

# Sistema de Obturación Túnel Marcelo

Reporte preparado para

**Barrick Exploraciones Argentina**



Reporte preparado por



SRK Consulting (Argentina) SA  
BEASA12210-2211-C-RP-0018-5  
Noviembre 2015

# **Sistema de Obturación Túnel Marcelo**

## **Barrick Exploraciones Argentina**

Francisco Villagra 531, San Juan

### **SRK Consulting (Argentina) SA**

Rivadavia 926 Suite 901 (C1002AAU) Buenos Aires  
Emilio Civit 404 (M5502GVR) Mendoza

e-mail: [info@srk.com.ar](mailto:info@srk.com.ar)

website: [www.srk.com.ar](http://www.srk.com.ar)

Tel: +54 (11) 4342 8887 (BUE) - (261) 425 6616 (MDZ)

Fax: +54 (11) 5291 5119 (BUE) - (261) 425 6616 (MDZ)

**Número de Documento SRK BEASA12210-2211-C-RP-0018-5-0**

**Fecha: 10/02/2017**

**Compilado por:**

Alejandro Verri Kozlowski  
Consultor Principal

Email: [averri@srk.com.ar](mailto:averri@srk.com.ar)

**Revisado por:**

A.Samaniego, O. Felix, A.  
Guitelman  
Consultores Corporativos

**Autores:**

P Barbieri, F Garate, C. De Los Hoyos, J. Echegaray, A. López, A. Sfriso, A Verri

## Resumen Ejecutivo

La traza del Túnel Marcelo del proyecto Pascua Lama está bajo el nivel freático original en los primeros 1200 m desde el portal Lama. El agua natural es captada por el túnel y tratada químicamente en una planta ubicada en el portal Lama, para luego ser vertida en el Río Turbio.

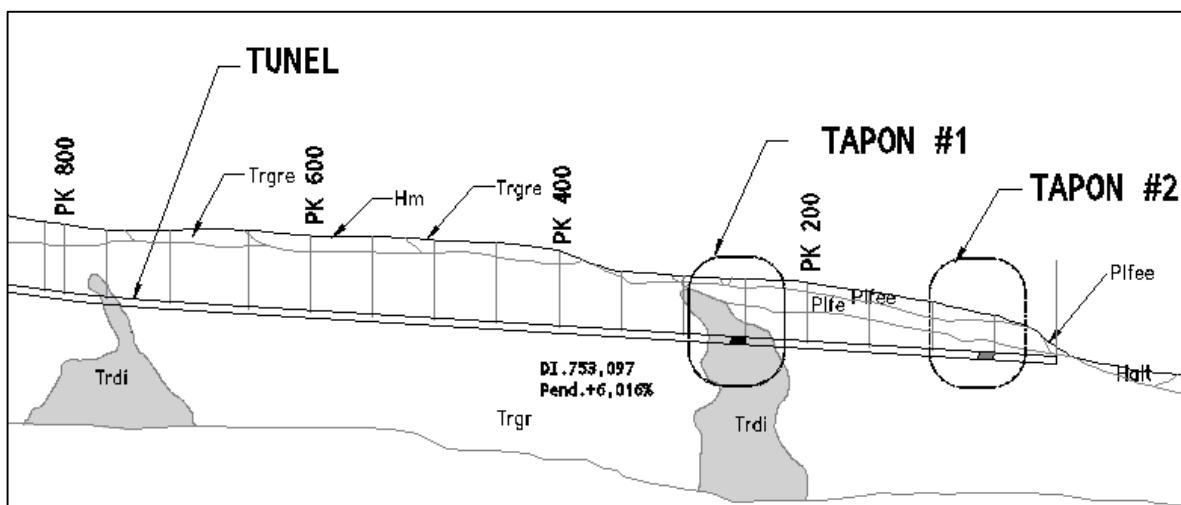
Debido a la suspensión temporal de las actividades del proyecto es necesario redefinir el manejo del agua con el objeto de contar con un sistema más estable, por lo que se contempla la construcción de dos tapones de hormigón para obturar el túnel. Con esta solución se busca alcanzar condiciones ambientales similares a las previas a su ejecución, a la vez que no representa un obstáculo para la reactivación de las tareas de construcción.

En este documento se presenta la ingeniería ejecutiva de esta obturación mediante tapones. El propósito de la obturación es:

- Capturar el agua que ingresa al túnel e impedir su salida por el portal;
- Facilitar que el agua freática vuelva a un nivel similar al original del acuífero;
- Desactivar el Sistema de Tratamiento de Aguas del Portal Lama;
- Proveer una solución libre de mantenimiento.
- Proveer una solución que permita rehabilitar el túnel rápidamente cuando finalice la suspensión de las actividades.

El sistema de obturación estará compuesto por dos tapones de hormigón simple, ubicados dentro del túnel, y complementados por inyecciones del macizo rocoso en correspondencia con cada uno de los dos tapones. El Tapón T#1 se implantará en el dique intrusivo de roca de baja permeabilidad más cercano al portal, mientras que el Tapón T#2 se implantará en la mejor roca disponible cerca del portal. El diseño de los tapones admite su despresurización a través del by pass hidráulico y su remoción por medio de voladura.

En la Figura 1 se muestra un esquema general con la posición de los dos tapones.



**Figura 1. Esquema general del túnel indicando la posición de los tapones de obturación.**

Los sistemas de fallas que producen infiltración permanente dentro del túnel están ubicados aguas arriba del Tapón T#1, por lo que éste intercepta todas las aguas que se infiltran. Luego de colocado el Tapón T#1 se producirá un lento restablecimiento del nivel freático en el macizo rocoso, como consecuencia del cual es posible que se produzca una infiltración marginal en el túnel aguas abajo del Tapón T#1. El propósito del Tapón T#2 es precisamente interceptar el flujo marginal que pudiera ocurrir aguas abajo del Tapón T#1.

El diseño de los tapones está controlado por las presiones hidrostáticas que actúan en el interior del túnel frente a cada uno de ellos, producidas por los cuerpos de agua que llenarán el túnel cuando los tapones obturen el flujo.

El Tapón T#1 tendrá una columna de agua de unos 75 metros y fue verificado con una columna de agua de 80 metros, asumiendo que el Tapón T#2 no existe y adoptando amplios márgenes de seguridad para todos los modos analizados de falla / salida de servicio.

El Tapón T#2 tendrá una columna de agua de unos 10 metros. Sin embargo, fue verificado para una columna de agua de 60 metros, consecuente con la hipótesis de que el Tapón T#1 pierde estanqueidad.

El agua que será embalsada es agresiva al hormigón y al acero, por lo que ambos tapones han sido provistos por una serie de medidas de protección que incluyen la inyección del macizo rocoso, la aplicación de membranas de impermeabilización adherentes y no adherentes y una mezcla del hormigón específicamente diseñada para resistir el ataque químico.

El sitio está sujeto a riesgo sísmico. La acción sísmica se traduce en un movimiento brusco y repentino de los tapones que produce una onda de presión en el agua retenida. Esta sobrepresión ha sido evaluada en 140 metros de columna de agua para el Tapón T#1 y 90 metros de columna de agua para el Tapón T#2.

Se ha efectuado un complejo y detallado análisis de confiabilidad de todo el sistema, el que ha permitido cuantificar el riesgo de falla estructural y de estanqueidad de los tapones. De los resultados obtenidos se puede apreciar que:

- Las probabilidades de falla estática son despreciables.
- Las probabilidades de falla sísmica son muy bajas.
- Siendo una estructura minera, las probabilidades de falla que informa el análisis son consistentes con las requeridas para estructuras civiles de elevado factor de importancia y riesgo ambiental, considerando un evento extremo con un período de retorno de 2,500 años

En lo referente a la estanqueidad de la obturación:

- Bajo condiciones de servicio las probabilidades de falla son despreciables.
- Bajo condiciones sísmicas la estanqueidad está sujeta a las mismas consideraciones que la resistencia estructural
- En el hipotético y eventual caso de que la estanqueidad del T#1 falle, el T#2 es capaz de resistir el empuje del agua y garantizar la estanqueidad mientras se implementan medidas correctivas de alivio e impermeabilización.

Se debe tener presente que el análisis realizado no ha cuantificado la falla conjunta de ambos tapones, por lo que hay un grado de redundancia adicional que no se ha considerado en los análisis.

Se concluye que el diseño de obturación que se presenta en este documento tiene una muy alta confiabilidad en corto y largo plazo y satisface por lo tanto sus objetivos de diseño sin comprometer el acceso futuro al túnel.

# Tabla de Contenidos

<b>1 Introducción.....</b>	<b>1</b>
1.1 Definición del proyecto .....	1
1.2 Objeto .....	1
1.3 Alcance .....	1
1.4 Equipo de trabajo .....	1
1.5 Cronograma de trabajo.....	2
<b>2 Antecedentes del proyecto .....</b>	<b>3</b>
2.1 Información recibida .....	3
2.1.1 Topografía y geometría del túnel .....	3
2.1.2 Geología.....	3
2.1.3 Hidrogeología .....	3
2.1.4 Calidad de aguas y geoquímica .....	4
2.1.5 Fortificación.....	4
2.1.6 Peligro sísmico .....	5
2.2 Geometría del túnel .....	5
2.3 Geología .....	6
2.4 Hidrogeología .....	6
2.5 Geoquímica .....	7
2.6 Fortificación .....	8
2.7 Peligro sísmico .....	9
<b>3 Memoria Descriptiva del Sistema de Obturación.....</b>	<b>10</b>
3.1 Descripción general.....	10
3.2 Tapón T#1 .....	10
3.3 Tapón T#2 .....	12
3.3.1 Empuje de aguas .....	12
3.3.2 Ataque químico .....	13
3.3.3 Acción sísmica .....	13
<b>4 Consideraciones de Diseño .....</b>	<b>14</b>
4.1 Empuje hidrostático .....	14
4.1.1 Hipótesis de carga.....	14
4.1.2 Modelo numérico.....	14
4.1.3 Modelo analítico .....	14
4.1.4 Función de distribución de la presión interior en el túnel .....	16
4.1.5 Valores adoptados .....	18
4.2 Ataque Químico al Hormigón .....	18
4.2.1 Introducción.....	18
4.2.2 Análisis químicos del agua de infiltración.....	18
4.2.3 Índice de Saturación de Langelier (LSI).....	19
4.2.4 Grado de ataque según ACI.....	20
4.2.5 Selección del tipo de Cemento. Normas IRAM y ASTM .....	21
4.2.6 Inclusión de Adiciones Minerales Artificiales.....	22
4.2.7 Ajuste de la Relación a/c.....	22
4.2.8 Mínimo Contenido Unitario de cemento (CUC).....	22
4.2.9 Sistemas de Barrera.....	22
4.2.10 Recomendaciones para el diseño .....	22
4.3 Análisis Probabilístico del Peligro sísmico .....	23
4.3.1 Planteo del problema .....	23
4.3.2 Metodología.....	23
4.3.3 Modelo sismotectónico adoptado.....	24

4.3.4 Resultados obtenidos .....	25
4.3.5 Calibración del modelo para 500 años .....	26
4.3.6 Sobre-presión hidrostática debida al sismo .....	26
4.3.7 Valores adoptados .....	26
4.4 Inyecciones .....	27
4.4.1 Inyecciones de Impermeabilización .....	27
4.4.2 Inyecciones de contacto .....	28
4.4.3 Recomendaciones para el Diseño .....	28
4.5 Control de fisuración y de temperatura de fraguado .....	30
4.5.1 Planteo del Problema .....	30
4.5.2 Cálculo de variación térmica de fisuración .....	31
4.5.3 Cálculo de generación adiabática de calor por hidratación .....	32
4.5.4 Cálculo de variación térmica máxima .....	33
4.5.5 Resultados del análisis .....	34
4.5.6 Verificación de temperatura máxima y no propagación de fisuras .....	34
4.5.7 Recomendaciones para el diseño .....	35
<b>5 Análisis de Confiabilidad .....</b>	<b>36</b>
5.1 Introducción .....	36
5.2 Modelo analítico para la estimación de esfuerzos .....	36
5.2.1 Formulación .....	36
5.2.2 Comparación con modelo FEM .....	39
5.2.3 Superficie de falla por corte en el interior de macizo .....	41
5.3 Mecanismos de falla considerados en el análisis de confiabilidad .....	43
5.3.1 Falla en las bielas comprimidas de hormigón .....	44
5.3.2 Falla por corte en el hormigón .....	44
5.3.3 Falla por corte sobre la interfaz .....	44
5.3.4 Falla por lavado de discontinuidades .....	45
5.3.5 Falla por corte en la roca en el interior de macizo .....	45
5.3.6 Falla por fractura hidráulica .....	45
5.4 Consideración del caso sísmico .....	45
5.5 Algoritmo de simulación .....	46
5.5.1 Probabilidad de falla para un nivel de demanda sísmica .....	46
5.5.2 Probabilidad de falla global .....	47
5.6 Resultados de la simulación .....	48
5.7 Resultados obtenidos del análisis de confiabilidad .....	49
<b>6 Consideraciones para la Construcción y Monitoreo .....</b>	<b>50</b>
6.1 Detalle de secuencia de construcción .....	50
6.2 Remoción del sistema de Obturación .....	51
6.3 Dosificaciones de prueba .....	51
6.3.1 Diseño propuesto para shotcrete .....	51
6.3.2 Diseño propuesto inyecciones de impermeabilización .....	51
6.3.3 Diseño propuesto para hormigón colocado masivamente .....	51
6.4 Instrumentación y monitoreo .....	52
6.4.1 Introducción .....	52
6.4.2 Monitoreo de temperatura .....	52
6.4.3 Monitoreo de presiones .....	52
6.5 Manejo de Agua durante la construcción .....	53
6.5.1 Memoria descriptiva .....	53
6.5.2 Caudal máximo de erogación de agua .....	53
<b>7 Referencias .....</b>	<b>55</b>

## Apéndices

A.	Detalle del Modelo hidrogeológico .....	2
A.1	Supuestos y consideraciones de la simulación.....	2
A.2	Simulaciones.....	4
A.3	Resultados del modelo numérico .....	4
B.	Amenaza sísmica .....	8
B.1	Resultados del análisis de amenaza.....	8
B.2	Aproximación de la curva de excedencia.....	10
C.	Modelo FEM para Análisis de Solicitaciones.....	12
C.1	Definición de modelo.....	12
D.	Análisis de confiabilidad .....	15
D.1	Determinación de la resistencia en el hormigón .....	15
D.2	Distribuciones de probabilidad empleadas en la simulación.....	16
D.3	Resultados desagregados por mecanismo de falla .....	17
D.4	Curvas de capacidad y demanda obtenidas .....	22
E.	Cálculo de gradiente térmico por hidratación del cemento .....	27
E.1	Calculo de coeficientes de coeficientes de restricción .....	27
E.2	Calculo de gradiente térmico máximo por hidratación del cemento.....	27
F.	Manejo de Aguas.....	1
F.1	Cálculo del espesor de tuberías.....	1
F.2	Cálculo de caudales y verificación de velocidades .....	2

## Lista de Tablas

Tabla 1: Sismos de Diseño según estudio determinístico de amenaza de la referencia	9
Tabla 2: Propiedades de los sectores analizados según progresivas.....	16
Tabla 3: Distribuciones de probabilidad de las variables y sus parámetros .....	17
Tabla 4: Grados de Exposición del concreto al ataque por Sulfatos .....	21
Tabla 5: Parámetros de recurrencia para eventos de subducción Inter-Placa.....	24
Tabla 6: Parámetros de recurrencia para eventos de subducción Intra-placa. ....	25
Tabla 7: Parámetros de recurrencia para las zonas de sismos corticales.....	25
Tabla 8: Valores de PGA para distintos períodos de retorno, modelo de amenaza combinado. ....	25
Tabla 9: Coeficientes de restricción para muros apoyados en roca.....	32
Tabla 10. Variaciones térmicas máximas para distintas dosificaciones. ....	34
Tabla 11: Comparación modelo analítico – modelo FEM.....	39
Tabla 12: Resistencia a corte en la interfaz en función de la compresión.....	45
Tabla 13: Resultados del análisis de confiabilidad del T#1.....	48
Tabla 14: Resultados del análisis de confiabilidad del T#2. ....	48
Tabla 15: Tasa de ocurrencia y excedencia de PGV.....	8
Tabla 16: Tasa de ocurrencia y excedencia de PGA.....	9
Tabla 17: Parámetros de las curvas de ajuste para PGA.....	10

Tabla 18: Parámetros de las curvas de ajuste para PGV.....	10
Tabla 19: Parámetros de tapón modelado.....	12
Tabla 20: Valores de las variables empleadas en el modelo.....	16
Tabla 21: Altura piezométrica estática considerada en la simulación. ....	17
Tabla 22: Resultados del análisis de confiabilidad para $\sigma_x$ en T#1.....	17
Tabla 23: Resultados del análisis de confiabilidad para $\sigma_y$ en T#1.....	17
Tabla 24: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_x$ en T#1. ....	18
Tabla 25: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_y$ en T#1. ....	18
Tabla 26: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_b$ en T#1. ....	18
Tabla 27: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_h$ en T#1. ....	18
Tabla 28: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por corte en la roca T#1.19	
Tabla 29: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por lavado de discontinuidades del T#1. ....	19
Tabla 30: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por fractura hidráulica para T#1.....	19
Tabla 31: Resultados del análisis de confiabilidad para $\sigma_x$ en T#2.....	19
Tabla 32: Resultados del análisis de confiabilidad para $\sigma_y$ en T#2.....	20
Tabla 33: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_x$ en T#2. ....	20
Tabla 34: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_y$ en T#2. ....	20
Tabla 35: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_b$ en T#2. ....	20
Tabla 36: Resultados del análisis de confiabilidad para $\tau_h$ en T#2. ....	21
Tabla 37: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por corte en la roca T#2.21	
Tabla 38: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por lavado de discontinuidades del T#2. ....	21
Tabla 39: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por fractura hidráulica para T#2.....	21

## **Lista de Figuras**

Figura 1. Esquema general del túnel indicando la posición de los tapones de obturación. ....	I
Figura 2. Altimetría del Túnel Marcelo.....	6
Figura 3. Sección típica del Túnel Marcelo.....	6
Figura 4. Esquema general del túnel indicando la posición de los tapones de obturación. ....	10
Figura 5. Ubicación en planta del Tapón T#1.....	11

Figura 6. Sección longitudinal Tapón T#1.....	11
Figura 7. Planta Tapón T#1.....	11
Figura 8. Secciones transversales Tapón T#1.....	12
Figura 9. Representación del modelo de cuenca, recarga desde los cursos de agua superficiales mediante celdas de tipo “River”.....	14
Figura 10. Esquema de permeabilidades adoptadas por sector.....	15
Figura 11. Áreas bajo la curva nivel freático.....	16
Figura 12. Parámetros analizados y calculados en muestras de agua del túnel para la obtención del Índice de Saturación de Langelier (LSI) y el Índice de Agresividad .....	20
Figura 13. Curvas de excedencia para el PGA del sitio.....	25
Figura 14. Curvas de excedencia de PGV para el sitio .....	26
Figura 15. Influencia del grado de apertura y separación en la conductividad hidráulica. Modificación de Hollmen (2008) sobre trabajo de Hoek y Bray (1981).....	27
Figura 16. Volumen de inyección y permeabilidad en función de configuración de estructuras.....	28
Figura 18. Esquema de desarrollo de galerías de inyección (Corte Transversal .....	29
Figura 17. Esquema de desarrollo de galerías de inyección (Corte Longitudinal) .....	29
Figura 21. Modelo de restricción para muros apoyados sobre base rígida (ACI 207.2r , 2008).....	32
Figura 22. Generación adiabática de temperatura para distintos tipos de cemento ....	33
Figura 23. Variación térmica máxima por cada 100kg de un Cemento Tipo II.....	33
Figura 24. Corte horizontal (izq.) y vertical (der.) del tapón.....	36
Figura 25. Tensiones presentes en el hormigón y en la interfaz hormigón roca para la dirección horizontal (izq.) y vertical (der). .....	38
Figura 26. Mallado y carga volumen de hormigón.....	39
Figura 27. Tensiones normales en la dirección transversal horizontal (Y) .....	40
Figura 28. Tensiones normales en la dirección transversal vertical (Z).....	40
Figura 29. Tensiones de corte en la sección vertical – dirección longitudinal (X) .....	40
Figura 30. Tensiones de corte en la sección horizontal – dirección longitudinal (X)....	41
Figura 31. Desplazamientos en la dirección longitudinal (X).....	41
Figura 32. Esquema de la superficie de falla adoptada.....	41
Figura 33. Superficie de falla del T#1 .....	42
Figura 34. Superficie de falla del T#2 .....	42
Figura 35. Superficie de falla empleada para considerar la estocada .....	43
Figura 36. Representación de la recarga desde los cursos de agua superficiales mediante celdas de tipo “River”.....	2
Figura 37. Distribución de zonas de conductividad en planta y perfil. (K19 y K20 permeabilidades de la sección de túnel).....	3
Figura 38. Sección longitudinal nivel freático, luego de ejecutados los tapones.....	4
Figura 39. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, corte.....	4

Figura 40. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, planta.....	5
Figura 41. Caídas de presión hidrostática sobre el T#1 y T#2, corte. ....	5
Figura 42. Caídas de presión hidrostática sobre el T#1 y T#2, planta. ....	5
Figura 43. Sección longitudinal nivel freático para el escenario accidental.....	6
Figura 44. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, corte.....	6
Figura 45. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, planta.....	6
Figura 46. Caídas de presión hidrostática sobre el T#2, corte. ....	7
Figura 47. Caídas de presión hidrostática sobre el T#2, planta. ....	7
Figura 48: Curvas de capacidad y demanda para la compresión en el hormigón $\sigma_x$ ..	22
Figura 49: Curvas de capacidad y demanda para la compresión en el hormigón $\sigma_y$ ..	22
Figura 50: Curvas de capacidad y demanda para el corte en el hormigón $\tau_x$ .....	23
Figura 51: Curvas de capacidad y demanda para el corte en el hormigón $\tau_y$ .....	23
Figura 52: Curvas de capacidad y demanda para la interfaz entre el tapón y el macizo para las caras verticales. ....	24
Figura 53: Curvas de capacidad y demanda para la interfaz entre el tapón y el macizo para las caras horizontales. ....	24
Figura 54: Curvas de capacidad y demanda para la falla del macizo. ....	25
Figura 55: Curvas de capacidad y demanda para la fractura hidráulica.....	25
Figura 56: Curvas de capacidad y demanda para el lavado de discontinuidades.....	26
Figura 57. Cálculo de calor de hidratación para escenario C.3 .....	27
Figura 58. Perfil de temperaturas para escenario C.3 en los primeros 7.50m del tapón 1 .....	28

## Limitación de Responsabilidad

Las opiniones expresadas en este Informe se han basado en la información suministrada a SRK Consulting Argentina S.A. (SRK) por Barrick Exploraciones Argentina. Las opiniones en este Informe se proporcionan en respuesta a una solicitud específica de Barrick Exploraciones Argentina al respecto. SRK ha tenido todo el debido cuidado en la revisión de la información suministrada. Aunque SRK ha comparado la información clave con los valores esperables, la exactitud de los resultados y conclusiones de esta revisión dependen enteramente de la exactitud y completitud de la información suministrada. SRK no acepta responsabilidad por ningún error u omisión en la información suministrada y no acepta responsabilidades consecuentes que surjan de decisiones comerciales o acciones que resulten de éstas. Las opiniones presentadas en este Informe se aplican a las condiciones particulares y características del sitio tal como existían al momento de las investigaciones de SRK, y aquellas otras razonablemente pronosticables. Estas opiniones no necesariamente se aplican a las condiciones y características que puedan surgir luego de la fecha de este Informe, acerca de las cuales SRK no haya tenido conocimiento previo u oportunidad de evaluar.

The opinions expressed in this Report have been based on the information supplied to SRK Consulting Argentina S.A. (SRK) by Barrick Exploraciones Argentina. The opinions in this Report are provided in response to a specific request from Barrick Exploraciones Argentina to do so. SRK has exercised all due care in reviewing the supplied information. Whilst SRK has compared key supplied data with expected values, the accuracy of the results and conclusions from the review are entirely reliant on the accuracy and completeness of the supplied data. SRK does not accept responsibility for any errors or omissions in the supplied information and does not accept any consequential liability arising from commercial decisions or actions resulting from them. Opinions presented in this report apply to the site conditions and features as they existed at the time of SRK's investigations, and those reasonably foreseeable. These opinions do not necessarily apply to conditions and features that may arise after the date of this Report, about which SRK had no prior knowledge nor had the opportunity to evaluate.

# 1 Introducción

## 1.1 Definición del proyecto

El proyecto binacional Pascua Lama abarca la zona fronteriza entre Chile (Pascua) y Argentina (Lama), cuyas instalaciones están en altitudes aproximadas entre 3800 msnm y 5200 msnm. En Chile, el proyecto está ubicado en la provincia de Huasco (Región de Atacama), mientras que en Argentina se ubica al NO de la provincia de San Juan, a 363 km de la ciudad capital provincial. El Túnel Marcelo es un túnel de 4.0 km de longitud, 6.4 m de ancho y 5.5 m de altura, que contendrá una cinta que transportará el mineral desde el triturador primario ubicado en Pascua (Chile) hasta la planta de procesos en Lama (Argentina).

