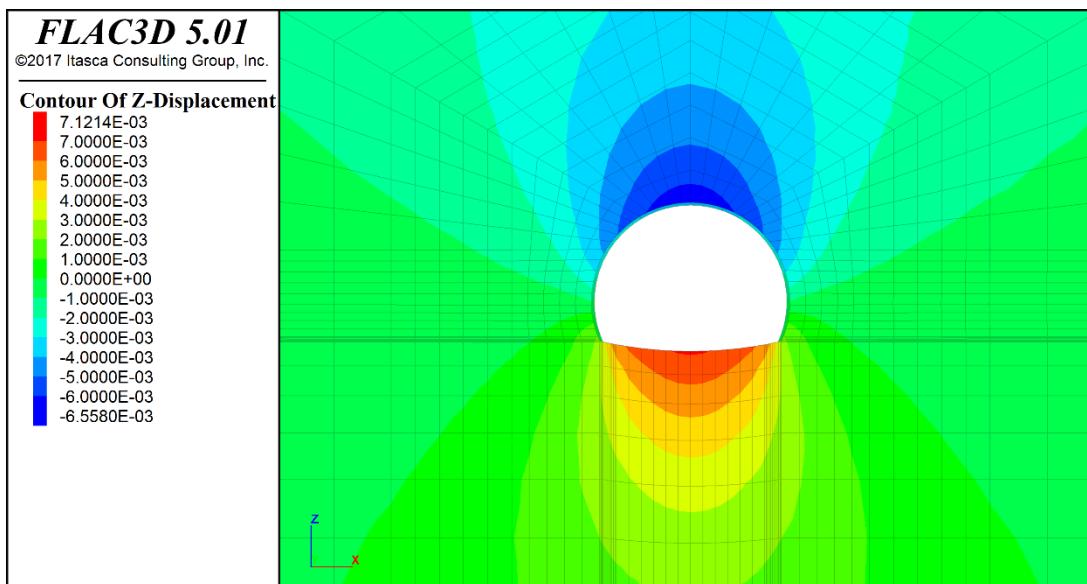


Ilustración 32. Desplazamientos verticales del terreno en el ST-II

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 1.96 mm en la dirección horizontal y 6.58 mm en la dirección vertical.

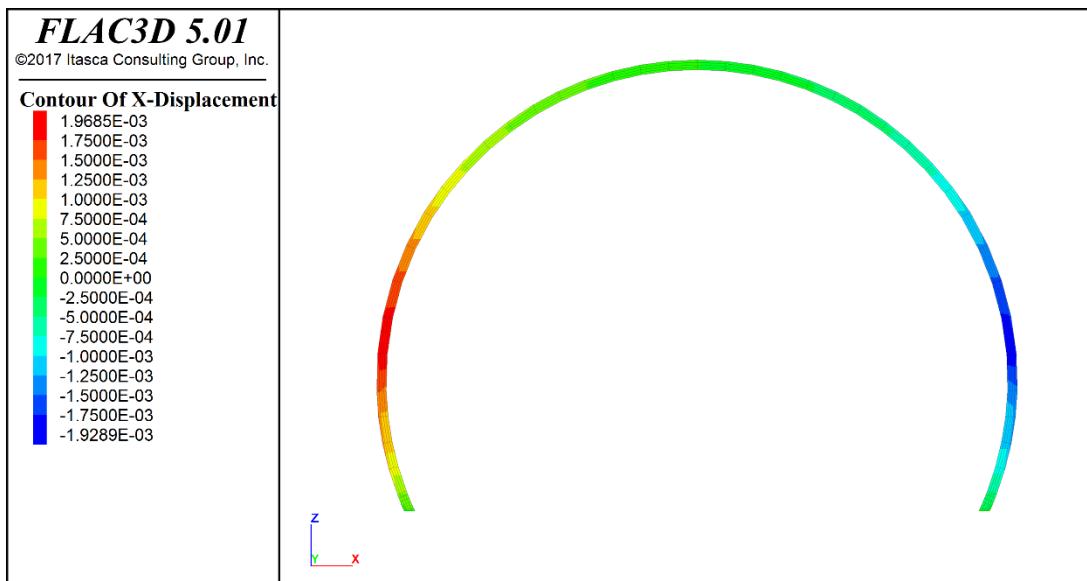


Ilustración 33. Desplazamientos horizontales del sostenimiento en el ST-II

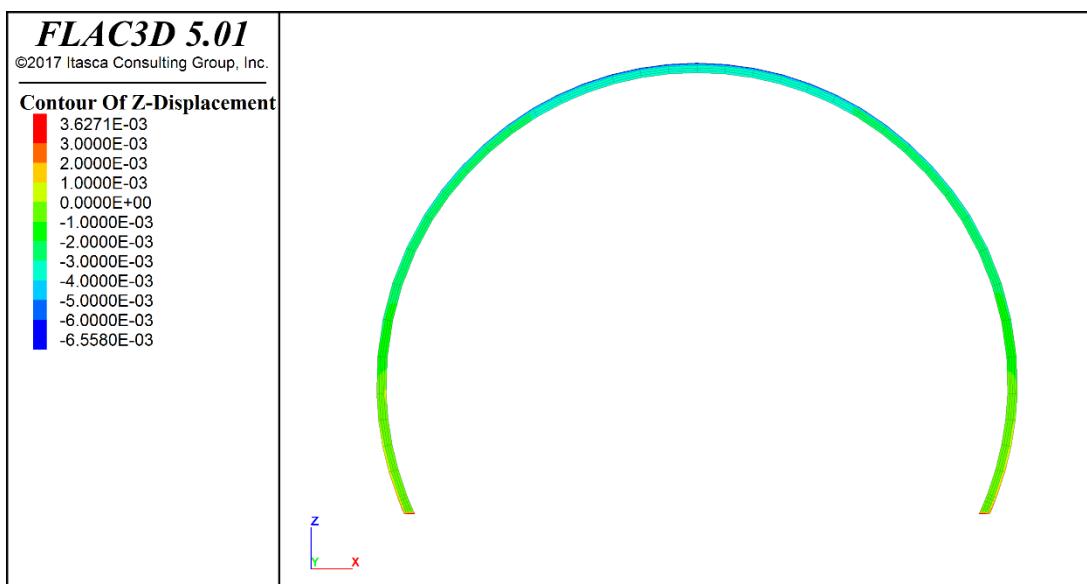


Ilustración 34. Desplazamientos verticales del sostenimiento en el ST-II

8.3. SOSTENIMIENTO ST-III

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 20 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo ST-III.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 16.25 MPa y las tracciones máximas no superan los 1.66 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

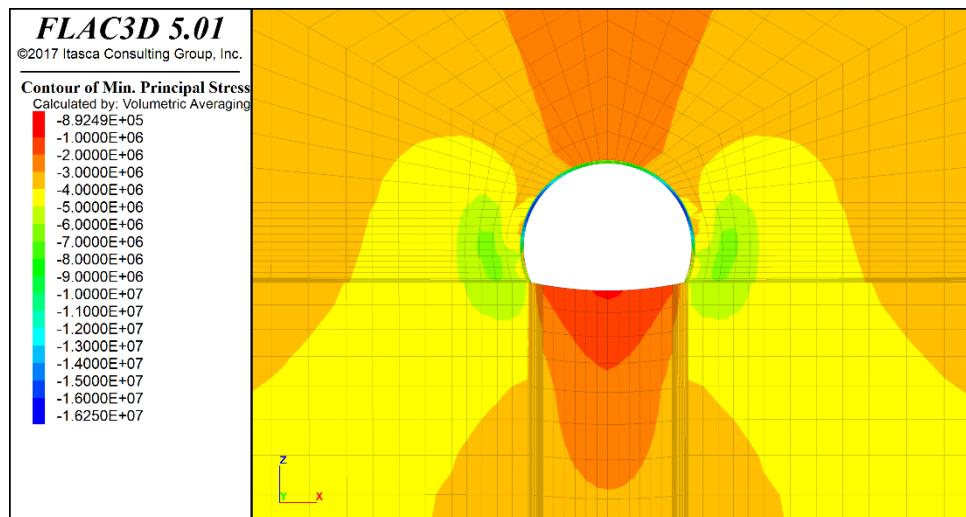


Ilustración 35. Compresiones en el macizo del ST-III

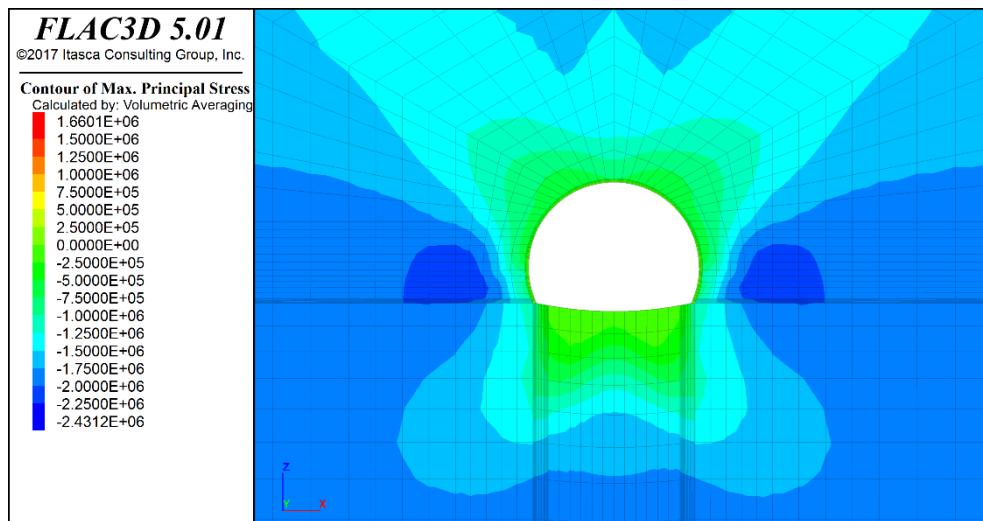


Ilustración 36. Tracciones en el macizo del ST-III

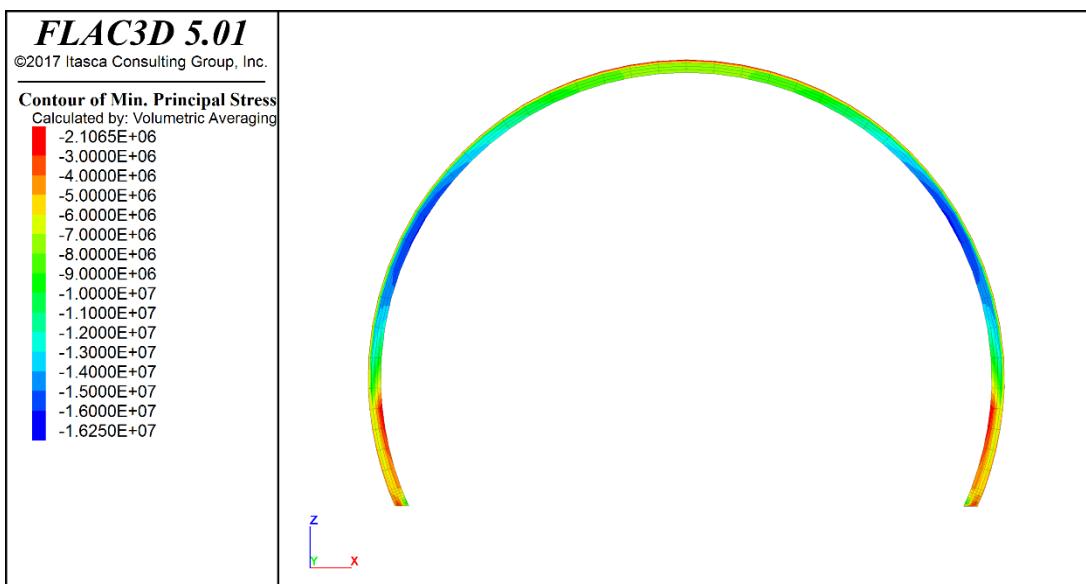


Ilustración 37. Compresiones en el macizo del ST-III

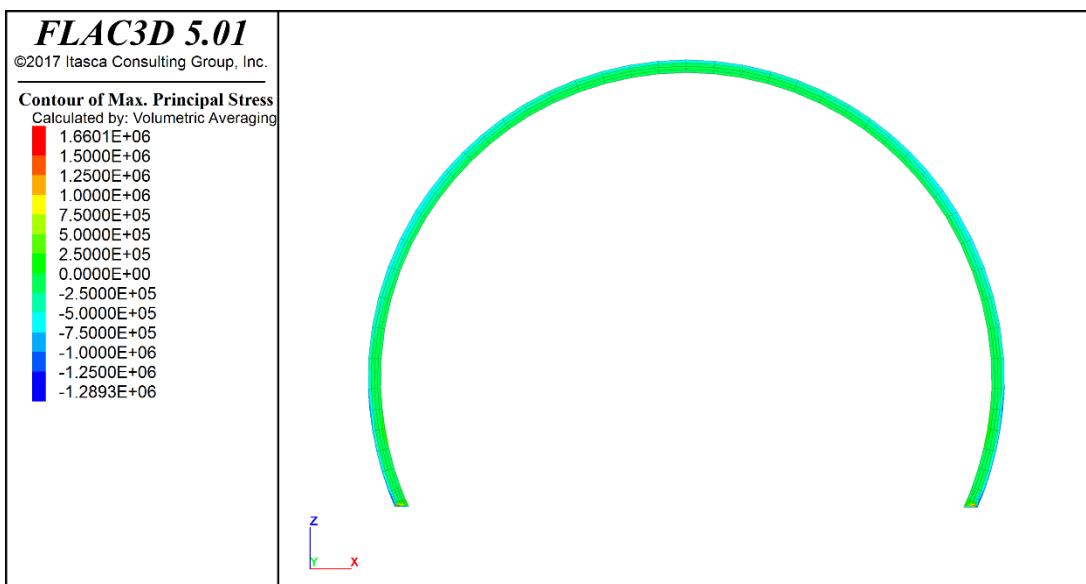


Ilustración 38. Tracciones en el macizo del ST-III

A su vez se han analizado las fuerzas de tracción máximas a las que son sometidos los bulones que componen el sostenimiento tipo ST-III. Se observa que las fuerzas máximas de tracción a las cuales son sometidos los bulones del sostenimiento tipo ST-III no superan las 18.00 toneladas.

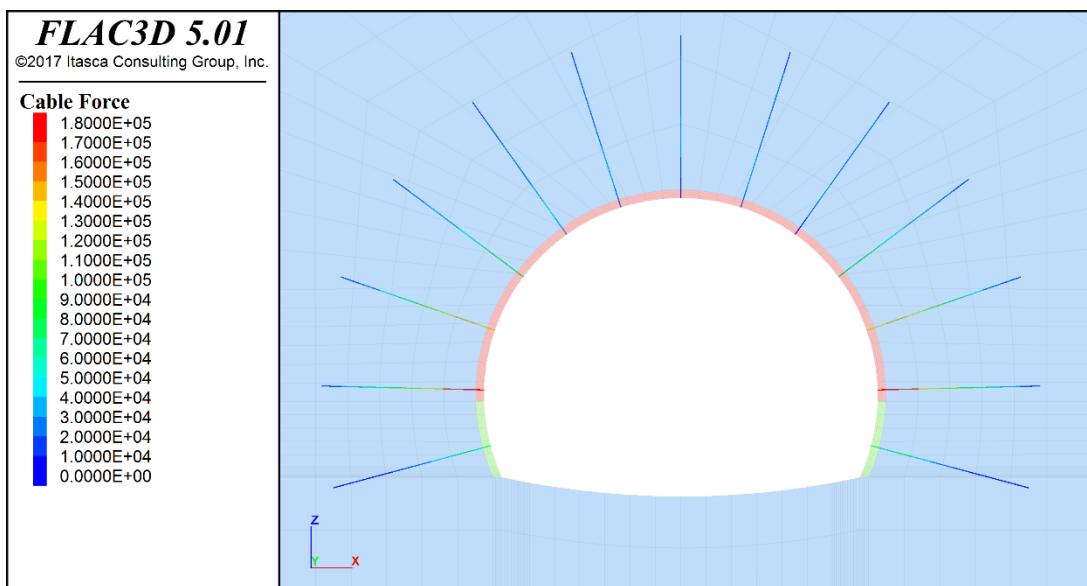


Ilustración 39. Fuerzas sobre los bulones ST-III

Se ha obtenido los esfuerzos sobre los elementos estructurales tipo BEAM que componen la cercha del sostenimiento tipo ST-III. Se observa que la fuerza axial máxima sobre la cercha es del orden de 39.60 toneladas.

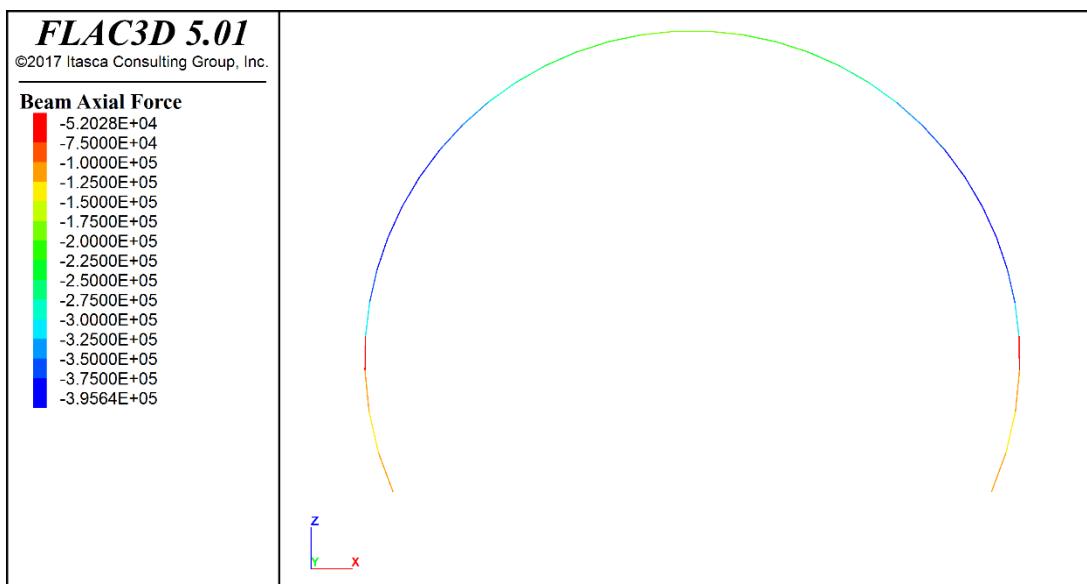


Ilustración 40. Fuerza axial sobre la cercha ST-III

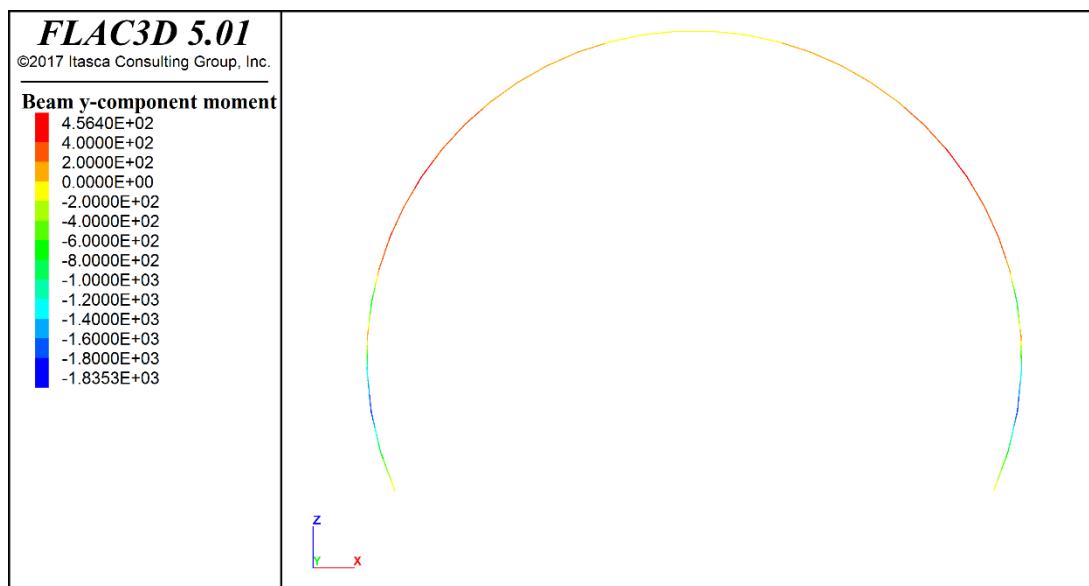


Ilustración 41. My sobre la cercha ST-III

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

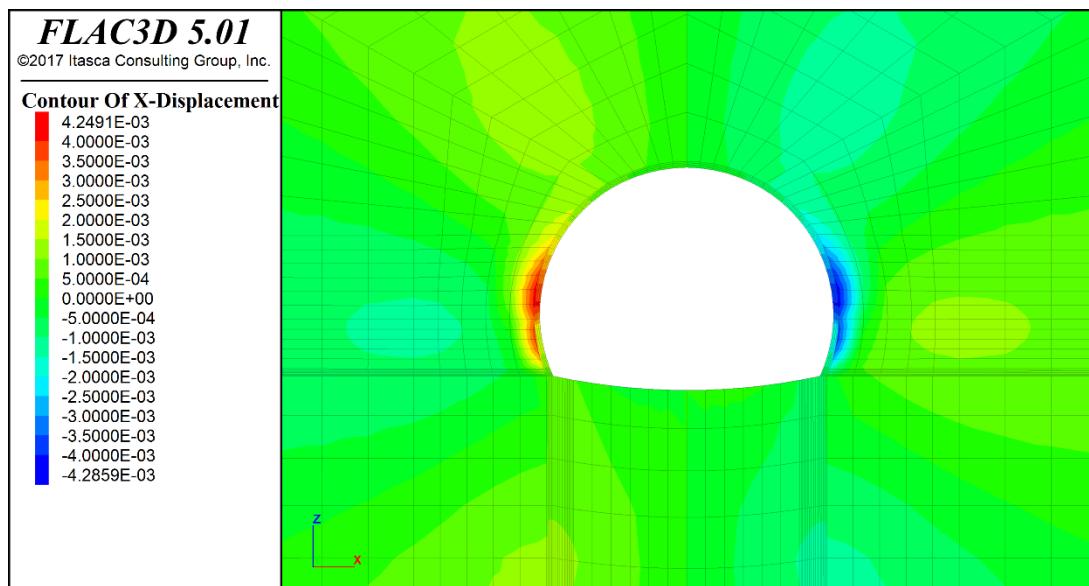


Ilustración 42. Desplazamientos horizontales del terreno en el ST-III

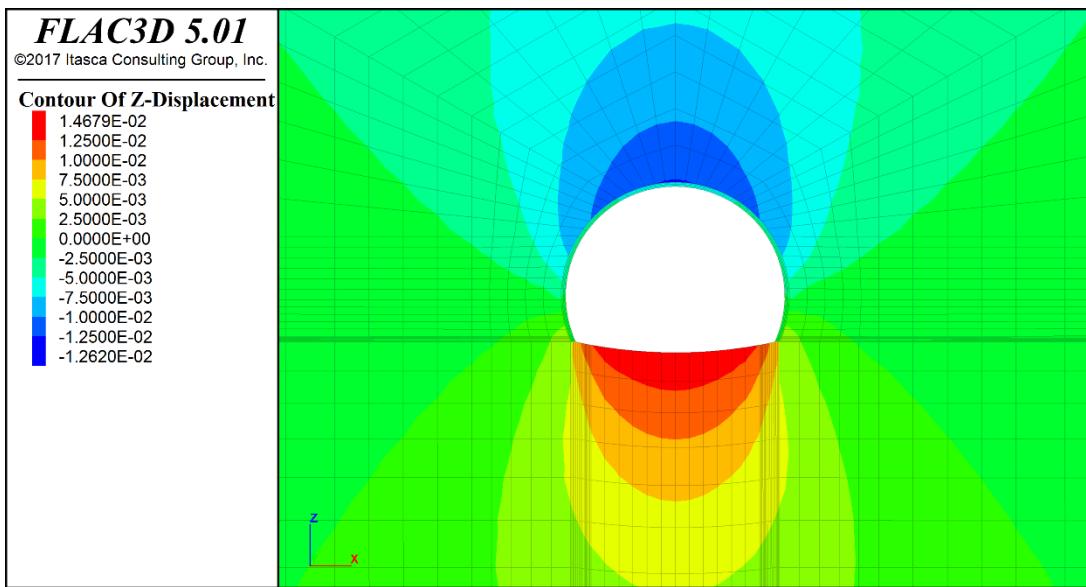


Ilustración 43. Desplazamientos verticales del terreno en el ST-III

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 4.25 mm en la dirección horizontal y 12.6 mm en la dirección vertical.

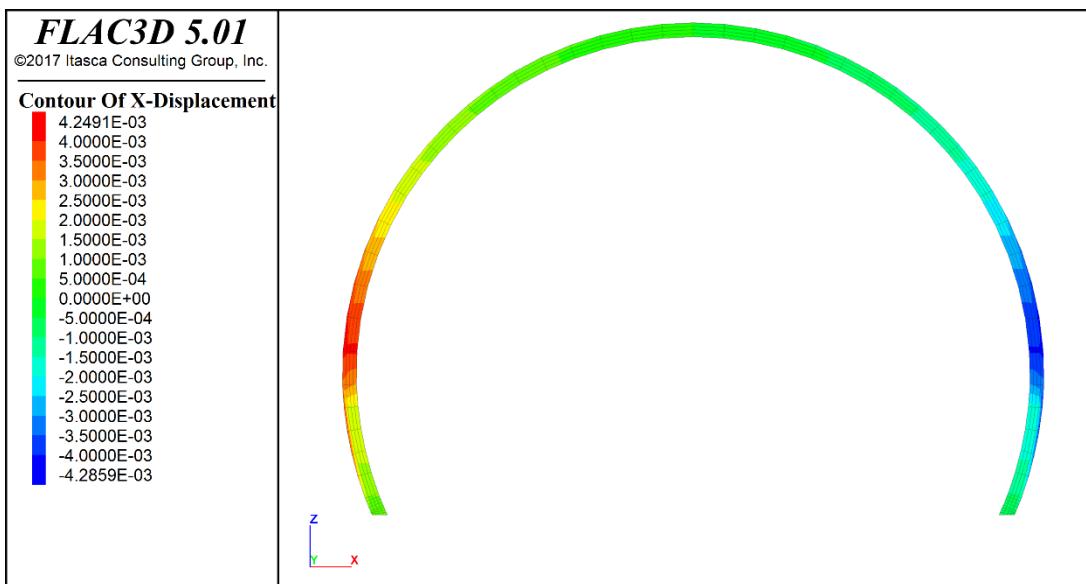


Ilustración 44. Desplazamientos horizontales del sostenimiento en el ST-III

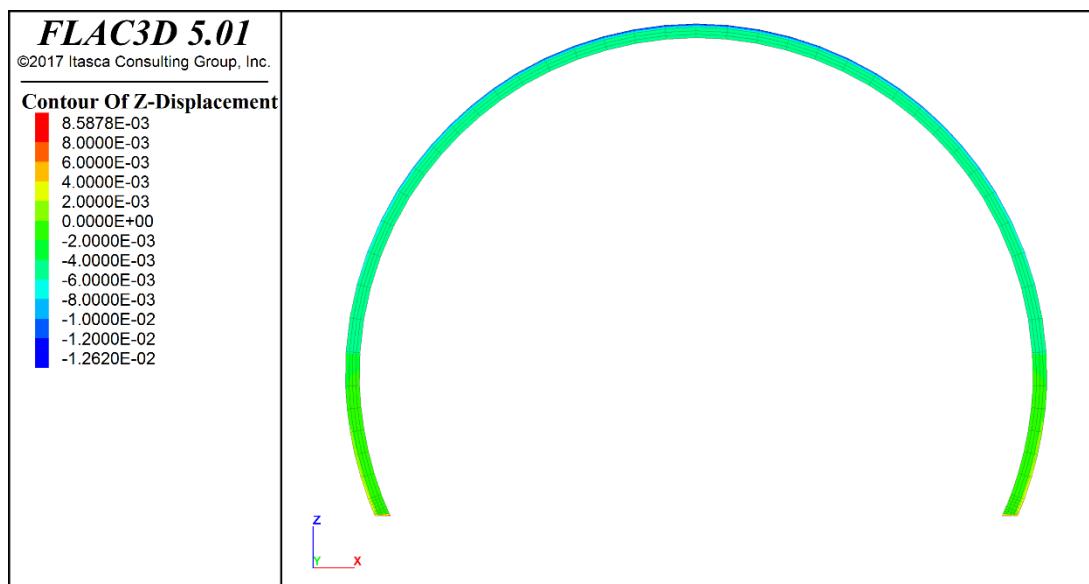


Ilustración 45. Desplazamientos verticales del sostenimiento en el ST-III

8.4. SOSTENIMIENTO ST-IV

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 25 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo ST-IV.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 16.07 MPa y las tracciones máximas no superan los 1.76 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

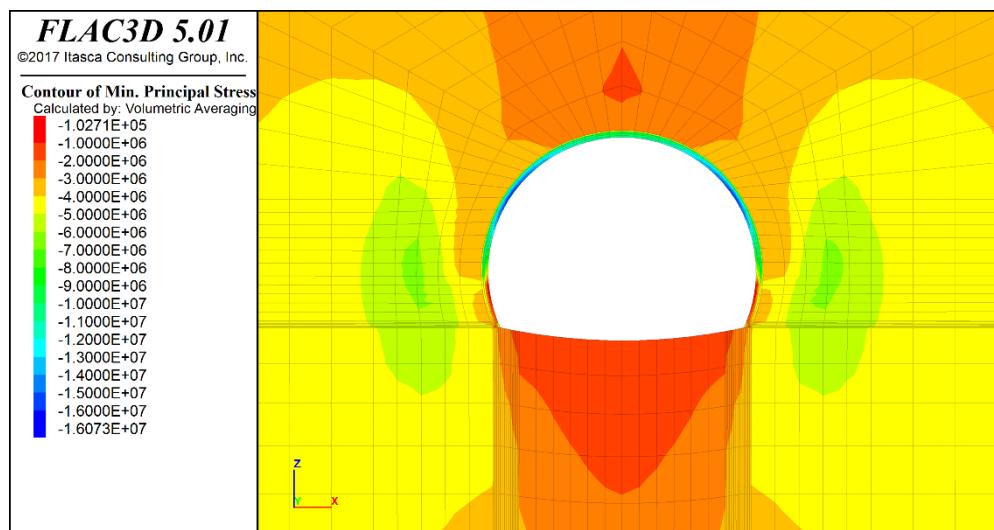


Ilustración 46. Compresiones en el macizo del ST-IV

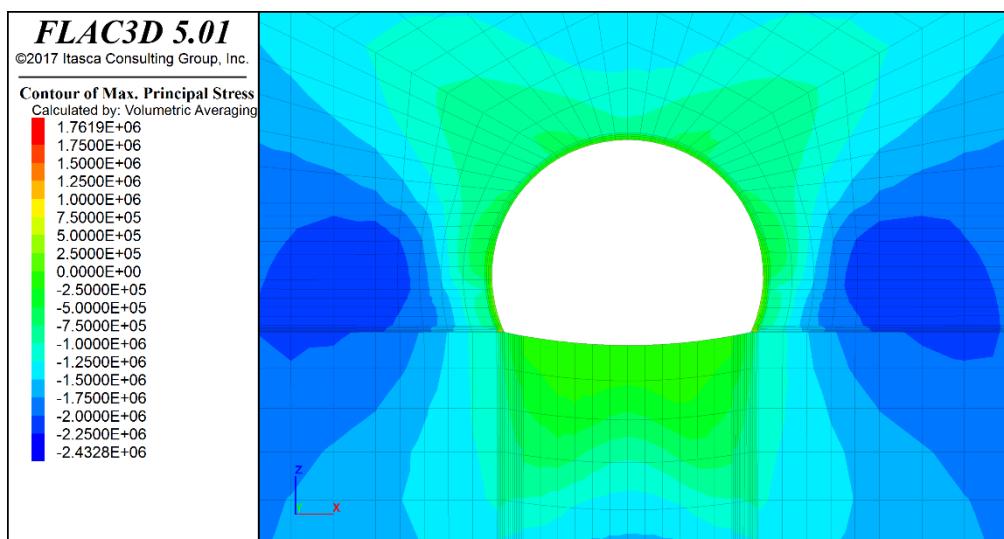


Ilustración 47. Tracciones en el macizo del ST-IV

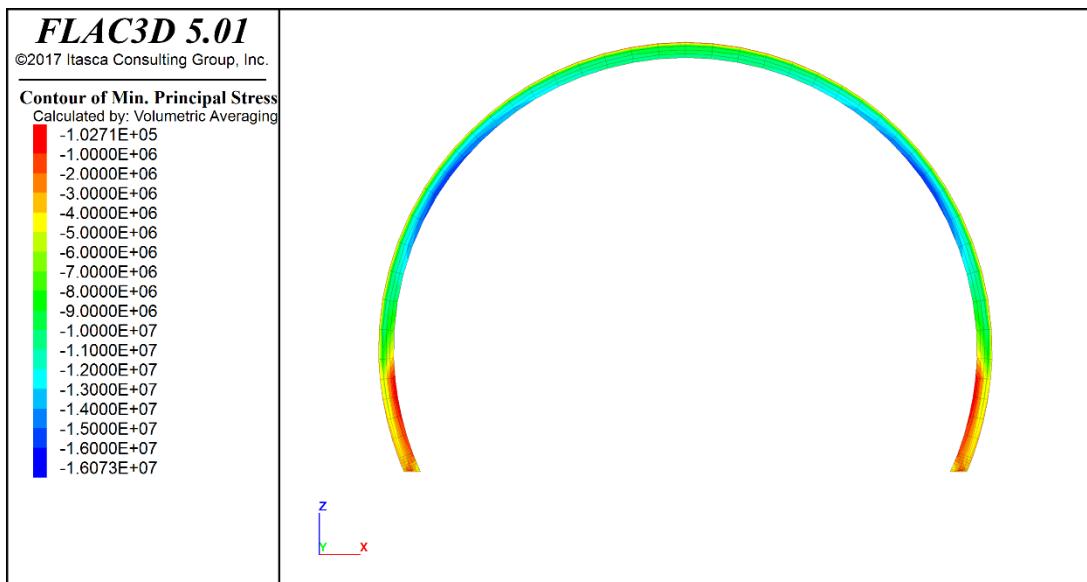


Ilustración 48. Compresiones en el macizo del ST-IV

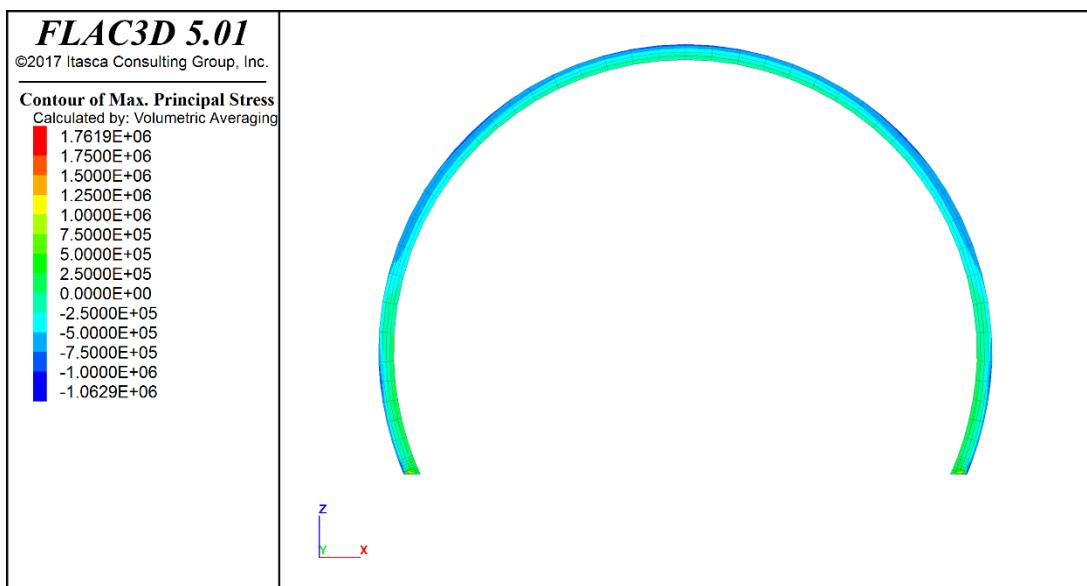


Ilustración 49. Tracciones en el macizo del ST-IV

A su vez se han analizado las fuerzas de tracción máximas a las que son sometidos los bulones que componen el sostenimiento tipo ST-IV. Se observa que las fuerzas máximas de tracción a las cuales son sometidos los bulones del sostenimiento tipo ST-IV no superan las 17.99 toneladas.

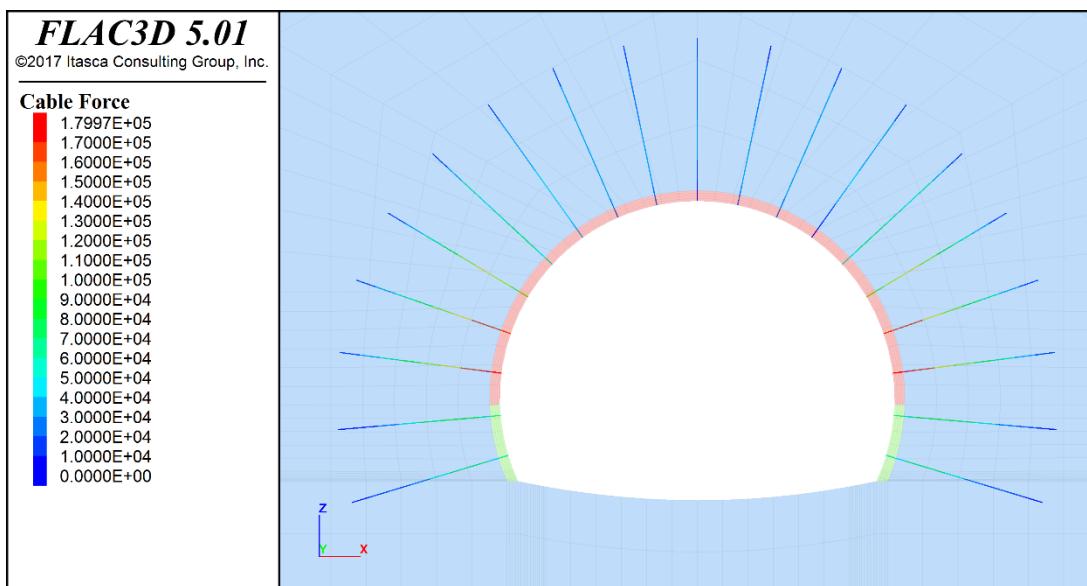


Ilustración 50. Fuerzas sobre los bulones ST-IV

Se ha obtenido los esfuerzos sobre los elementos estructurales tipo BEAM que componen la cercha del sostenimiento tipo ST-IV. Se observa que la fuerza axial máxima sobre la cercha es del orden de 34.00 toneladas.

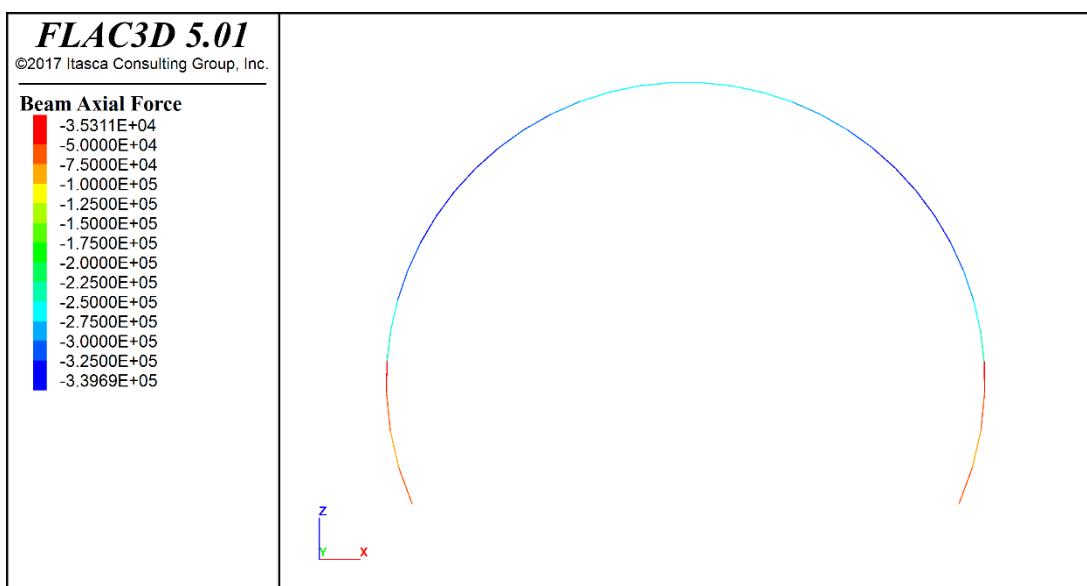


Ilustración 51. Fuerza axial sobre la cercha ST-IV

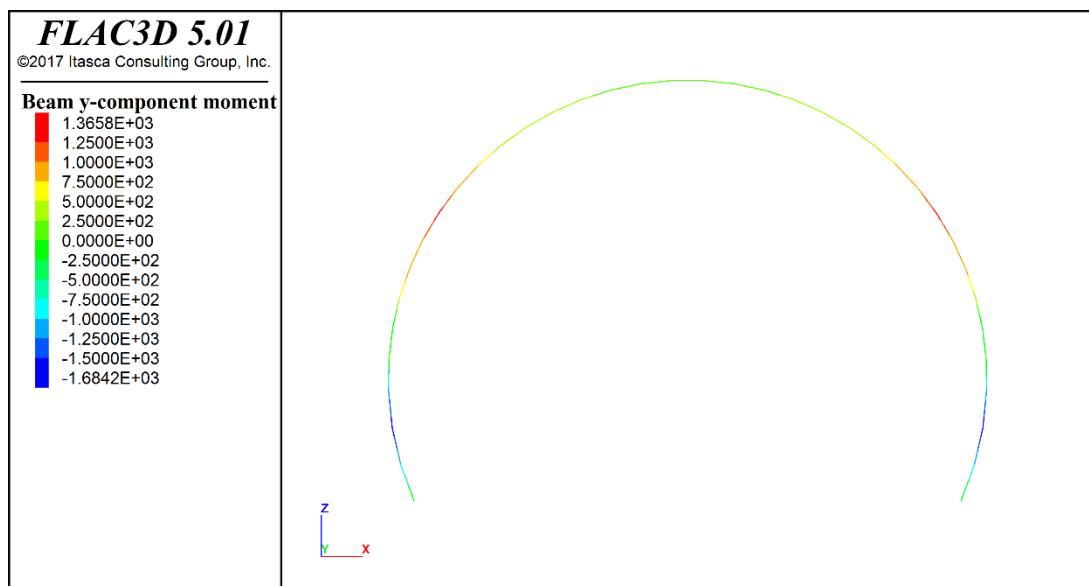


Ilustración 52. My sobre la cercha ST-IV

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

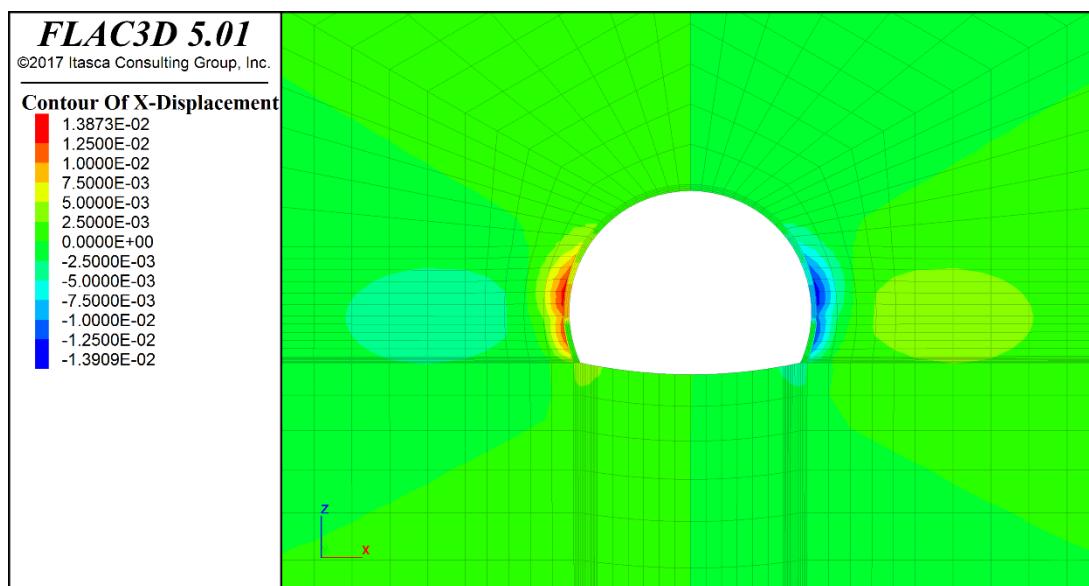


Ilustración 53. Desplazamientos horizontales del terreno en el ST-IV

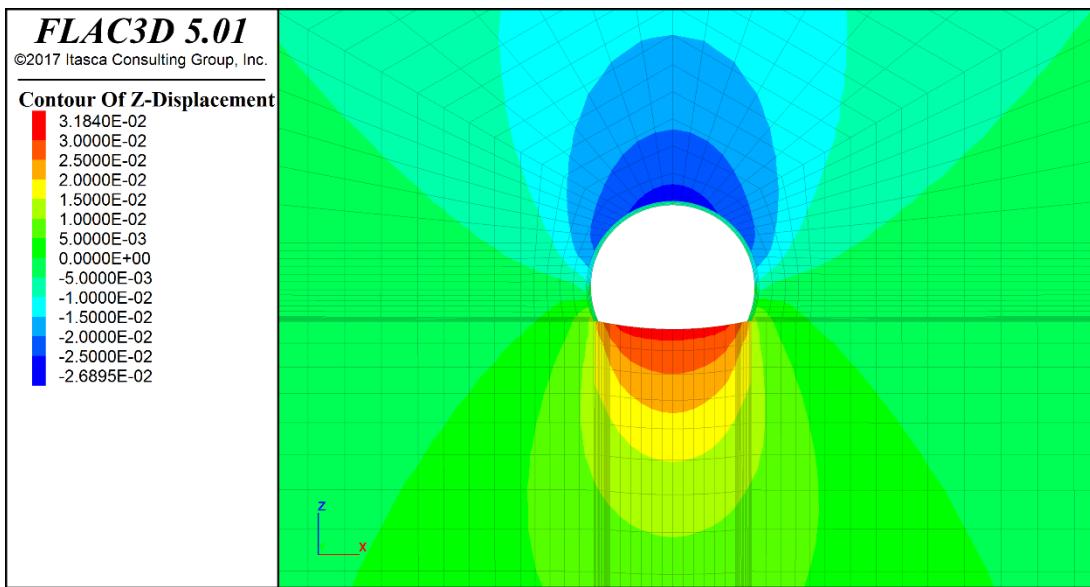


Ilustración 54. Desplazamientos verticales del terreno en el ST-IV

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 13.80 mm en la dirección horizontal y 26.89 mm en la dirección vertical.