La traza del túnel está bajo el nivel freático original en los primeros 1200m desde el portal Lama. El agua natural es captada por el túnel a través de las discontinuidades del macizo rocoso y tratada químicamente en una planta ubicada en el portal Lama, para luego ser vertida en el Río Turbio.

Debido a la suspensión de las actividades del proyecto es necesario redefinir el manejo del agua de infiltración del túnel para lo cual se contempla la construcción de dos tapones de hormigón. El objeto de estos tapones es interrumpir el flujo de aguas de drenaje a través del portal con una solución libre de mantenimiento. Con esta solución se busca alcanzar condiciones ambientales similares a las previas a su ejecución, a la vez que no representa un obstáculo para la reactivación de las tareas de construcción.

En este documento se presentan los análisis efectuados para el diseño ejecutivo del sistema de obturación del Túnel Marcelo.

## 1.2 Objeto

Establecer el diseño de la obturación del Túnel Marcelo mediante tapones de hormigón simple. El propósito de la obturación es:

- Capturar el agua que ingresa al túnel e impedir su salida por el portal;
- Facilitar que el agua freática vuelva a un nivel similar al original del acuífero;

Los condicionantes básicos de diseño son:

- Minimizar la intervención en la ladera y el portal;
- Desactivar el Sistema de Tratamiento de Aguas del Portal Lama;
- Proveer una solución libre de mantenimiento.
- No comprometer el ingreso futuro al túnel

## 1.3 Alcance

Este reporte comprende el desarrollo del diseño geotécnico, estructural e hidráulico del sistema de obturación a nivel de ingeniería ejecutiva.

## 1.4 Equipo de trabajo

- Leonel Marchetti. Modelo Hidrogeológico. Manejo de Aguas
- Camilo De Los Hoyos. Modelo Hidrogeológico. Ataque Químico. Durabilidad
- Mario Baudino. Selección del tipo de Cemento
- Carmen Toyohama Revisión del Diseño Hidráulico
- Antonio Samaniego. Revisión del Diseño Hidráulico
- Fermín Garate. Diseño del sistema de Inyección. Modelos de Análisis de Temperatura y Secuencia de Hormigonado. Análisis de Durabilidad
- Alejo Sfriso. Diseño Conceptual. Sistema de inyecciones. Coordinador Ingeniería Etapa de Factibilidad
- Luis Contreras Bustos. Instrumentación y selección de Termocuplas
- Daniela Levis. Modelo FEM de Análisis Estructural

- Pablo Barbieri. Modelo Análisis de Confiabilidad y PSHA
- Mariani Balbi. Modelo Análisis de Confiabilidad y PSHA
- Diego Sánchez. Instrumentación y Selección de Piezómetros
- Natalio Figueroa. Cubicaciones. Instrumentación. CAPEX
- Alejandro Verri Diseño Conceptual. Modelos Analíticos para Análisis de Confiabilidad. Análisis de Peligro Sísmico. Análisis de Durabilidad. Coordinador Etapa Ingeniería Ejecutiva y Responsable Técnico

El staff de SRK Argentina participó en la recopilación de antecedentes y en la generación de la documentación ejecutiva del proyecto.

## 1.5 Cronograma de trabajo

- Recopilación e interpretación de antecedentes geológicos, geotécnicos, del sostenimiento, hidrogeológicos, hidrológicos y de calidad de aguas;
- Diseño geométrico de los tapones;
- Evaluación del comportamiento hidrogeológico del túnel y su entorno mediante un modelo numérico local simplificado;
- Estudio de potenciales puntos de agua aflorante;
- Diseño de la cortina de inyección de ambos tapones;
- Verificación geotécnica de estabilidad de ambos tapones;
- Diseño del sistema de sostenimiento de sectores no soportados;
- Diseño estructural de ambos tapones;
- Especificaciones de materiales, construcción y etapas de hormigonado;
- Análisis de riesgos geotécnicos / estructurales / hidráulicos y determinación de probabilidad de falla de los tapones.
- Diseño de los sistemas de drenaje de ambos tapones;
- Especificaciones de materiales y construcción de conducciones hidráulicas;
- Diseño de plan de monitoreo post-construcción;
- Confección de documentación para ingeniería ejecutiva.

## 2 Antecedentes del proyecto

### 2.1 Información recibida

#### 2.1.1 Topografía y geometría del túnel

- BEASA0381-2210-C-DW-0022 TUNEL CONVEYOR DISPOSICION GENERAL
- BEASA1161-2210-Z-TP-0002\_0.pdf – MEMO TECNICO PRONOSTICO DE CALIDADES GEOTECNICAS A EXCAVAR - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0003\_0.pdf – MEMORANDO TECNICO RESPUESTAS A RFI N° BEASA 381-RFI-TCO-0007 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA12070-2210-Z-DC-0006\_A.pdf – INFORME BOTADERO PLAYA 4 – PEDIDO ADICIONAL DE TOPOGRAFIA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12070-2210-Z-DC-0001\_A.pdf – INFORME DE TALUD SUR, PORTAL LAMA – SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0021\_A.pdf – LEVANTAMIENTO DE ZONAS CON SOBRE EXCAVACIONES. METODOLOGIA Y SOLUCIONES DE SANEAMIENTO TUNEL DE CORREA TRANSPORTADORA DEL MINERAL - GOLDER ASSOCIATES S.A.

#### 2.1.2 Geología

- BEASA12070-2210-Z-DC-0005\_B.pdf – INFORME BOTADERO MATERIALES EXCAVACION TUNEL LAMA-MARCELO - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0004\_A.pdf – PRONOSTICO DE CALIDADES GEOTECNICAS DEL MACIZO ROCOSO A EXCAVAR ENTRE PK 0+898,2 Y PK 1+060 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0008\_A.pdf – PRONOSTICO CALIDADES GEOTECNICAS DEL MACIZO ROCOSO A EXCAVAR ENTRE PK 1+128 Y PK 1+188 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0009\_B.pdf - PRONOSTICO CALIDADES GEOTECNICAS DEL MACIZO ROCOSO A EXCAVAR ENTRE PK 1+128 Y PK 1+188 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0010\_0.pdf - PRONOSTICO CALIDADES GEOTECNICAS DEL MACIZO ROCOSO A EXCAVAR ENTRE PK 1+188 Y PK 1+248 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0016\_0.pdf – PRONOSTICO CALIDADES GEOTECNICAS DEL MACIZO ROCOSO A EXCAVAR ENTRE PK 1+248 Y PK 1+308 - GOLDER ASSOCIATES S.A.

#### 2.1.3 Hidrogeología

- BEASA12071-2210-Z-DC-0001\_A.pdf – CIRCULACION, MANEJO Y TRATAMIENTO DEL AGUA EN EL INTERIOR DEL TUNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0002\_A.pdf – INFORME EVALUACION TECNICA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO EXTERIOR-DISTRIBUCION INTERNA BEASA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0003\_A.pdf – INFORME ESTIMACION PRELIMINAR, VARIACION DEL NIVEL FREATICO - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A
- BEASA12071-2210-Z-DC-0004\_A.pdf - RESPALDO TÉCNICO DE SOPORTE A LA IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE MANEJO DE AGUAS EN EL INTERIOR Y EXTERIOR DEL TÚNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0005\_B.pdf - REDISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO EXTERIOR (STE) DEL TÚNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.

- BEASA12071-2210-Z-DC-0006\_A.pdf - RESPALDO TÉCNICO DEL SISTEMA INTEGRAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS (SITA) EN EL TÚNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0007\_A.pdf - ESTIMACIÓN Y PROYECCIÓN EN POSICIÓN DE NIVEL FREÁTICO TÚNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0015\_A.pdf – INFORME ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE CAUDALES RESIDUALES DE INGRESO AL TÚNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- SRK 52-2040-06-94-0 INFORME ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN EN EL TÚNEL LAMA EN EL CORTO, MEDIANO Y LARGO PLAZO DIC.2013
- BEASA12210-2211-C-RP-0007 INFORME MODELO HIDROGEOLOGICO OBTURACIÓN TEMPORAL TUNEL MARCELO JUL.2015.

#### 2.1.4 Calidad de aguas y geoquímica

- CC 07-03-2013 BARRICK EXPLORACIONES SA. (ENSAYOS DE MUESTRAS DE AGUAS DE INFILTRACIÓN EN TÚNEL MARCELO, CORPLAB)
- ROCK BOLT DESIGN FOR CONVEYOR HANGER SYSTEM (JACOBS ASSOCIATES)
- BEASA12071-2210-Z-DC-0016\_A.pdf. – INFORME ENSAYO DE FLOCULANTES IN SITU - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0008\_A.pdf - SISTEMA DE DOSIFICACIÓN DE CAL PARA CONTROL DE PH DEL STE - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0009\_A.pdf - TUNNEL WATER PH CHANGE WITH TIME - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0010\_A.pdf - COMPARACIÓN TÉCNICA ENTRE EL USO DE CAL VIVA Y CAL HIDRATADA EN EL PROCESO DE NEUTRALIZACIÓN DE AGUAS DEL STE DEL TÚNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0013\_A.pdf - INFORME FLOCULANT TESTING - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0014\_A.pdf - INFORME ENSAYO DE FLOCULANTES - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.

#### 2.1.5 Fortificación

- BEASA1161-2210-Z-DW-0003 SECCION GEOTECNICA CON INFORMACION DE SOPORTE INSTALADO DEL TUNEL PASCUA LAMA
- BEASA1161-2210-Z-DW-005 CALIDAD DE ROCA-INFILTRACION-ESTADO DE FORTIFICACION
- BEASA1161-2210-Z-TP-0001\_1.pdf - MEMORANDO TÉCNICO SUGERENCIAS SOBRE DOSIFICACIONES DE HORMIGÓN PROYECTADO Y SU APLICACIÓN EN TÚNEL CONVEYOR LAMA – GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0005\_0.pdf – MEMO TECNICO SEGUNDA RESPUESTA RFI N° BEASA 381-RFI-TCO-0007- GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0006\_0.pdf – ENSAYOS DE APTITUD PARA MEZCLAS DE SHOTCRETE A EMPLEAR EN TUNEL CONVEYOR LAMA - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0007\_0.pdf FORTIFICACION DEFINITIVA ESTOCADA DE PRE-TRATAMIENTO DE AGUA, PK 0+768, TUNEL CONVEYOR LAMA - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0011\_A.pdf – APLICACIÓN DE SOPORTE DEFINITIVO EN AVANCES DEL TUNEL PARA CORREA TRANSPORTADORA DE MINERAL. FRENTE AVANCE LAMA - GOLDER ASSOCIATES S.A.

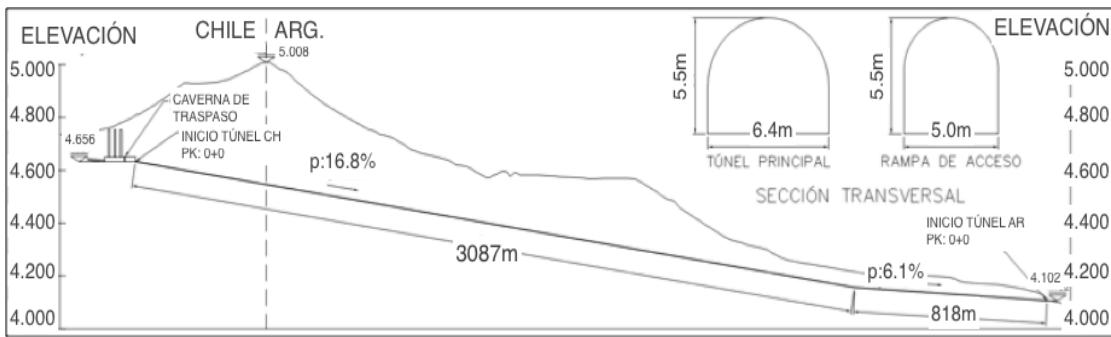
- BEASA1161-2210-Z-TP-0012\_A.pdf – PLAN DE VALIDACION DE LA CALIDAD DE LA FORTIFICACION INSTALADA ENTRE LOS PK 0+500 Y 0+670 DEL TUNEL CONVEYOR HACIA PASCUA - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0013\_A.pdf – PLAN DE VALIDACION DE LA CALIDAD DE LA FORTIFICACION INSTALADA ENTRE LOS PK 0+000 Y 0+500 DEL TUNEL CONVEYOR HACIA PASCUA - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0014\_2.pdf – DEFINICION ESTACIONES PARA MONITOREO DE CORROSION DE PERNOS FAST ANCHOR - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0015\_0.pdf – IDENTIFICACION DE PUNTOS CRITICOS A REPARAR EN EL TUNEL CONVEYOR HACIA PASCUA A 25 DE JULIO DE 2013 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0017\_A.pdf – RESULTADOS DE ENSAYOS PULL TEST, DE VALIDACION DEL ESTADO DE FORTIFICACION ENTRE PK 0+000 A 0+640 - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0018\_A.pdf – ANALISIS Y COMENTARIOS SOBRE RESULTADOS DE ENSAYOS HORMISERV, DISELOS DOS Y TRES - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0019\_A.pdf – MONITOREO DE DETERIORO Y CORROSION EN PERNOS DE FIBRA INYECTADOS CON RESINA, EN ESTACIONES DE CONTROL - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0019\_A.pdf – MONITOREO DE DETERIORO Y CORROSION EN PERNOS DE FIBRA INYECTADOS CON RESINA, EN ESTACIONES DE CONTROL - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA1161-2210-Z-TP-0020\_A.pdf – MEMORANDO TECNICO SITUACION ACTUAL Y REPARACION DEL SOSTENIMIENTO DE HORMIGON PROYECTADO - GOLDER ASSOCIATES S.A.
- BEASA12070-2210-Z-DC-0002\_A.pdf – INFORME DE INYECCION CEMENTICIA, TUNEL LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12070-2210-Z-DC-0003\_A.pdf – EVALUACION DEL DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO TEMPORAL Y PERMANENTE DEL TUNEL CONVEYOR LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12070-2210-Z-DC-0004\_A.pdf – INFORME PROGRAMA DE INYECCIONES CEMENTICIAS. TUNEL MARCELO. CONVEYOR PASCUA-LAMA - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0011\_A.pdf - IMPERMEABILIZATION PROGRAM. LAMA TUNNEL-MARCELO - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.
- BEASA12071-2210-Z-DC-0012\_A.pdf - PROGRAMA DE IMPERMEABILIZACIÓN. TÚNEL LAMA-MARCELO - SRK CONSULTING (ARGENTINA) S.A.

## 2.1.6 Peligro sísmico

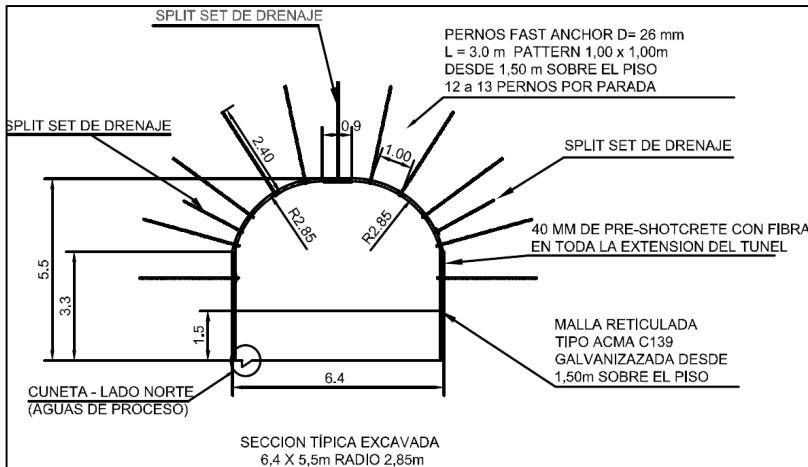
- INFORME FINAL. VOL 3.3: GEOLOGIA Y SISMICIDAD. DISEÑO DE OBRAS PARA EL DEPÓSITO DE COLAS DEL VALLE DEL RÍO TURBIO. VECTOR COLORADO LLC. JUNIO 2006

## 2.2 Geometría del túnel

El Túnel Marcelo, de 4.0 km de longitud 6.4 m de ancho y 5.5 m de altura, contendrá una cinta que transportará el mineral desde el triturador primario ubicado en Pascua (Chile) hasta la planta de procesos en Lama (Argentina). La altimetría del túnel se indica en la Figura 2. Una sección típica se indica en Figura 3. En los primeros 764 m desde el Portal Lama el túnel cuenta con una pendiente de 6.11%, adoptando, luego de una curva de transición de 108 m, una pendiente de 16.8% en el resto de su desarrollo.



**Figura 2. Altimetría del Túnel Marcelo.**



**Figura 3. Sección típica del Túnel Marcelo.**

## 2.3 Geología

En más de un 90 % de su traza, el túnel atraviesa rocas graníticas, dioríticas y volcánicas de un macizo rocoso con abundante mineralización con pirita tanto diseminada como concentrada en planos de diaclasas. La calidad de las rocas del túnel no está directamente relacionada a la composición litológica sino más bien a la densidad de discontinuidades, relacionada a su vez al número de sets, espaciamiento y orientación de los planos de fractura (diaclasas, fallas, etc.). Las zonas de falla en el macizo rocoso son sectores de alta densidad de discontinuidades, las cuales son potenciales zonas de alta infiltración y alto riesgo geotécnico dentro del túnel.

En relación a las fallas, el túnel atraviesa al menos seis zonas de fallas importantes de orientación NS a NO-SE, es decir casi perpendiculares a la traza del túnel, y alto ángulo de inclinación. Dichas zonas de falla son de dos tipos: a) con relleno de granulometría arenosa-arcillosa; y b) fracturas abiertas, sin relleno. Las fracturas sin relleno son las más frecuentes a lo largo de la traza del túnel. Además, se ha observado que las fracturas llenas pierden rápidamente el material arenoso-arcilloso, el cual es lavado por el agua de infiltración en las zonas de falla. En superficie, las zonas de falla constituyen frecuentemente cauces de cursos temporarios que transportan agua superficial durante los deshielos, los cuales se infiltran en las rocas fracturadas y sedimentos y recargan de agua subterránea el macizo rocoso.

## 2.4 Hidrogeología

Las zonas de falla y lineamientos estructurales en superficie controlan fuertemente la orientación de los cursos de agua por encima del túnel. Esto implica que los arroyos escurren por encima de zonas de alta conductividad hidráulica y alta velocidad de infiltración y, por lo tanto, controlan la recarga del agua subterránea que drena al túnel.

La conductividad hidráulica de las zonas de falla dentro del túnel fue estimada principalmente en base a la abertura efectiva de las fracturas y al espaciamiento de los sets de fracturas, con valores calculados en el orden de  $10^{-5}$  m/s. Se estimaron valores en el orden de  $10^{-7}$  m/s a  $10^{-9}$  m/s para los sectores menos permeables, es decir, menos afectados por fallas.

Los caudales de infiltración, aforados en el portal del túnel, fueron aumentando a medida que avanzaba la excavación. Los caudales de alumbramiento fueron inicialmente altos, hasta 125 l/s cuando el túnel excavó zonas de intenso fallamiento, y se fueron estabilizando con el tiempo hasta alcanzar valores residuales en el orden de 35 l/s – 40 l/s. El caudal residual de infiltración fue estimado en el orden 40 l/s en un año húmedo y en el orden de 30 l/s en un año seco. Una vez construidos los tapones no se espera flujo en el portal con aguas provenientes del túnel, lo que permitirá desactivar el funcionamiento del Sistema Integral de Tratamiento de Aguas del Túnel Marcelo.

El desarrollo de la hidrogeología y un detalle de los aportes superficiales al Túnel Marcelo se encuentra en el informe modelo hidrogeológico obturación Túnel Marcelo – SRK (BEASA12210-2211-C-RP-0007). A lo largo de la proyección en superficie de la traza del túnel, sobre todo en los 800 m más cercanos al portal argentino, es posible que existan surgencias de agua por recuperación del nivel freático luego de la obturación. Esta posibilidad está basada en documentos previos a la construcción del túnel y en las etapas tempranas de la excavación.

En un informe geológico-geotécnico de mayo de 2007 (Golder, Informe 069-2074-G-IT-001, Tabla 4-6, página 47), se informó una recuperación del nivel de agua del pozo GTDH06-02 hasta la superficie, reportando incluso una leve surgencia en la medición del 5 de febrero de 2007 (nivel con signo negativo).

Por su parte, Geoconsult (Asesoría Hidrogeológica Túnel Marcelo) realizó en julio de 2012 un relevamiento de afloramientos de agua en el área del túnel y alrededores. Dos de los puntos relevados por Geoconsult por encima de la traza del túnel relevaron agua superficial de deshielo y agua más conductiva, posiblemente relacionada a un afloramiento del acuífero de fisuras." Estas surgencias, hoy ausentes, podrían reactivarse una vez completada la obturación del túnel.

**Entre los días 18 y 23 de enero de 2017, SRK llevó a cabo una visita al túnel a raíz de que fue informado por BEASA acerca de un aumento notable del caudal total de infiltración en el portal. SRK realizó mediciones expeditivas del caudal total de infiltración por medio de cálculo de canales en la solera del túnel y tuberías en el Sistema de Tratamiento Externo, resultando en un caudal acumulado de infiltración en el orden de 200-240 l/s. Este valor es de más del doble que el medido por SRK a comienzos de 2016 y más de 4 veces que el caudal residual de comienzos de 2014, cuando ya había finalizado la excavación. Los resultados del mapeo de zonas de infiltración mostraron que el agua comienza a ingresar desde aproximadamente la progresiva PK1+400 y continúa ingresando hasta el mismo portal, a diferencia del mapeo de abril de 2016 donde el ingreso comenzaba aproximadamente en PK1+050 y continuaba hasta PK0+080. Las zonas de infiltración alta en enero de 2017 acumulan aproximadamente 150m más respecto al mapeo llevado a cabo de abril de 2016. Asimismo, las zonas de infiltración media en enero de 2017 casi duplican en longitud acumulada a las mapeadas en abril de 2016. Los valores actuales relevados en terreno derivaron en una nueva revisión de la ingeniería de detalle del manejo de aguas durante la construcción.**

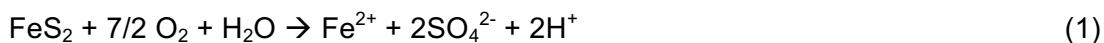
## 2.5 Geoquímica

El Túnel Lama está ubicado en el contexto geológico de un sistema epitermal de alta sulfuración (H<sub>2</sub>S), caracterizado por la mineralización con pirita en un área amplia. La presencia de pirita en las rocas por debajo de la zona saturada de agua en el sector del

túnel causa el drenaje ácido de roca (ARD), que es la acidificación progresiva del agua debido a la oxidación de disulfuros (por ejemplo, pirita).

La principal causa de acidificación del agua subterránea y superficial en la zona de Pascua-Lama es la oxidación de disulfuros, de los cuales el más abundante y significativo para este proceso es la pirita. La oxidación de la pirita en el macizo rocoso saturado puede resumirse de la siguiente forma:

Etapa I: oxidación de la pirita debido al oxígeno atmosférico disuelto en el agua subterránea del macizo, generando sulfato a partir de sulfuro y aportando iones H<sup>+</sup> a la solución;



Durante esta etapa, parte del Fe<sup>2+</sup> se oxida a Fe<sup>3+</sup> debido a la presencia de oxígeno disuelto (O<sub>2</sub>).

Etapa II: aunque la reacción (1) continúa ocurriendo, el pH de la solución que rodea directamente a los minerales en contacto con agua ya es bajo (alrededor de 4.5) y el ión férrico previamente puesto en solución por oxidación (Fe<sup>3+</sup>) se hidroliza para formar hidróxidos de hierro, de acuerdo con la siguiente reacción:



No se analizó la acción catalítica de bacterias posiblemente presentes en el agua ácida de infiltración, las cuales tienden a acelerar el proceso de acidificación del agua.

Durante el año 2013 se efectuaron una serie de análisis químicos sobre muestras de agua de infiltración del túnel recolectadas de los hastiales, en zonas de infiltración moderada a alta, directamente de goteos en discontinuidades de la roca, en pernos tipo split-set y drenajes. Esta metodología de muestreo permitió evaluar la composición química representativa del agua alojada en las discontinuidades del macizo rocoso, ya que el contacto con el hormigón proyectado es nulo.

Los resultados de los ensayos indicaron que la concentración de sulfatos solubles medidos en el agua se situó entre 1500mg/l y 6500mg/l para las muestras analizadas. Los valores de pH presentan valores medios de 3.1 con un mínimo de 2.9.

## 2.6 Fortificación

La fortificación del túnel tiene tres sectores:

- Desde el portal y hasta la PK 0+450 se instaló un sostenimiento integral en el frente, compuesto por pernos helicoidales, malla y hormigón proyectado. El sostenimiento fue luego saneado, mejorado y reforzado con pernos fast-anchor.
- Desde la PK 0+450 hasta la PK 0+700 se instaló un sostenimiento temporal compuesto por pernos split-set y malla, con hormigón proyectado en algunos sectores puntuales. El sostenimiento permanente, compuesto por pernos fast-anchor y hormigón proyectado, se instala en segunda etapa. Esta tarea no se completó antes de la suspensión de actividades.
- Desde la PK 0+700 hasta el frente se instaló un sostenimiento temporal compuesto por pernos split-set y malla, con colocación inmediata de hormigón proyectado. En una segunda etapa se instalará el sostenimiento permanente, compuesto por pernos fast-anchor y capas adicionales de hormigón proyectado donde sea necesario.