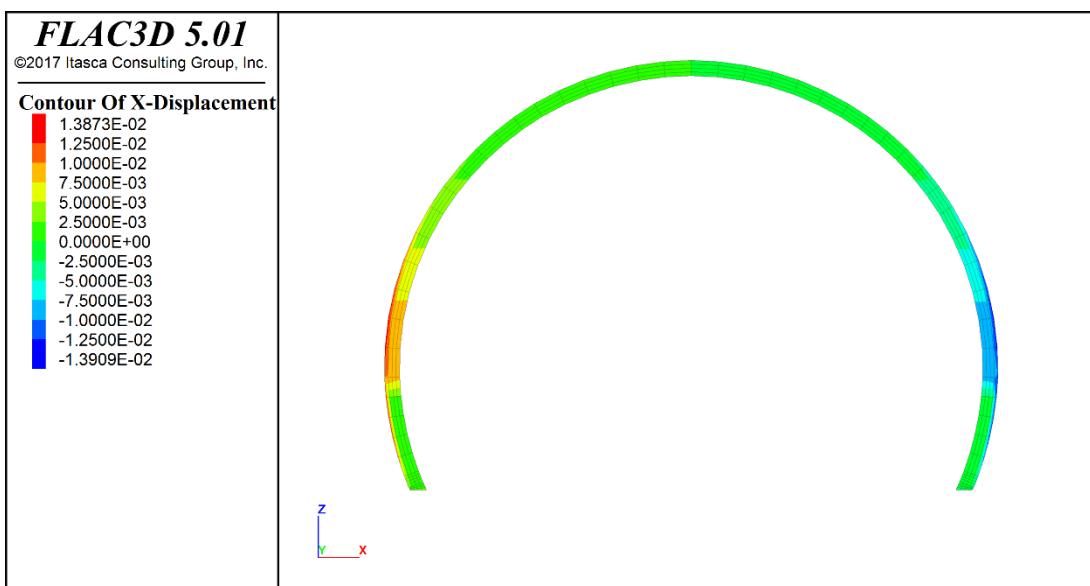


Ilustración 55. Desplazamientos horizontales del sostenimiento en el ST-IV

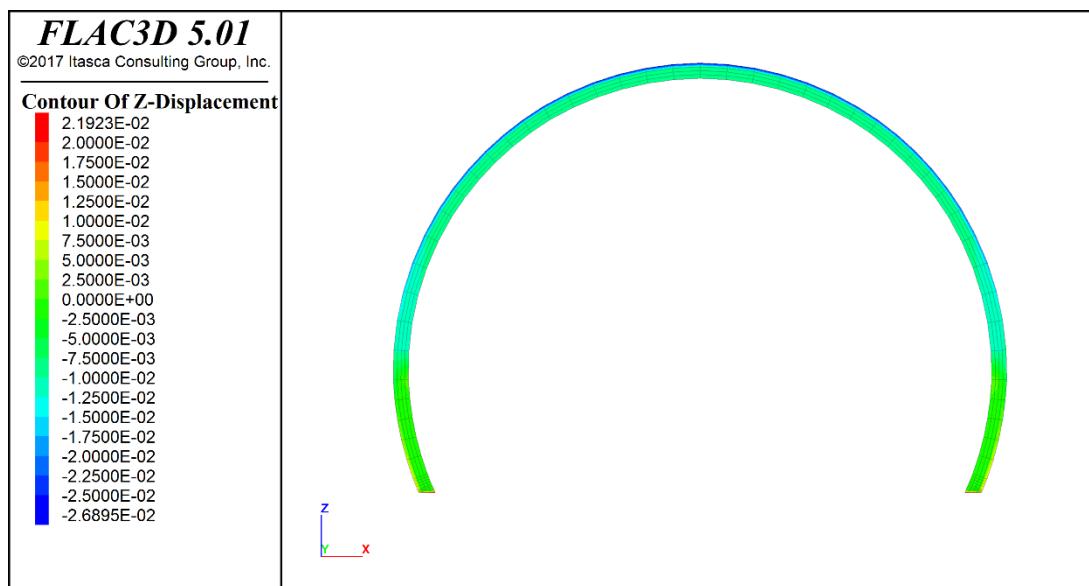


Ilustración 56. Desplazamientos verticales del sostenimiento en el ST-IV

8.5. SOSTENIMIENTO TIPO FALLA

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 30 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo falla.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 20.47 MPa y las tracciones máximas no superan los 1.65 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

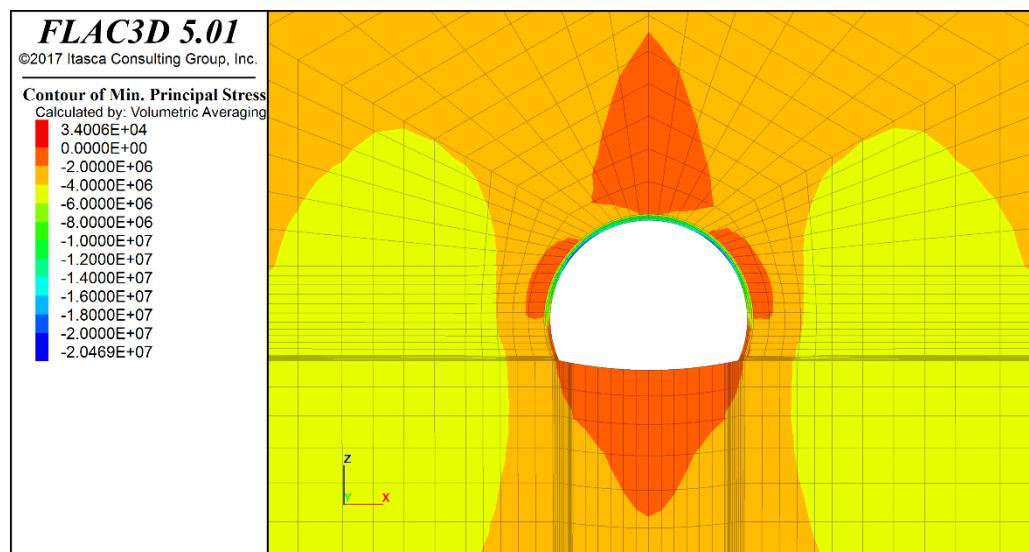


Ilustración 57. Compresiones en el macizo del tipo falla.

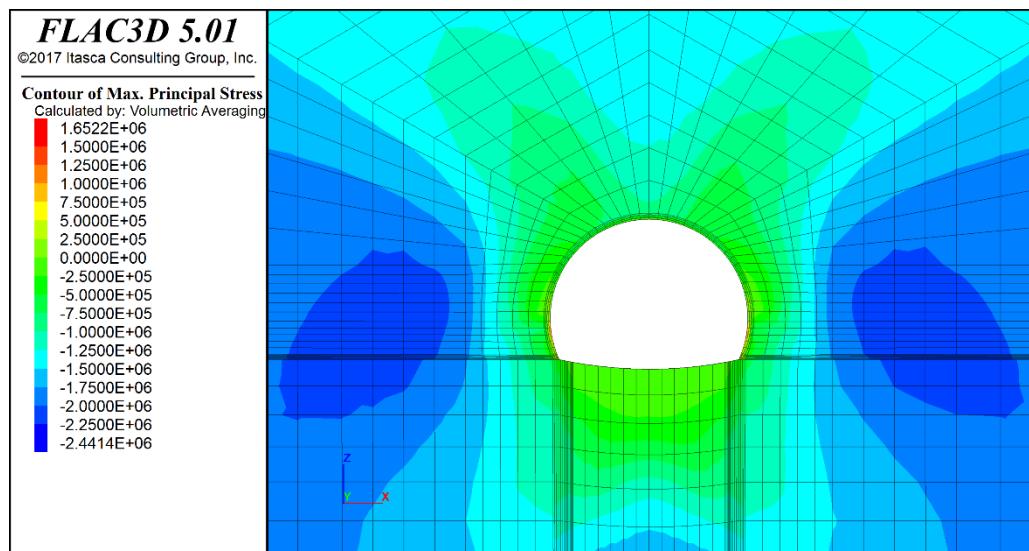


Ilustración 58. Tracciones en el macizo del tipo falla.

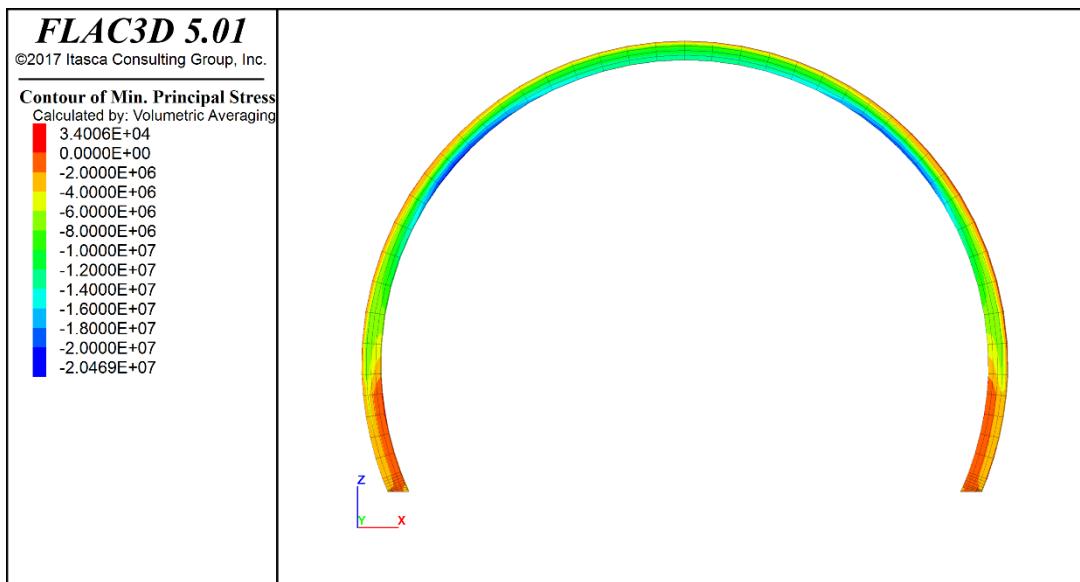


Ilustración 59. Compresiones en el macizo del tipo falla.

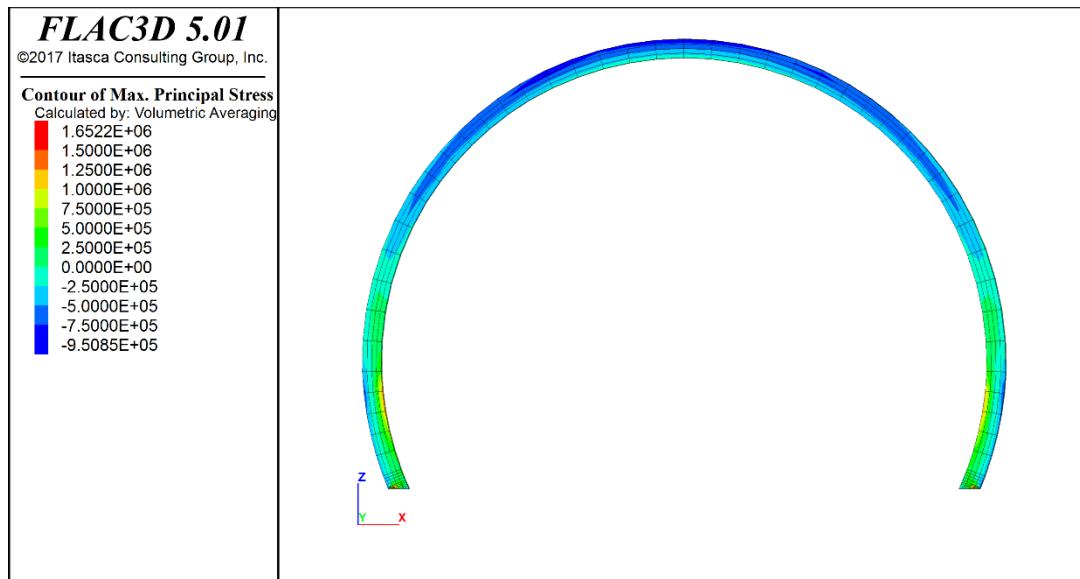


Ilustración 60. Tracciones en el macizo del tipo falla.

Se ha obtenido los esfuerzos sobre los elementos estructurales tipo BEAM que componen la cercha del sostenimiento tipo falla. Se observa que la fuerza axial máxima sobre la cercha es del orden de 49.00 toneladas.

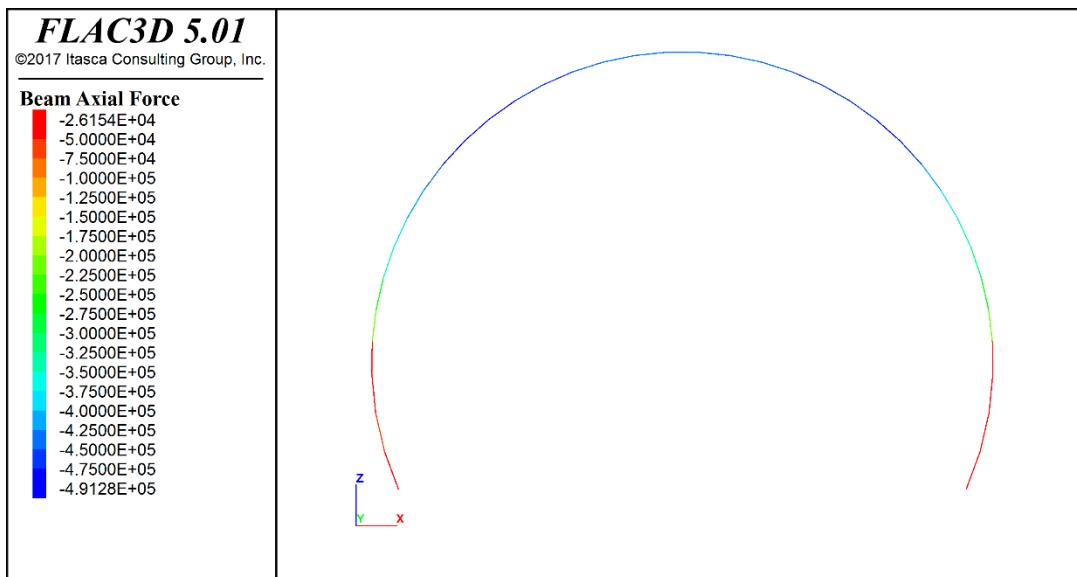


Ilustración 61. Fuerza axial sobre la cercha tipo falla.

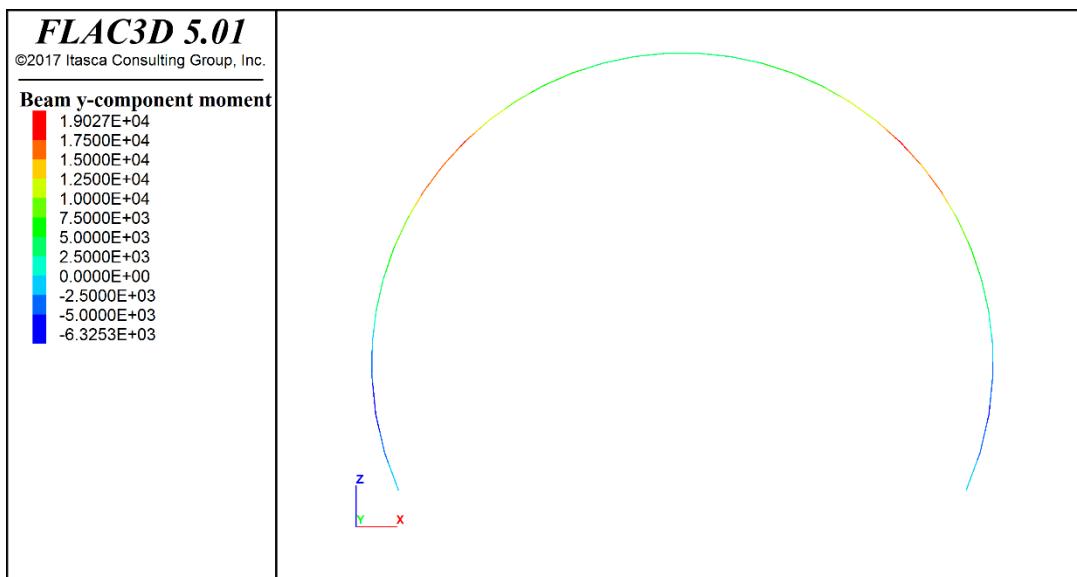


Ilustración 62. My sobre la cercha tipo falla.

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

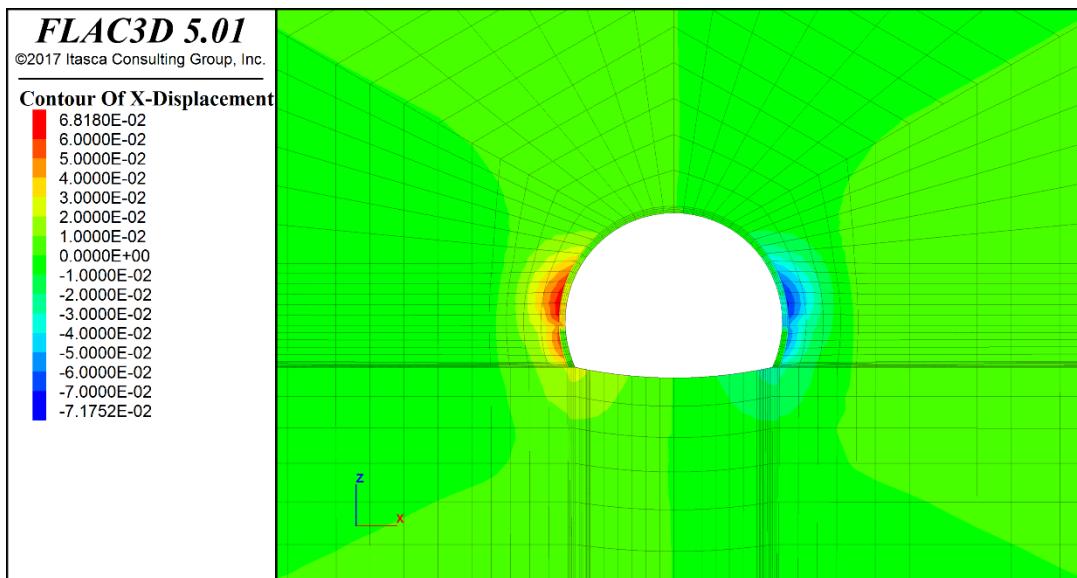


Ilustración 63. Desplazamientos horizontales del terreno en el tipo falla.

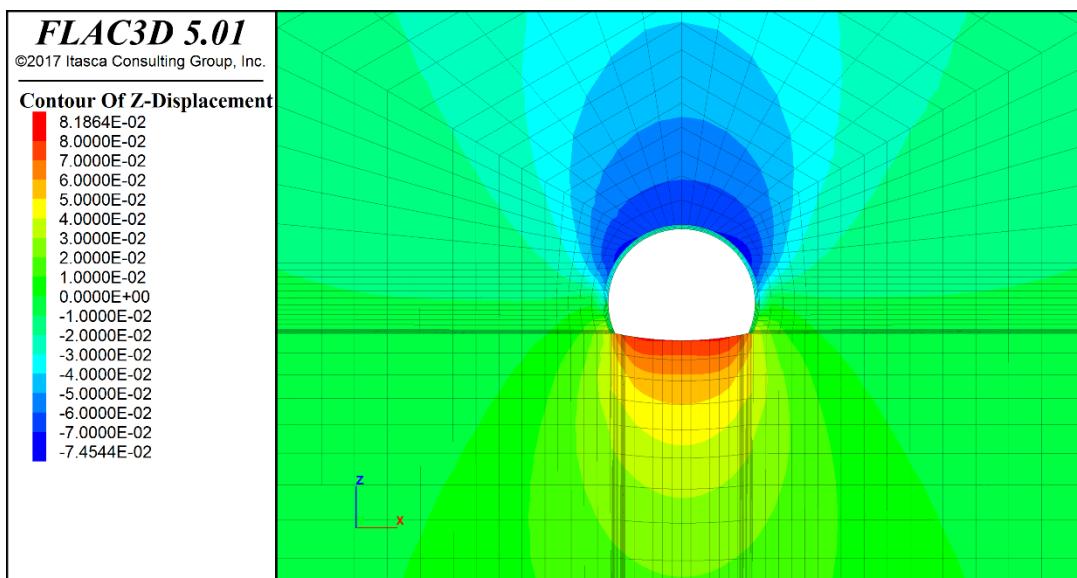


Ilustración 64. Desplazamientos verticales del terreno en el tipo falla.

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 68.20 mm en la dirección horizontal y 74.5 mm en la dirección vertical.