Sólo dos tramos muy cortos del túnel requirieron la instalación de marcos de acero y pernos cable. Se detalla a continuación el sostenimiento existente a la fecha de suspensión para cada tramo de túnel:

- PK 0+000 – PK 0+014: En este tramo la fortificación está materializada con marcos de acero cubiertos con shotcrete.
- PK 0+014 – PK 0+105: En este tramo la fortificación está realizada con pernos helicoidales galvanizados de 3mx22mm, con cartuchos de resina, cubierta luego en su totalidad con shotcrete con fibra.

- PK 0+105 – PK 0+450: En este tramo la fortificación primaria consiste en pernos helicoidales galvanizados de 3mx22mm, con cartuchos de resina, con cobertura en su totalidad de shotcrete con fibra.
- PK 0+450 – PK 0+800: En este tramo la fortificación primaria está compuesta por malla y pernos Split-Set y posteriormente completada con shotcrete de alta resistencia más fibra.
- PK 0+800 – PK 0+1000: En este tramo la fortificación primaria está compuesta por shotcrete de alta resistencia con fibra, luego malla y pernos Split-Set.
- PK 0+1000 – PK 1+511 (Frente del Túnel Detenido): En este tramo la fortificación primaria está compuesta por shotcrete de alta resistencia con fibra, malla y pernos Split-Set.

## 2.7 Peligro sísmico

El sitio del proyecto se encuentra ubicado en la frontera entre Argentina y Chile a una latitud aproximada de -29°. La sismicidad de la zona está causada primordialmente por la subducción de la placa oceánica de Nazca debajo de la placa continental sudamericana, a una tasa promedio de 8.5 cm/año. El movimiento relativo entre las placas y la alta tasa de convergencia que se registra en esta zona ocasionan grandes y frecuentes sismos interplaca (Valdivia 1960 Mw 9.5, Maule 2010 Mw 8.8). Aproximadamente entre los 27° y los 33,5° de latitud sur, la placa de Nazca se torna subhorizontal a profundidades que rondan los 100-125 km antes de continuar hundiéndose más abruptamente hacia el este, por debajo de la parte central a oeste de Argentina. A su vez, se registran sismos intraplaca frecuentes y de menor magnitud como resultado de las tensiones que ocurren dentro de ambas placas tectónicas. La placa Sudamericana predominante está sujeta a tensiones de compresión debido al acortamiento de la misma que dan cuenta del levantamiento de los Andes y los plegamientos asociados. Las tensiones de compresión generalmente causan sismos corticales poco profundos de desplazamiento horizontal e interplaca moderados a intensos, de Mw 6,0 a 7,5 a profundidades generalmente menores a los 50 km (Alvarado, y otros 2005).

Se cuenta con un estudio determinístico de la amenaza sísmica para el sitio de emplazamiento (Vector Colorado LLC 2006), que ha sido provisto por el cliente. En el mismo, se consideraron como parte de los análisis de riesgos sísmicos para el proyecto Pascua Lama las siguientes fuentes sísmicas: 1) Eventos de zona de subducción interplaca asociados con la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana frente a la costa oeste de Chile (evento de diseño asociados a la zona "A"); 2) Eventos intraplaca dentro de la placa de Nazca debido a los esfuerzos tectónicos. Este tipo de eventos pueden encontrarse directamente debajo del sitio, dentro de la placa en descenso (evento de diseño asociados a la zona "B"); y 3) Sismos corticales aleatorios en la placa Sudamericana ocasionados por los esfuerzos tectónicos compresionales de la región. Estos tipos de eventos no se relacionan con ninguna estructura geológica conocida y son diferentes de las fuentes de zona de falla cortical poco profunda (eventos de diseño asociados a la zonas C, D y F, siendo esta última una fuente ubicada directamente debajo del sitio de emplazamiento).

**Tabla 1: Sismos de Diseño según estudio determinístico de amenaza de la referencia**

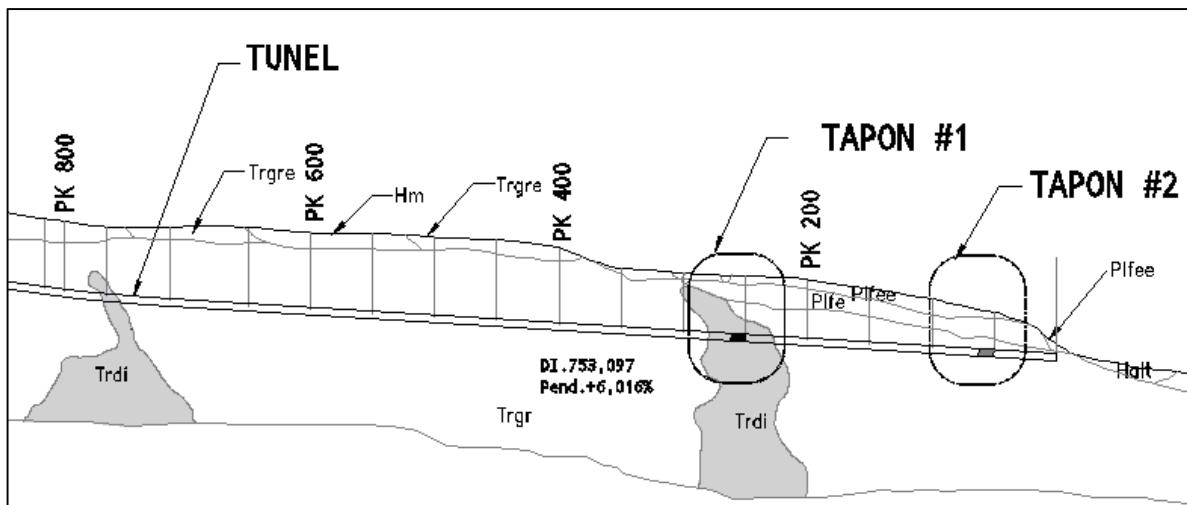
Eventos de Diseño	Ms	R	H	PGA	PGV
Evento A:	8.5	150 km	30 km	0.22 g	N/A
Evento B:	7.5	0 km	100 km	0.30 g	N/A
Evento C:	6.7	20 km	10 km	0.21 g	N/A
Evento D:	7.5	40 km	10 km	0.22 g	N/A
Evento F:	6.5	0 km	12 km	0.70 g	N/A

Fuente: (Vector Colorado LLC 2006).

### 3 Memoria Descriptiva del Sistema de Obturación

#### 3.1 Descripción general

El sistema de obturación estará compuesto por dos tapones de hormigón simple, ubicados dentro del túnel, y complementados por inyecciones del macizo rocoso en correspondencia con cada uno de los dos tapones. El Tapón T#1 se implantó en el dique intrusivo de roca de baja permeabilidad más cercano al portal, mientras que el Tapón T#2 se implantó en la mejor roca disponible cerca del portal. En la Figura 4 se muestra un esquema general con la posición de los dos tapones.



**Figura 4. Esquema general del túnel indicando la posición de los tapones de obturación.**

Los sistemas de fallas que producen infiltración permanente dentro del túnel están ubicados aguas arriba del Tapón T#1, por lo que éste intercepta todas las aguas que se infiltran. Luego de colocado el Tapón T#1 se producirá un lento restablecimiento del nivel freático en el macizo rocoso, como consecuencia del cual es posible que se produzca una infiltración marginal en el túnel aguas abajo del Tapón T#1. El propósito del Tapón T#2 es precisamente interceptar el flujo marginal que pudiera ocurrir aguas abajo del Tapón T#1.

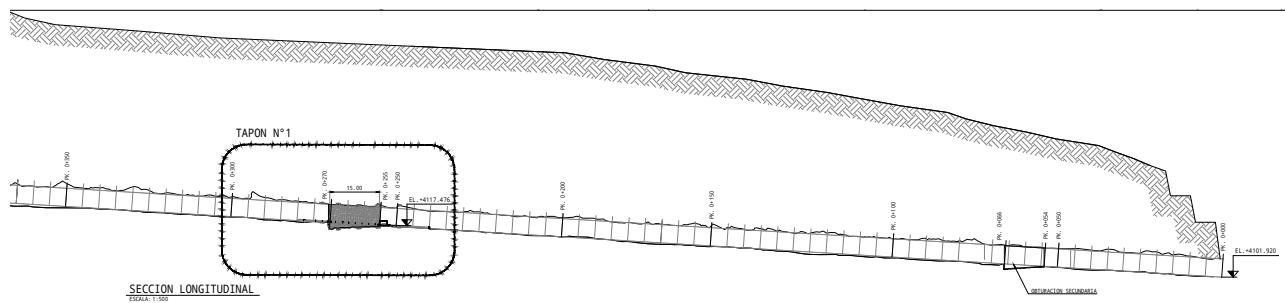
Ambos tapones tienen forma trapezoidal porque esta forma mejora la interferencia mecánica entre tapón y macizo, aumenta las presiones normales y las fuerzas de fricción, y reduce significativamente el riesgo de mal funcionamiento estructural de los tapones. Los tapones son de hormigón simple porque es el diseño que mejor resiste la degradación química producida por las aguas ácidas del túnel. Consecuentemente con esta premisa, los tapones son significativamente más largos y robustos que lo que se requiere por diseño estructural. Las características particulares de cada uno de los tapones se indican en las secciones que siguen.

#### 3.2 Tapón T#1

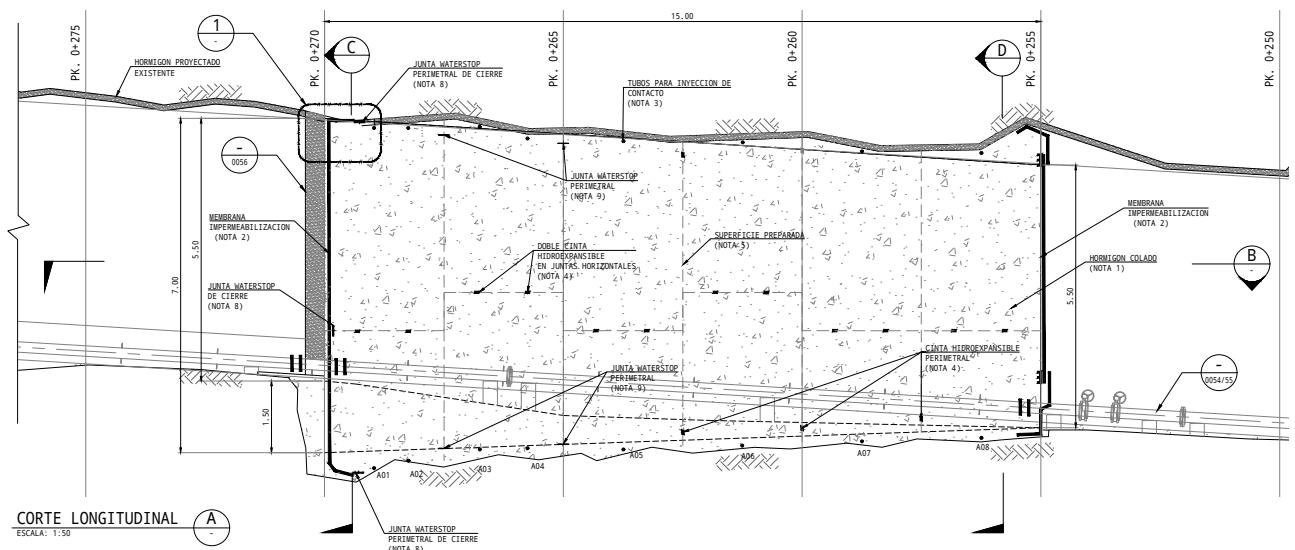
El Tapón T#1 es el tapón principal, ubicado aguas arriba en el túnel. Estará implantado entre las progresivas PK 0+255 a PK 0+270. Tendrá 15 m de longitud y estará ubicado en Roca Tipo B (muy buena calidad geotécnica, bajo fracturamiento, inyectable). Aguas arriba del tapón existen aproximadamente 21 metros de Roca Tipo A (dioritas de buena calidad geotécnica, bajo fracturamiento) entre progresivas PK 0+291 y PK 0+270. Aguas abajo del tapón se observan 21 m de Roca Tipo A, entre progresivas PK 0+232 a PK 0+253. La cobertura del macizo en la progresiva del Tapón T#1 es 43 m.

El tapón contará con indentado en la cara inferior y en los laterales con un ángulo de cuña de 5.7°. La sección menor del tapón se corresponderá con la sección típica del túnel de 6.4 m x 5.5 m, mientras que la cara mayor resultará de 9.4 m x 7.0 m, obteniéndose así un

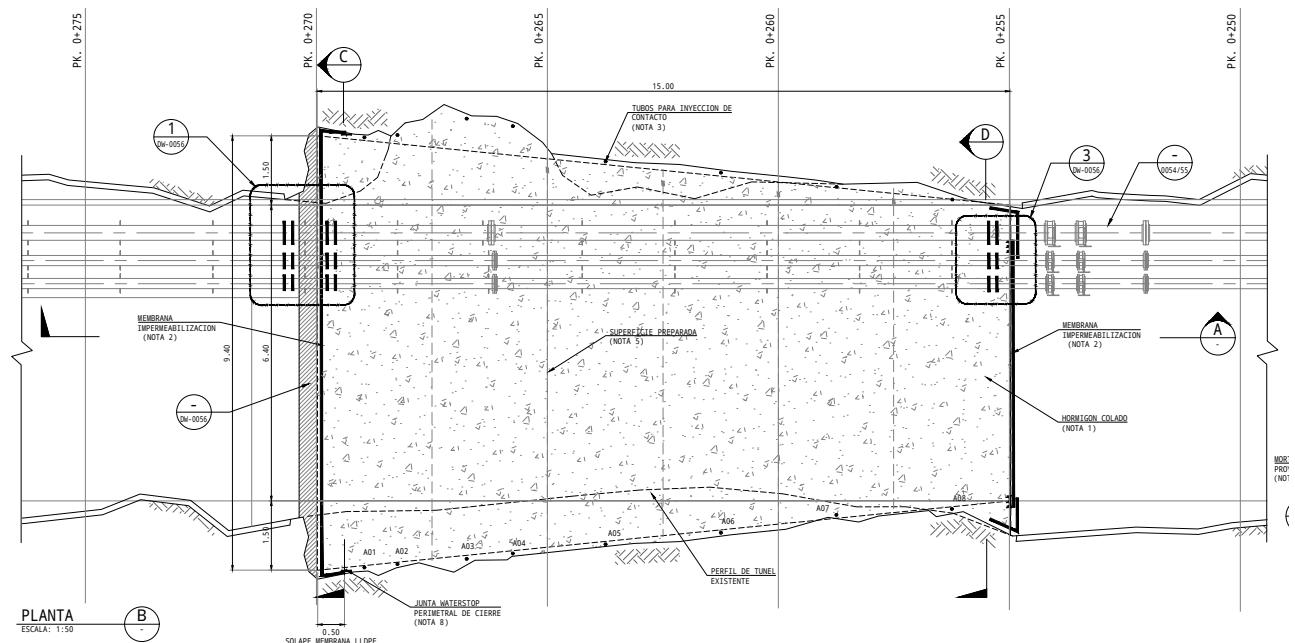
volumen total de 755 m<sup>3</sup>. En la Figura 6 a Figura 8 se puede observar la geometría descripta.



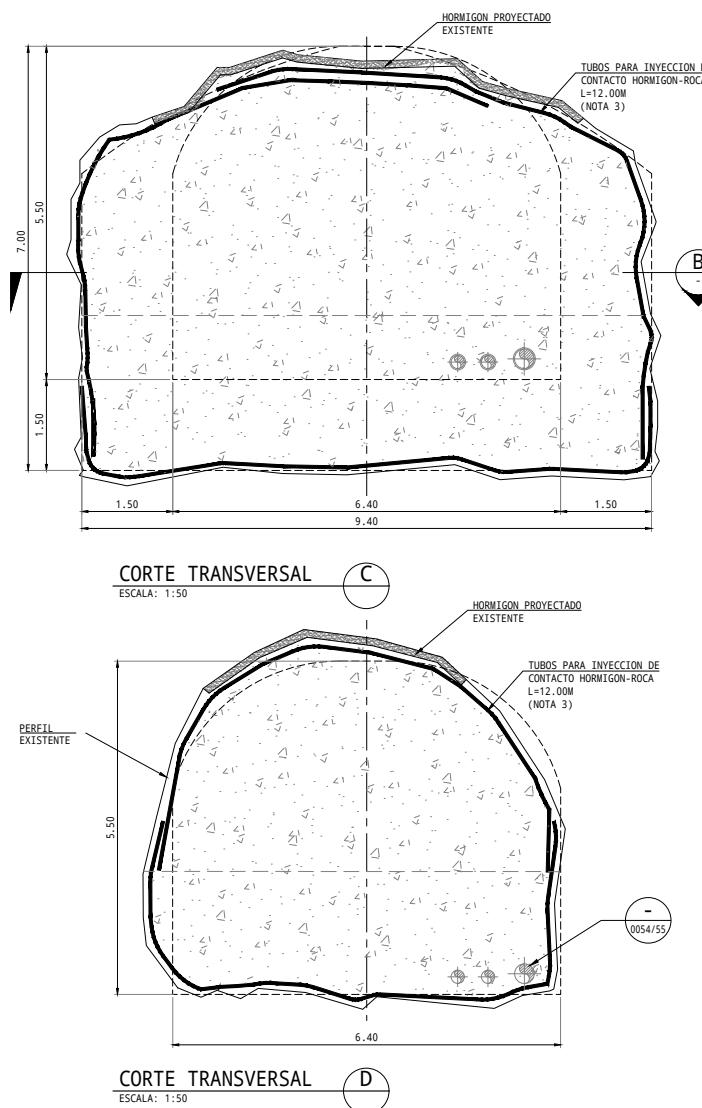
**Figura 5. Ubicación en planta del Tapón T#1.**



**Figura 6. Sección longitudinal Tapón T#1.**



**Figura 7. Planta Tapón T#1.**



**Figura 8. Secciones transversales Tapón T#1.**

### 3.3 Tapón T#2

El Tapón T#2 estará implantado entre progresivas PK 0+054 a PK 0+066, tendrá 12 m de longitud y estará ubicado en Roca Tipo B, de muy regular calidad geotécnica, bajo fracturamiento e inyectable. Aguas abajo del tapón, entre las progresivas PK 0+045 a PK 0+054, hay 9 m de Roca tipo B, seguidos por 13 m de Roca Tipo B- (menor calidad geotécnica y mayor fracturamiento que la roca Tipo B, e inyectable), entre progresivas PK 0+045 y PK 0+032, y nuevamente por Roca Tipo B. La cobertura de roca en la zona de implantación del Tapón T#2, está comprendida entre 26 y 35 m.

El tapón contará con 1.5 m de indentado en la cara inferior y en los laterales y un ángulo de cuña de aproximadamente 7 a 10 °. La sección menor del tapón se corresponderá con la sección típica del túnel de 6.4 m x 5.5 m, mientras que la cara mayor resultará de 9.4 m x 7.0 m, obteniéndose así un volumen total de 600 m<sup>3</sup>. Condicionantes de diseño

#### 3.3.1 Empuje de aguas

El diseño de los tapones está controlado por las presiones hidrostáticas que actúan en el interior del túnel frente a cada uno de ellos. Estas presiones son producidas por los cuerpos de agua que llenarán el túnel cuando los tapones obturen el flujo. El proceso de llenado se iniciará inmediatamente luego de la obturación, tendrá velocidad decreciente y

se completará cuando se alcance un equilibrio hidrodinámico entre los aportes desde el macizo al túnel y desde el túnel al macizo.

El análisis detallado de los empujes de agua se presenta más adelante en este documento. Sucintamente, el Tapón T#1 tendrá una columna de agua de unos 75 metros y fue verificado con una columna de agua de 80 metros, asumiendo que el Tapón T#2 no existe y adoptando amplios márgenes de seguridad para todos los modos analizados de falla / salida de servicio. El Tapón T#2 tendrá una columna de agua de unos 10 metros. Sin embargo, fue verificado para una columna de agua de 60 metros, consecuente con la hipótesis de que el Tapón T#1 pierde estanqueidad.

### 3.3.2 Ataque químico

Los iones sulfato presentes en el agua retenida interactúan con la pasta de cemento del hormigón, produciendo una reacción con los aluminatos que forma etringita diferida, lo que provoca un deterioro de la masa de hormigón a causa de la expansión volumétrica resultante del proceso.

La naturaleza alcalina de la pasta de hormigón la hace además particularmente susceptible al ataque ácido, debido a la reacción de los iones sulfato con el hidróxido de calcio produciendo la desintegración de la pasta de cemento. En este contexto, el grado de agresividad del agua de infiltración puede ser caracterizada básicamente a partir de la concentración de sulfatos solubles y del potencial de hidrógenos libres (pH), ambos elementos presentes en concentraciones desfavorables en el agua natural que infiltra en el túnel.

Como consecuencia de estos factores, los tapones han sido diseñados para resistir el ataque químico mediante una serie de barreras protectoras que, sumadas, protegen a la estructura de daños por un tiempo indefinidamente prolongado. La descripción de las medidas de protección frente al ataque químico se presentan más adelante en este documento. Sucintamente, cada tapón tiene una barrera de hormigón proyectado con una membrana cementicia adherente de mortero inhibidor, una geomembrana de LLPDE, un volumen grande de hormigón moldeado simple resistente a sulfatos de muy alta compacidad, inyecciones del macizo, de contacto hormigón – túnel y de consolidación del conjunto, y una membrana cementicia adherente de mortero inhibidor colocada en su cara.

### 3.3.3 Acción sísmica

La acción sísmica se traduce en un movimiento brusco y repentino de los tapones. Este movimiento, a su vez, produce una onda de presión en el agua retenida. La sobre-presión máxima instantánea que se produce es independiente de la presión original del agua y del volumen retenido. Para las condiciones del túnel Marcelo, esta sobrepresión ha sido evaluada en 140 metros de columna de agua para el Tapón T#1 y 90 metros de columna de agua para el Tapón T#2. La justificación de estos valores se presenta más adelante en este documento.

## 4 Consideraciones de Diseño

### 4.1 Empuje hidrostático

#### 4.1.1 Hipótesis de carga

Se plantean los siguientes escenarios:

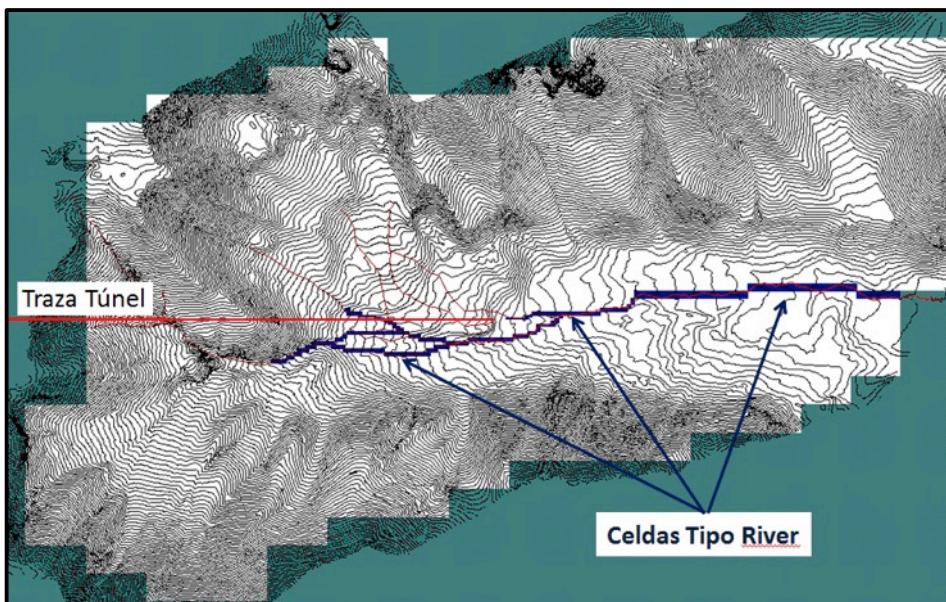
S: un escenario de cargas estacionarias, en servicio, donde se obtienen las cargas de equilibrio consideradas estas como permanentes, durante la vida útil del sistema de obturación;

U: un escenario límite que asume la falla del cierre hidráulico del tapón TP1 y se determinan las presiones nominales máximas que podrían afectar al tapón TP2.

#### 4.1.2 Modelo numérico

En diciembre de 2013, SRK construyó un modelo numérico tridimensional con el que estimó flujos y efectuó predicciones para el dimensionamiento, cálculo y diseño conceptual de estructuras de cierre. Durante el diseño conceptual (2015, doc. BEASA12210-2211-C-RP-0007), se actualizó el análisis para evaluar los efectos de la obturación del túnel sobre el macizo rocoso. Nuevamente se modeló la cuenca pero en esta oportunidad se representó el túnel obturado el cual funciona como un conducto a presión, captando agua del macizo en la parte alta de la cuenca y alimentando el macizo en la zona cercana al Tapón T#1.

El escenario en servicio (S) está presentado en el documento BEASA12210-2211-C-RP-0007. En este documento se agrega el nuevo escenario límite (U), para el diseño del T#2 donde se simula la falla en el cierre hidráulico del T#1.



**Figura 9. Representación del modelo de cuenca, recarga desde los cursos de agua superficiales mediante celdas de tipo “River”.**

Los resultados del análisis indican que la presión de agua que deberá soportar el T#1 es de 75 mca. Para el T#2, para el caso estacionario se tendrá una presión hidrostática de 9 mca. Para el escenario límite (falla de T#1) se obtiene que la presión de agua que deberá soportar es de 59 mca. El detalle de las simulaciones se presenta en el Apéndice A.

#### 4.1.3 Modelo analítico

Se estudia la presión de agua (carga total) en el interior del túnel a partir del caudal ingresante y saliente al túnel desde la progresiva en la que el nivel freático se encuentra

por encima de la traza del túnel hasta el T#1. Para el análisis se adopta, como cota de saturación, el nivel freático obtenido del modelo numérico simulado con el túnel obturado.

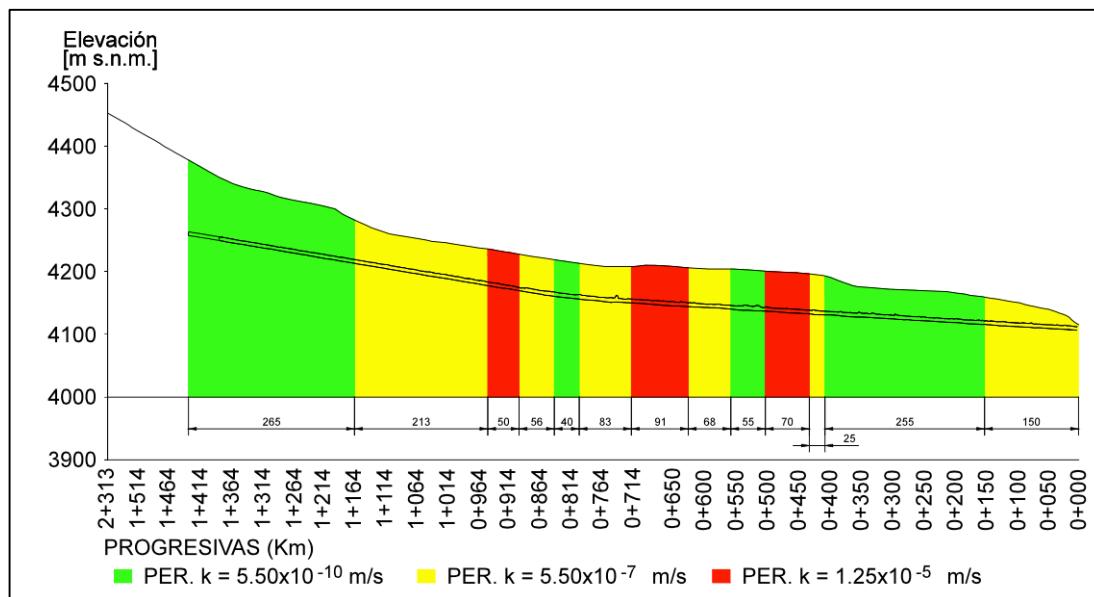
Para el balance de aguas se adoptaron las siguientes hipótesis:

- Régimen permanente – se considera establecido el equilibrio entre la presión interior del túnel y la presión exterior ejercida por el nivel freático.  $t = \infty$ ;
- La permeabilidad del macizo rocoso se considera variable longitudinalmente según los estudios de permeabilidad realizados;
- La permeabilidad del macizo rocoso se considera constante en cada una de las secciones verticales;
- Se considera al macizo rocoso como un medio isótropo, permeabilidad horizontal y vertical son iguales;
- El gradiente hidráulico se determina como la diferencia entre la presión interior del túnel y la exterior producida por el nivel freático;
- Se considera al tapón completamente impermeable;
- La diferencia de presiones generada por la altura del túnel se considera despreciable.

El flujo de agua se producirá debido al gradiente hidráulico generado por la diferencia de presiones (cargas totales) entre el interior y el exterior (nivel freático) del túnel. Dividiendo al túnel en sectores de longitud  $l_i$  a las que se asigna una permeabilidad  $k_i$ , la altura de carga total resulta:

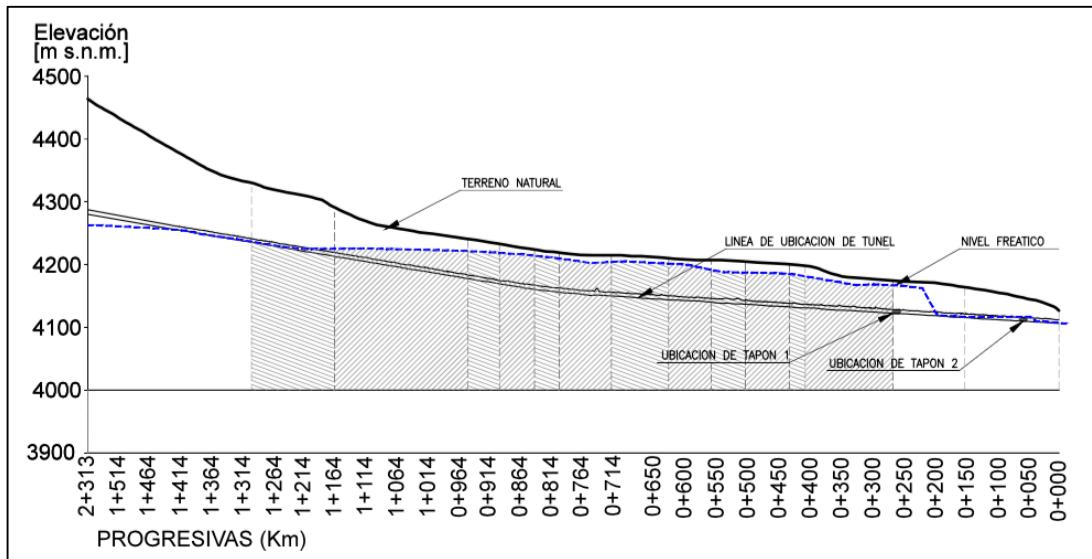
$$h = \frac{\sum k_i A_i}{\sum k_i l_i} \quad (0)$$

Donde  $A_i$  es el área por debajo de la curva del nivel freático de cada uno de los sectores.



**Figura 10. Esquema de permeabilidades adoptadas por sector.**

En la Figura 11 se presentan las integrales definidas como el área bajo la curva del nivel freático para cada sector con su respectiva permeabilidad. Se adopta para el cálculo un nivel de referencia de +4000 m.s.n.m.



**Figura 11. Áreas bajo la curva nivel freático.**

En la Tabla 2 se presentan los sectores con sus respectivas permeabilidades, sus longitudes y sus respectivas áreas consideradas hasta  $H_e$ . Se toma como permeabilidad para cada sector el promedio de las permeabilidades relevadas en vertical.

**Tabla 2: Propiedades de los sectores analizados según progresivas.**

Progresiva PK	Longitud [m]	Área hasta nivel freático [m <sup>2</sup> ]	Permeabilidad vertical promedio k [m/s]
0+0 a 0+ 260	260	-	$5.00 \cdot 10^{-7}$
0+265 a 0+ 405	140	21,269	$5.50 \cdot 10^{-10}$
0+405 a 0+ 430	25	4,155	$5.00 \cdot 10^{-7}$
0+430 a 0+ 500	65	12,192	$1.25 \cdot 10^{-5}$
0+500 a 0+ 555	55	10,170	$5.50 \cdot 10^{-10}$
0+555 a 0+ 623	68	13,100	$5.00 \cdot 10^{-7}$
0+623 a 0+ 714	91	18,257	$1.25 \cdot 10^{-5}$
0+714 a 0+ 797	83	16,953	$5.00 \cdot 10^{-7}$
0+797 a 0+ 837	40	8,297	$5.50 \cdot 10^{-10}$
0+837 a 0+ 893	56	11,782	$5.00 \cdot 10^{-7}$
0+893 a 0+ 943	50	10,683	$1.25 \cdot 10^{-5}$
0+943 a 1+ 1156	213	47,134	$5.00 \cdot 10^{-7}$
1+1156 a 1+ 270	114	26,274	$5.50 \cdot 10^{-10}$

Los resultados del análisis indicaron que la presión de agua que deberá soportar el T#1, es de 77 mca, muy similar a la que se obtuvo con el modelo numérico.

#### 4.1.4 Función de distribución de la presión interior en el túnel

La cota de equilibrio interna  $h$  es función de un conjunto de parámetros  $X_i, i = 1 \dots N$ , que presentan su propia ley de variación, cada una de ellas asociadas a sus respectivas distribuciones de probabilidad  $f_{X_i}(x_i)$ . La complejidad de las distribuciones de probabilidad de las variables  $X_i$  y de la función  $\Delta H(X)$  hace inviable la determinación

analítica de la distribución de probabilidad  $f_{\Delta H}(\delta h)$ . Es por ello que se recurre al método de simulación de Montecarlo.

En este, se generan  $N_{sim}$  conjuntos de valores de los parámetros físicos

$\underline{X} = \underline{x}^{(r)}, r = 1 \dots N_{sim}$  de acuerdo a las distribuciones de probabilidad de los mismos. Luego, para cada uno de los sets de valores  $\underline{x}^{(r)}$  se evalúan la expresión de la altura de carga piezométrica mediante el modelo analítico. Finalmente, se calculan los parámetros estadístico de los valores de  $\Delta H^{(r)}$  obtenidos y se verifica que su dispersión se ajusta a una distribución de probabilidad conocida.

A los fines de la simulación se reescribe la ecuación (0) de la siguiente manera:

$$\Delta H = \frac{\sum_{i=1}^{13} k_i l_i h f_i}{\sum_{i=1}^{13} k_i l_i} \quad (0)$$

Donde el túnel es dividido en 13 tramos de longitud  $l_i$  asociados cada uno de ellos a una permeabilidad  $k_i$  y en los que la cota freática es  $h f_i$ . A los efectos del cálculo de la distribución de probabilidad de  $\Delta H$ , todos estos parámetros son variables aleatorias. Resulta conveniente modelar el problema mediante:

$$\Delta H = \frac{\sum_{i=1}^{13} k_i (l_i + \Delta l_i) (h f_i + \Delta h f_i)}{\sum_{i=1}^{13} k_i (l_i + \Delta l_i)} \quad (0)$$

Donde  $l_i$  es la estimación de la longitud de tramo y  $\Delta l_i$  la variabilidad de dicha estimación. El mismo esquema es empleado en la cota freática  $h f_i$ . La distribución de probabilidad asociados a las variables que intervienen en la ecuación anterior y sus parámetros se puede apreciar en la Tabla 3.

**Tabla 3: Distribuciones de probabilidad de las variables y sus parámetros.**

Parámetro	Unidades	Distribución	Media	Desvío
$k_1$	$m^3/s^2$	Lognormal	$1.25 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-7}$
$k_2$	$m^3/s^2$	Lognormal	$5 \cdot 10^{-7}$	$2.5 \cdot 10^{-8}$
$k_3$	$m^3/s^2$	Lognormal	$5.5 \cdot 10^{-10}$	$1.5 \cdot 10^{-10}$
$\Delta l$	m	Triangular	0	0.5
$\Delta h f$	m	Normal	0	5.9

La variabilidad de la longitud de los tramos  $\Delta l_i$  se desprende de la distancia entre las progresivas medidas. En lo que respecta a la altura de la cota freática,  $\Delta h f_i$ , su variabilidad está dada por la precisión del modelo numérico con la que fue determinada. Dicho modelo emplea celdas de aproximadamente 5.0 m de altura, por lo tanto, se asume que la probabilidad de  $P(h f_i - 5m \leq H f_i \leq h f_i + 5m) = 0.6$ , de donde se desprende el valor del desvío adoptado.

Finalmente, para la dispersión empleada en la conductividad hidráulica, el empleo de distribuciones lognormales se debe a la imposibilidad de que la permeabilidad adopte valores negativos.

#### 4.1.5 Valores adoptados

Los resultados del análisis indicaron que la presión de agua que deberá soportar el T#1, según el modelo numérico, es de 75 mca, mientras que para el modelo analítico es de 77 mca. La función de distribución de probabilidad obtenida del análisis de variabilidad posee un valor medio de 70.8 mca, y un desvío de 5 mca.

**Como carga de diseño para el Tapón T#1, se adopta una presión estática media de 80 mca con un desvío de 5 mca.**

Sobre el T#2, para el caso de servicio (estacionario), la modelización numérica indica que este tendrá una presión hidrostática de 9 mca, mientras que para el escenario límite se obtiene que la presión de agua que deberá soportar es de 59 mca (en caso de que fallara el cierre hidráulico del T#1). La dispersión de la presión en los tapones depende de la variabilidad de los mismos parámetros de entrada (permeabilidades, cota freática y longitudes de tramo). Como estos parámetros son similares para ambos tapones, es razonable que la variabilidad de su cota respecto a su valor medio también sea coincidente.

**Como carga de diseño del Tapón T#2, se adopta una presión estática media de 10 mca, y un desvío de 0.6 mca. En el estado de carga accidental (falla del Tapón T#1), se adopta una presión estática media de 60 mca y un desvío de 4.2 mca.**

Los estados de carga sísmicos de los tapones T#1 y T#2 se analizan en el capítulo 5.

## 4.2 Ataque Químico al Hormigón

### 4.2.1 Introducción

La estrategia de durabilidad consiste en el conjunto de métodos, criterios y procedimientos relativos al diseño, la selección de los materiales, la dosificación, la elaboración, la ejecución y el control de las mezclas de hormigón resistentes al ataque de agentes químicos externos durante la vida útil de los tapones. En ese sentido, se analizan primero las condiciones potenciales de agresividad para los hormigones y, en segundo término, los recursos para el control de la durabilidad de hormigones convencionales. La composición del agua que inundará el túnel durante en las condiciones de servicio de los tapones requiere de una serie de medidas conjuntas cuyo objetivo es obtener una mezcla de hormigón compacta, de baja permeabilidad, y una composición química que dificulte los mecanismos de ataque. Estas consideraciones se encuentran dirigidas principalmente al hormigón del revestimiento del túnel en la zona del tapón.

### 4.2.2 Análisis químicos del agua de infiltración

El 7 de marzo de 2013 se tomaron 14 muestras de agua entre las progresivas PK0+293 y PK0+897, esta última correspondiente a la posición del frente de excavación del túnel a la fecha del muestreo. Las muestras fueron analizadas en el laboratorio CORPLAB LATINOAMÉRICA S.A. (Grupo ALS) y los resultados se detallan en la referencia (CC0703, 2013). Las muestras fueron recolectadas de los hastiales del túnel en zonas de infiltración moderada a alta, directamente de goteos en discontinuidades de la roca, en pernos tipo split-set y drenajes. Esta metodología de muestreo permitió evaluar la composición química representativa del agua alojada en las discontinuidades del macizo rocoso, ya que el contacto con el hormigón proyectado es nulo a mínimo.

**Los resultados de los ensayos de aguas, indicaron que la concentración de sulfatos solubles medidos en el agua se situó entre 1500 mg/L y 6500 mg/L para las muestras analizadas. Grado de acidez del agua (pH)**

En relación a la acidez medida, ningún cemento hidráulico puede soportar en el largo plazo el contacto con aguas con altas concentraciones de ácido (pH ~3) y requiere la implementación de algún sistema físico de protección (ACI 201.2R 2001). La guía para la protección del hormigón (PCA 2007) presenta algunas consideraciones de diseño sobre estas medidas de protección, que contienen además los lineamientos planteados al respecto por el ACI 515.1R.

**Los valores de pH presentan valores medios de 3.1, con un mínimo de 2.9 correspondiente a la muestra recolectada en la PK +0385**

#### 4.2.3 Índice de Saturación de Langelier (LSI)

El Índice de Saturación de Langelier (LSI) es un indicador empleado para evaluar la agresividad potencial del agua y puede definirse como la capacidad de una solución para disolver o precipitar carbonato de calcio, componente que se encuentra en alta proporción en los cementos. El LSI se calcula como la diferencia entre el pH medido en la muestra y el pH de saturación del carbonato de calcio (pHs). El pHs se calcula de la siguiente forma:

$$\text{pHs} = (9.3+A+B)-(C+D), \text{ donde,}$$

- A =  $1/10(\log\text{SDT}[\text{mg/L}]-1)$ ; SDT: sólidos disueltos totales
- B =  $-13,12\log(T[\text{°C}]+273.2) + 34.55$
- C =  $\log(\text{Ca}^{2+}[\text{mgCaCO}_3/\text{L}])-0.4$
- D =  $\log \text{Alcalinidad } [\text{mgCaCO}_3/\text{L}]$

Para el presente caso de estudio se utilizaron concentraciones hipotéticas de carbonato y bicarbonato de 0.5 mg. /L, correspondientes al límite de detección del método de laboratorio, con una alcalinidad total hipotética de 1.24 mg. CaCO<sub>3</sub>/L El criterio de clasificación del agua en cuanto a su agresividad es relativamente sencillo:

- pH muestra = pHs; agua balanceada, no existe corrosividad ni incrustación
- pHmuestra > pHs; LSI positivo, agua no agresiva (tiende a formar película de CaCO<sub>3</sub>)
- pHmuestra < pHs; LSI negativo, agua agresiva (no forma película de CaCO<sub>3</sub>)

Los resultados obtenidos (Figura 2) para el LSI fueron negativos, entre -7.3 y -6.4, indicando una muy alta corrosividad y agresividad del agua.

El Índice de Agresividad (AI) fue definido por la American Water Works Association (AWWA) y es muy utilizado para evaluar la agresividad del agua en contacto con cemento, dado que también combina pH, alcalinidad total y dureza. El AI se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\text{AI} = \text{pH log}(AH), \text{ donde,}$$

A: alcalinidad total en mg CaCO<sub>3</sub>/L

H: dureza total en mg CaCO<sub>3</sub>/L

El criterio de clasificación de la agresividad del agua es el siguiente:

AI > 12; agua no agresiva

AI entre 10 y 12; agua moderadamente agresiva

AI < 10; agua altamente agresiva

Muestra (PK)	pH*	CE [uS/cm]	SDT [mg/L]	Ca2+ [mg/L]	HCO3 [mg/L]	CO3 [mg/L]	T** [°C]	Mg2+ [mg/L]	Dureza [mgCaCO3/L]	Alcalinidad [mgCaCO3/L]***	LSI	AI
293	3	3700	3397	379	<0,5	<0,5	5,5	54,9	1172,52	1,24	-6,4	9,49
385	2,9	2142	1390	192	<0,5	<0,5	6	29,8	602,18	1,24	-7,3	8,33
425	3,5	388	340	39,3	<0,5	<0,5	6,2	8,39	132,68	1,24	-7,2	7,76
495	3,1	4810	4106	642	<0,5	<0,5	5,5	103	2027,34	1,24	-6,8	10,54
520	3	2962	1900	319	<0,5	<0,5	4,6	50,4	1004,15	1,24	-7,1	9,29
540	3	2951	2046	376	<0,5	<0,5	4,3	55,7	1168,32	1,24	-7,1	9,48
560	3,01	3340	2180	418	<0,5	<0,5	4,3	61,1	1295,44	1,24	-7	9,65
600	2,99	3680	2900	490	<0,5	<0,5	4,6	66,2	1496,25	1,24	-7	9,77
620	3,02	3880	2890	473	<0,5	<0,5	4,8	69,3	1466,56	1,24	-7	9,84
675	3,09	5060	4800	531,5	<0,5	<0,5	4,3	114,21	1797,61	1,24	-7	10,35
710	3,18	5770	5020	474,5	<0,5	<0,5	4,5	108,72	1632,55	1,24	-7	10,51
770	2,99	4520	3980	429,6	<0,5	<0,5	4,1	95,49	1465,96	1,24	-7,2	9,75
818	3,09	4400	3900	483,47	<0,5	<0,5	4,7	85,03	1557,45	1,24	-7	10,15
897	2,89	3260	2500	510,86	<0,5	<0,5	6,1	53,31	1495,3	1,24	-7	9,44
Agresividad severa												
Agresividad moderada												
No agresiva												
*	pH medido en laboratorio											
**	Temperatura medida en el sitio de muestreo											
***	Alcalinidad calculada en base a concentraciones hipotéticas de 0,5mg/L de carbonato y bicarbonato											
CE	Conductividad eléctrica											
SDT	Sólidos disueltos totales											
Ca2+	Ión calcio											
HCO3	Bicarbonatos											
CO3	Carbonatos											
Mg2+	Ión magnesio											
LSI	Índice de Saturación de Langelier (LSI)											
AI	Índice de Agresividad (AWWA)											

**Figura 12. Parámetros analizados y calculados en muestras de agua del túnel para la obtención del Índice de Saturación de Langelier (LSI) y el Índice de Agresividad**

Los resultados de la Figura 12 muestran que el AI del agua recolectada en el túnel se clasificó mayormente como de agresividad alta, con algunos casos de agresividad moderada. Es importante notar que, debido a las bajas concentraciones de bicarbonato y carbonato del agua del túnel, siempre por debajo del límite de detección de 0,5 mg./L, los cálculos se realizaron con un valor igual al del límite de detección para estos constituyentes. Es decir que las concentraciones de bicarbonato y carbonato son en realidad más bajas que las consideradas, resultando en un grado mayor de agresividad. Por esta razón, todas las muestras deben considerarse como de agresividad alta a efectos prácticos.

Por otro lado, estos métodos normalmente se utilizan para determinar la agresividad del agua con alcalinidad mayor a 40 mg./L y pH entre 6,5 y 9,5. Esto significa que la composición del agua ácida del túnel está fuera del rango de aplicabilidad de los mencionados métodos, por lo que los valores cuantitativos calculados deben tomarse con precaución. Sin embargo, se mantiene el significado cualitativo de los índices obtenidos y el agua se considera como altamente agresiva al cemento.

#### 4.2.4 Grado de ataque según ACI

En la Guía para la Durabilidad del Hormigón (ACI 201.2R, 2001) pueden encontrarse distintos rangos de concentraciones de ciertos constituyentes químicos que definen la valoración de la agresividad del agua. En la Tabla 3 pueden observarse los valores límites de sulfatos solubles disueltos en agua que definen cada categoría de exposición.

Según esta clasificación, los hormigones en contacto con el agua estarán sometidos a un grado de agresividad de Clase 2, donde resulta posible, mediante estrategias de durabilidad adecuadas, diseñar mezclas de hormigón resistentes al ataque por sulfato.

**Tabla 4: Grados de Exposición del concreto al ataque por Sulfatos**

Severity of potential exposure	Water-soluble soluble sulfate ( $\text{SO}_4$ ) <sup>*</sup>	Sulfate ( $\text{SO}_4$ ) <sup>*</sup> in water, ppm	w/cm by mass, max. <sup>†‡</sup>	Cementitious material requirements
Class 0 exposure	0.00 to 0.10	0 to 150	No special requirements for sulfate resistance	No special requirements for sulfate resistance
Class 1 exposure	> 0.10 and < 0.20	> 150 and < 1500	0.50 <sup>‡</sup>	C 150 Type II or equivalent <sup>§</sup>
Class 2 exposure	0.20 to < 2.0	1500 to < 10,000	0.45 <sup>‡</sup>	C 150 Type V or equivalent <sup>§</sup>
Class 3 exposure	2.0 or greater	10,000 or greater	0.40 <sup>‡</sup>	C 150 Type V plus pozzolan or slag <sup>§</sup>
Seawater exposure	—	—	See Section 2.4	See Section 2.4

<sup>\*</sup>Sulfate expressed as  $\text{SO}_4$  is related to sulfate expressed as  $\text{SO}_3$ , as given in reports of chemical analysis of portland cements as follows:  $\text{SO}_3\% \times 1.2 = \text{SO}_4\%$ .

<sup>†</sup>ACI 318, Chapter 4, includes requirements for special exposure conditions such as steel-reinforced concrete that may be exposed to chlorides. For concrete likely to be subjected to these exposure conditions, the maximum w/cm should be that specified in ACI 318, Chapter 4, if it is lower than that stated in Table 2.3.

<sup>‡</sup>These values are applicable to normalweight concrete. They are also applicable to structural lightweight concrete except that the maximum w/cm ratios 0.50, 0.45, and 0.40 should be replaced by specified 28 day compressive strengths of 26, 29, and 33 MPa (3750, 4250, and 4750 psi) respectively.

<sup>§</sup>For Class 1 exposure, equivalents are described in Sections 2.2.5, 2.2.6, and 2.2.9. For Class 2 exposure, equivalents are described in Sections 2.2.5, 2.2.7, and 2.2.9. For Class 3 exposure, pozzolan and slag recommendations are described in Sections 2.2.5, 2.2.8, and 2.2.9.

**Fuente: ACI 201.2R, 2001**

#### 4.2.5 Selección del tipo de Cemento. Normas IRAM y ASTM

La principal medida de defensa del hormigón contra el ataque de los sulfatos consiste en reducir el contenido de aluminato tricálcico (C3A) en el cemento portland para hacerlo menos susceptible a dicho ataque. La norma ASTM C 150 especifica las características de los cementos sulforesistentes a partir del contenido de aluminato tricálcico; los cementos de moderada resistencia a los sulfatos (TIPO II) contienen un 8% de C3A, y los cementos de alta resistencia a los sulfatos (TIPO V) contienen como máximo un 5% de C3A.