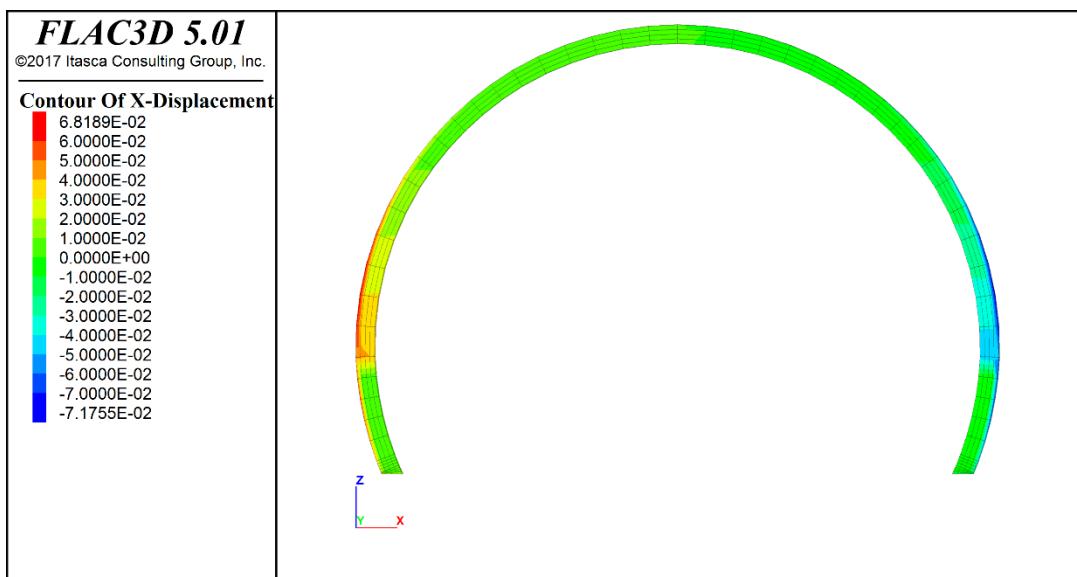


Ilustración 65. Desplazamientos horizontales del sostenimiento en el tipo falla

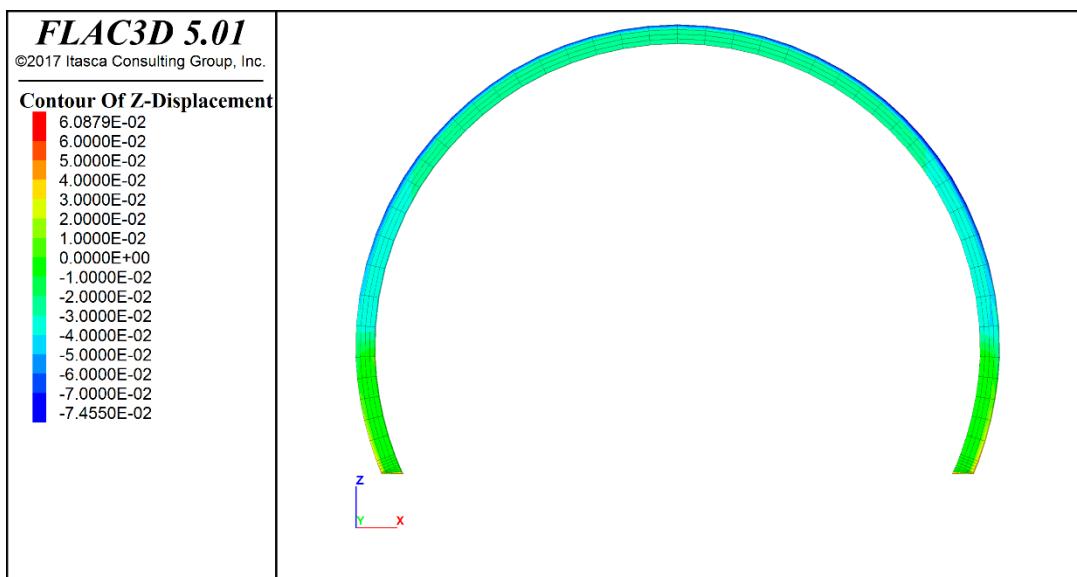


Ilustración 66. Desplazamientos verticales del sostenimiento en el tipo falla

9. CONCLUSIONES

Se han comprobado que los cinco sostenimientos ST-I, ST-II, ST-III, ST-IV y tipo falla previstos en proyecto para el túnel de Aginaga son válidos desde el punto de vista tensodeformacional.

Se ha verificado que se cumple con las comprobaciones estructurales y deformacionales tanto para el sostenimiento de hormigón proyectado como para los elementos estructurales metálicos (cerchas y bulones en su caso), validándose la ejecución de esta en los rangos geotécnicos descritos en los apartados 4 y 5 de este documento.

**APÉNDICE III. CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES DEL
SOSTENIMIENTO GALERÍA**

ÍNDICE

1. OBJETO DEL DOCUMENTO	3
2. CÁLCULOS REALIZADOS.....	4
2.1. SOSTENIMIENTO G-I	4
2.2. SOSTENIMIENTO G-II	4
2.3. SOSTENIMIENTO G-III	5
3. FASES DE CÁLCULO	6
3.1. SECCIÓN SOSTENIMIENTO.....	6
3.2. SITUACIÓN INICIAL	6
3.3. EJECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN.....	7
3.4. EJECUCIÓN DEL SOSTENIMIENTO	8
4. CONDICIONES GEOTÉCNICAS	9
5. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	10
6. DETERMINACIÓN DEL RELAJAMIENTO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN	13
7. VALIDACIÓN DEL SOSTENIMIENTO.....	17
7.1. MODELIZACIÓN DEL SOSTENIMIENTO	18
7.1.1. HORMIGÓN PROYECTADO H-MP	18
7.1.2. BULONES.....	18
7.1.3. CERCHAS	18

7.2. CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES.....	19
7.3. CRITERIO DE VALIDACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN.....	19
7.3.1. COMPRESIONES Y TRACCIONES EN LA GUINITA.....	20
7.4. AXILES EN BULONES.....	20
7.4.1. MÁXIMAS CONVERGENCIAS	20
7.5. FUERZA EN LA CERCHA.....	20
8. RESULTADOS DEL MODELO	21
8.1. SOSTENIMIENTO G-I	21
8.2. SOSTENIMIENTO G-II	26
8.3. SOSTENIMIENTO G-III	32
9. CONCLUSIONES	38

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

En el presente apéndice se desarrollan los cálculos para la validación de las secciones de sostenimiento de la galería de evacuación de la variante de Aginaga, que constituye la práctica totalidad del proyecto del desdoblamiento de la línea de ferrocarril Bilbao-Donostia de ETS.

Los cálculos tensodeformacionales se han efectuado mediante el programa comercial FLAC^{3D}, que opera mediante el método de diferencias finitas, y está especialmente concebido para resolver problemas de mecánica de medios continuos aplicados a la geotecnia, permitiendo la realización de cálculos tanto bidimensionales como tridimensionales. En este caso, se han realizado modelos bidimensionales en distintas secciones de la galería, todos ellos coincidentes con las condiciones pésimas de cálculo para cada una de las secciones de sostenimiento previstas. Para la galería se tienen previstas tres secciones tipo de sostenimiento, cada una asociada a unos rangos de calidad del macizo rocoso. En todos los casos estudiados se ha estimado una altura de tierras de estudio de 128 m respecto a la clave del túnel, la cual representa la máxima montera esperable dentro de su trazado.

En los párrafos siguientes, se hace referencia a los parámetros tensodeformacionales utilizados en la realización de los cálculos. También se describe el criterio de rotura adoptado para los distintos materiales, así como el procedimiento constructivo seguido a la hora de realizar el cálculo, indicándose las fases de excavación y ejecución del sostenimiento que se ha adoptado. Además, se tratarán las condiciones iniciales y de contorno impuestas en el modelo, para conseguir la correcta modelización de cada fase de construcción.

Finalmente, a partir del estado tensional sobre cada una de las secciones de análisis, se hacen las comprobaciones estructurales del sostenimiento proyectado para la galería del túnel de Aginaga.

2. CÁLCULOS REALIZADOS

En la siguiente tabla se presentan las tres secciones de sostenimiento propuestas:

Tipo	Pase (m)	Excavación	HM-fck= 30MPa e=(cm)	Bulones Mn24	Cercha
G-I	3.00 m	Sección completa	10	Swellex MN-24 Long.= 2.50m #(TxL) 2.00x1.50m	No
G-II	1.50 m	Sección completa.	18	Swellex MN-24 Long.=2.50m #(TxL) 1.50x1.50m	Tipo TH-21 a 1.50 m
G-III	1.00 m	Sección completa.	25	NO	Tipo HEB-160 a 1.00 m

Tabla 1 Secciones de sostenimiento.

2.1. SOSTENIMIENTO G-I

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 10 cm de espesor, y bulones de expansión MN24, de 2.50 m de longitud, espaciados 2.00 m en transversal, y 1.50 m en longitudinal.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional, en el que la excavación del túnel se realiza en sección completa, en pasos de 3.00 m. El valor del RMR para aplicar este sostenimiento es RMR mayor a 50.

2.2. SOSTENIMIENTO G-II

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 18 cm de espesor, bulones de expansión MN24, de 2.50 m de longitud, espaciados 2.00 m en transversal, y 1.50 m en longitudinal; y cerchas tipo TH-21, espaciadas 1.50 m.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional, en el que la excavación del túnel se realiza en sección completa, en pasos de 1.50 m. El valor del RMR para aplicar este sostenimiento es RMR entre 35 y 49.

2.3. SOSTENIMIENTO G-III

Este sostenimiento consiste en una capa de hormigón proyectado de 25 cm de espesor, y cerchas tipo HEB-160, espaciadas 1.00 m. Como tratamiento especial deberá instalarse un machón central – Pata de elefante – Sellado de frente, de 3 cm de espesor.

Para la realización del cálculo, se ha considerado un modelo bidimensional, en el que la excavación del túnel se realiza en sección completa, en pasos de 1.00 m. El valor del RMR para aplicar este sostenimiento es RMR menor a 35.

3. FASES DE CÁLCULO

Las fases constructivas consideradas en cada uno de los modelos, son las siguientes.

3.1. SECCIÓN SOSTENIMIENTO

Se genera la geometría de la sección de galería, con su respectivo sostenimiento.

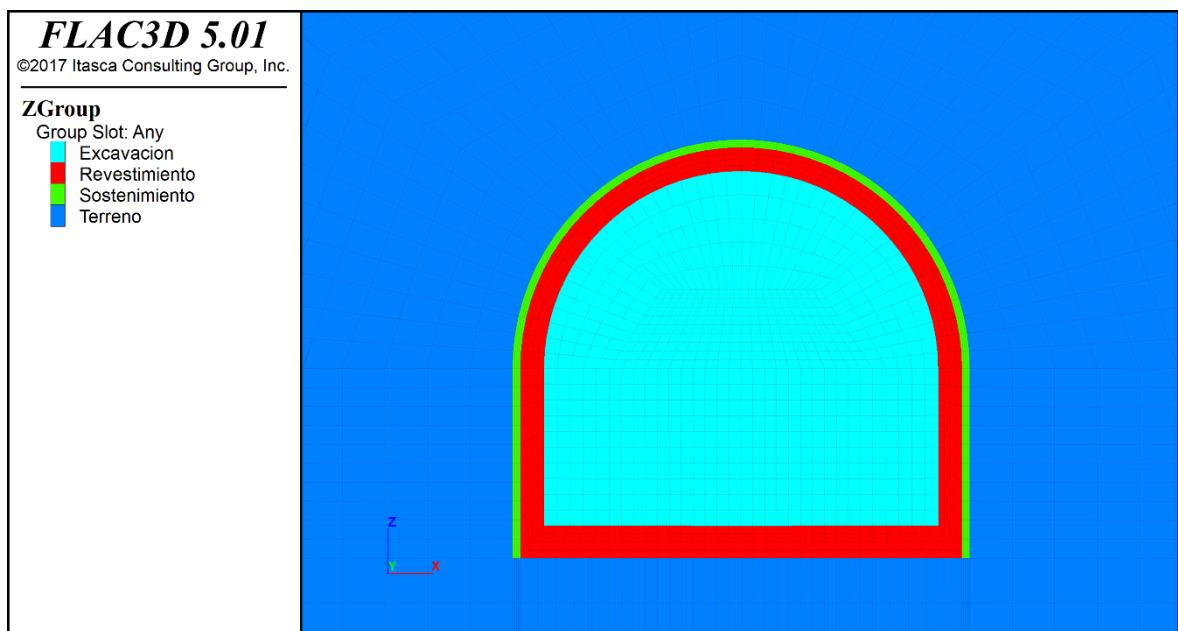


Ilustración 1 Sección de sostenimiento de análisis.

3.2. SITUACIÓN INICIAL

Se establece el equilibrio tensional inicial, previo a la excavación. Este cálculo se ha realizado considerando una altura de tierras de 128 m, y un valor para el coeficiente de reparto de tensiones $K_0 = 0.50$.

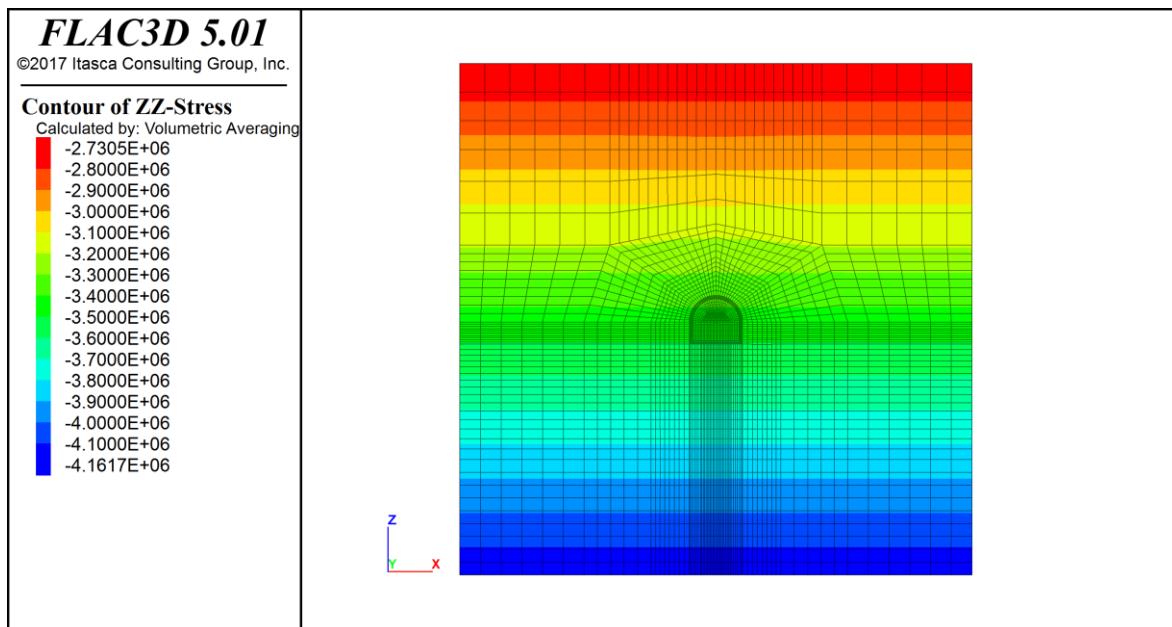


Ilustración 2 Tensiones iniciales.

3.3. EJECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN

Excavación de la sección completa, y relajación del terreno antes de ejecutar el sostenimiento.

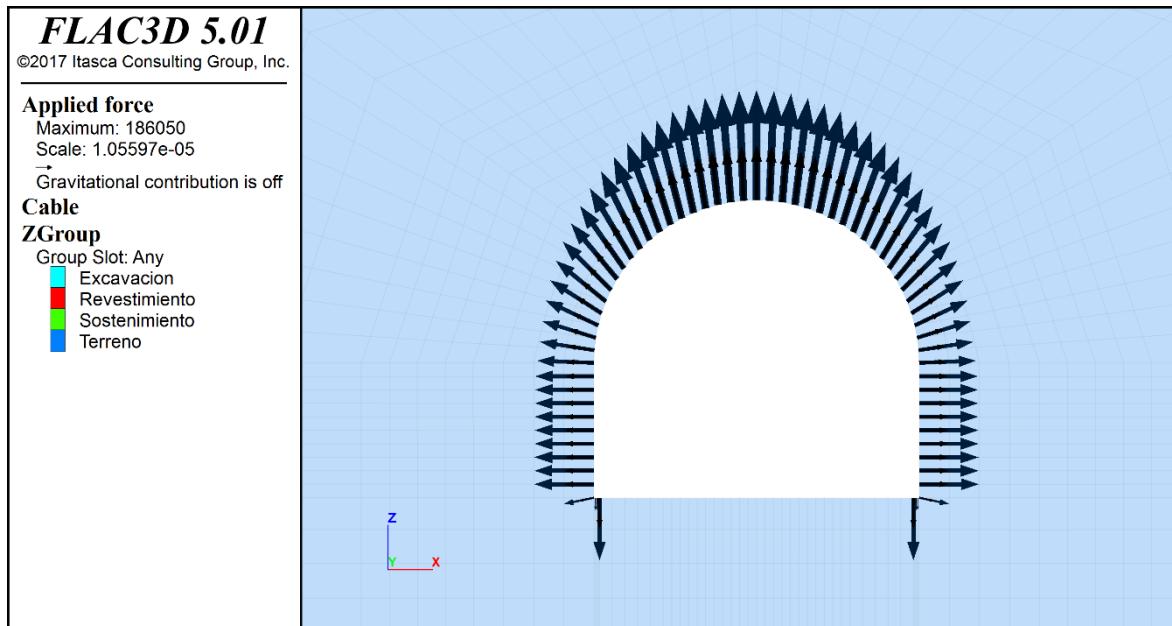


Ilustración 3 Excavación en sección completa.

3.4. EJECUCIÓN DEL SOSTENIMIENTO

En esta fase se ejecuta el sostenimiento en la sección completa de la galería.

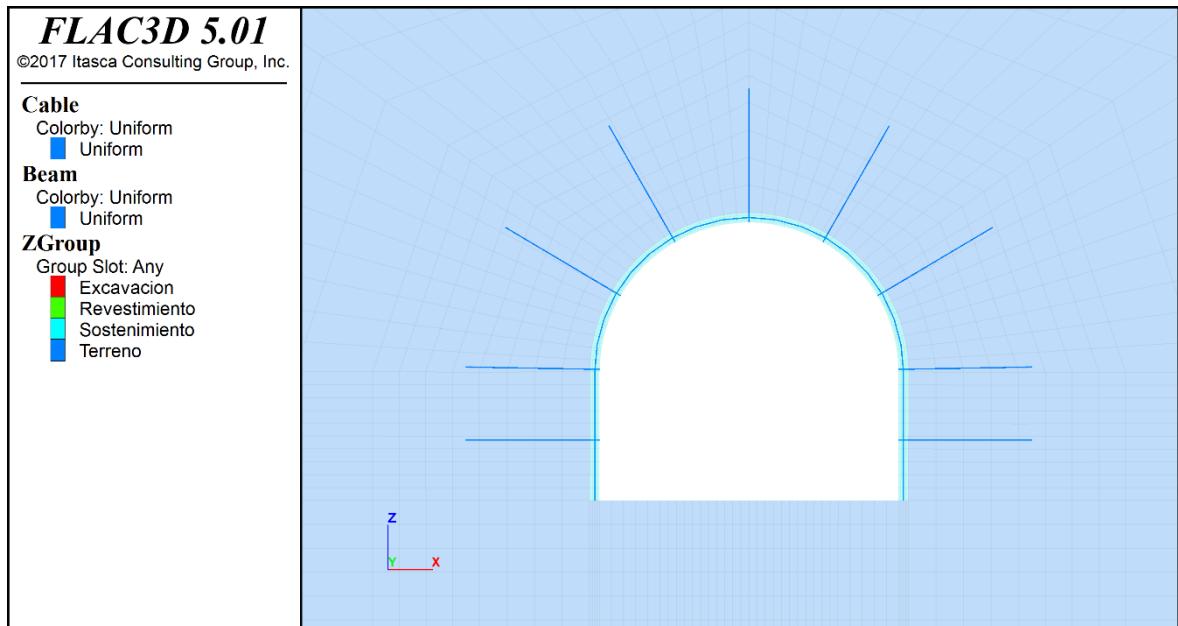


Ilustración 4 Ejecución del sostenimiento en sección completa.

4. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

La galería de evacuación del túnel de Aginaga se excava en sustrato rocoso, compuesto por margas, calizas arenosas, y areniscas calcáreas con bajo grado de fracturación (RQD = 90-100%), salvo en la zona de los emboquilles, donde el grado de fracturación es mayor (RQD 70%).

Adicionalmente, existe un sistema de fallas subverticales, de espesor variable, y que reducen localmente la calidad del macizo rocoso margocalizo.

El proyecto de construcción ha realizado 5 ensayos de compresión simple, con determinación de módulos elásticos, que han obtenido los siguientes resultados.

- Densidad seca 2.69 tn/m³.
- Resistencia a compresión simple promedio 19.2 MPa.
- Módulo de elasticidad promedio 15 GPa.
- Coeficiente de Poisson promedio 0.21.

5. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

La caracterización del macizo rocoso se realiza según el criterio de Mohr – Coulomb, teniendo en cuenta la propuesta de Hoek et al, 2004; utilizando la ayuda del programa Roclab (Rocscience), para la montera máxima prevista sobre clave de túnel, que es de 128 m.

Para ello, previamente debe caracterizarse el macizo rocoso según el criterio de rotura de Hoek – Brown, para el cual se asigna un valor de parámetro m_i representativo de 7 (Margas).

El valor de índice GSI, para la calidad del macizo rocoso, se obtiene a partir del rango inferior de RMR, definido para tipo de sostenimiento.

De este modo, la caracterización de la roca intacta, según el criterio de rotura de Hoek – Brown queda:

Tipo Sostenimiento	Índice RMR	Índice GSI	Parámetro m_i	Resistencia a compresión simple roca intacta	Módulo elasticidad roca intacta
Tipo G-I	>50	50	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo G-II	49-35	35	7	19,2 MPa	15 GPa
Tipo G-III	<35	25	7	19,2 MPa	15 GPa

Tabla 2 Caracterización roca intacta.

La caracterización del macizo rocoso, según el criterio de rotura de Mohr – Coulomb, queda:

Tipo	Densidad	Montera	Cohesión	Ángulo de rozamiento	Módulo deformación	Resistencia a tracción	Poisson
Tipo G-I	2,69 tn/m ³	128 m	0,446 MPa	36°	4608 MPa	-0,063 MPa	0,21
Tipo G-II	2,69 tn/m ³	128 m	0,321 MPa	32°	1701 MPa	-0,020 MPa	0,21
Tipo G-III	2,69 tn/m ³	128 m	0,252 MPa	28°	898 MPa	-0,010 MPa	0,21

Tabla 3 Caracterización macizo rocoso Mohr – Coulomb.

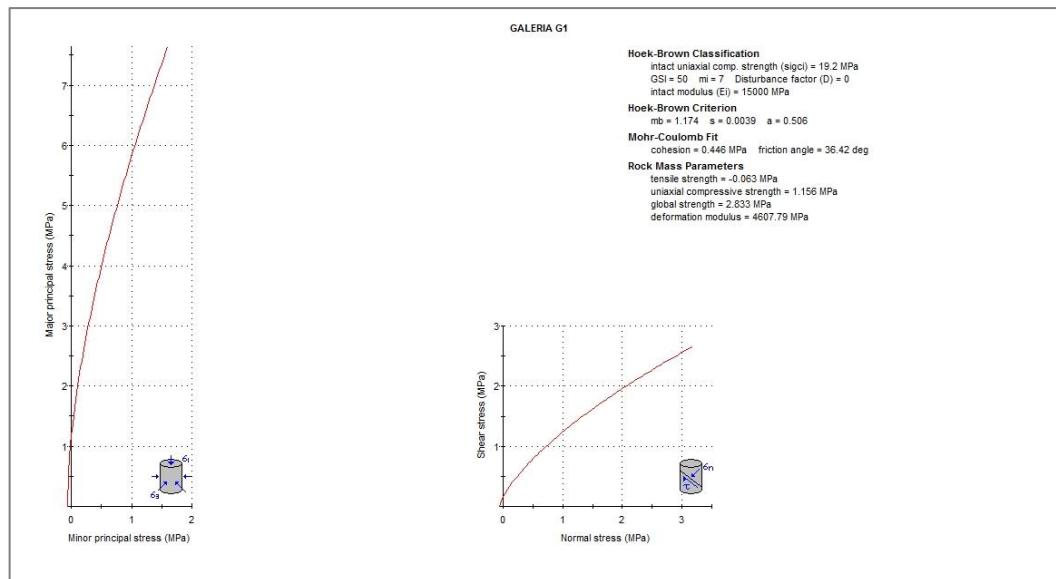


Ilustración 5 Caracterización macizo rocoso G-I.