Al igual que la norma ASTM C 150, la norma argentina IRAM 50001 (Cementos Especiales) especifica las características que deben cumplir los cementos hidráulicos argentinos (CPN, CPC, CPF, CPE, CAH, o CPP) para ser caracterizados como cementos sulforesistentes a partir del contenido de C3A en el Clinker. A diferencia de ASTM C 150, la normativa argentina extiende la clasificación tanto a cementos Portland como a cementos hidráulicos en general. Según IRAM 50001, se distinguen a los cementos como Tipo ARI, ARS, MRS, BCH, RRAA y B, en donde los tipos MRS y ARS corresponden a los de mediana y alta resistencia a los sulfatos, respectivamente. Para los cementos MRS la norma limita el contenido de C3A medido en el clinker a un máximo de 8%. Para los cementos ARS, la norma establece dos límites: un contenido máximo de C3A medido en el clinker del 4% y por otra parte un contenido máximo de (C3A + FAC4) y (FAC4+ FC2) en el Clinker, menor al 22%, siendo C3A, FAC4 y FC2 las abreviaturas simplificadas del aluminato tricálcico, ferro-aluminato tetracálcico y ferrito dicálcico, respectivamente.

El uso de cementos resistentes a los sulfatos únicamente, no garantiza la obtención de un hormigón resistente al ataque por sulfatos y la especificación de la norma ASTM C-150 de cementos sulforesistentes es complementaria pero no determinante. La recomendación ASTM C-1157 especifica cementos hidráulicos resistentes a sulfatos como de moderada resistencia a los sulfatos TIPO MS, y de alta resistencia a los sulfatos TIPO HS. Los proveedores de cemento argentinos (Loma Negra, Holcim, Avellaneda) caracterizan sus productos según IRAM 50001 para Cementos Especiales y son certificados por el INTI (Instituto Nacional de Tecnología Industrial). Sin embargo las empresas no realizan un seguimiento de sus productos y solo informan bajo requerimiento específico, el Protocolo de Fabricación. Se recomienda por lo tanto, además del empleo de cementos calificados

como ARS, revisar las características de los cementos disponibles en el mercado local, asegurándose que se cumplen los siguientes requisitos de expansión al ser ensayados según IRAM 1635-92:

- La expansión no supera el 0.05% a los 6 meses
- La expansión no supera el 0.10% al año de edad

#### 4.2.6 Inclusión de Adiciones Minerales Artificiales

La inclusión de puzolanas naturales o artificiales (microsílice, cenizas volantes, escoria de alto horno) puede mejorar la resistencia a los sulfatos que proporcionan los cementos sulforesistentes. Para el diseño de las mezclas se deberá considerar únicamente el empleo de adiciones minerales artificiales ya que el comportamiento de los hormigones con puzolanas naturales es difícil de generalizar, debido a que la composición química y mineralógica varía en forma apreciable de acuerdo a los distintos orígenes. La norma ASTM C-595 especifica mezclas de cementos Portland con adiciones minerales que tienen alta resistencia a los sulfatos (HS) y moderada resistencia a los sulfatos (MS).

#### 4.2.7 Ajuste de la Relación a/c

Existen otros factores involucrados en el proceso que pueden ser de igual o mayor importancia que el bajo contenido de C3A en el cemento o la baja expansión de la mezcla. La relación agua/cemento(a/c) influye de un modo decisivo sobre la permeabilidad del hormigón. La utilización de hormigones con relaciones a/c bajas combinadas con el uso de adiciones minerales activas reduce la difusión de los iones sulfato. El valor máximo de la relación a/c admitido en el diseño de las mezclas es 0.45.

#### 4.2.8 Mínimo Contenido Unitario de cemento (CUC)

La velocidad de deterioro disminuye con el aumento del contenido de cemento en el hormigón e influye significativamente la resistencia al ataque por sulfatos. El incremento del contenido de cemento, aumenta la capacidad de fijación del hormigón frente al CO<sub>2</sub> y a los cloruros. Para producir hormigones resistentes al ataque por sulfatos, el uso de cementos resistentes o de bajo contenido de AC3, debe ser combinado con la especificación de un mínimo contenido de cemento. El contenido de cemento mínimo para todas las mezclas se establece en 380kg/m<sup>3</sup>, pudiendo considerarse en este análisis a las adiciones minerales activas con sus respectivos coeficientes de equivalencia.

#### 4.2.9 Sistemas de Barrera

Este sistema de protección aplica únicamente a las caras laterales del tapón que se encuentren sumergidas. Se recomienda colocar en las caras aguas arriba de ambos tapones membranas de LLDPE como protección física del hormigón colado.

#### 4.2.10 Recomendaciones para el diseño

Una vez conocido y caracterizado el efecto del agua sobre los hormigones y morteros hidráulicos, se establecen dos escenarios de ataque frente a la presencia de agua:

Sectores expuestos a ataque por sulfatos: donde el hormigón o mortero hidráulico no se encuentra en contacto directo con el agua, pero podría estarlo a través de filtraciones con un flujo bajo.

**El hormigón deberá ser dosificado con cemento de alta resistencia a los sulfatos, adiciones minerales activas y agua en proporciones adecuadas para lograr una compacidad acorde a las condiciones del agente agresivo.**

Sectores expuestos a Ataque ácido: El hormigón o mortero hidráulico se encuentra en contacto directo con el agua. Esta condición aplica a las caras laterales de los tapones que podrían encontrarse sumergidas.

**Las superficies expuestas al ataque ácido deberán revestirse, para lo que se propone un sistema de protección con membranas de LLDPE en todas las caras del tapón que se encontrarán sumergidas y en contacto directo con el agua.**

## 4.3 Análisis Probabilístico del Peligro sísmico

### 4.3.1 Planteo del problema

El diseño sísmico del sistema de tapones del túnel Marcelo fue efectuado con un criterio de riesgo balanceado. Esto quiere decir que se evaluaron los riesgos e incertidumbres de todos los mecanismos y acciones que podrían provocar la salida de servicio del sistema de obturación, y se reforzó el diseño de aquellos aspectos que presentaban más vulnerabilidad, reduciendo su probabilidad de ocurrencia a un valor tolerable y predeterminado.

En el estudio determinístico disponible para el sitio se determina el sismo máximo creíble (MCE). Para aplicar el concepto de diseño de riesgo balanceado a los aspectos sísmicos, se requirió un estudio probabilístico de amenaza sísmica, que define el sismo máximo de diseño (MDE) y complementa y enriquece el análisis determinístico con el cálculo de la probabilidad de ocurrencia de todos los valores posibles de PGA para el sitio de proyecto. Además, el estudio probabilístico permitió calcular la máxima velocidad del terreno (PGV), valor fundamental para estimar la acción hidrodinámica del agua durante la ocurrencia de terremotos.

En este capítulo se presenta el análisis probabilístico de amenaza sísmica y se determinan los valores de la máxima aceleración PGA y máxima velocidad (PGV) en suelo duro esperables en el sitio de emplazamiento. Finalmente, se determinan los valores de PGA y PGV para el período de retorno de diseño de la estructura (2.500 años) y se comparan con los valores obtenidos para el sismo máximo creíble MCE en el análisis determinístico de amenaza.

### 4.3.2 Metodología

La metodología de análisis utilizada para este proyecto está basado en el método de Cornell-McGuire, delineado inicialmente en (Cornell 1968) con el objetivo de tener en cuenta las incertidumbres en la ubicación y tasa de producción de las fuentes sísmicas, el medio de propagación de las ondas sísmicas y las condiciones del sitio. Este método permite estimar valores pico de intensidad sísmica (PGA, PGV) teniendo un registro histórico de la sismicidad en el área circundante capaz de impactar el sitio y datos sobre la atenuación de la intensidad del movimiento sísmico en función de la distancia entre la fuente y el sitio de interés, y de la magnitud del evento sísmico. Para esto, el método combina modelos probabilísticos de ocurrencia de sismos en una fuente, modelos de zonificación sísmica, relaciones magnitud-recurrencia para una fuente sísmica y ecuaciones de predicción del movimiento sísmico a través del teorema de la probabilidad total para determinar la amenaza sísmica en el sitio de interés. A continuación se describen muy brevemente los pasos de la metodología empleada en el modelo de análisis PSHA.

**Modelos de Zonificación sísmica:** Este paso involucra la caracterización de todas las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos sísmicos significativos en el sitio de interés. La caracterización de las fuentes incluye la definición de su geometría y la distribución de probabilidad de la localización de las potenciales rupturas dentro de la fuente, que en la mayoría de los casos se asume como distribución uniforme en la fuente. Estas distribuciones son combinadas con la geometría de la fuente para obtener la correspondiente distribución de probabilidad para la distancia fuente-sitio.

**Modelos de Recurrencia:** Este paso involucra la caracterización de la distribución temporal de la ocurrencia de sismos en una fuente dada (recurrencia sísmica). Una relación de recurrencia, que especifica la tasa media (i.e. por año) a la cual se producen sismos mayores a una determinada magnitud, es utilizada para caracterizar la sismicidad

de la fuente. En general, una fuente va a producir sismos de diferente magnitud, y está probado empíricamente que los sismos de menor magnitud ocurren más frecuentemente que los de mayor magnitud. La manera más común de definir la recurrencia de una fuente es a través de una tasa media anual de excedencia de una determinada magnitud sísmica ( $\lambda_m$ ).

**Modelos de atenuación:** Este paso involucra la predicción del movimiento sísmico que se produce en el sitio de interés, dados los sismos de todas las posibles magnitudes y posibles distancias fuente-sitio, utilizando modelos empíricos con ecuaciones predictivas. La incertidumbre inherente en las ecuaciones de predicción y a las funciones de atenuación también es considerada. Una función de atenuación es una relación entre un parámetro de intensidad sísmica (IM) y valores dados de distancia fuente-sitio, magnitud y otros parámetros dependientes del sitio. Como IM es intrínsecamente una variable aleatoria, la relación da valores para la media y el desvío estándar del logaritmo natural de las variables.

**Tasa de excedencia:** Utilizando el teorema de la probabilidad total, las incertidumbres en la ubicación de las fuentes, la magnitud de los sismos y la predicción de los parámetros de intensidad sísmica, son combinadas para obtener la probabilidad de excedencia de un determinado IM objetivo ( $im^*$ ) que podrá ser PGA, PGV u otros. Los valores de PGA son estimados para períodos de retorno de 475, 2475 y 10000 años para el sitio de interés mediante una curva de Probabilidad de Excedencia de Aceleraciones (PGA) y Velocidades (PGV).

El análisis de amenaza fue realizado mediante el módulo PSHA del paquete NAMAZU, software específico para Análisis de Amenaza y Respuesta de Sitio desarrollado por SRK e implementado en una plataforma MATLAB.

#### 4.3.3 Modelo sismotectónico adoptado

A partir de la revisión de los antecedentes, se calibró un modelo propio de amenaza sísmica para el sitio. Fueron definidas tres tipos de zonas sismogénicas, de acuerdo al mecanismo de falla que produce el sismo: interplaca e intraplaca para sismos de subducción y sismos corticales de poca profundidad. Para la zonificación de los dos primeros mecanismos se utilizó el estudio de Nuñez & Boroschek (Nuñez, y otros 2015), cuyos parámetros de recurrencia se resumen en la Tabla 6. Para las fuentes superficiales se emplea la zonificación propuesta por (Oldecop y Perucca 2012) para las regiones de Precordillera (zona1) y Cordillera Frontal (zona2) según se indica en la Tabla. Las mismas fueron extendidas hasta abarcar los -28° y -32° de latitud.

**Tabla 5: Parámetros de recurrencia para eventos de subducción Inter-Placa.**

	$a$	$\sigma_a$	$b$	$\sigma_b$	$M_{\max}$
Zona 1	4.664	0.248	0.826	0.036	8.9
Zona 2	4.461	0.452	0.836	0.066	8.9
Zona 3	4.540	0.141	0.797	0.022	8.2
Zona 4	4.491	0.186	0.792	0.027	8.7
Zona 5	5.470	0.303	0.971	0.046	8.4
Zona 6	5.542	0.177	0.938	0.026	8.9
Zona 7	4.204	0.292	0.771	0.043	9.0
Zona 8	4.056	0.271	0.732	0.037	9.5

Fuente: (Nuñez Lazcano 2014)

**Tabla 6: Parámetros de recurrencia para eventos de subducción Intra-placa.**

	$a$	$\sigma_a$	$b$	$\sigma_b$	$M_{\max}$
Zona 1	5.430	0.380	0.927	0.060	8.0
Zona 2	5.775	0.470	0.974	0.074	8.0
Zona 3	5.467	0.468	0.945	0.071	8.2
Zona 4	4.358	0.554	0.830	0.092	7.6
Zona 5	4.548	0.164	0.859	0.026	7.8
Zona 6	5.029	0.304	0.949	0.050	7.3
Zona 7	3.868	0.100	0.780	0.017	7.4

Fuente: (Núñez Lazcano 2014)

**Tabla 7: Parámetros de recurrencia para las zonas de sismos corticales.**

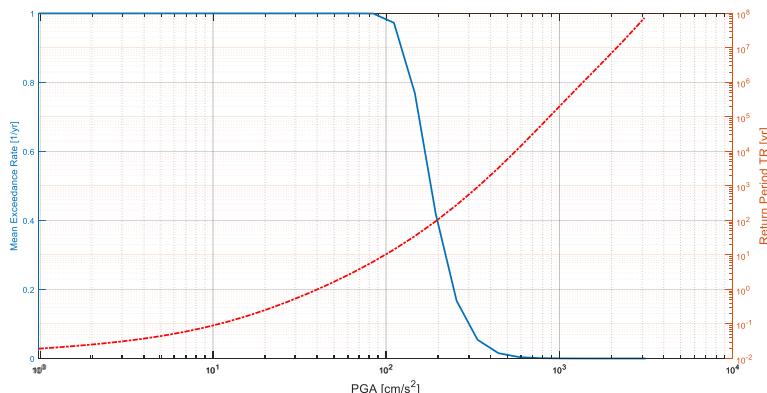
	$a$	$\sigma_a$	$b$	$\sigma_b$
Zona 1	2.65	0.13	0.85	0.04
Zona 2	0.64	0.03	0.55	0.03

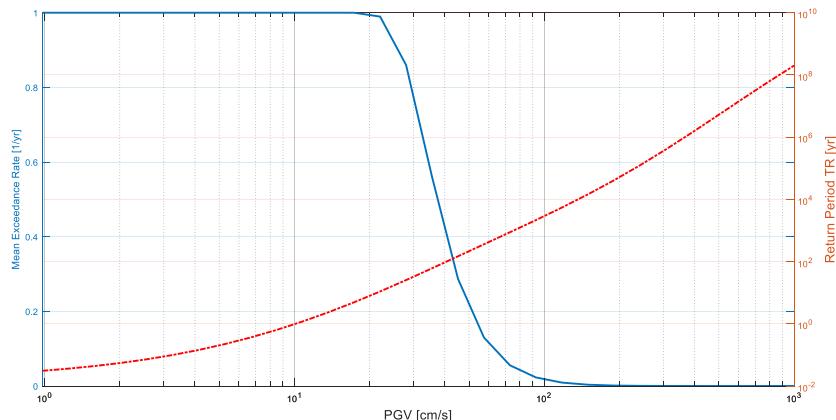
#### 4.3.4 Resultados obtenidos

En base a los parámetros de recurrencia para cada una de las zonas sismogénicas utilizadas se obtuvieron los siguientes valores para el PGA y PGV en el sitio, para 100, 500 y 2,500 años de período de retorno (ver Apendice B):

**Tabla 8: Valores de PGA para distintos períodos de retorno, modelo de amenaza combinado.**

TR	PGA [g]	PGV [cm/s]
100 yr	0.195	41
500 yr	0.288	63
2,500 yr	0.414	96

**Figura 13. Curvas de excedencia para el PGA del sitio.**



**Figura 14. Curvas de excedencia de PGV para el sitio**

#### 4.3.5 Calibración del modelo para 500 años

**USGS:** El US Geological Survey (Petersen, y otros 2010) desarrolló un modelo de amenaza sísmica preliminar para Sudamérica, utilizando catálogos sísmicos disponibles para la región, bases de datos de fallas para América del Sur y la misma metodología de cálculo utilizada en los mapas de amenaza sísmica de Estados Unidos. En base a los mapas desarrollados se observa un valor PGA en el rango 0.35-0.46 g para un período de retorno de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años).

**CIRSOC:** El reglamento argentino de construcciones sismo resistentes (INPRES-CIRSOC 103 2013) divide al país en 5 zonas (0 a 4, siendo 4 la más severa) de acuerdo al peligro sísmico. El sitio de emplazamiento se encuentra ubicado en la zona 3, la cual está asociada a un PGA de 0.25g para un período de retorno de 500 años (~10% probabilidad de excedencia en 50 años).

**NCH:** El reglamento chileno de diseño sísmico de edificios (Instituto Nacional de Normalización 2008) divide el territorio del país en 3 zonas (1 a 3 siendo la tercera de más severa). El sitio de emplazamiento se encuentra ubicado en la zona 2, la cual está asociada a un PGA de 0.3 g (Tabla 6.2 de la norma) para un período de retorno de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años).

#### 4.3.6 Sobre-presión hidrostática debida al sismo

El efecto del sismo sobre el agua contenida tras el tapón se traduce en una onda de presión similar a un ariete hidráulico. La altura de agua correspondiente a la sobrepresión se puede calcular mediante la fórmula de Westergaard según la ecuación (2) donde  $c_w \approx 1420 \text{ m/s}$  es la velocidad de las ondas de presión en el agua..

$$\Delta H = c_w/g \text{ PGV} \quad (1)$$

Para el valor de PGV de 2,500 años, la sobre presión hidrostática se estima igual a 140 m, para cualquier escenario de carga estática

#### 4.3.7 Valores adoptados

Para el diseño sísmico de las estructuras del sistema de obturación, se adopta un nivel de servicio extremo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años de exposición.

Para este nivel de servicio máximo de diseño, se define un sismo de diseño como Sismo Seguro de Cierre (Safe Shutdown Earthquake o SSE) que tiene un PGA = 0.41g y PGV = 0.96 m/s.

La presión hidrodinámica asociada a este nivel de servicio se estima igual a 140 mca

**Para el evento máximo de diseño, con período de retorno de 2,500 años, se adoptó un valor de velocidad peak (PGV) en suelo duro de 0.96 m/s y una sobre-presión hidrostática asociada de 140 mca**

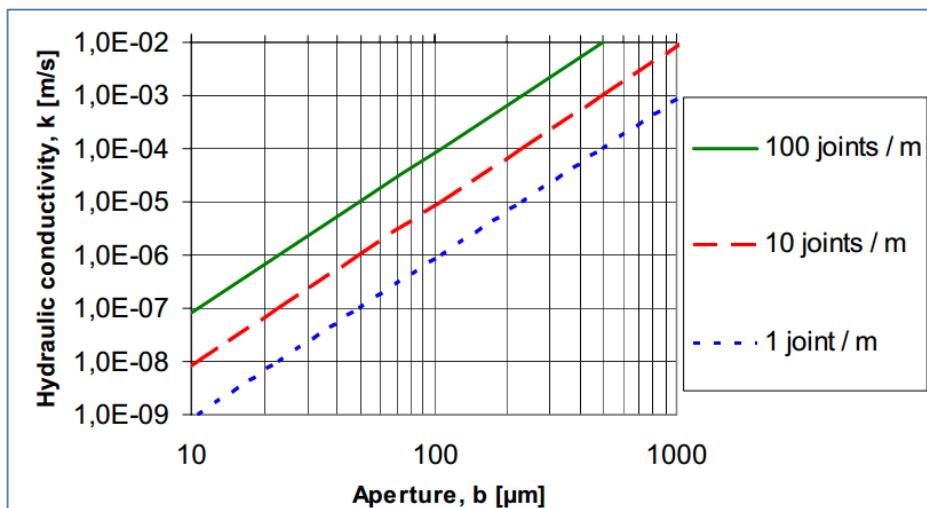
## 4.4 Inyecciones

### 4.4.1 Inyecciones de Impermeabilización

Antes de la ejecución de los tapones de hormigón masivo se realizarán perforaciones para inyectar la bóveda, hastiales y solera con el doble objetivo de reducir la permeabilidad en el estado definitivo y garantizar la ejecución de los tapones sin presencia de agua. Estas inyecciones se realizarán en toda el área perimetral del túnel en los sectores donde se construirán los tapones, conformando una corona y serán denominadas inyecciones de impermeabilización. El desarrollo de la cortina de inyecciones de impermeabilización tendrán una longitud de desarrollo no menor a 23 m. Debido a las características del macizo rocoso en cada sector los parámetros de la inyección serán diferentes. El T#1 será construido en una zona de roca denominada tipo B, que presenta buena competencia mecánica y muy baja permeabilidad.

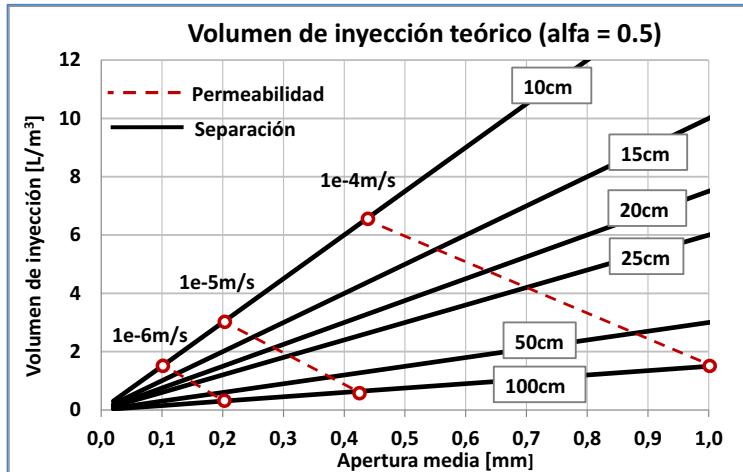
La orientación de las estructuras permite la ejecución de coronas normales a la pared del túnel. Cada corona de inyección de impermeabilización tendrán una longitud de diseño mínima de 8.0 m y estarán espaciadas como máximo a 1.50 m entre sí. El T#2 se construirá en zona de roca denominada tipo B, con relativamente buena calidad geotécnica. La orientación de las estructuras requiere una inclinación de las coronas de inyección de entre 5° y 10° respecto del plano perpendicular al túnel. Cada una de las inyecciones de impermeabilización de esta zona tendrán una longitud de diseño mínima de 8.0 m y estarán espaciadas como máximo 1.50 m.

A partir del desarrollo de Hollmen (2008), Figura 15 se genera el ábaco de la Figura 16, el cual contiene para diferentes combinaciones de separaciones y aperturas, el consumo teórico de grout y la permeabilidad asociada.



**Figura 15. Influencia del grado de apertura y separación en la conductividad hidráulica. Modificación de Hollmen (2008) sobre trabajo de Hoek y Bray (1981).**

Tomando una permeabilidad entre 1E-6 m/s y 1E-5 m/s, se obtiene la estructura más desfavorable desde el punto de vista del volumen de inyección.



**Figura 16. Volumen de inyección y permeabilidad en función de configuración de estructuras.**

Tomando el volumen óptimo de macizo a inyectar surge el valor estimado:

$$V \approx \pi I^2 3 \approx 150 \text{ lts/m} .$$

Se utilizarán lechadas de tres componentes (agua-cemento-microsílice) estables, pudiendo utilizarse aditivos superplastificantes. La adición y la dosificación de estos será definida de acuerdo a los resultados de las mezclas de prueba. Los criterios de corte empleando el método GIN para las inyecciones de impermeabilización se presentan en el documento de especificaciones técnicas BEASA12210-2211-C-TS0022.

#### 4.4.2 Inyecciones de contacto

Las inyecciones de contacto tienen como finalidad rellenar y sellar por medio de inyección los volúmenes que pueden existir entre el hormigón colado de los tapones y la roca, ya sea por la retracción de la masa de hormigón durante el proceso de fragüe o la irregularidad geométrica. El objetivo es evitar concentraciones de flujo y garantizar la correcta interacción hormigón-roca.

Pueden emplearse también entre las distintas etapas de hormigonado en la interfaz de hormigones de distintas etapas, como medida de contingencia frente a eventuales cuadros de fisuración no previstos.

Para garantizar la inyectabilidad y obtener una interfaz estanca se recomienda el empleo de microcementos. Se utilizarán lechadas de tres componentes (agua-microcemento-microsílice) estables, pudiendo utilizarse aditivos y superfluidificantes. La adición y la dosificación de estos será definida de acuerdo a los resultados de las mezclas de prueba.

#### 4.4.3 Recomendaciones para el Diseño

Se tienen, entonces, dos sistemas de inyecciones:

- Inyecciones de impermeabilización con lechadas a base de cemento
- Inyecciones de contacto con lechadas a base de microcemento (sin empleo del sistema GIN)

La ejecución del tapón en correspondencia con las progresivas 0+271 y 0+248 (T#1) está previsto un tratamiento de mejora inyección en la roca de caja del túnel.

Las perforaciones para las inyecciones de cortina impermeable deben estar orientados como puede observarse en la Figura 18 y la Figura 17 y con una longitud mínima de 8m.