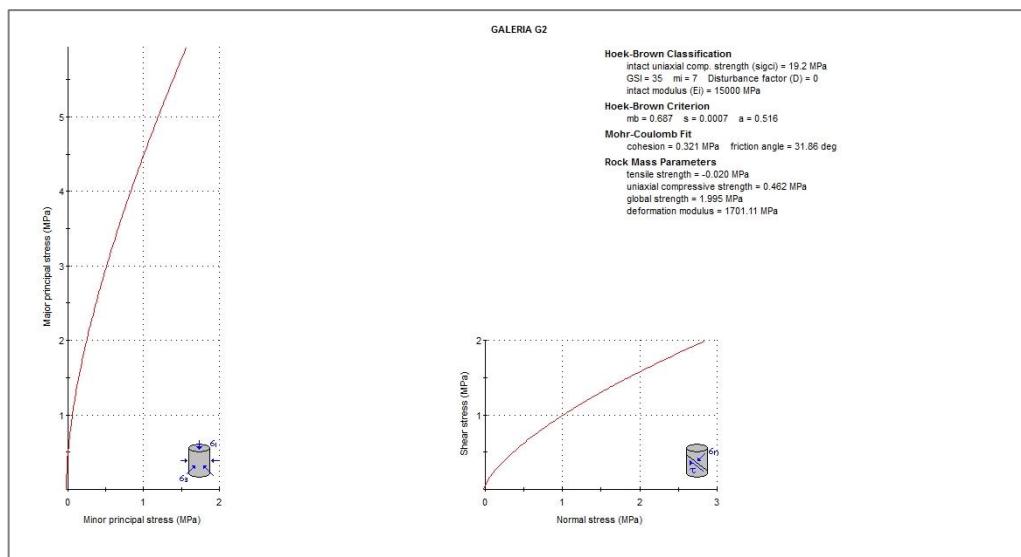


Ilustración 6 Caracterización macizo rocoso G-II.

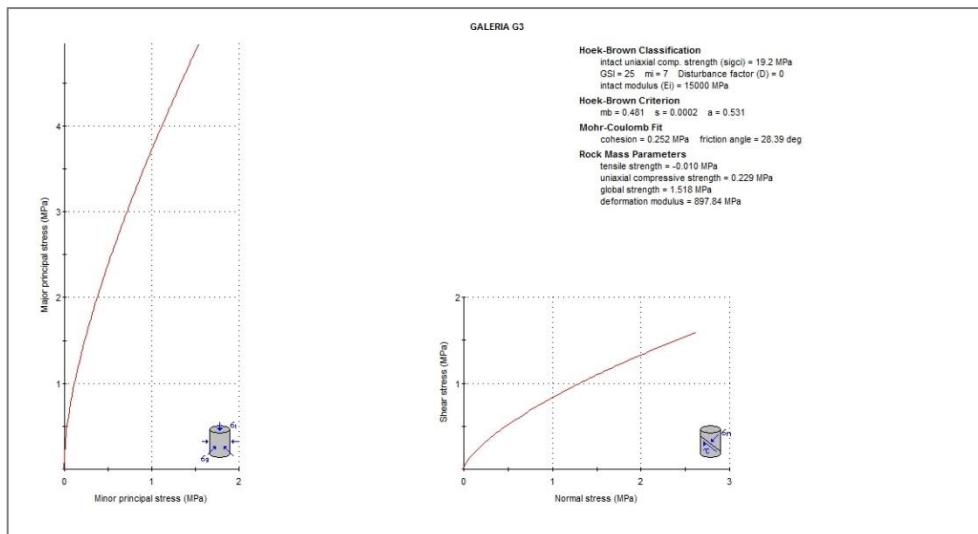


Ilustración 7 Caracterización macizo rocoso G-III.

6. DETERMINACIÓN DEL RELAJAMIENTO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN

Para determinar el relajamiento del frente necesario en el tramo del túnel objeto de estudio, se ha utilizado el método de cálculo denominado de las "Líneas Características" o "Convergencia – Confinamiento", cuyos fundamentos básicos se resumen a continuación.

En el modelo de cálculo se parte del estado tensional "in situ", de las dimensiones y forma de la excavación y de las características del terreno atravesado y para los diferentes valores de la presión de confinamiento interior se obtiene el espesor de la corona plastificada alrededor del túnel y la deformación radial en su periferia. El conjunto de los puntos definidos por las coordenadas presión interior-deformación radial en periferia, es lo que se denomina Línea Característica de la Cavidad, que en definitiva no es más que el lugar geométrico de los puntos que representan las hipotéticamente posibles posiciones de equilibrio de la sección excavada, definidas por la presión de confinamiento que habría que aplicar en el borde de la excavación y la posiciones de equilibrio de la sección excavada, definidas por la presión de confinamiento que habría que aplicar en el borde de la excavación y la deformación radial que para dicho valor se produciría en el mismo.

La formulación completa del método fue desarrollada por el profesor Ladanyi, con la simplificación de suponer la excavación circular, para aprovechar la facilidad de cálculo que supone la simetría radial, y la de adoptar la hipótesis de Heim en cuanto el estado tensional natural, es decir el previo al efecto de la excavación. La validez de ambas simplificaciones está abundantemente sancionada en la práctica para el estudio y definición de las demandas de sostenimiento en los túneles.

Además de la formulación inicial, existen varios modelos de cálculo para la obtención de las Líneas Características de la cavidad. En el presente estudio se ha utilizado el modelo Duncan-Fama que utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb mientras que para la estimación del módulo de deformación se utiliza el método Hoek, Diederichs (2005).

La galería de emergencia del túnel en mina de Aginaga presenta la siguiente geometría y montera sobre la clave:

- Radio equivalente (suponiendo una excavación esférica): 2.50 m

- Montera máxima: 128 m.

La caracterización geomecánica del sustrato rocoso margoso en función de la calidad del macizo rocoso es:

Tipo	Longitud de pase	Índice GSI	Densidad	Compresión simple de la masa rocosa	Ángulo de rozamiento	Módulo deformación
G-I	3,0 m	50	2,69 tn/m ³	2,84 MPa	36°	4608 MPa
G-II	1,5 m	35	2,69 tn/m ³	1,99 MPa	32°	1701 MPa
G-III	1,0 m	25	2,69 tn/m ³	1,52 MPa	28°	898 MPa

Tabla 4 Caracterización del macizo rocoso para distintas calidades de la roca.

La determinación del relajamiento del frente se realiza con ayuda del programa Rocsupport en función de la curva característica de relajación del terreno suponiendo un sostenimiento infinitamente rígido a la distancia del frente definido por la longitud de pase.

Tipo sostenimiento	Longitud de pase	Índice GSI	Presión inicial (P0)	Presión resultante a la colocación del sostenimiento (Pi)	Relajamiento del frente
Tipo G-I	3,0 m	50	3,44 MPa	0,82 MPa	76%
Tipo G-II	1,5 m	35	3,44 MPa	0,92 MPa	73%
Tipo G-III	1,0 m	25	3,44 MPa	0,78 MPa	77%

Tabla 5 Relajamiento del frente de excavación, en función de la longitud del pase.

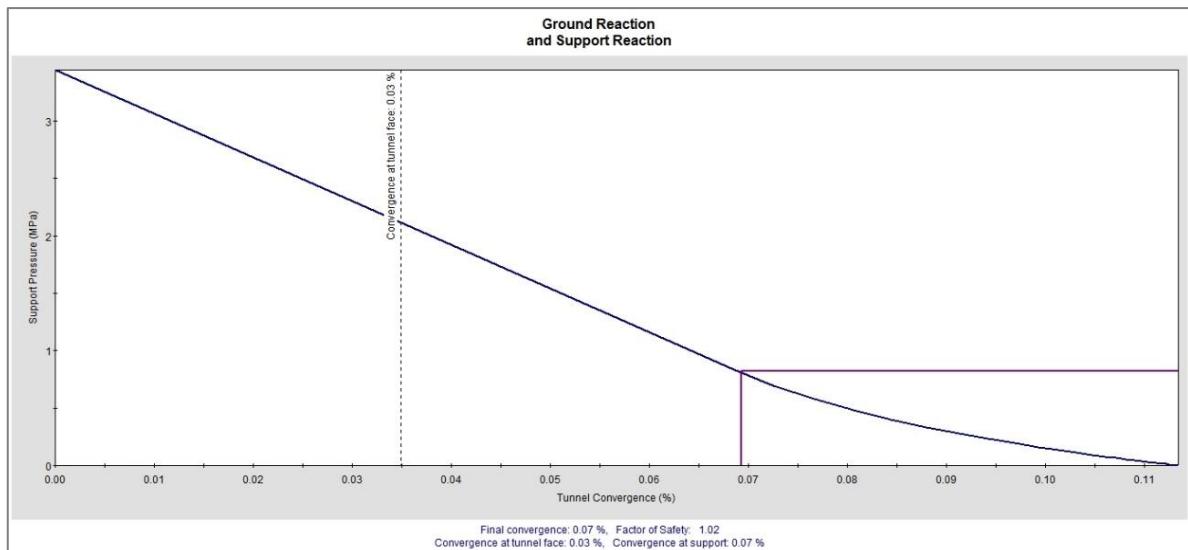


Ilustración 8 Relajamiento frente de excavación G-I.

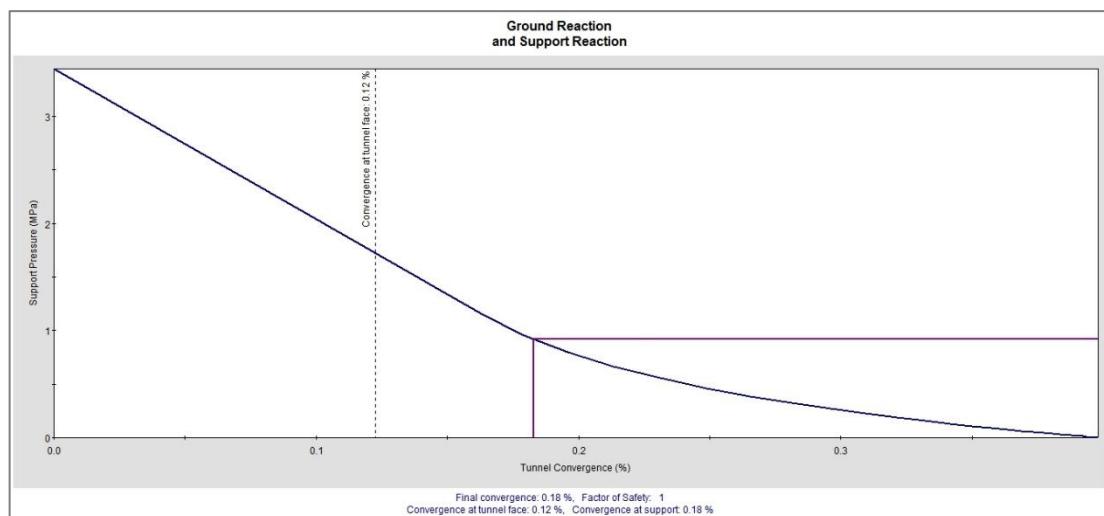


Ilustración 9 Relajamiento frente excavación G-II.

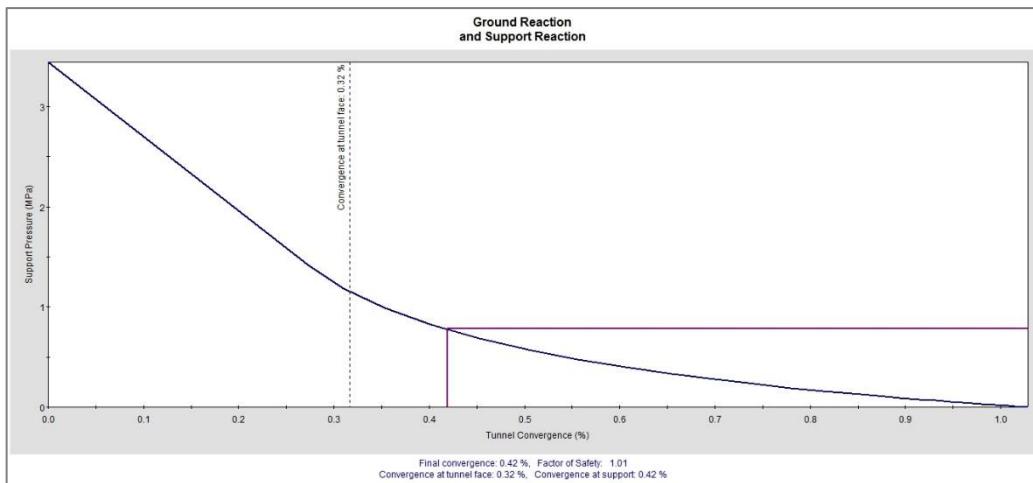


Ilustración 10 Relajamiento frente excavación G-III.

7. VALIDACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

La excavación de la galería de emergencia del túnel se desarrolla en terrenos con monteras máximas de hasta 128 m, por lo que se han validado tres escenarios posibles para diferentes rangos de RMR y diferentes tipologías de sostenimiento para la máxima altura de tierras prevista.

Se han validado los siguientes sostenimientos para diferentes RMR.

Tipo	Pase (m)	Excavación	HM-fck= 30MPa e=(cm)	Bulones Mn24	Cercha
G-I	3.00 m	Sección completa	10	Swellex MN-24 Long.= 2.50m #(TxL) 2.00x1.50m	No
G-II	1.50 m	Sección completa.	18	Swellex MN-24 Long.=2.50m #(TxL) 1.50x1.50m	Tipo TH-21 a 1.50 m
G-III	1.00 m	Sección completa.	25	NO	Tipo HEB-160 a 1.00 m

Tabla 6 Secciones de sostenimiento.

7.1. MODELIZACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

7.1.1. HORMIGÓN PROYECTADO H-MP

La representación del hormigón proyectado se ha realizado mediante la generación de un malla constituido por elementos prismáticos, utilizando un modelo elástico. Se han adoptado los siguientes parámetros para su modelización.

Tipo	Espesor (cm)	Módulo de Young (GPa)	Coef. De Poisson
H-MP-30	Variable*	20	0.2

NOTA *: Según sección de sostenimiento aplicado.

Tabla 7 Hormigón proyectado H-MP.

7.1.2. BULONES

Para la modelización de los bulones, el FLAC^{3D} dispone de elementos tipo CABLE. Elementos unidimensionales de 2 nodos y 1 grado de libertad por nodo que permiten obtener los esfuerzos en los nodos a tracción o compresión, pero no admiten flexión.

Bulones/Propiedades	Swellex Mn24
Bulones/propiedades	Swellex Mn24
Sección (mm ²)	522
Mínima carga de rotura (kN)	180

Tabla 8 Propiedades de los bulones.

7.1.3. CERCHAS

Las cerchas utilizadas en el cálculo de los sostenimientos se han modelizado por medio de elementos tipo BEAM.

Las características de estos elementos son las presentadas en la siguiente tabla:

Cercha/Propiedades	TH-29	HEB-160
Módulo de Young (GPa)	210	210
Sección (cm ²)	37	54.3
I _x (cm ⁴)	617	2,490
I _z (cm ⁴)	775	889

Tabla 9 Propiedades de las cerchas.

7.2. CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES

El objetivo fundamental de estos cálculos ha sido realizar una comprobación del estado tensional de los sostenimientos dimensionados para el túnel, así como una medida aproximada de las deformaciones esperadas.

Se presentan los siguientes resultados de cada sección analizada:

- Tensiones verticales y horizontales
- Desplazamientos verticales y horizontales del terreno y del sostenimiento
- Axiles en bulones
- Esfuerzos en cerchas

7.3. CRITERIO DE VALIDACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN

Se establece un criterio de validación de secciones estructurales basado en diversos aspectos, fundamentados en el análisis tensional de los sostenimientos, en las deformaciones máximas asumibles por la sección, en la estabilización de las convergencias, en la estabilidad del frente y del apoyo, etc.

Consecuentemente, para validar las secciones, se realizará un análisis general del comportamiento de la sección.

7.3.1. COMPRESIONES Y TRACCIONES EN LA GUNITA

Se dispone una gunita de $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. Debido a que la validación de los sostenimientos se realiza para la máxima cobertura dentro del rango y para el mínimo RMR, y que adicionalmente se llevará a cabo un revestimiento adicional, se considera suficiente para validar los sostenimientos un factor de seguridad de 1.2. Consecuentemente para validar el sostenimiento se verificará que no se supera una tensión en la gunita superior a 25 MPa.

De igual manera no se deberán superar tracciones superiores a 2 MPa, siendo este valor menos restrictivo, ya que en los modelos se pueden producir algunas tracciones localizadas en los apoyos sin importancia, como consecuencia de la geometría de la propia sección.

7.4. AXILES EN BULONES

Los bulones que se proponen en este proyecto son bulones expansivos MN24 o similar. Debido a que los bulones se disponen principalmente para el cosido de cuñas, y su efecto en el cálculo estructural global frente a empujes de entidad es pequeño, se han limitado en el cálculo a un axil máximo de 180 kN.

7.4.1. MÁXIMAS CONVERGENCIAS

En relación a las convergencias que se producen en la sección, se establece el criterio de que las mismas sean inferiores en la medida de lo posible al 1% de la luz entre hastiales. Para el hormigón del sostenimiento, se considera recomendable no superar una convergencia máxima del sostenimiento de 8.30 cm.

7.5. FUERZA EN LA CERCHA

Para el tipo de cercha:

- TH-29, La fuerza solicitada en la cercha debe ser menor que: $(350 \text{ MPa} / 1.15) * 3700 \text{ mm}^2$ (área TH-29) = 112 toneladas.
- HEB-160, La fuerza solicitada en la cercha debe ser menor que: $(355 \text{ MPa} / 1.15) * 5430 \text{ mm}^2$ (área HEB-160) = 128.51 toneladas.

8. RESULTADOS DEL MODELO

Se ha validado estructuralmente cada una de las secciones de sostenimiento definidas. Para esto se ha analizado el estado tensional sobre cada uno de los elementos estructurales que componen cada tipo de sostenimiento.

8.1. SOSTENIMIENTO G-I

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 10 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo G-I.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 9.96 MPa y las tracciones máximas no superan los 0.06 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

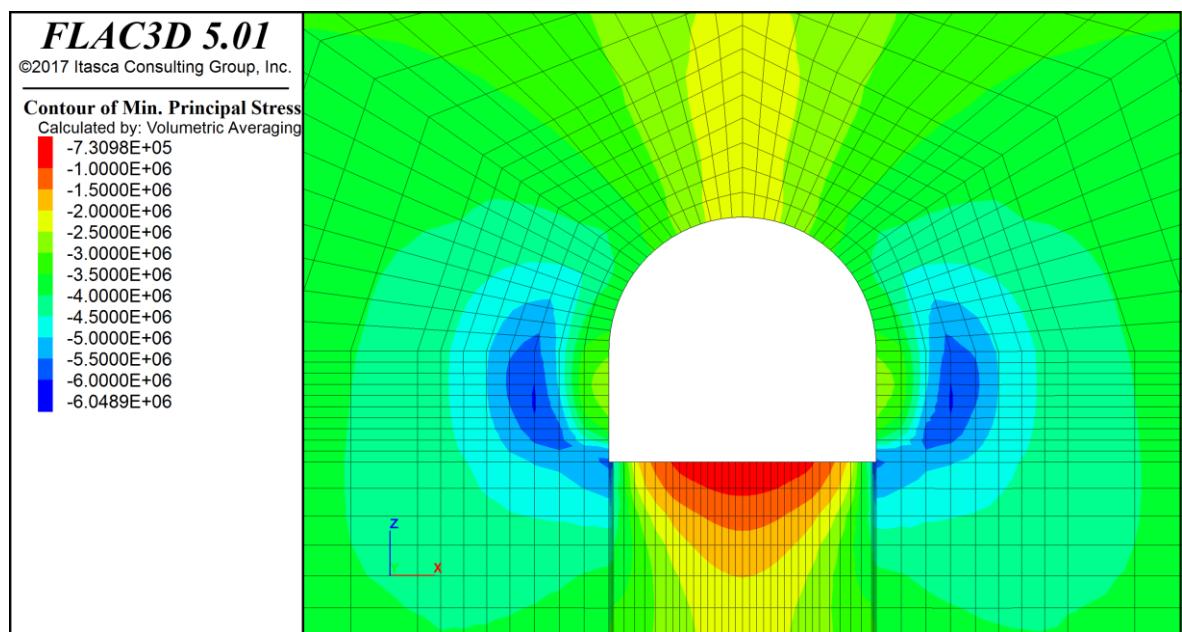
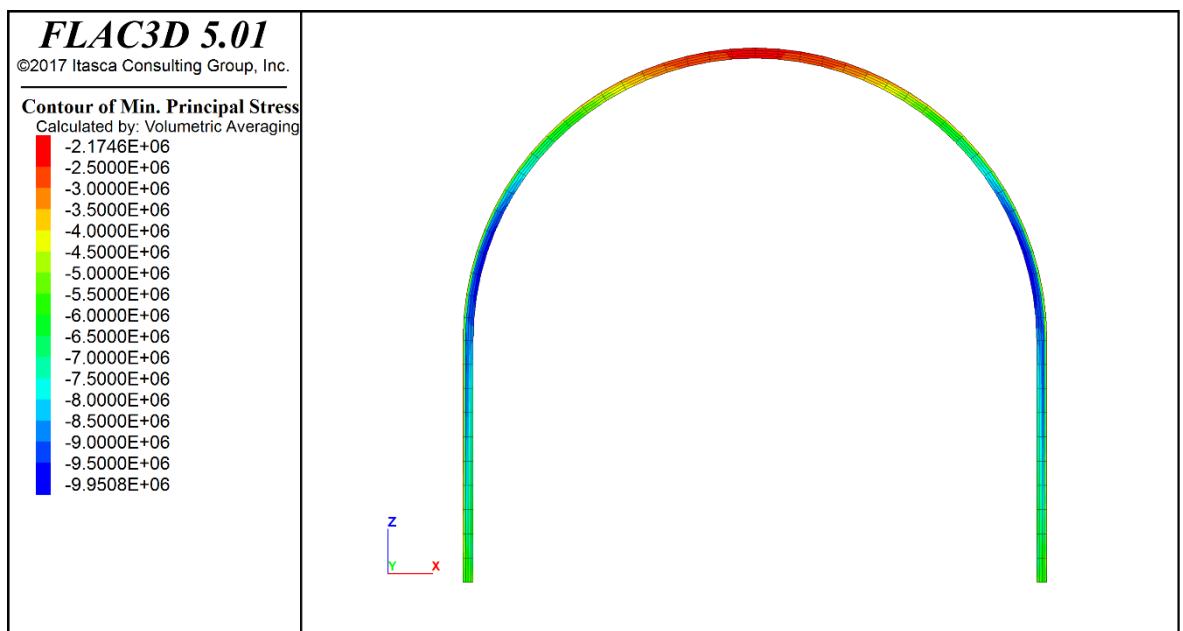
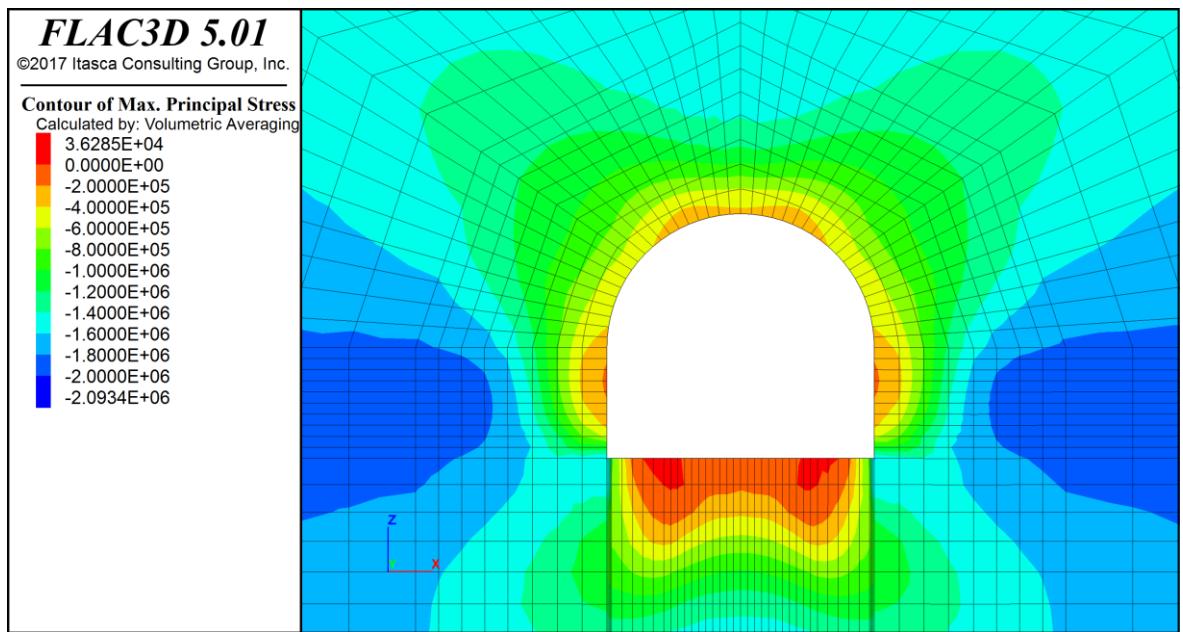


Ilustración 11 Compresiones en el macizo del G-I.