Si bien la etapa terciaria y/o sucesivas de la cortina, no es de ejecución sistemática, dependiendo de los resultados obtenidos de las etapas anteriores puede requerirse la ejecución de aquellas etapas en cualquier abanico o corona de inyección.

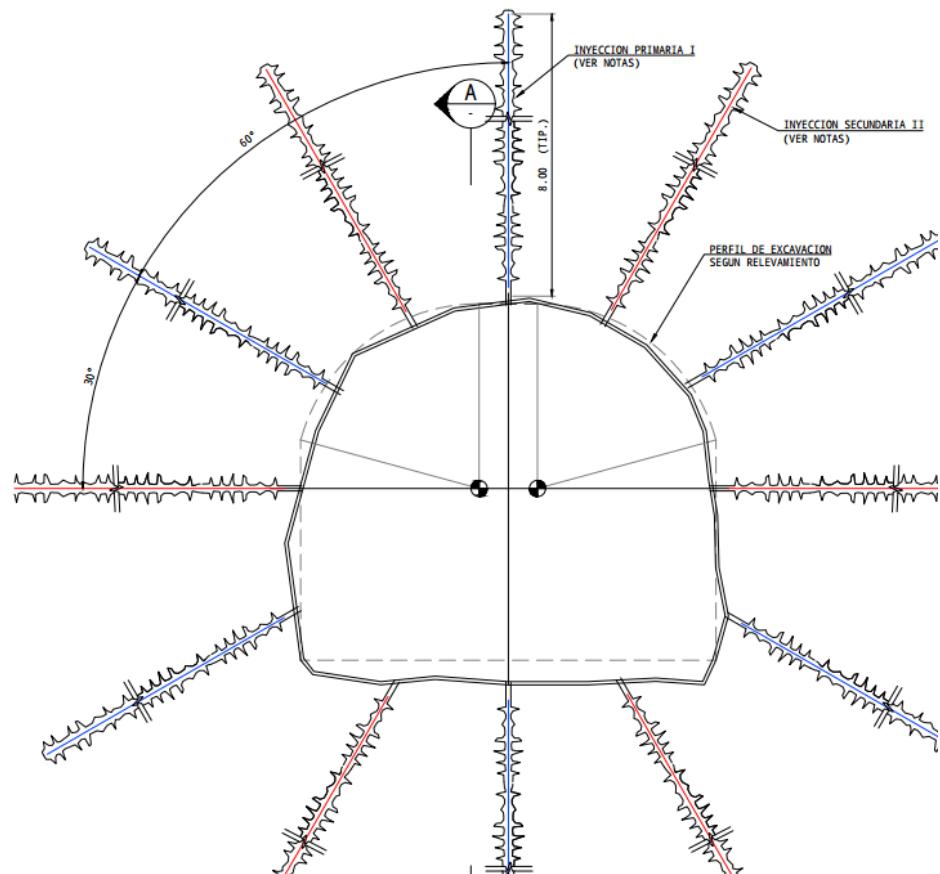


Figura 17. Esquema de desarrollo de galerías de inyección (Corte Transversal)

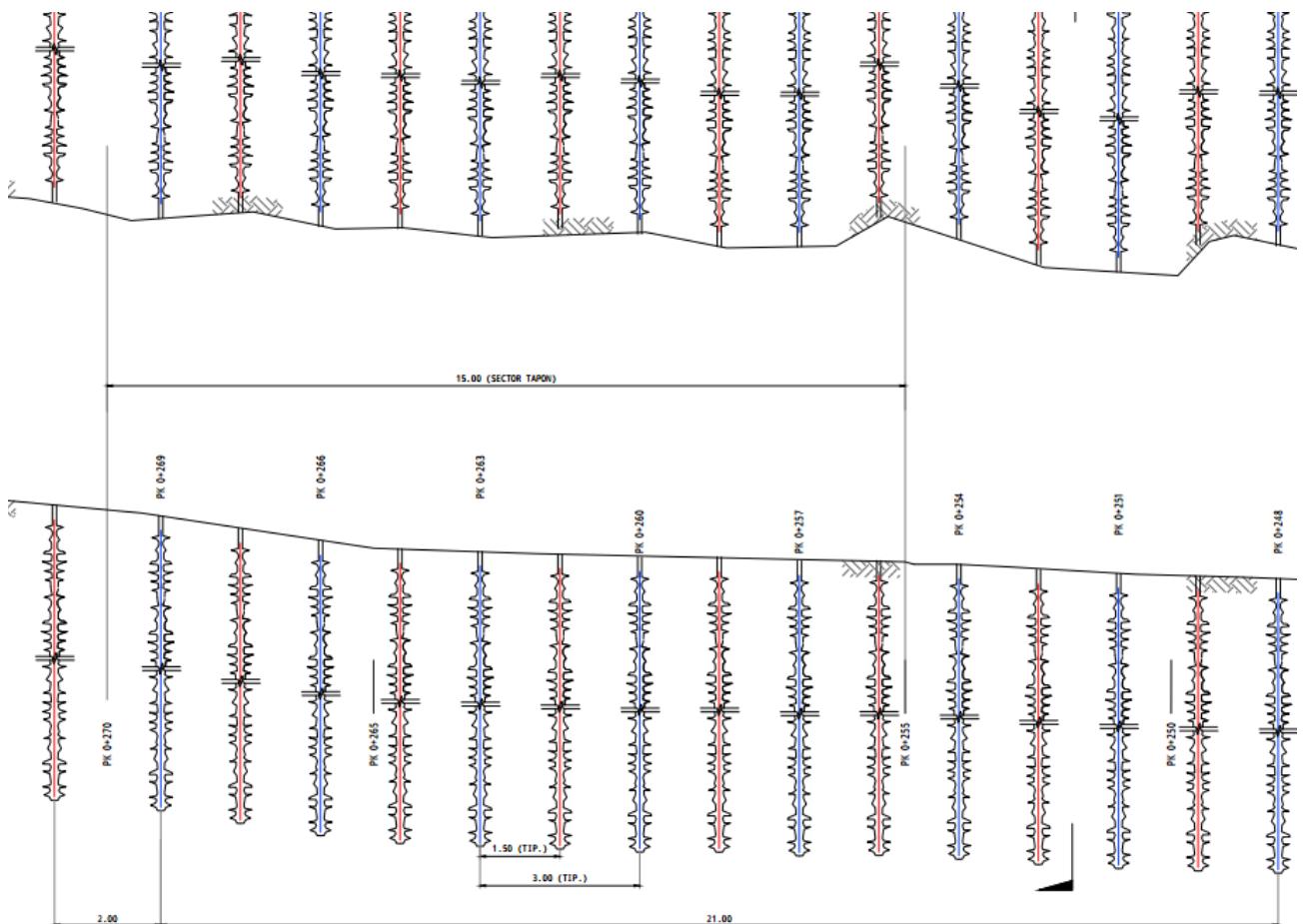


Figura 18. Esquema de desarrollo de galerías de inyección (Corte Longitudinal)

Concluido el hormigonado del tapón y transcurrido al menos una semana de la fecha de colada de la tongada de la manguera a inyectar, se procederá a ejecutar las inyecciones de contacto perimetrales con lechadas a base de microcemento, según la disposición que se observa en la Figura 7 y la Figura 8.**Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

La interfaz entre el revestimiento de hormigón proyectado y el hormigón colado se inyectará mediante tubos de inyección con sistemas de válvulas anti-retorno que permitan y garanticen el contacto una vez producidas las contracciones debidas al fragüe del hormigón. La separación de estos anillos será de aproximadamente 2.00m, con densificación local en aquellos sectores donde se observen irregularidades que dificulten el colado del hormigón o que por falta de espacio, no se pueda vibrar adecuadamente.

Se utilizarán lechadas de tres componentes (agua-microcemento-microsílice) estables, pudiendo utilizarse aditivos y superfluidificantes. La adición y la dosificación de estos será definida de acuerdo a los resultados de las mezclas de prueba.

## 4.5 Control de fisuración y de temperatura de fraguado

### 4.5.1 Planteo del Problema

Las reacciones de hidratación del cemento que se producen durante el proceso de fraguado del hormigón son de naturaleza exotérmica, por lo que durante el llenado se produce un aumento de temperatura de la masa del hormigón. Cuando la dimensión mínima del elemento a llenar es mayor a 0.80 m. debe realizarse un análisis térmico para determinar gradientes térmicos máximos y máximas temperaturas en el volumen.

El análisis térmico y las consecuentes medidas de control de fisuración son factores críticos para el adecuado desempeño de las estructuras de hormigón masivo, y resultan de particular interés en el caso de la obturación del túnel, donde las condiciones de estanqueidad de la estructura representan una condición de servicio.

El gradiente térmico máximo debe limitarse ya que las restricciones internas y externas que se producen en la masa de hormigón producen tensiones de tracción, que deben ser limitadas en los casos de estructuras de hormigón simple. En caso de que las tensiones de tracción se vean superadas, deberá asegurarse que las fisuras no se propaguen en el cuerpo del tapón de modo de poder ser selladas por las inyecciones de contacto y consolidación.

Adicionalmente, en caso de que la temperatura del hormigón resultara a 70°C durante el proceso de curado puede propiciarse la formación de etringita diferida, lo que ocasionaría patrones de fisuración inadmisibles.

La cantidad de calor generada durante la hidratación depende de la dosificación del hormigón – tipo de cemento, contenido de adiciones minerales – y las tensiones de tracción máximas inducidas dependen principalmente del procedimiento de llenado – distancia entre juntas e intervalo de tiempo entre tongadas – la temperatura de colocación del hormigón, las condiciones del ambiente y el nivel de restricción externo de la estructura.

Dentro de los objetivos de este análisis se encuentran:

- Analizar los mecanismos causales de fisuración de la estructura de hormigón simple a emplear en la obturación del túnel;
- Determinar el calor de hidratación para el tipo y contenido unitario de cemento propuesto;
- Calcular los gradientes máximos de temperatura y las temperaturas máximas esperables en el hormigón para los escenarios de diseño;
- Establecer estrategias para el control del calor de hidratación y medidas de mitigación en terreno;
- Establecer las pautas para la programación de juntas de construcción.

Los cambios volumétricos que se producen en el hormigón colocado masivamente son principalmente causados por el calor generado durante la hidratación y generan, al existir restricciones externas e internas, tensiones de tracción en el hormigón que potencialmente podrían ser un causal de fisuración.

Al fenómeno del gradiente térmico causado por el calor de hidratación se deberá adicionar el efecto de la contracción por secado del hormigón. Este cambio volumétrico puede expresarse como una variación térmica equivalente ( $\Delta T_s$ ) y depende principalmente del contenido de agua de la mezcla y las condiciones del ambiente.

Las tensiones máximas de tracción en el hormigón ( $\sigma_o$ ) causadas por la variación volumétrica pueden estimarse como:

$$\sigma_o = K_r \cdot K_c \cdot E_b \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (4)$$

Siendo:

$K_r$ : coeficiente de restricción

$K_c$ : coeficiente de relajación por creep del hormigón

$E_b$ : módulo de elasticidad del hormigón a la edad de cálculo

$\alpha$ : coeficiente de dilatación térmica del hormigón,  $1.2 \times 10^{-5}$

$\Delta T$ : variación de temperatura total, que puede expresarse como la suma del calor generado por el hormigón ( $\Delta T_{qh}$ ), el gradiente térmico equivalente por contracción por fragüe ( $\Delta T_s$ ) y la diferencia entre la temperatura de colocación del hormigón y la temperatura ambiente ( $\Delta T_0$ ). Pueden despreciarse los efectos de la contracción por fragüe en este análisis cuando el espesor mínimo del elemento analizado resulta mayor a 0.40m (ACI 207.2r , 2008).

La variación de temperatura debida al proceso de fraguado del hormigón  $\Delta T_{qh}$  depende principalmente de la cantidad de calor generada por el hormigón y su velocidad de disipación. La generación de calor depende del tipo de cemento a emplear y el contenido de adiciones minerales, mientras que para que el cálculo del gradiente térmico total se tiene en cuenta la disposición de juntas de construcción, el espesor total a llenar, la temperatura de colocación y la temperatura ambiente, además de las propiedades térmicas del hormigón y la interfaz con el túnel.

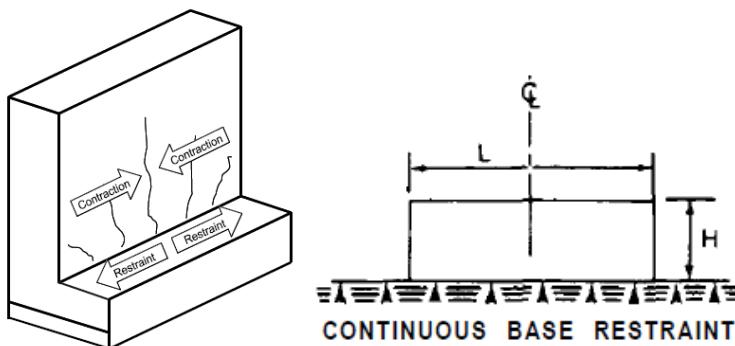
De este modo, es posible establecer un límite para la variación térmica total si puede calcularse la máxima deformación específica dada por la relación a la edad de la variación térmica máxima:

$$\Delta T_{fis} = \frac{\sigma_o(t)}{K_r \cdot K_c \cdot E_b(t) \cdot \alpha} \quad (5)$$

#### 4.5.2 Cálculo de variación térmica de fisuración

Debido a que no se admiten por diseño juntas frías longitudinales continuas, el modelo que mejor representa el comportamiento térmico durante el llenado es el de un muro de un cierto espesor sobre una base rígida.

En esta situación la restricción es principalmente externa (Figura 21), y queda determinada por el valor de  $K_r$  que presenta el ACI 207.2r. La rigidez de la base de apoyo (en este caso el macizo rocoso) es tenida en cuenta en las expresiones de diseño del reglamento a través de la rigidez del hormigón  $E_c$  y la rigidez del macizo  $E_F$ .



**Figura 19. Modelo de restricción para muros apoyados sobre base rígida (ACI 207.2r 2008).**

**Tabla 9: Coeficientes de restricción para muros apoyados en roca.**

$\frac{E_F}{E_c}$	Multipliers
$\infty$	1.0
2	0.83
1	0.71
0.5	0.56
0.2	0.33
0.1	0.20

Fuente: (ACI 207.2r 2008)

Se adopta un coeficiente de restricción de 0.45 para las condiciones del problema, (ACI 207.2r , 2008) y un coeficiente de relajación por creep del hormigón  $K_c$  de 0.65 (CIRIA C660, 2007).

Si se considera una variación máxima entre la temperatura de colocación del hormigón y la temperatura ambiente de 10°C se obtiene una variación térmica causal de fisuración por el proceso de hidratación del hormigón de 24°C. Si este valor es superado se deberá asegurar que no se realice la propagación de las fisuras y su sellado a través de inyecciones de contacto.

Un detalle del cálculo del gradiente térmico de fisuración puede observarse en el Apéndice E.

#### 4.5.3 Cálculo de generación adiabática de calor por hidratación

La variación térmica máxima que alcanza el hormigón durante su hidratación depende principalmente del contenido unitario de cemento y su composición física y química (finura y contenido de aluminatos). Los distintos tipos de cemento poseen por lo tanto distinta capacidad de generación de calor (Figura 21).

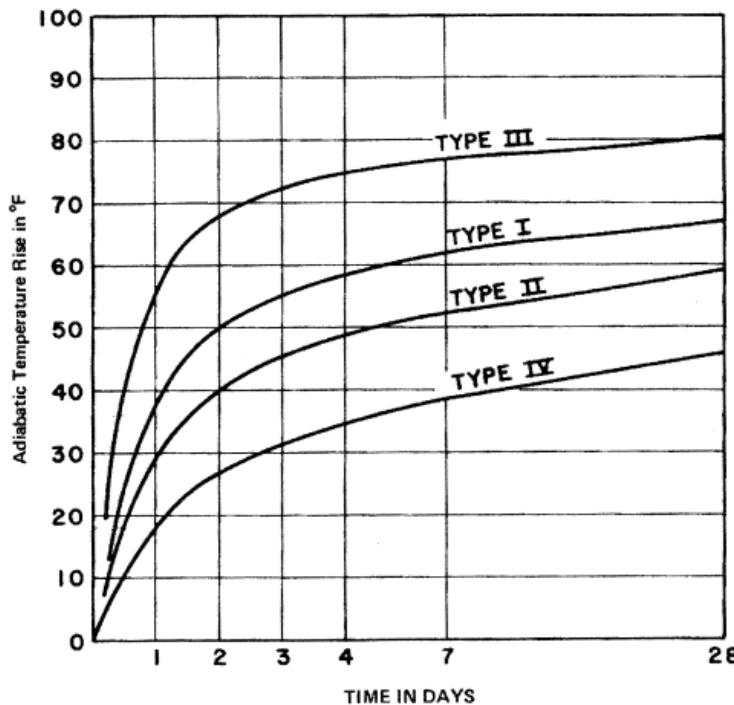
Se analizan cuatro dosificaciones de diseño (E.1 a E.4), todas ellas con cemento tipo V (ARS) y distintos contenidos unitarios de cemento y adiciones minerales activas. El cemento tipo V genera 74kcal/kg a 7 días y de 82kcal/kg a 28 días. Es decir, tiene un potencial de generación de calor menor a un cemento portland normal (Tipo I), debido básicamente al bajo contenido de alumílatos, pero mayor a un cemento de bajo calor de hidratación (Tipo IV).

Una medida que puede emplearse para reducir el calor de hidratación es la del uso en la mezcla de adiciones minerales activas. Estas tienen un potencial de generación de calor mucho menor a los de cualquier cemento y puede estimarse conservadoramente en un 50%.

Puede construirse la curva de generación adiabática de una dosificación determinada a partir del calor específico del hormigón ( $\chi_h$ ), proporción del cemento en peso (ponderando el contenido de puzolanas al 50%) y el calor generado a 7 días ( $t_{07}$ ). La forma de la función de generación de calor es:

$$T_Q(t) = t_{07} e^{\kappa(1-\sqrt{\frac{7d}{t}})} \quad (5)$$

Donde  $t$  se expresa en días y  $\kappa$  es un factor de ajuste del orden de 0.20 y es ajustado con el valor de generación de calor a 28 días.



Cement Type	Fineness ASTM C 115 cm <sup>2</sup> /gm	28-Day Heat of Hydration Calories per gm
I	1790	87
II	1890	76
III	2030	105
IV	1910	60

Figura 20. Generación adiabática de temperatura para distintos tipos de cemento

#### 4.5.4 Cálculo de variación térmica máxima

Se realiza una estimación de las temperaturas máximas en muros con el método simplificado de ACI 207 para muros de hormigón masivo según la expresión observa en la Figura 21.

Wall thickness, ft (m)	1 (0.3)	2 (0.6)	3 (0.9)	4 (1.2)	5 (1.5)	10 (3.0)	Infinite (Infinite)
<hr/>							
Maximum temperature rise							
deg F	1.3	3.2	5.2	7.0	8.6	13.7	17.8
(deg C)	(1.2)	(3.0)	(4.9)	(6.6)	(8.1)	(12.8)	(16.7)

Moderate heat (Type II) cement

Placing temperature equal to exposure temperature

Two sides exposed

Thermal diffusivity: 1.0 ft<sup>2</sup>/day (0.093 m<sup>2</sup>/day)

Temperature rise: deg F per 100 lbs cement per cu yd concrete  
deg C per 100 kg cement per cu m concrete

Figura 21. Variación térmica máxima por cada 100kg de un Cemento Tipo II.

Los valores se ajustan linealmente según la generación adiabática de cada tipo de cemento y el contenido unitario total equivalente de cemento.

$$\Delta T_{ACI} = 11^\circ C \cdot \frac{Q_7}{Q_{II,7}} \cdot \frac{CUC + 50\% \cdot CUP}{100 \text{ kg/m}^3} \quad (1)$$

Siendo:

- QII.7: Calor generado a 7 días por la hidratación del cemento tipo II [cal/gr]
- Q7: Calor generado a 7 días por la hidratación del cemento evaluar [cal/gr]
- CUC: Contenido Unitario de Cemento [kg/m3]
- CUP: Contenido unitario de adiciones minerales activas [kg/m3]

#### 4.5.5 Resultados del análisis

Se presentan en la Tabla 10 las variaciones térmicas máximas esperables para distintas dosificaciones analizadas.

**Tabla 10. Variaciones térmicas máximas para distintas dosificaciones.**

Esc.	Tipo de cemento	CUC [kg/m <sup>3</sup> ] <sup>(1)</sup>	Puzolanas [kg/m <sup>3</sup> ] <sup>(2)</sup>	CUC + P (1)+(2)	$\Delta T_{ACI}$ [°C]
E.1	V	380	-	380	45
E.2	V	510	-	510	60
E.3	V	250	130	380	37
E.4	V	330	180	510	50

Se observa que, para los escenarios analizados y espesores entre juntas frías del orden de 2.50 m a 2.00 m, la dosificación que presente un mejor comportamiento es la E.3, esto es, contenido de cemento y adiciones minerales activas de 380kg/m<sup>3</sup>. Si se asume una temperatura de colocación menor a 25°C y con una separación temporal entre etapas adecuada, puede asegurarse con esta dosificación que la temperatura límite máxima de 70°C no se verá superada.

En todos los casos, este análisis indica que en caso de eventual fisuración las juntas horizontales deberán tratarse (dado que resulta  $\Delta T_{ACI} > \Delta T_{fis}$ )

#### 4.5.6 Verificación de temperatura máxima y no propagación de fisuras

Empleando la dosificación E.3, se calcula el gradiente de temperatura máximo esperable en la estructura asumiendo que el flujo de calor es unidimensional, perpendicular a la cara expuesta.

Una vez determinada la generación de calor en el tiempo (4.5.3), se realiza una resolución aproximada de la ecuación diferencial de transmisión de calor (Método de Schmidt , (ACI 207.2r , 2008) que toma en consideración las siguientes hipótesis:

- El calor es disipado en los nodos en contacto con el aire;
- El aumento de temperatura en las juntas de construcción y es un promedio del aumento en los nodos contiguos;
- Espesor mínimo del elemento de 2.50 m;
- El gradiente térmico depende del procedimiento constructivo, por lo que a los efectos del presente análisis se consideran tongadas que serán llenadas cada 96 horas, hasta un espesor de hasta 7.5m. No se esperan variaciones significativas en los resultados en caso de que se extienda el espesor total a los 15m de la longitud máxima de los tapones.

Debido a que la relación  $L/H=1<2.5$  resulta significativamente menor a la designada como crítica por el ACI para la propagación de las fisuras en la sección, el único requerimiento térmico resultante es el de la temperatura máxima en tanto se realicen inyecciones de contacto.

Se verifica con este modelo que las temperaturas máximas resultantes del procedimiento de ejecución descripto en el parágrafo 6.1 empleando la dosificación del escenario E.3 no superen el valor crítico de 70°C. El perfil térmico obtenido puede observarse en el Apéndice E.

#### 4.5.7 Recomendaciones para el diseño

Se proponen los siguientes límites a verificar en terreno en lo que respecta al control térmico:

- No se admiten juntas longitudinales (planos horizontales) continuas;
- Se asume el llenado en etapas de aproximadamente 2.50 m a 2.00 m de espesor;
- Separaciones mayores entre juntas verticales serán aceptables en tanto se demuestre que pueden cumplir con todas las prescripciones expuestas aquí para el control de la temperatura de fraguado máxima de fraguado.
- La temperatura mínima de colocación del hormigón estará entre 10 °C y 13 °C;
- La máxima variación térmica registrada en una misma etapa de llenado será 40°C.

Se determina como cota máxima para la temperatura del hormigón el valor de 70°C, teniendo en cuenta que a la variación térmica máxima debe añadirse la variación entre la temperatura de colocación del hormigón.

**Cualquier separación alternativa entre juntas verticales adoptada, deberá garantizar el cumplimiento de las temperaturas máximas de hormigonado, y la no existencia de juntas longitudinales en el cuerpo del Tapón**

## 5 Análisis de Confiabilidad

### 5.1 Introducción

Una correcta evaluación del diseño adoptado necesita cuantificar la influencia de la variabilidad de los parámetros que intervienen. Dentro de este marco, los datos de entrada y las variables de diseño del modelo se transforman en variables aleatorias donde su dispersión estima su incertidumbre. Bajo estas circunstancias la respuesta del sistema también será una variable aleatoria, por lo que la fiabilidad queda garantizada cuando la probabilidad de que se produzca una respuesta no deseada se encuentre acotada a por un valor aceptable.

El objetivo de este capítulo es efectuar un análisis de confiabilidad que permita determinar la probabilidad de falla y el factor de seguridad global del sistema de obturación del Túnel Marcelo. Debido a la multiplicidad de mecanismos de falla involucrados y a su complejidad, se recurre a una simulación de Montecarlo.

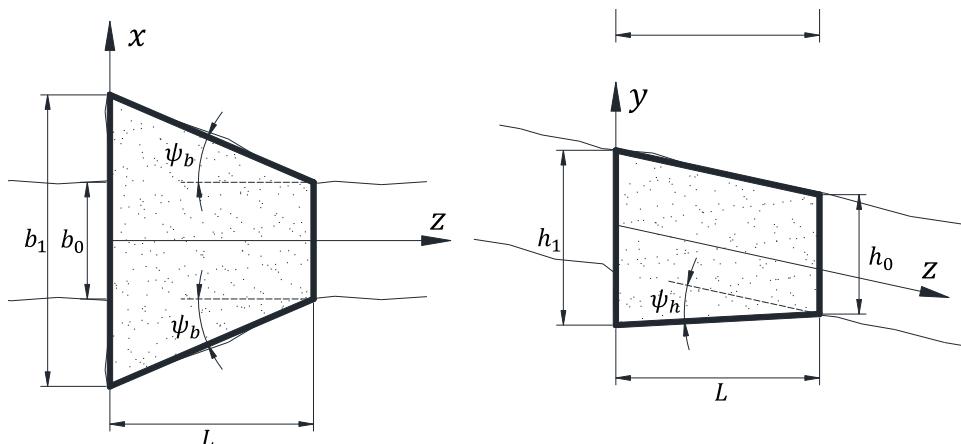
En la primera parte del capítulo se presenta:

- Un modelo analítico simplificado del comportamiento friccional del tapón y su comparación con un modelo numérico tridimensional;
- Un modelo de falla simplificado del macizo rocoso.

### 5.2 Modelo analítico para la estimación de esfuerzos

#### 5.2.1 Formulación

A los fines del modelo analítico simplificado, el tapón está conformado por un prisma de caras no paralelas. Como se aprecia en la Figura 22, la cara correspondiente a la solera del túnel presenta una indentación en la roca con un ángulo  $\psi_h$ , mientras que las caras laterales presentan ambas indentación con un ángulo  $\psi_b$ . A su vez, se definen los coeficientes de forma  $\alpha = h_0 / L$  y  $\beta = h_0 / L$ .



**Figura 22. Corte horizontal (izq.) y vertical (der.) del tapón**

La solución analítica propuesta está basada en un modelo estructural de bielas en el hormigón que considera el comportamiento friccional de la interfaz hormigón-roca. Dado que bajo el efecto de cargas cíclicas no se puede garantizar la cohesión en la interfaz, se asume que ésta trabaja exclusivamente por fricción. Los esfuerzos de compresión en el hormigón de acuerdo a la Figura 23 están dados por:

$$\sigma_x = -\frac{E_c \nu_c u_0}{\nu_c^2 - 1} \left[ \frac{2\nu_c \xi_x \tan(\psi_b)}{b_0 - 2z \tan(\psi_b)} + \frac{\xi_y \tan(\psi_h)}{h_0 - z \tan(\psi_h)} \right] \quad (1)$$

$$\sigma_y = -\frac{E_c \nu_c u_0}{\nu_c^2 - 1} \left[ \frac{2\xi_x \tan(\psi_b)}{b_0 - 2z \tan(\psi_b)} + \frac{\nu_c \xi_y \tan(\psi_h)}{h_0 - z \tan(\psi_h)} \right] \quad (1)$$

Siendo  $z$  la posición respecto a eje del tapón de acuerdo a lo indicado en la Figura 23. Por su parte, los esfuerzos de corte están dados por:

$$\tau_x = -\frac{E_c \nu_c u_0}{(\nu_c^2 - 1)(\sec^2(\psi_b) \cot(\phi) - \tan(\psi_b))} \left[ \frac{2\nu_c \xi_x \tan(\psi_b)}{b_0 - 2z \tan(\psi_b)} + \frac{\xi_y \tan(\psi_h)}{h_0 - z \tan(\psi_h)} \right] \quad (1)$$

$$\tau_y = -\frac{E_c \nu_c u_0}{(\nu_c^2 - 1)(\sec^2(\psi_h) \cot(\phi) - \tan(\psi_h))} \left[ \frac{2\xi_x \tan(\psi_b)}{b_0 - 2z \tan(\psi_b)} + \frac{\nu_c \xi_y \tan(\psi_h)}{h_0 - z \tan(\psi_h)} \right] \quad (1)$$

Las tensiones normales a la interfaz quedan definidas por:

$$\sigma_b = -\frac{E_c \nu_c u_0}{(\nu_c^2 - 1)(\sec^2(\psi_b) - \tan(\phi) \tan(\psi_b))} \left[ \frac{2\nu_c \xi_x \tan(\psi_b)}{b_0 - 2z \tan(\psi_b)} + \frac{\xi_y \tan(\psi_h)}{h_0 - z \tan(\psi_h)} \right] \quad (1)$$

$$\sigma_h = -\frac{E_c \nu_c u_0}{(\nu_c^2 - 1)(\sec^2(\psi_b) - \tan(\phi) \tan(\psi_b))} \left[ \frac{2\xi_x \tan(\psi_b)}{b_0 - 2z \tan(\psi_b)} + \frac{\nu_c \xi_y \tan(\psi_h)}{h_0 - z \tan(\psi_h)} \right] \quad (1)$$

Siendo las tensiones tangenciales:

$$\tau_b = \sigma_b [\tan(\phi) - \tan(\psi_b)] \quad (1)$$

$$\tau_h = \sigma_h [\tan(\phi) - \tan(\psi_h)] \quad (1)$$

En las expresiones anteriores  $E_c$  y  $\nu_c$  son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del hormigón respectivamente,  $\phi$  el ángulo de fricción interna en la interfaz y  $\xi_x$  y  $\xi_y$  factores de participación relativa de la rigidez del macizo

Finalmente,  $u_0$  es el desplazamiento relativo entre la roca y el hormigón dado por:

$$u_0 = \frac{E_W}{E_c L} \frac{1}{(2n_b \cos(\psi_b) + n_h \cos(\psi_h) + n_y) \tan(\phi)} \quad (1)$$

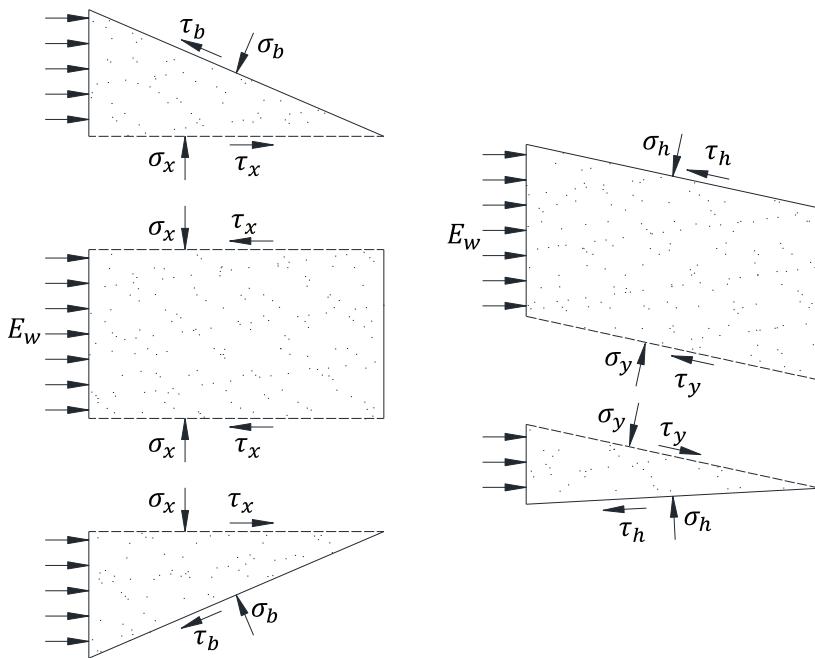
Siendo  $E_W$  es el empuje del agua y  $n_b$ ,  $n_h$  y  $n_y$  los esfuerzos adimensionales cuyas expresiones están definidas en las ecuaciones que siguen

Los esfuerzos adimensionales  $n_b$ ,  $n_h$  y  $n_y$  están dados por:

$$n_b = \frac{\nu_c \cot(\psi_b) \sec(\psi_b) \cot(\phi)}{2(\nu_c^2 - 1)(\csc(\psi_b) \sec(\psi_b) - \tan(\phi))} n_1 \quad (1)$$

$$n_h = \frac{\nu_c \csc(\psi_h) \cot(\phi)}{(\nu_c^2 - 1)(\csc(\psi_h) \sec(\psi_h) - \tan(\phi))} n_2 \quad (1)$$

$$n_y = \frac{\nu_c \cot(\phi)}{\nu_c^2 - 1} n_2 \quad (1)$$



**Figura 23. Tensiones presentes en el hormigón y en la interfaz hormigón roca para la dirección horizontal (izq.) y vertical (der).**

Con:

$$n_1 = \tan(\psi_h) \left( \beta \nu_c \xi_x \cot(\psi_b) \ln \left( 1 - \frac{2 \tan(\psi_b)}{\beta} \right) + 2 \nu_c \xi_x + 2 \xi_y \right) - 2 \alpha \nu_c \xi_x \ln \left( 1 - \frac{2 \tan(\psi_b)}{\beta} \right) \quad (1)$$

$$n_2 = \beta \nu_c \xi_y \ln \left( 1 - \frac{2 \tan(\psi_h)}{\alpha} \right) - 2 \tan(\psi_b) \left( \alpha \nu_c \xi_y \cot(\psi_h) \ln \left( 1 - \frac{\tan(\psi_h)}{\alpha} \right) + \xi_y \nu_c + \xi_x \right) \quad (1)$$

Los factores de participación  $\xi_x$  y  $\xi_y$  determinan la distribución de esfuerzos entre el hormigón y la roca en función de las rigideces relativas:

$$\rho = \frac{3e\sqrt{\alpha\beta}\nu_c(\nu_c^2-1)\left[-2-3\nu_r(1+\nu_r)+e^2(-2+\nu_r+\nu_r^2)\right]}{4(e-1)^2\sqrt{2\pi}\zeta(\nu_c^2-1)} \quad (1)$$

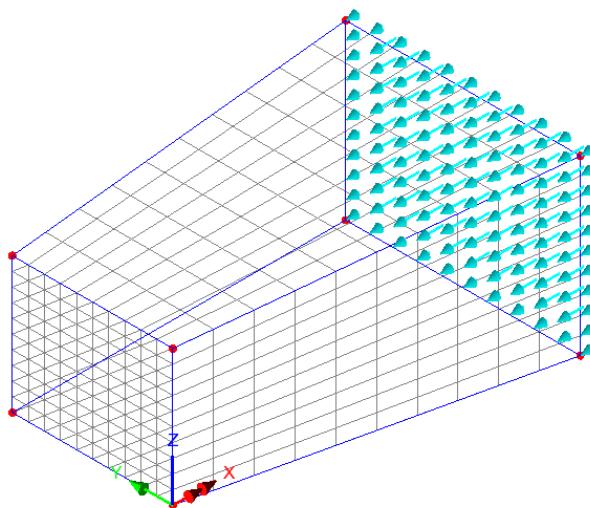
$$\xi_x = \left( 1 + \rho \cot(\psi_b) \frac{\left[ 1 + \nu_c - \beta \cot(\psi_b) \right] \tan(\psi_h) - 2 \alpha \nu_c}{4 \tan(\psi_h) - 6 \alpha + \cot(\psi_b) [6 \alpha \beta - 3 \beta \tan(\psi_h)]} \right)^{-1} \quad (1)$$

$$\xi_y = \left( 1 + \rho \cot(\psi_b) \frac{\left[ 1 + \nu_c - 2 \alpha \cot(\psi_h) \right] \tan(\psi_b) - \beta \nu_c}{4 \tan(\psi_b) - 3 \beta + 6 \alpha \cot(\psi_h) [\beta - \tan(\psi_b)]} \right)^{-1} \quad (1)$$

Donde  $\nu_r$  es el módulo de Poisson de la roca y  $\zeta = E_r / E_c$  siendo  $E_r$  el módulo de elasticidad de la roca.

### 5.2.2 Comparación con modelo FEM

Para la validación del modelo analítico se contrastaron los resultados obtenidos del modelo analítico contra los estimados por el modelo FEM, ver Apéndice C. Los parámetros empleados para los modelos se pueden apreciar en la Tabla 20. Para la calibración se somete a ambos modelos una carga uniformemente distribuida de 3.0 MPa en la totalidad de la cara aguas arriba (Figura 24). Se analizan secciones críticas y se relevan las tensiones desarrolladas. Los gráficos correspondientes pueden observarse de la Figura 24 a la Figura 29.



**Figura 24. Mallado y carga volumen de hormigón.**

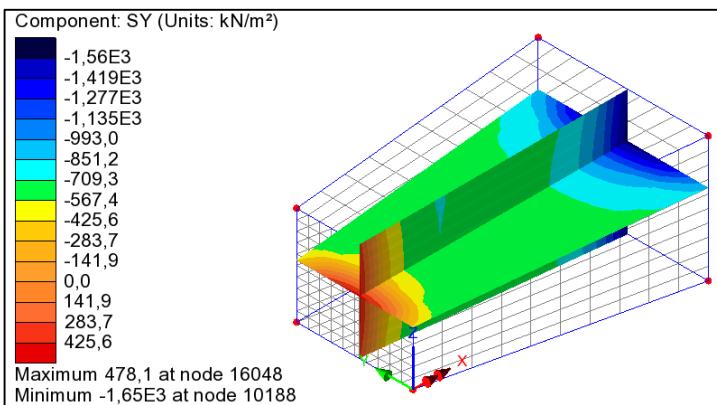
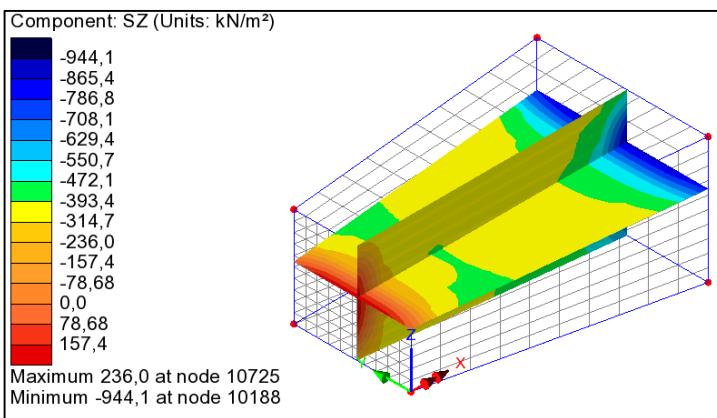
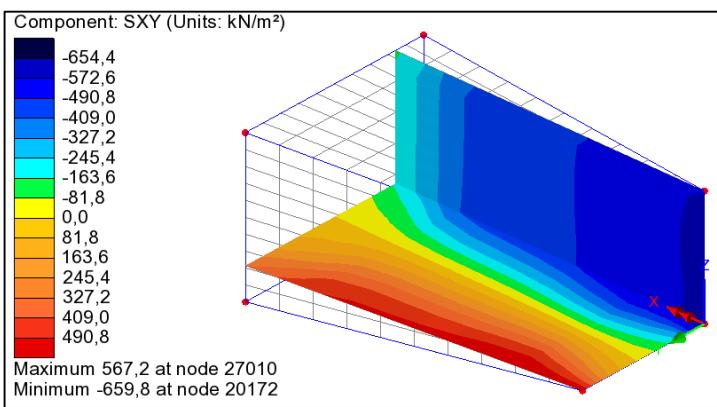
Se adoptó un tapón de 15 m de longitud, 9 m de ancho y 7 m de alto en su cara aguas arriba, y 6m de ancho y 5.50 m de alto en su cara aguas abajo. Se asumieron para el concreto y la roca del macizo un módulo de elasticidad de 16.15 GPa y 6.00 GPa respectivamente y un módulo de Poisson de 0.16 y 0.28, respectivamente. El ángulo de fricción interna (plano) adoptado para la roca es de 42°. La altura de columna de agua adoptada para el análisis resultó en un empuje hidrostático de 200 MN.

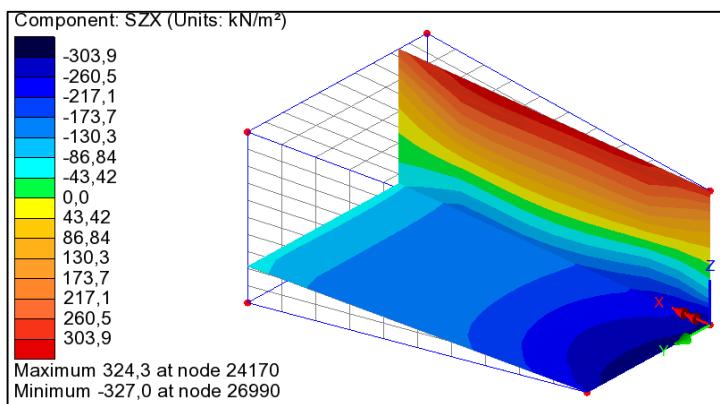
Los resultados obtenidos tanto por el modelo analítico como numérico pueden apreciarse en la Tabla 11. Las solicitudes obtenidas por el modelo analítico se encuentran en el rango de los valores del modelo FEM. A su vez, la distribución de desplazamientos que se aprecia en el modelo FEM, Figura 29, se condice con la hipótesis de desplazamiento uniforme a lo largo del tapón.

Se corrobora entonces que los resultados obtenidos mediante el modelo analítico simplificado constituyen aproximaciones válidas del modelo tridimensional. Por lo tanto, el modelo simplificado puede ser empleado en la verificación de la fiabilidad del diseño.

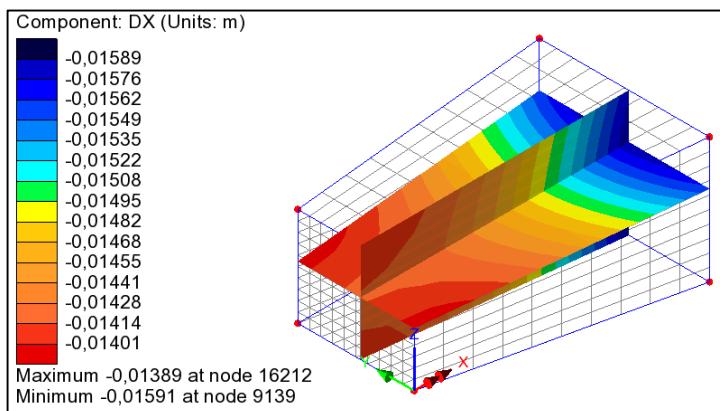
**Tabla 11: Comparación modelo analítico – modelo FEM.**

Esfuerzo	Analítico	FEM	Diff
Normal cara vertical ( $\sigma_y$ )	-679 kPa	-700 kPa	+3%
Normal cara horizontal ( $\sigma_z$ )	-345 kPa	-400 kPa	+13%
Corte cara vertical ( $\tau_{xy}$ )	665 kPa	654 kPa	-2%
Corte cara horizontal ( $\tau_{zx}$ )	338 kPa	303 kPa	-11.5%
Desplazamiento [mm]	11 mm	15 mm	26%

**Figura 25.** Tensiones normales en la dirección transversal horizontal (Y)**Figura 26.** Tensiones normales en la dirección transversal vertical (Z).**Figura 27.** Tensiones de corte en la sección vertical – dirección longitudinal (X).



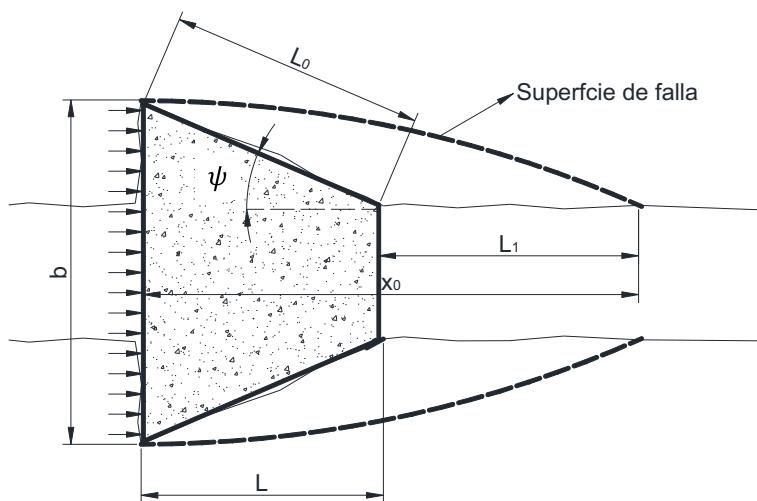
**Figura 28. Tensiones de corte en la sección horizontal – dirección longitudinal (X).**



**Figura 29. Desplazamientos en la dirección longitudinal (X).**

### 5.2.3 Superficie de falla por corte en el interior de macizo

La cuña de falla supuesta para la determinación de la capacidad del macizo es aquella generada por la circunferencia que parte tangente al plano horizontal en el tapón y que verifica que  $L_0 = L_1$  de acuerdo a la figura siguiente



**Figura 30. Esquema de la superficie de falla adoptada.**

La geometría de la cuña implica que el radio de la misma y su superficie son:

$$x_0 = L(1 + \sec(\psi)) \quad (1)$$

$$\bar{r} = \frac{L}{2 \tan(\psi)} [\sec^2(\psi) + \tan^2(\psi)] \quad (1)$$

La superficie de falla afectada por la proyección de las tensiones en la dirección del empuje del aguar resulta:

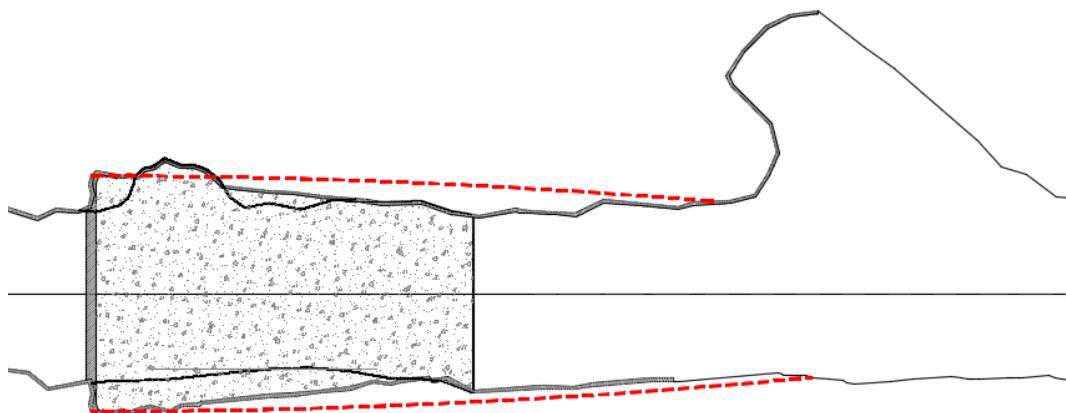
$$\bar{s} = 2\pi R \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{b}{2} - \bar{r} \right) \left( \phi_{\max} + \frac{1}{2} \sin(2\phi_{\max}) \right) - \frac{\bar{r}}{3} \sin(\phi_{\max}) (\sin^2(\phi_{\max}) - 3) \right] \quad (1)$$

Donde  $\phi_{\max}$  está dado por la ecuación (1). Las demanda y capacidad del sistema quedan definidas por:

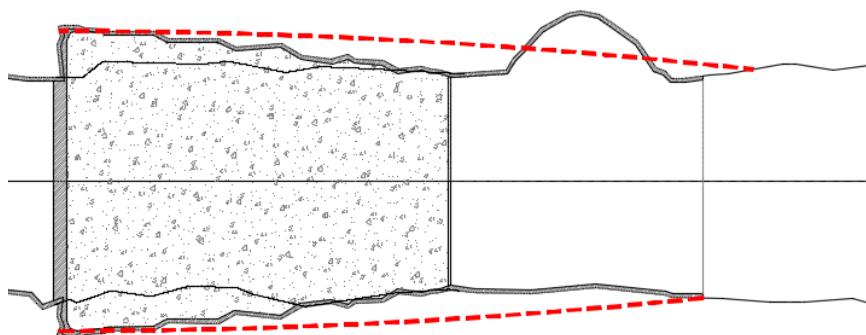
$$\begin{aligned} C &= \tau_{resistente} \\ D &= \frac{E_w}{\bar{s}} \end{aligned} \quad (1)$$

Bajo estas consideraciones, la superficie de falla resultante del tapón 2 es de  $604\text{m}^2$ , mientras que para el tapón 1 se tienen  $731\text{ m}^2$ . Su desarrollo se puede apreciar en las Figura 31Figura 32.

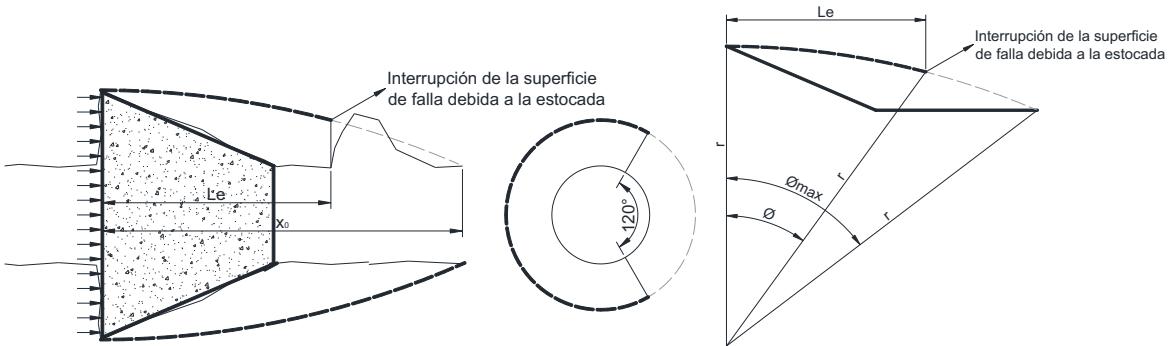
En el caso del T#2 la superficie es interceptada por una sobre-excavación. Para poder considerar la disminución en la resistencia del sistema se emplea una superficie reducida como la indicada en la figura. Se considera en la progresiva de la estocada la superficie de falla se interrumpe afectando a la tercera parte del desarrollo de la superficie de revolución.