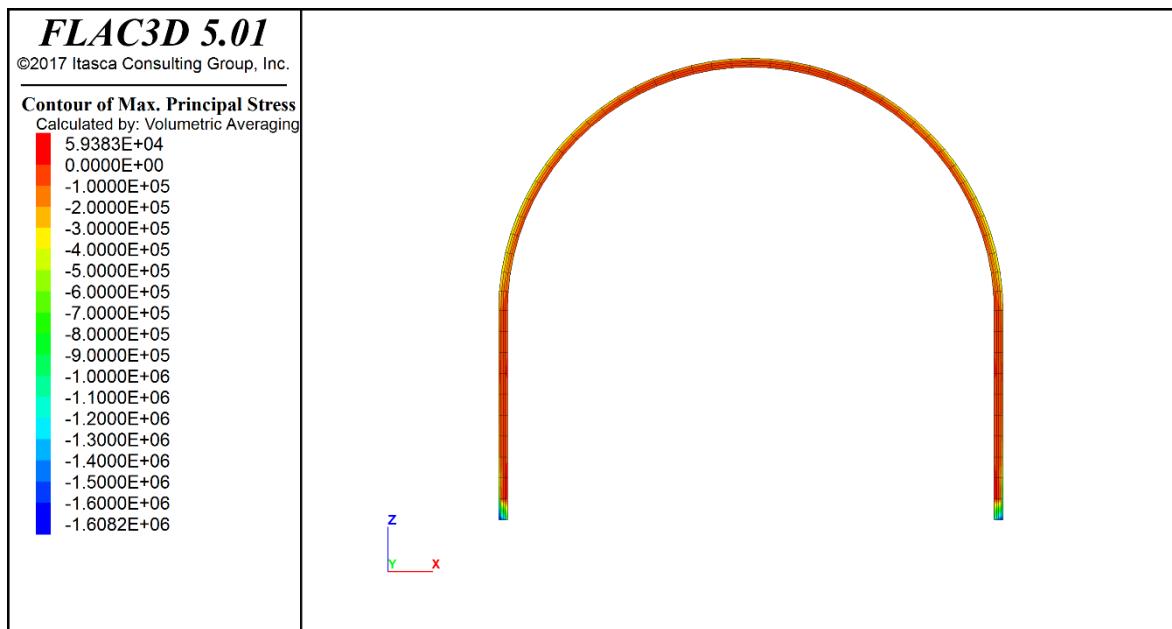


Ilustración 14 Tracciones en el sostenimiento G-I.

A su vez se han analizado las fuerzas de tracción máximas a las que son sometidos los bulones que componen el sostenimiento tipo G-I. Se observa que las fuerzas máximas de tracción a las cuales son sometidos los bulones del sostenimiento tipo G-I no superan las 8.3 toneladas.

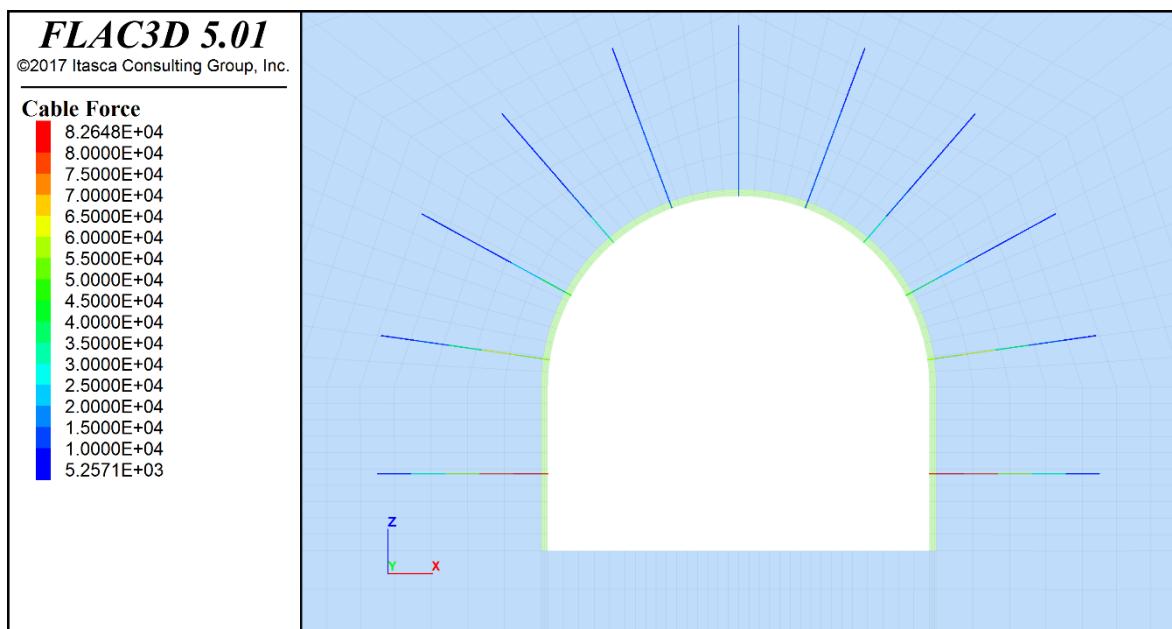


Ilustración 15 Fuerzas sobre los bulones G-I.

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

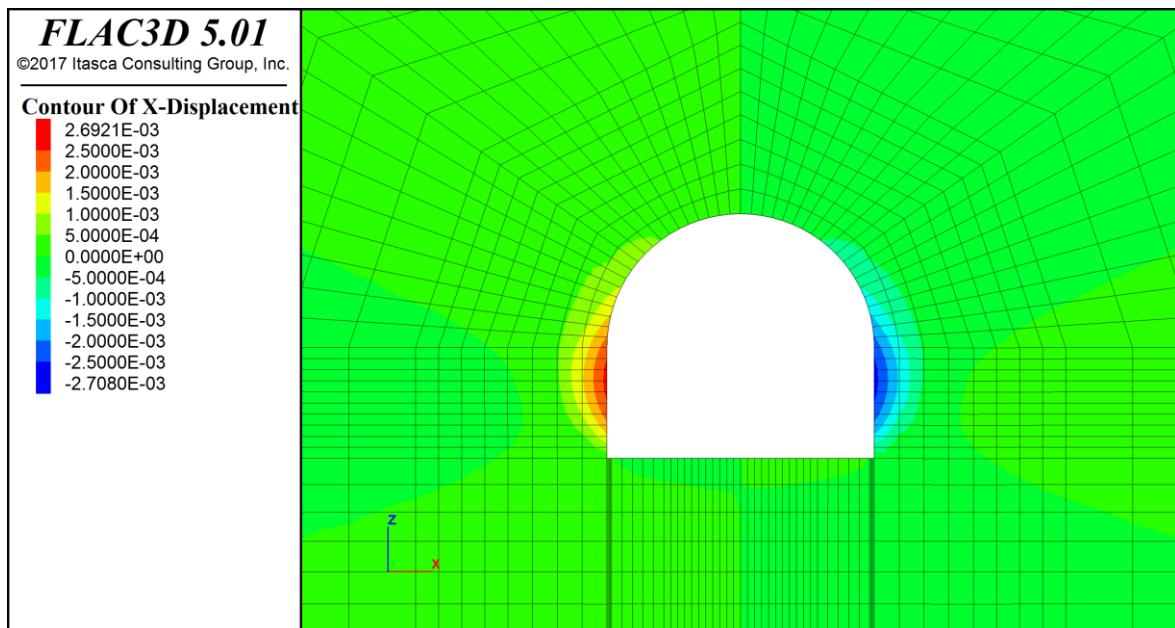


Ilustración 16 Desplazamientos horizontales sobre el macizo G-I.

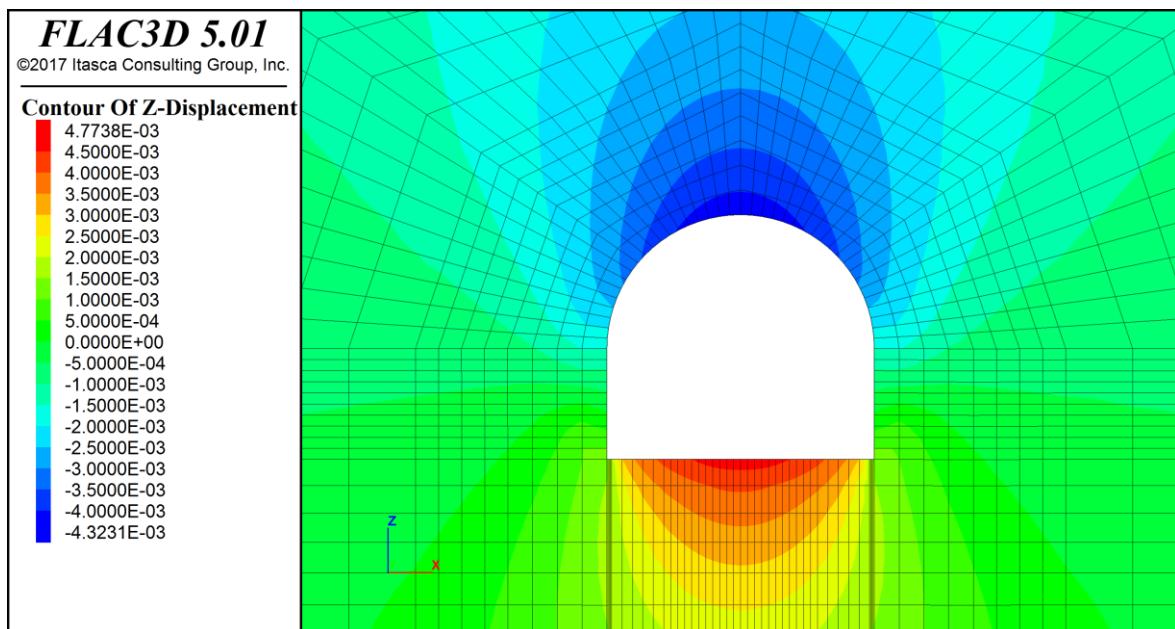


Ilustración 17 Desplazamientos verticales sobre el macizo G-I.

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 2.7 mm en la dirección horizontal y 4.32 mm en la dirección vertical.

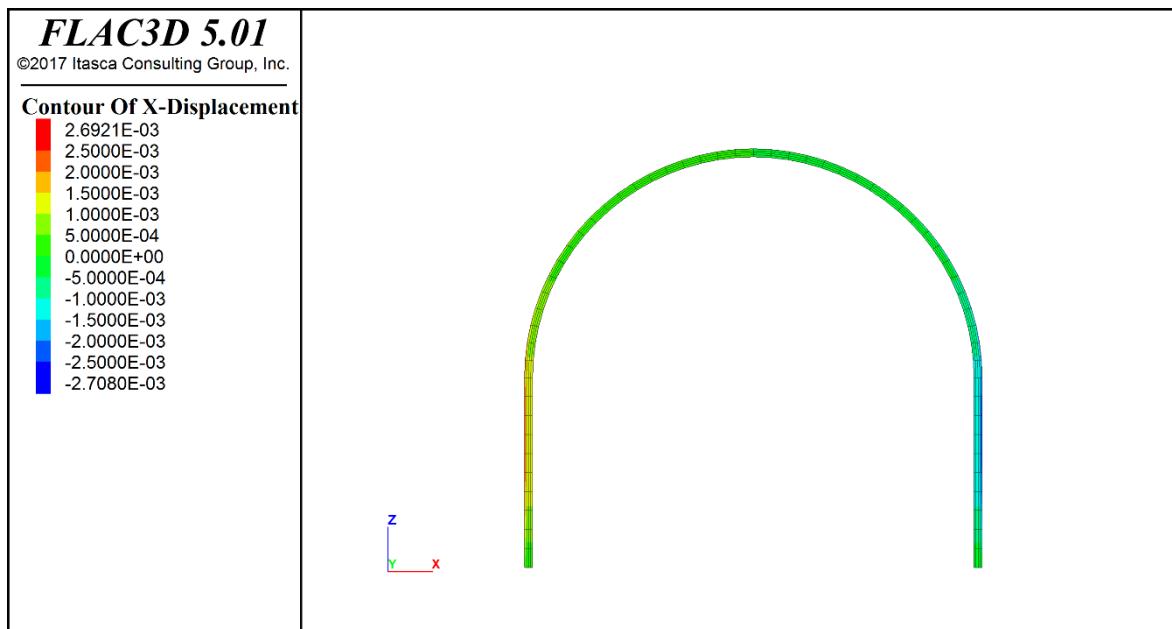


Ilustración 18 Desplazamientos horizontales sobre el sostenimiento G-I.

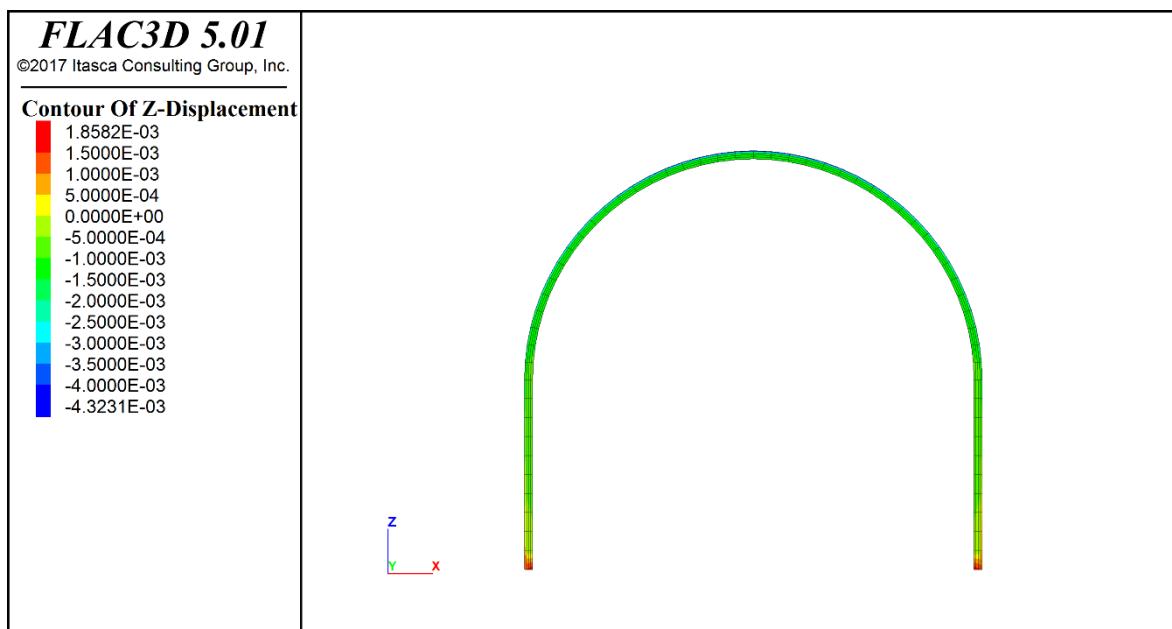


Ilustración 19 Desplazamientos verticales sobre el sostenimiento G-I.

8.2. SOSTENIMIENTO G-II

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 18 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo G-II.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 13 MPa y las tracciones máximas no superan los 0.49 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

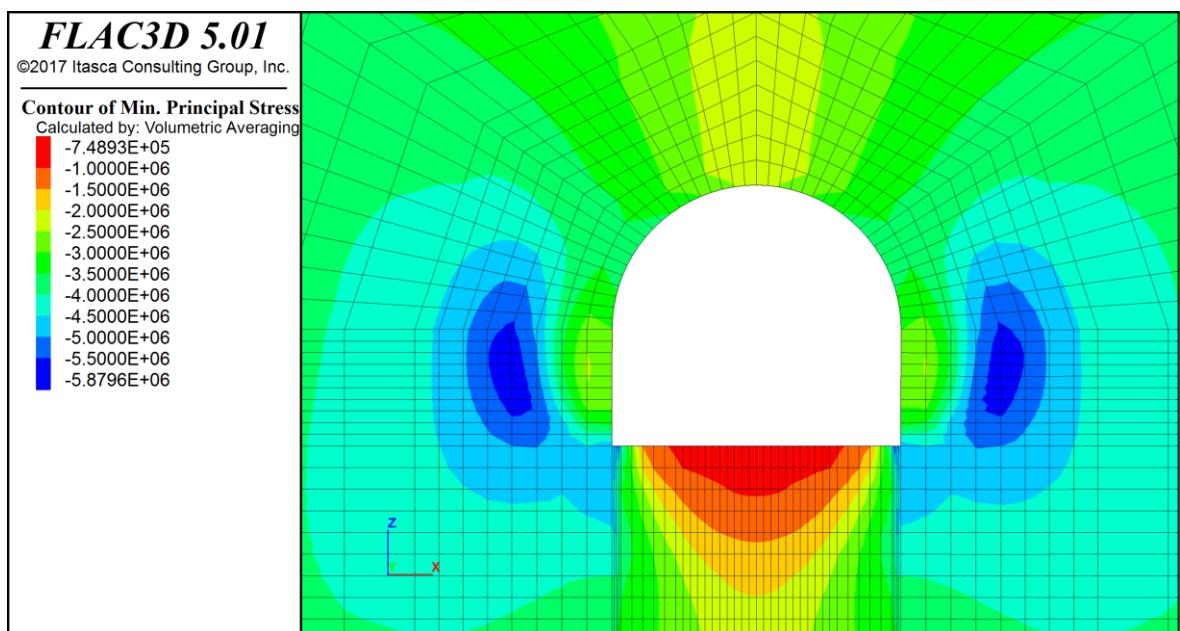


Ilustración 20 Compresiones en el macizo del G-II.

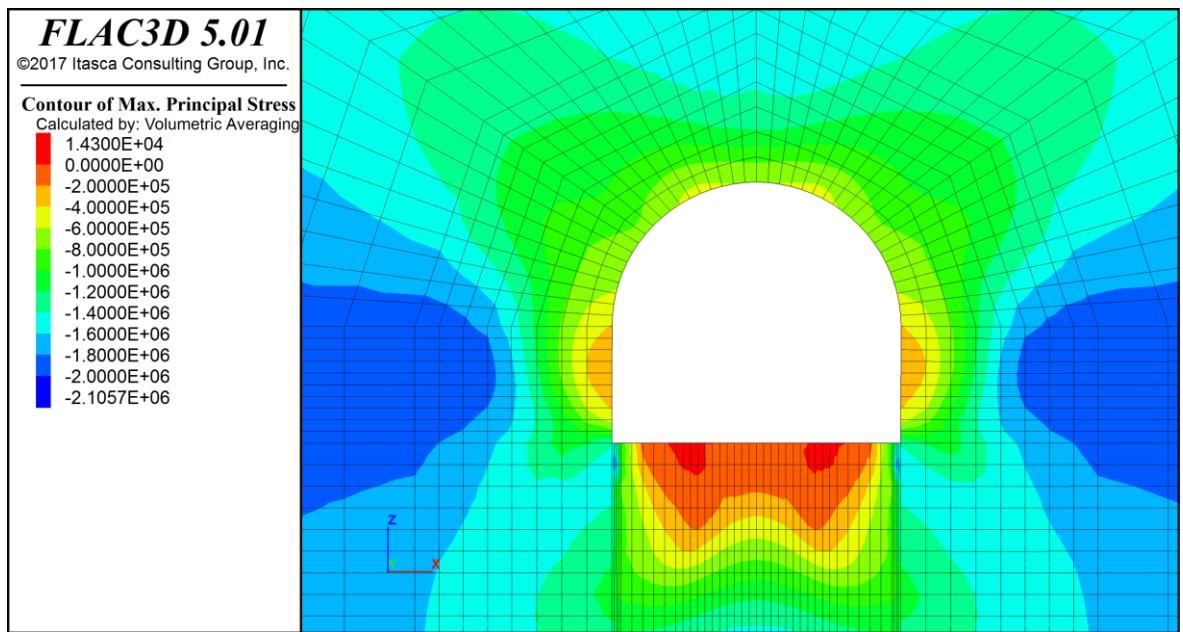


Ilustración 21 Tracciones en el macizo del G-II.

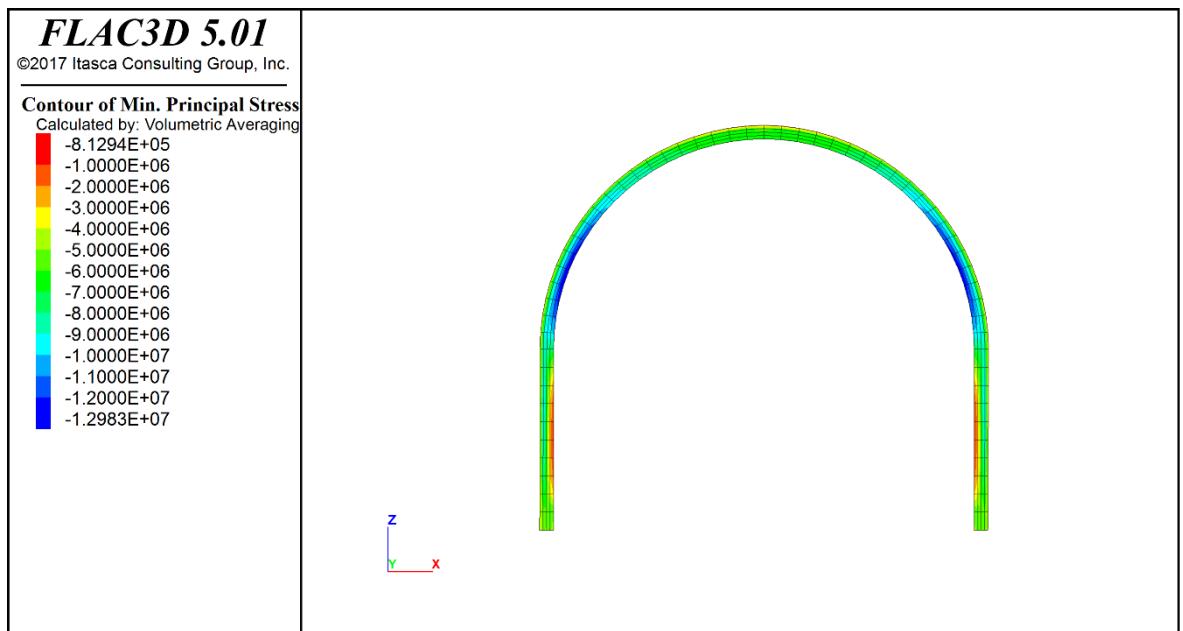
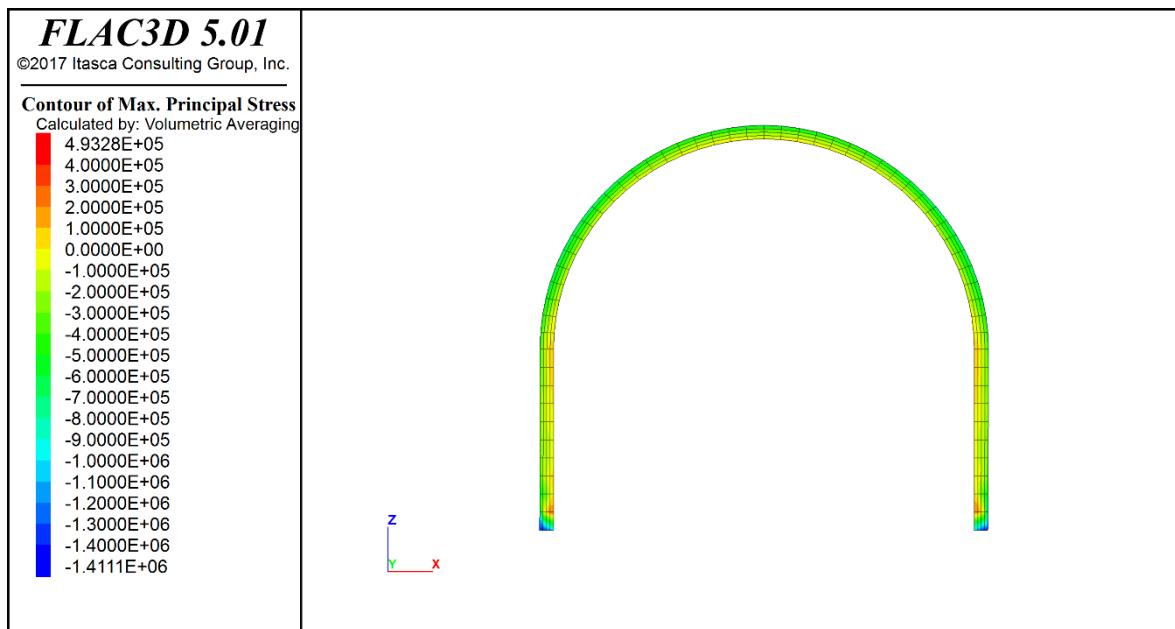
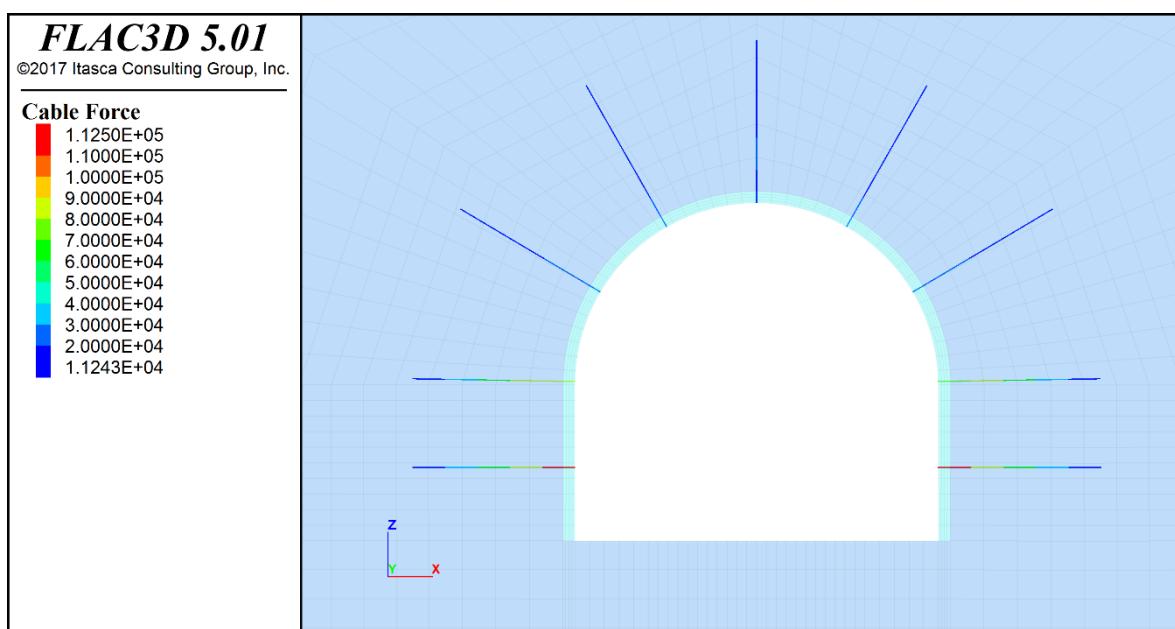


Ilustración 22 Compresiones en el sostenimiento G-II.



A su vez se han analizado las fuerzas de tracción máximas a las que son sometidos los bulones que componen el sostenimiento tipo G-I. Se observa que las fuerzas máximas de tracción a las cuales son sometidos los bulones del sostenimiento tipo G-I no superan las 11.3 toneladas.



Se ha obtenido los esfuerzos sobre los elementos estructurales tipo BEAM que componen la cercha del sostenimiento tipo G-II. Se observa que la fuerza axial máxima sobre la cercha es del orden de 19.8 toneladas, de compresión.

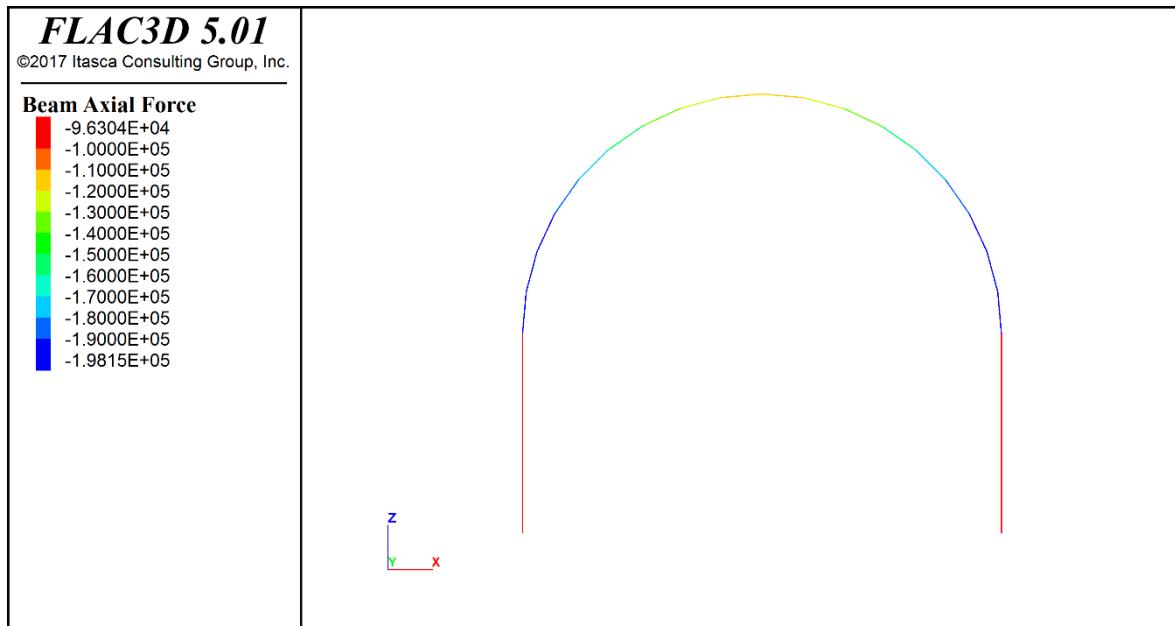


Ilustración 25. Fuerza axial sobre la cercha G-II.

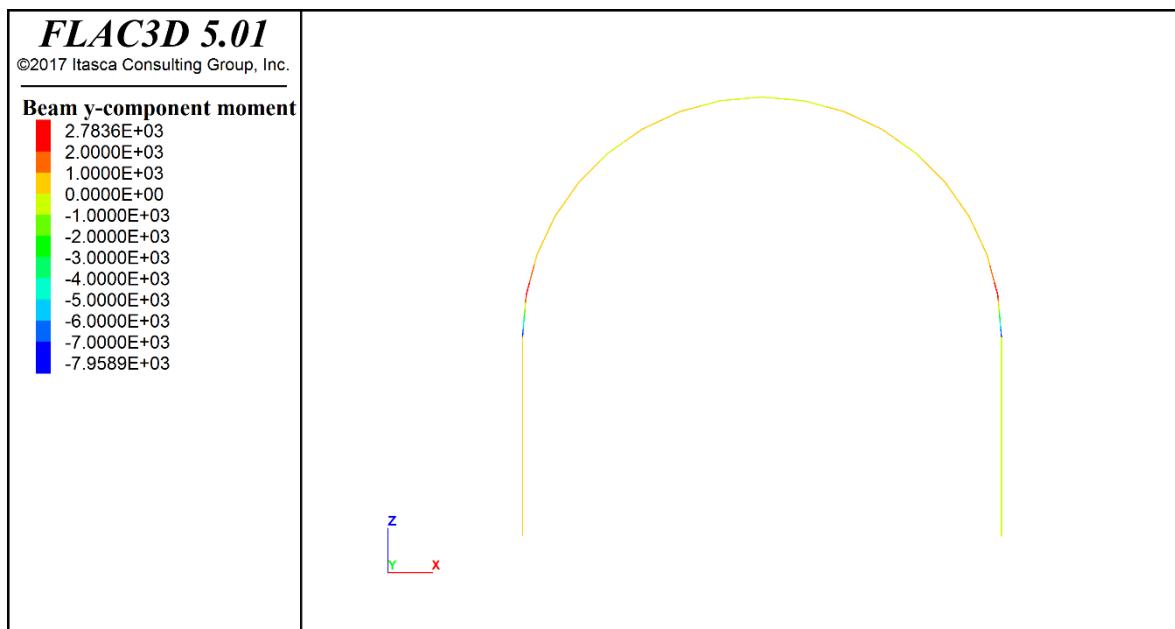


Ilustración 26. My sobre la cercha G-II.

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

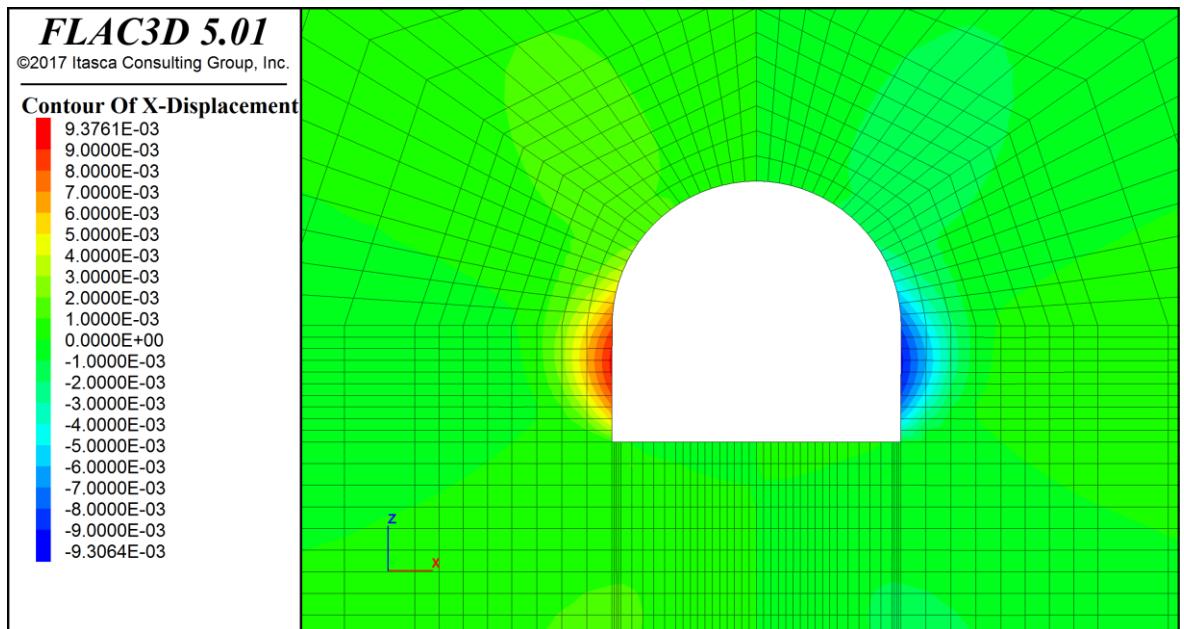


Ilustración 27 Desplazamientos horizontales sobre el macizo G-II.

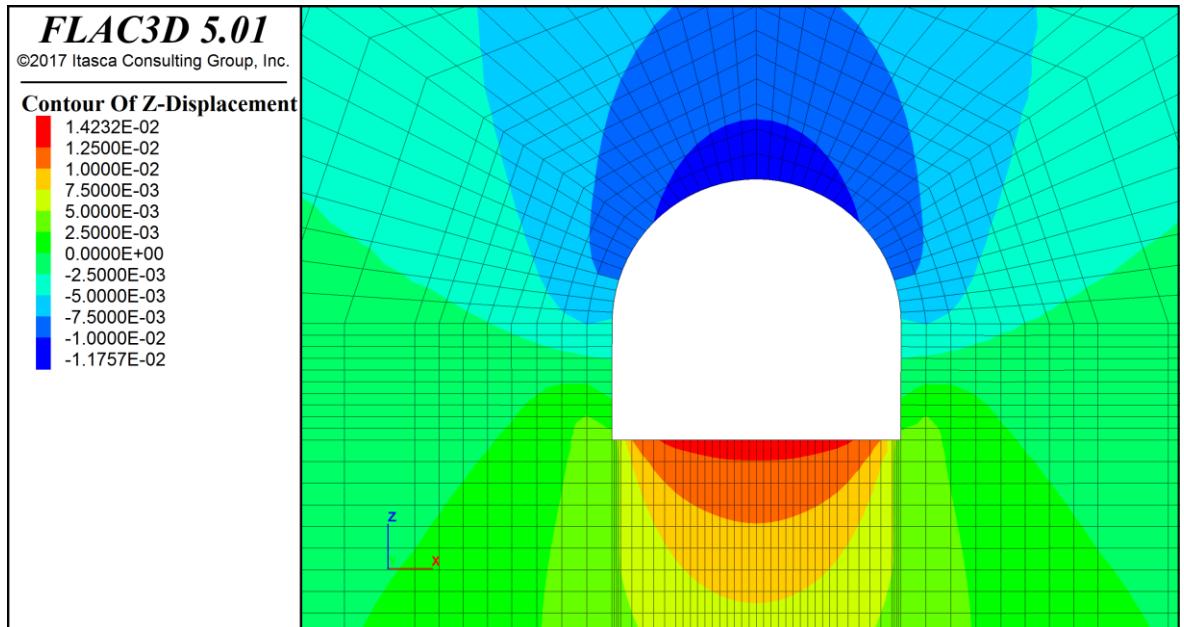


Ilustración 28 Desplazamientos verticales sobre el macizo G-II.

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 9.4 mm en la dirección horizontal y 5.7 mm en la dirección vertical.

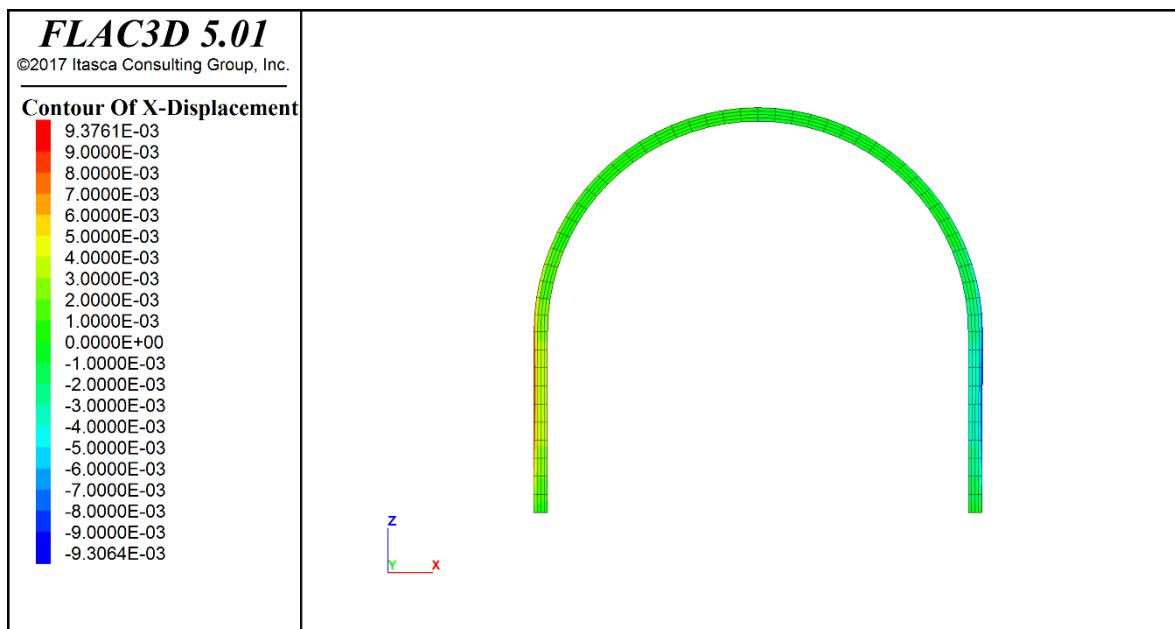


Ilustración 29 Desplazamientos horizontales sobre el sostenimiento G-II.

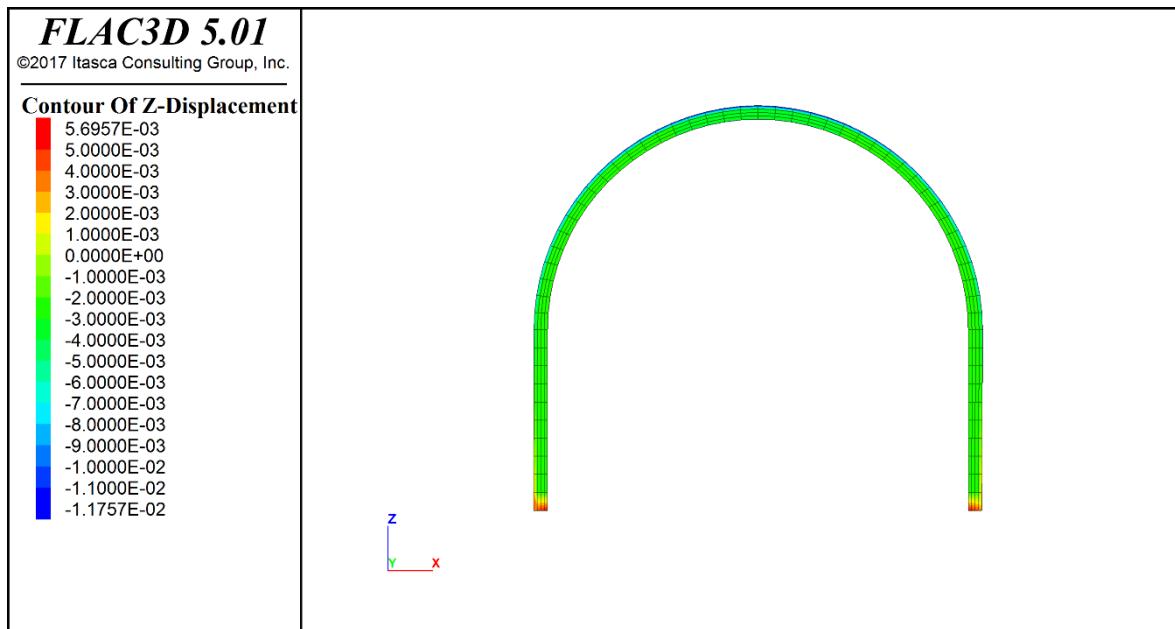


Ilustración 30 Desplazamientos verticales sobre el sostenimiento G-II.

8.3. SOSTENIMIENTO G-III

Se han obtenido las máximas compresiones y tracciones sobre el hormigón proyectado de 25 cm de espesor que componen el sostenimiento tipo G-III.

De acuerdo con los resultados se observa que las compresiones máximas sobre el hormigón son del orden de 11.34 MPa y las tracciones máximas no superan los 2.0 MPa. En términos generales las tracciones máximas son localizadas puntualmente en la zona del apoyo de los hastiales, por lo cual los valores medios de tracción en el hormigón son inferiores al valor máximo indicado.

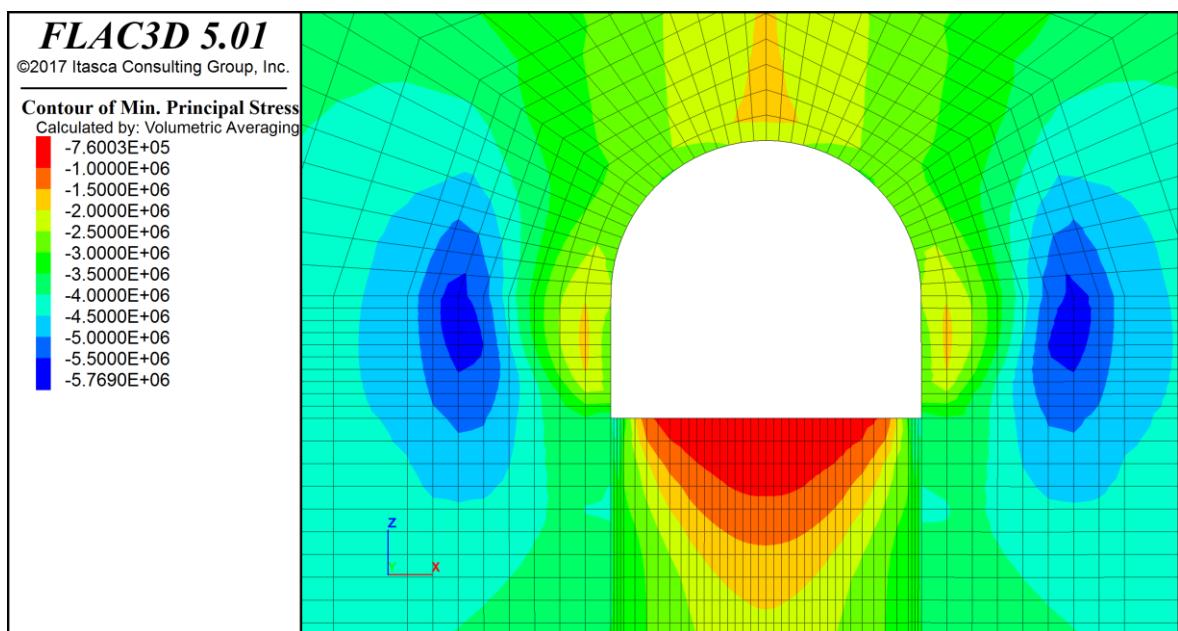


Ilustración 31 Compresiones en el macizo del G-III.

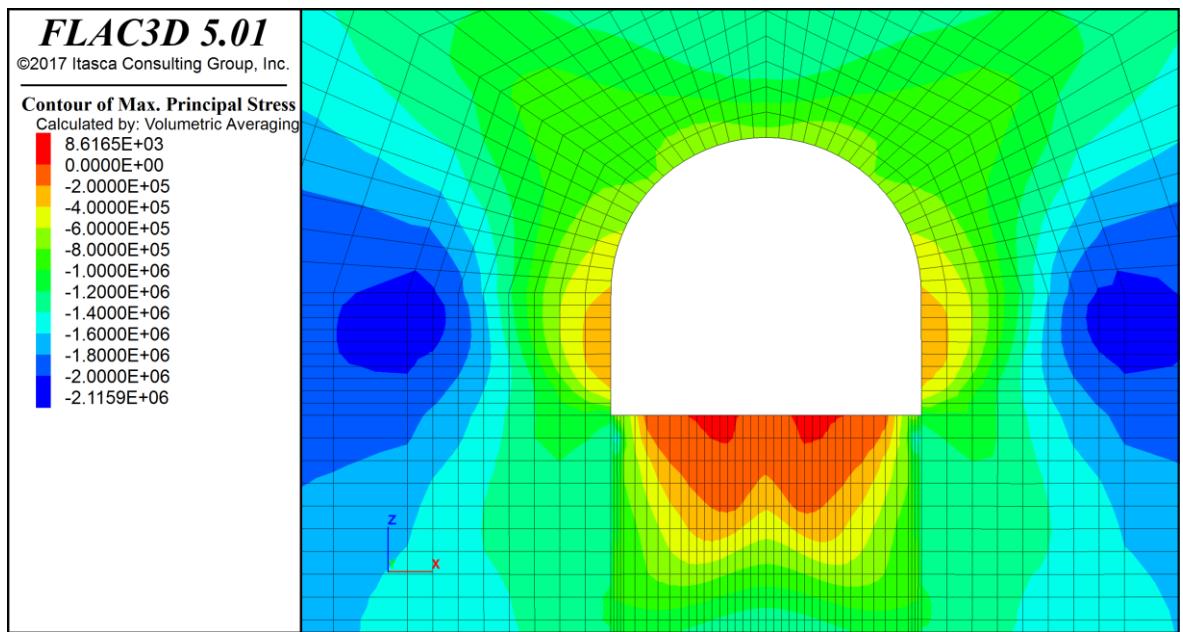


Ilustración 32 Tracciones en el macizo del G-III.

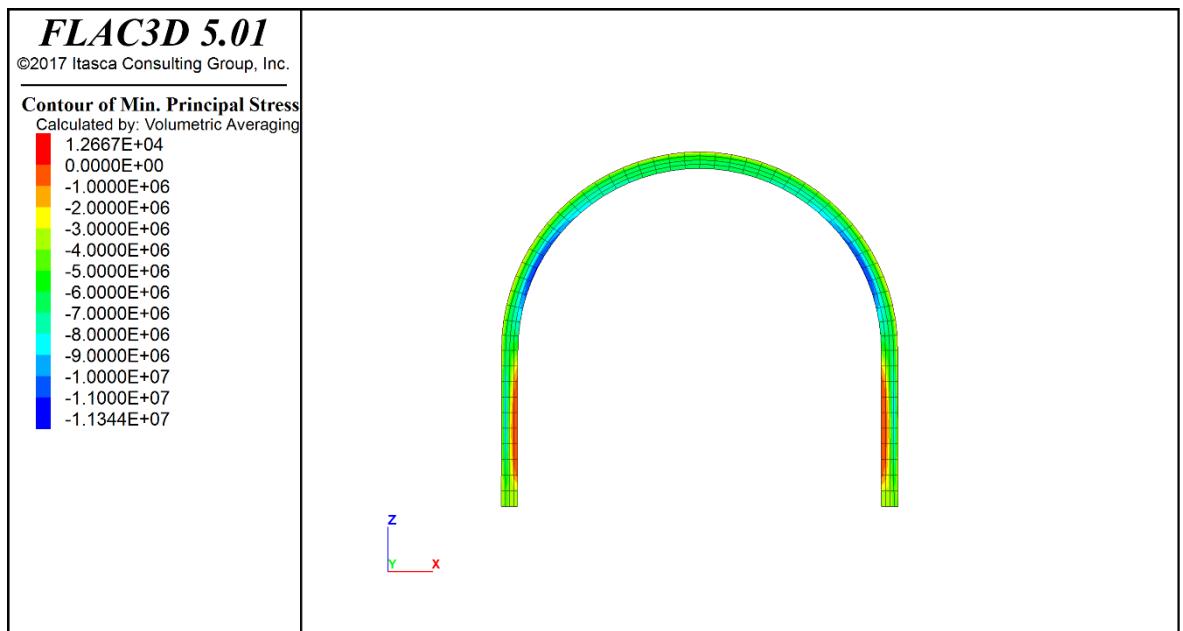


Ilustración 33 Compresiones en el sostenimiento G-III.

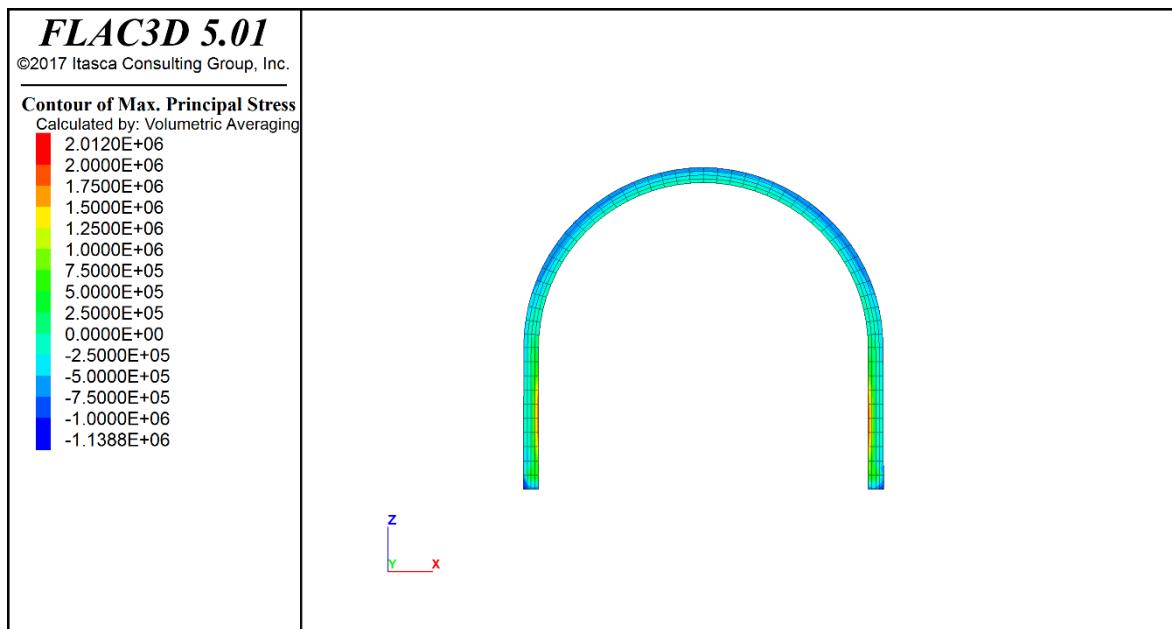


Ilustración 34 Tracciones en el sostenimiento G-III.

Se ha obtenido los esfuerzos sobre los elementos estructurales tipo BEAM que componen la cercha del sostenimiento tipo G-III. Se observa que la fuerza axial máxima sobre la cercha es del orden de 29.4 toneladas, de compresión.

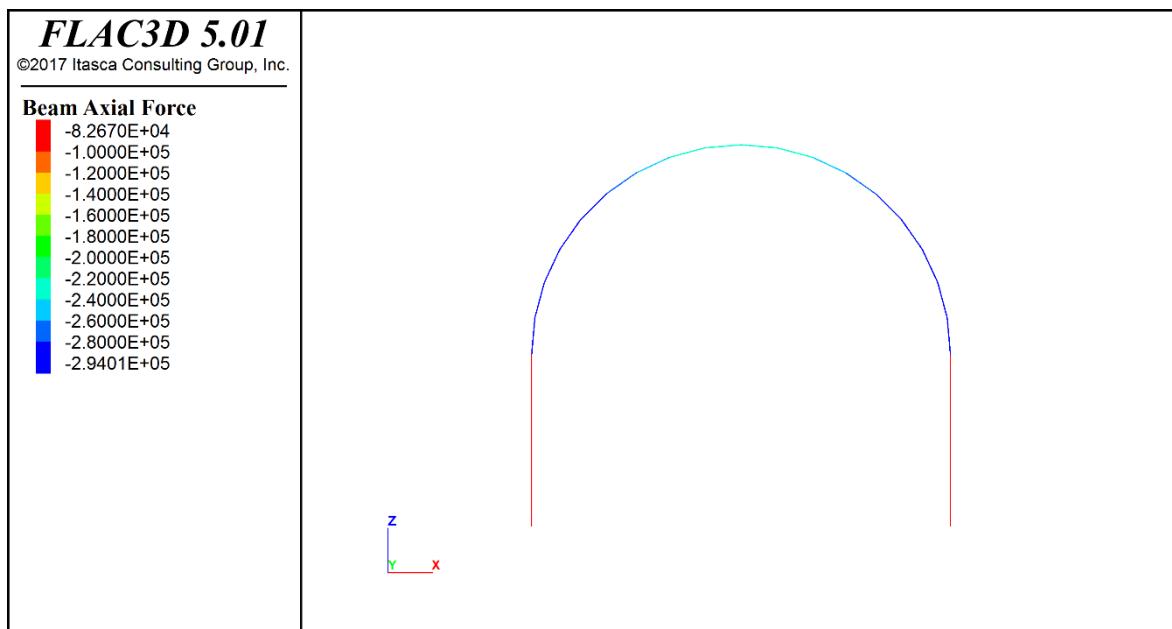


Ilustración 35. Fuerza axial sobre la cercha G-III.

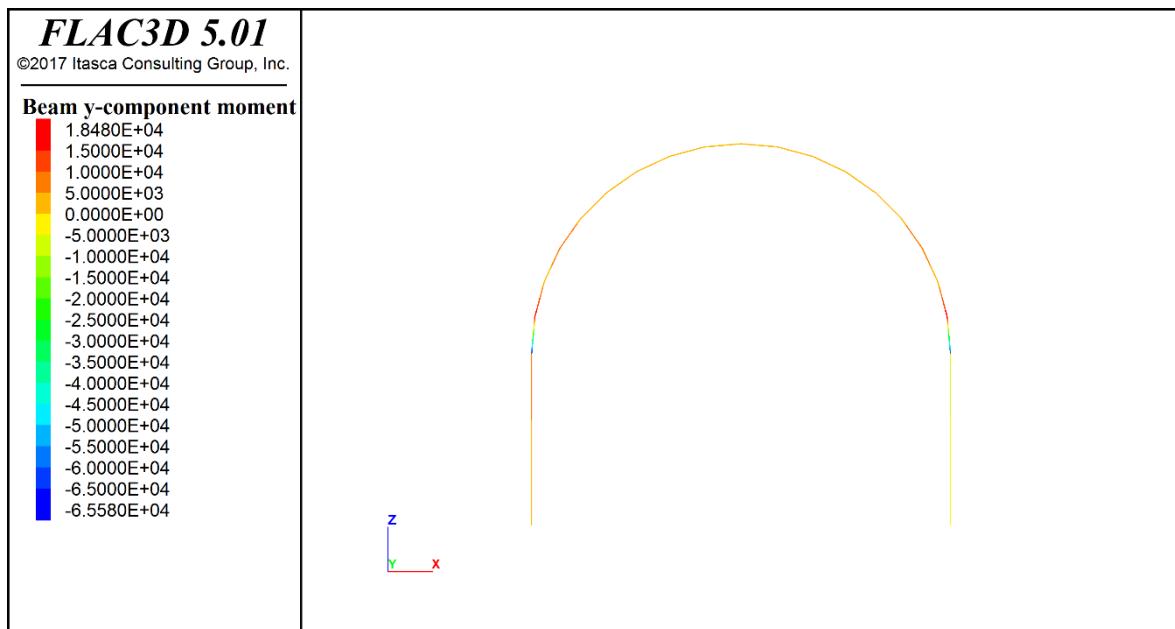


Ilustración 36. My sobre la cercha G-III.

Los desplazamientos horizontales y verticales del terreno son los siguientes:

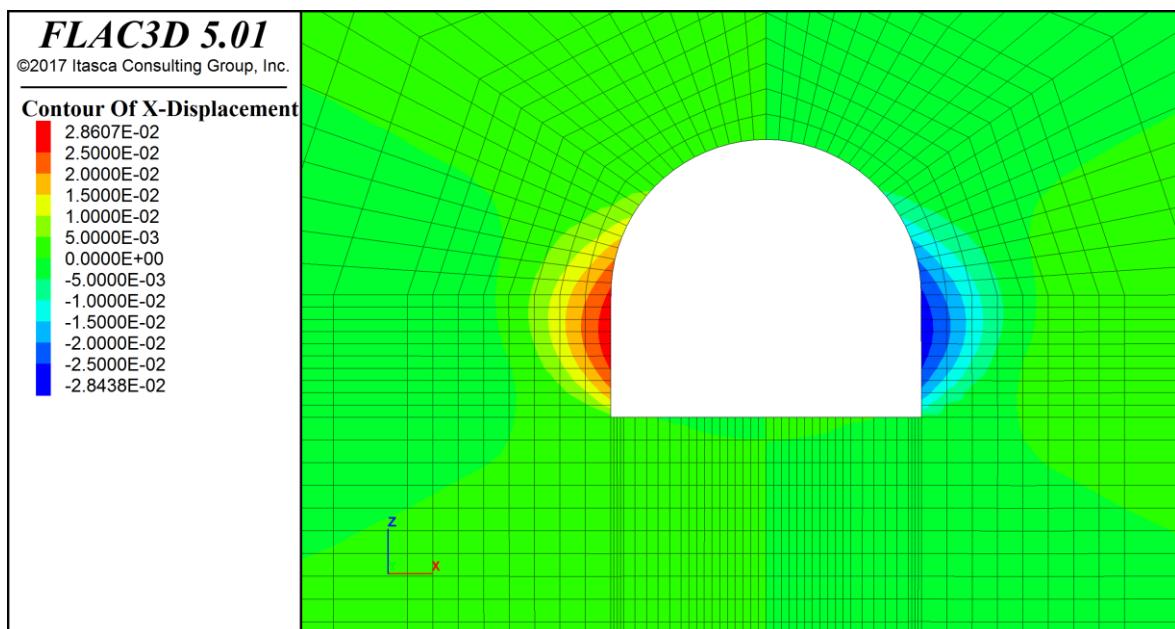


Ilustración 37 Desplazamientos horizontales sobre el macizo G-III.

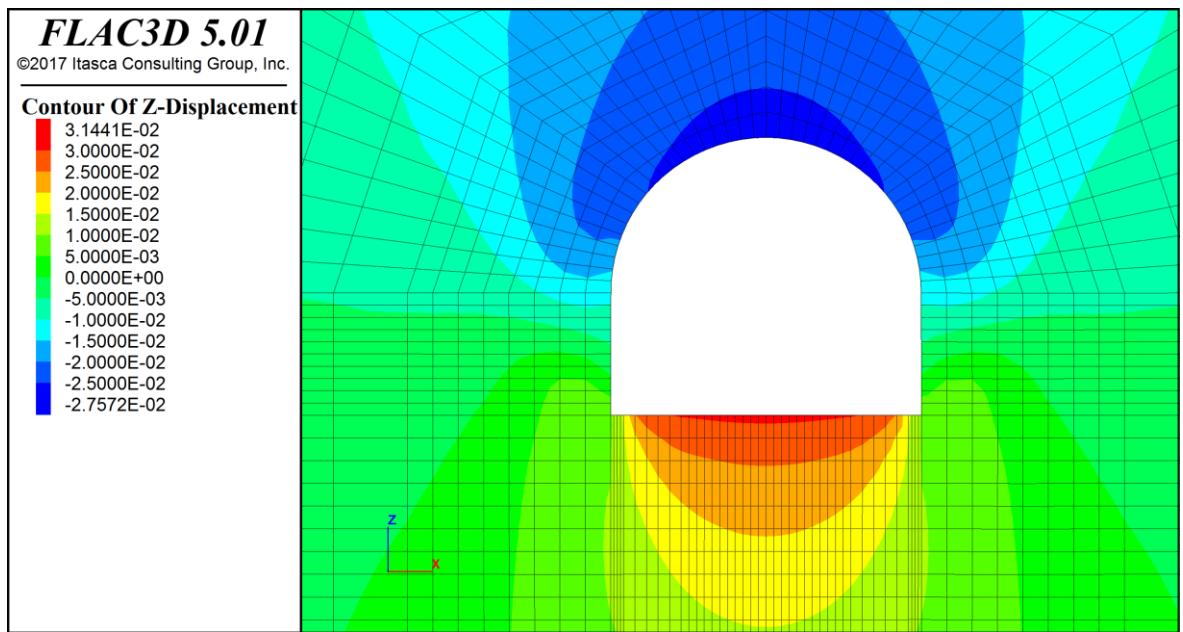


Ilustración 38 Desplazamientos verticales sobre el macizo G-III.

Con respecto a los desplazamientos en el sostenimiento, se observa que estos no superan los 0.29 mm en la dirección horizontal y 0.28 mm en la dirección vertical.

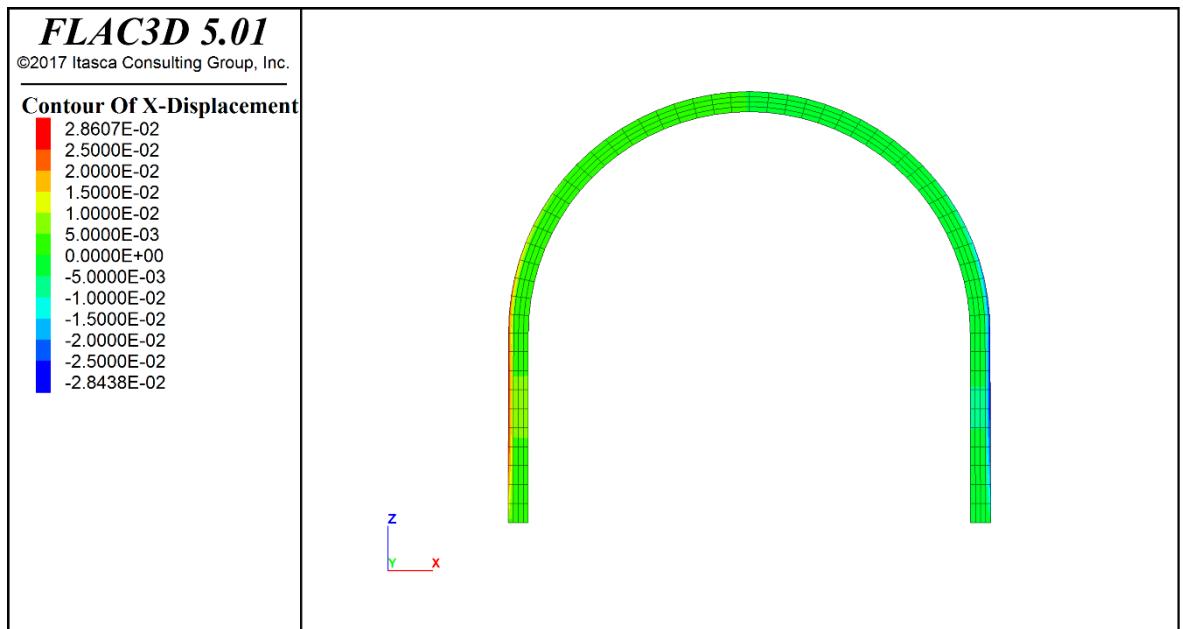


Ilustración 39 Desplazamientos horizontales sobre el sostenimiento G-III.

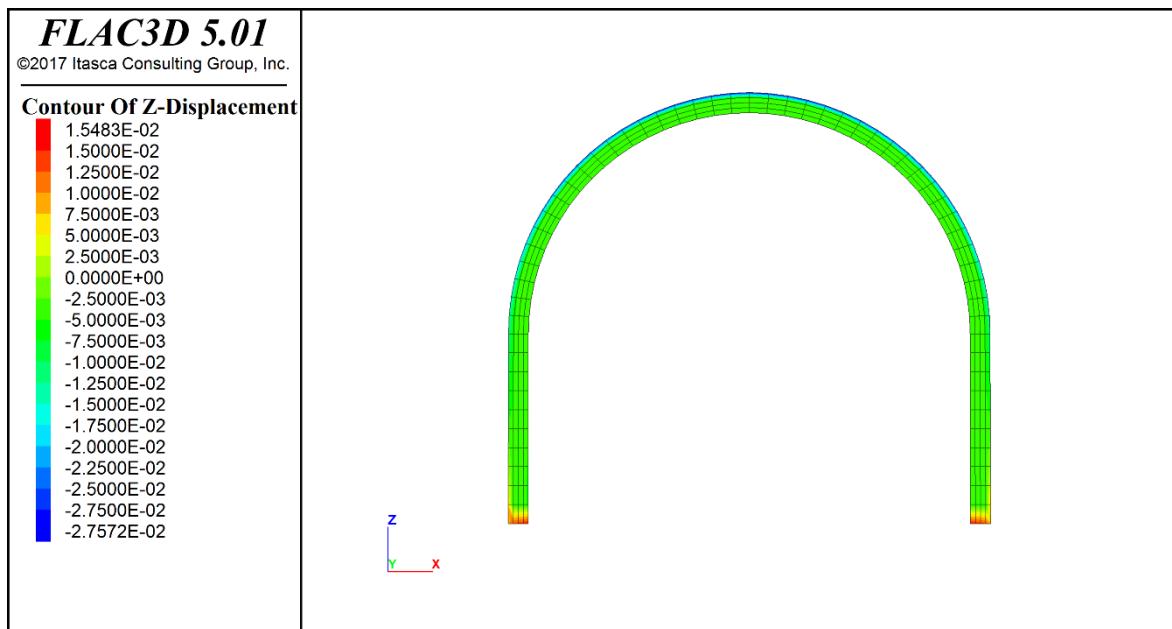


Ilustración 40 Desplazamientos verticales sobre el sostenimiento G-III.

9. CONCLUSIONES

Se han comprobado que los tres sostenimientos, G-I, G-II y G-III, previstos para la galería de emergencia del túnel de Aginaga, son válidos desde el punto de vista tenso-deformacional.

Se ha verificado que se cumple con las comprobaciones estructurales y deformacionales, tanto para el sostenimiento de hormigón proyectado, como para los elementos estructurales metálicos (cerchas y bulones en su caso), validándose la ejecución de la misma en los rangos geotécnicos descritos en los apartados 4 y 5 de este documento.