**Figura 31. Superficie de falla del T#1**



**Figura 32. Superficie de falla del T#2**



**Figura 33. Superficie de falla empleada para considerar la estocada**

La superficie reducida resulta:

$$\bar{s}_{red} = \bar{s} \left( 1 - \frac{\phi_{max} - \phi}{3\phi_{max}} \right) \quad (1)$$

Donde, de acuerdo a la siguiente figura, los ángulos están dados por:

$$\theta_{max} = \arcsin\left(\frac{x_0}{r}\right) \quad (1)$$

$$\theta = \arcsin\left(\frac{L_e}{r}\right)$$

Siendo para el tapón 2 la distancia  $L_e$  entre la cara aguas arriba y la estocada de 13.8m, la superficie de falla reducida resulta de 518 m<sup>2</sup>. Esto implica una disminución de aproximadamente del 14%. Para una altura piezométrica de 150m, la tensión requerida en el tapón 2 considerando la superficie reducida es de 179 kPa, mientras que con la superficie original era de 153 kPa (aumento de 14%).

Despreciando el efecto de confinamiento ejercido por la presión del agua contenida por el tapón sobre la resistencia al corte del macizo, la misma varía entre 200 y 400 kPa. Se concluye entonces que la probabilidad de falla en ambos casos es despreciable. Asumiendo un valor medio de resistencia de 300 kPa, el factor de seguridad se reduce de 1.96 a 1.67 al contemplar la estocada. Por lo tanto, la consideración de la estocada no afecta sensiblemente los valores de probabilidad de falla a determinar mediante la simulación.

### 5.3 Mecanismos de falla considerados en el análisis de confiabilidad

La “falla” del sistema se define en términos de capacidad,  $C$ , y demanda,  $D$ , considerándose un evento de falla aquel evento donde la demanda supere la capacidad. La fiabilidad del sistema estará controlada por una falla global de estabilidad o una falla local de estanqueidad o ambas.

La falla global de estabilidad se puede producir si ocurre una falla estructural masiva del hormigón del tapón o del macizo circundante y se traduce en la pérdida de la integridad estructural. La consecuencia de este evento es la pérdida o colapso total de la estructura.

La falla local de estanqueidad se produce debido a la falla del sistema de impermeabilización, o bien la falla geotécnica por fracturamiento hidráulico de la roca de cobertura del macizo. Este mecanismo de falla no afecta la integridad estructural del tapón o el macizo y puede repararse, pero causa una pérdida de la función principal del sistema, que es capturar el agua del túnel y el macizo circundante. La falla de esta condición puede considerarse como falla de servicio. Naturalmente la sola ocurrencia del evento de falla

global, también implicará una falla total de estanqueidad y la pérdida total de la capacidad de servicio del sistema. Luego, los eventos de falla a evaluar se pueden definir como:

- Evento A: La falla de estabilidad global, debida a:
  - Evento A1: Falla por compresión de las bielas de hormigón (X ó Y ó ambos)
  - Evento A1: Falla por corte del hormigón (X ó Y ó ambos)
  - Evento A1: Falla por corte en el macizo rocoso
  - Evento A1: Falla por capacidad (compresión) en el macizo rocoso
- Evento B: La falla de estanqueidad hidráulica, debida a:
  - Evento B1: Pérdida de estanqueidad local por el lavado hidráulico de las grietas inyectadas (falla del sistema de inyección)
  - Evento B2: Pérdida de estanqueidad local por falla mecánica de la cohesión (adherencia) del hormigón de la interfaz (falla del sistema de post-inyección)
  - Evento B3: Pérdida de estanqueidad global por la falla mecánica del cerro (falla geotécnica de la roca de cobertura)

Las ecuaciones de demanda y capacidad correspondientes a los criterios de falla se resumen a continuación.

### 5.3.1 Falla en las bielas comprimidas de hormigón

Para este modelo de falla, el estado tensional del hormigón es obtenido mediante el modelo analítico simplificado analizado en la sección 5.2. En este caso, la demanda está dada por  $D = \max\{\sigma_x, \sigma_y\}$  donde  $\sigma_x, \sigma_y$  están dadas por la expresión (1). La capacidad está dada por la resistencia a la compresión simple del hormigón (bielas)  $C \approx 0.4 \cdot f_c$  donde la resistencia a compresión  $f_c$  se obtuvo a partir de la resistencia característica  $f'_c$  de acuerdo a lo indicado en el apéndice D.1.

### 5.3.2 Falla por corte en el hormigón

En este modo de falla, se verifica que las tensiones tangenciales no superen la resistencia al corte por punzonado del hormigón. En este caso, la demanda está dada por el corte sobre la superficie de falla interior siendo  $D = \max\{\tau_{xz}, \tau_{yz}\}$  con  $\tau_{xz}, \tau_{yz}$  obtenidas en las expresiones (1). La capacidad está dada por la resistencia al corte del hormigón simple según  $C \approx 1/6 \cdot \sqrt{f_c} + \sigma/14 [MPa]$  siendo  $\sigma$  la tensión normal de compresión sobre la superficie de falla dada por las expresiones (1).

El valor medio de la resistencia a corte se obtuvo a partir de la resistencia característica con  $\text{cov} = 0.19$ .

### 5.3.3 Falla por corte sobre la interfaz

La interfaz roca-tapón, es una superficie de debilidad, que desarrolla tensiones de fricción tales que cuando superan la resistencia al corte del material más débil, provoca la pérdida de cohesión y en consecuencia, la pérdida de estanqueidad. En este caso, la demanda está dada por las tensiones de corte sobre la interfaz  $D = \max\{\tau_b, \tau_h\}$  con  $\tau_b, \tau_h$  obtenidas en las expresiones (1) y (1). La capacidad está dada por la resistencia al corte del macizo disponible sobre la interfaz según  $C \approx \tau_R + \sigma \cdot \tan \phi [MPa]$  donde  $\sigma$  es la tensión normal de compresión sobre la interfaz, dada por las expresiones (1). El valor de  $\tau_R, \tan \phi$  se obtuvo a partir de la información disponible sobre las características del macizo. A los fines de la simulación, la resistencia  $\tau_R$  posee una distribución triangular no simétrica definida por su valor mínimo, máximo y pico. Estos valores dependen del grado de confinamiento del propio macizo, que se considera constante, y de la tensión normal a la interfaz  $\sigma_{int}$ .

Para capturar este comportamiento, los valores de  $\tau_R$  máximo, mínimo y medio se interpolan linealmente entre un confinamiento de  $\sigma_{int} = 100 kPa$  y uno de  $\sigma_{int} = 700 kPa$ . Los valores considerados para cada tapón se pueden apreciar en la Tabla 12.

**Tabla 12: Resistencia a corte en la interfaz en función de la compresión.**

Tapón	$\tau_R$	$\sigma_{int} = 0.1 MPa$	$\sigma_{int} = 0.7 MPa$
T#1	min	330	400
	best	480	590
	max	630	760
T#2	min	230	270
	best	320	390
	max	410	500

### 5.3.4 Falla por lavado de discontinuidades

La falla de la impermeabilización debido a la erosión interna del macizo rocoso ocurre cuando la altura hidrostática es mayor que la pérdida de carga impuesta por el sistema de impermeabilización. Si llamamos  $L + \Delta L$  a la longitud total del sistema de impermeabilización, la demanda estará dada por la carga hidrostática  $D = H_o$  y la capacidad estará dada por la pérdida de carga a lo largo del sistema  $C \approx (L + \Delta L) \cdot i_m$  siendo  $i_m$  el gradiente medio.

### 5.3.5 Falla por corte en la roca en el interior de macizo

En el parágrafo 5.2.3 se desarrollaron las expresiones aproximadas de una superficie de falla en el interior del macizo rocoso. A partir de estas expresiones, la demanda puede determinarse como el momento volcador que produce el empuje del agua respecto al centro de la  $D \approx E_w (R - b_o / 2)$ . La capacidad del sistema está dada por el momento de las tensiones de falla respecto al centro del círculo de la cuña donde  $C \approx \tau_R \cdot \bar{r} \cdot \bar{s}$  donde  $\bar{r}, \bar{s}$  son el radio y la superficie lateral

### 5.3.6 Falla por fractura hidráulica

La condición de falla por fractura hidráulica ocurre cuando el empuje hidrostático en el interior del túnel es superior al peso de la cobertura de roca. En este caso, la demanda está dada por  $D \approx \gamma_w H_0$  y la capacidad está dada por  $C \approx \gamma_R C_R \cos(\beta)$ , donde  $\gamma_w$  es el peso específico del agua,  $H_0$  la altura piezométrica,  $\gamma_R$  el peso específico de la roca,  $C_R$  la altura de la tapada de roca y  $\beta$  el ángulo de la ladera.

## 5.4 Consideración del caso sísmico

El efecto del sismo sobre el agua contenida tras el tapón se traduce en una onda de presión similar a un ariete hidráulico. La altura de agua correspondiente a la sobrepresión se puede calcular mediante la fórmula de Westergaard según la ecuación (2) donde  $c_w \approx 1420 m/s$  es la velocidad de las ondas de presión en el agua. Luego, la medida de intensidad  $IM$  elegida para el análisis será en lo sucesivo la velocidad pico  $PGV$ .

$$\Delta H = c_w / g PGV \quad (2)$$

Luego, la demanda para el caso sísmico estará afectada por el valor del incremento de altura hidrostática debido al sismo, que está directamente correlacionada con la velocidad pico en suelo duro PGV

La probabilidad de excedencia media anual de un evento de falla sísmica se define según el Teorema de la Probabilidad Total como la suma de las probabilidades de falla para todas las intensidades posibles donde  $D$ ,  $C$ ,  $IM$  son las variables aleatorias correspondientes a la demanda, la capacidad y la intensidad sísmica respectivamente

$$P_f = P[D > C] = \sum_{all \ im^*} P[D > C / IM = im^*] \cdot P[IM = im^*] \quad (2)$$

La función de distribución complementaria  $P[D > C / IM = im^*] = G_{D/IM}(im^*)$  no depende de la fuente y se obtiene mediante simulación de Montecarlo para varios valores de intensidad sísmica. Este procedimiento se detalla en 5.5.1.

En el límite, la probabilidad  $P[IM = im^*]$  es la función de densidad de probabilidad obtenida numéricamente del modelo de peligro sísmico probabilístico, según la expresión:

$$f_{IM}(im^*) \approx \frac{1}{im^*} \sum_r \sum_k \frac{1}{\sigma_{\ln IM}} \cdot \phi \left[ \frac{\ln(im^*) - \mu_{\ln IM/M,R}(m_j, r_k)}{\sigma_{\ln IM}} \right] \cdot f_M(m_j) \cdot f_R(r_k) \Delta m \Delta r \quad (2)$$

Finalmente, la probabilidad de falla queda entonces expresada según

$$P[D > C] = \sum_{all \ im^*} G_{D/IM}(im^*) \cdot f_{IM}(im^*) \Delta im \quad (2)$$

Si se multiplica la probabilidad de falla por la tasa media anual de ocurrencia de sismos de magnitud mínima, se obtiene la tasa media anual de excedencia. Para un período de exposición  $T_e$ , la probabilidad de falla total buscada resulta entonces igual a :

$$P_f = 1 - \exp(-T_e \cdot v_o \cdot P[D > C]) \quad (2)$$

El grado de confianza se obtiene simplemente repitiendo el proceso muchas veces, obteniendo cada vez un valor de la probabilidad de falla diferente  $(P_f)_k$ . El valor nominal de la probabilidad de falla se obtiene luego según (2), donde  $\varepsilon$  estará asociado al intervalo de confianza elegido

$$P_f \approx \mu_{P_f} + \varepsilon \cdot \sigma_{P_f} \quad (2)$$

## 5.5 Algoritmo de simulación

El algoritmo de simulación desarrollado consta de los siguientes pasos:

- Generación de las variables aleatorias de acuerdo a las funciones de distribución de la Tabla 20 del Apéndice D.2;
- Evaluación de la probabilidad de falla para el caso estático y cada uno de los niveles de intensidad sísmica a considerar;
- Cómputo de la probabilidad de falla sísmica considerando todos los niveles de intensidad y la probabilidad de falla total (estática y sísmica).

### 5.5.1 Probabilidad de falla para un nivel de demanda sísmica

Dado un nivel de intensidad sísmica  $PGV = pgv_i$ , para el estado de carga k-ésimo se determina un vector de capacidades  $C^{(k)}$  y uno de demandas  $D^{(k)}$  que tienen tantos elementos como valores simulados (NSYM). Se construye el vector de fallas  $F^{(k)}$  de forma

tal que  $F_j^{(k)} = 1$  si  $C_j^{(k)} \leq D_j^{(k)}$ , en caso contrario  $F_j^{(k)} = 0$ . Se tiene entonces que la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad del estado de carga  $k$ -ésimo para el nivel de intensidad sísmica  $IM = im_i$  están dados por:

$$\begin{aligned} Pf_{PGV=pgv}^{(k)} &= \frac{F_j^{(k)} \cdot F_i^{(k)}}{NSYM} \\ FS_{PGV=pgv}^{(k)} &= \frac{\mu_{C^{(k)}}}{\mu_{D^{(k)}}} \\ \beta_{PGV=pgv}^{(k)} &= -\Phi^{-1}\left(Pf_{PGV=pgv}^{(k)}\right) \end{aligned} \quad (2)$$

Se repite este procedimiento para todos los estados de carga. Si  $k = 1 \dots k_1$  son las fallas a considerar para la resistencia estructural, se construye el vector de fallas de la resistencia estructural para el nivel de intensidad sísmica  $PGV = pgv_i$  como:

$$F_j^{\langle estruct \rangle} = \max\left(F_j^{(1)}, F_j^{(2)}, \dots, F_j^{(k_1)}\right) \quad (2)$$

Luego, empleando nuevamente las ecuaciones (2) se determina la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad. El factor de seguridad está dado por:

$$FS^{\langle estruct \rangle} = \min\left(FS^{(1)}, FS^{(2)}, \dots, FS^{(k_1)}\right) \quad (2)$$

El mismo procedimiento se realiza para determinar la probabilidad de pérdida de estanqueidad considerando los mecanismos correspondientes.

### 5.5.2 Probabilidad de falla global

Habiendo realizado el procedimiento descripto en el párrafo anterior para el caso estático y el rango de intensidades sísmicas, se tiene para cada mecanismo de falla:

- La probabilidad de falla estática  $Pf_{PGV=0}^{(k)}$  y las probabilidades de falla sísmicas  $Pf_{PGV=pgv}^{(k)}$  con  $pgv = pgv_1 \dots pgv_{NIM}$ .
- El factor de seguridad estático  $FS_{PGV=0}^{(k)}$  y los factores de seguridad sísmicos  $FS_{PGV=pgv}^{(k)}$  con  $pgv = pgv_1 \dots pgv_{NIM}$ .
- El índice de confiabilidad estático  $\beta_{PGV=0}^{(k)}$  y los índices de confiabilidad sísmicos  $\beta_{PGV=pgv}^{(k)}$  con  $pgv = pgv_1 \dots pgv_{NIM}$ .

La probabilidad de falla sísmica se calcula recurriendo a las ecuaciones (2) y (2). Para cada mecanismo de falla, para la seguridad estructural y para la impermeabilización se tiene que:

$$\begin{aligned} P[D^{(k)} > C^{(k)}] &= \sum_{i=1}^{NIM} Pf_{pgv_i}^{(k)} \cdot f_{PGV}(pgv_i) \cdot \Delta pgv_i \\ Pf_{sismic}^{(k)} &= 1 - \exp\left(-T_e \cdot P[D^{(k)} > C^{(k)}]\right) \end{aligned} \quad (2)$$

La tasa de ocurrencia  $f_{PGV}(pgv_i)$  y los intervalos  $\Delta pgv_i$  se extraen de los resultados del análisis de amenaza sísmica. El índice de confiabilidad y el factor de seguridad se hallan mediante:

$$\begin{aligned}\beta_{sismic}^{(k)} &= -\Phi^{-1} \left( Pf_{sismic}^{(k)} \right) \\ FS_{sismic}^{(k)} &= \min \left( FS_{PGV=pgv_1}^{(k)}, FS_{PGV=pgv_2}^{(k)}, \dots, FS_{IPGV=pgv_{NIM}}^{(k)} \right)\end{aligned}\quad (2)$$

La probabilidad de falla para cada mecanismo de falla, para la seguridad estructural y la impermeabilización se calcula como:

$$Pf_{total}^{(k)} = \left( 1 - Pf_{PGV=0}^{(k)} \right) Pf_{sismica}^{(k)} + Pf_{PGV=0}^{(k)} \quad (2)$$

El índice de confiabilidad y el factor de seguridad se hallan mediante:

$$\begin{aligned}\beta_{total}^{(k)} &= -\Phi^{-1} \left( Pf_{total}^{(k)} \right) \\ FS_{total}^{(k)} &= \min \left( FS_{PGV=0}^{(k)}, FS_{sismico}^{(k)} \right)\end{aligned}\quad (2)$$

## 5.6 Resultados de la simulación

Los resultados que se informan en las Tabla 13 y Tabla 14 fueron obtenidos tras realizar en proceso de simulación descripto en los párrafos anteriores con:

- 100,000 elementos por simulación;
- El caso estático y 21 niveles de intensidad sísmica, correspondiéndose con un período de retorno máximo de 2500 años;
- 10 ciclos de simulación para determinar el nivel de confianza.
- En total, se analizaron 21 millones de escenarios

Se informan los valores medios y los correspondientes a un nivel de confianza del 95 %. Los resultados desagregados para cada mecanismo de falla evaluado se pueden consultar en el Apéndice

**Tabla 13: Resultados del análisis de confiabilidad del T#1.**

Evaluación	Condición	Valores medios			Valor Característico (95 %)		
		Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Seguridad estructural	Estático	<10-2 %	5.12	>3.7	<10-2 %	5.12	>3.7
	Sísmico	1.18%	1.90	2.17	4.8%	1.90	1.69
	Total	1.18%	1.90	2.17	4.8%	1.90	1.69
Estanqueidad	Estático	<10-2 %	1.45	>3.7	<10-2 %	1.45	>3.7
	Sísmico	3.4%	1.23	1.82	3.4%	1.22	1.81
	Total	3.4%	1.23	1.82	3.4%	1.22	1.81

**Tabla 14: Resultados del análisis de confiabilidad del T#2.**

Evaluación	Condición	Valores medios			Valor Característico (95 %)		
		Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Seguridad estructural	Estático	<10 <sup>-3</sup>	6.20	>3.09	<10 <sup>-3</sup>	6.20	>3.7
	Sísmico	0.015%	2.61	3.62	0.023%	2.61	3.47
	Total	0.015%	2.61	3.62	0.023%	2.61	3.47
Estanqueidad	Estático	0.01%	1.48	3.70	0.01%	1.48	3.70
	Sísmico	4.2 %	1.14	1.72	4.2 %	1.14	1.72
	Total	4.2%	1.14	1.72	4.2%	1.14	1.72

La similitud de los resultados correspondientes al valor medio y al nivel de confianza del 95% indica que la cantidad de elementos simulados es adecuada para tener una descripción precisa del comportamiento evaluado.

## 5.7 Resultados obtenidos del análisis de confiabilidad

El análisis de confiabilidad realizado ha permitido cuantificar el riesgo de falla estructural y de la estanqueidad hidráulica de los tapones. De los resultados obtenidos se puede apreciar que:

- Las probabilidades de falla estática son despreciables.
- Las probabilidades de falla sísmica son adecuadas a una estructura de elevado factor de riesgo e importancia teniendo en cuenta que se están considerando sismos excepcionalmente demandantes asociados a un período de retorno de 2500 años. El mecanismo controlante de la falla es la tensión de corte en el hormigón.
- El modelo analítico simplificado solo considera el valor máximo de dicha tensión en todo el tapón, de manera que el modelo indica falla cuando el primer punto alcanza la tensión de falla, cuando la falla real ocurre cuando un volumen importante de puntos alcanza la tensión de falla. Esto implica una reserva estructural muy significativa que no puede ser evaluada con las herramientas desarrolladas en este análisis.

En lo referente a la estanqueidad de la obturación:

- Bajo condiciones de servicio las probabilidades de falla son despreciables.
- La probabilidad de falla sísmica de la estanqueidad está sujeta a las mismas observaciones que la resistencia estructural en cuanto a la severidad de los sismos considerados. El criterio que controla el diseño es la interfaz entre el hormigón y la roca, que podría dañarse parcialmente por la acción sísmica, facilitando el comienzo de filtraciones en la periferia de los tapones.
- En el hipotético y eventual caso de que la estanqueidad del T#1 falle, el T#2 es capaz de resistir el empuje del agua y garantizar la estanqueidad mientras se implementan medidas correctivas.

Se debe tener presente que el análisis realizado no ha cuantificado la falla conjunta de ambos tapones, por lo que hay un grado de redundancia adicional que no se ha considerado en los análisis.

**Se concluye que el diseño de obturación que se presenta en este documento tiene una muy alta confiabilidad en corto y largo plazo y satisface por lo tanto sus objetivos de diseño.**

## 6 Consideraciones para la Construcción y Monitoreo

### 6.1 Detalle de secuencia de construcción

Se evaluará el comportamiento del TP#1, una vez aprobado el mismo se procederá a la construcción del tapón dos TP#2 con la misma metodología utilizada en el TP#1. El monitoreo de presiones se realizará conforme a las prescripciones del apartado 6.4.3.

La secuencia descripta se resume a continuación:

1. Tareas iniciales: evaluación y acondicionamiento del sostenimiento, energización, ventilación e iluminación.
2. Perforación #1 con recuperación de muestras. Ensayos Lugeon #1
3. Ejecución de coronas de impermeabilización
4. Perforación #2 con recuperación de muestras. Ensayos Lugeon
5. Instalación de Piezómetros. Sello de perforaciones #2
6. Instalación de sistema de bombeo temporario
7. Rehabilitación del canal temporario de marina sobre cara norte y desvío de aguas con dique temporario.
8. Remoción de anclajes defectuosos y sello de perforaciones.
9. Excavación mecánica de geometría de intentado del tapón. Retiro de material suelto, limpieza de marina y de rellenos en sector de trabajo y en estocada.
10. Colocación de tuberías (posicionamiento, montaje, anclaje).
11. Encofrado de protección de tuberías. Control de Calidad hormigón en planta.  
Aceptación/Rechazo hormigón en terreno. Hormigonado de Protección de tuberías
12. Ejecución de radier de hormigón pobre en sector de estocadas para fundacion de bombas
13. Instalación de sistema de bombeo y manifold. Prueba de carga del sistema de bombeo.
14. Construcción de dique definitivo mediante Big Bag rellenos de material cementicio.
15. Habilitación del sistema de bombeo definitivo. Desactivación de bombeo temporario aguas arriba
16. Colocación de pernos de anclaje a la roca para fijación del encofrado perdido.
17. Rectificación en sectores sobreexcavados mediante shotcrete de sacrificio
18. Rehabilitación eventual del sostenimiento con Pernos adicionales.
19. Control de Calidad hormigón en planta. Aceptación/Rechazo hormigón en terreno.  
Hormigonado de primera etapa de hormigón moldeado (radier)
20. Cableado de piezómetros hacia aguas abajo
21. Prueba de piezómetros. Calibración de piezómetros. Prueba de continuidad y pérdidas en el cableado.
22. Disposición de mangueras de inyección de contacto en roca Dovela #1
23. Ejecución de malla secundaria para pared de shotcrete (encofrado perdido)
24. Colocación de membranas de impermeabilización. (**Inhabilitación de acceso Aguas-Arriba**)
25. Armado de Encofrado de Dovela #1. Disposición de Termocuplas.
26. Preparación Medidas de contingencia (Aire Caliente, etc.) para reducir gradiente térmico entre caras expuestas y zonas centrales de la dovela
27. Control de Calidad hormigón en planta. Aceptación/Rechazo hormigón en terreno.  
Hormigonado Dovela #1.
28. Colado de muestras para ensayos a resistencia a edad temprana
29. Control de temperatura hormigón a 12 hs. Ensayos de compresión simple a 12 hs.
30. Control de temperatura hormigón a 24 hs. Ensayos de compresión simple a 24 hs.
31. Control de temperatura hormigón a 24 hs. Ensayos de compresión simple a 48 hs.
32. Retiro de encofrado Dovela #1 a 48 hs.
33. Control de temperatura hormigón a 24 hs. Ensayo de compresión simple a 72 hs.
34. Cálculo de curvas de Resistencia a edad temprana. Aceptación o rechazo de hormigonado de Dovela #1
35. Habilitación de hormigonado Dovela #2 a partir de temperaturas y gradientes máximos menores que valor crítico.

36. Disposición de mangueras de post-inyección y membranas hidro-expansibles y Water-Stops en cara Dovela #1 y en roca Dovela #2
37. **Repite procedimientos 25 a 36 hasta completar la longitud total del tapón.**
38. Ejecución de inyecciones de contacto
39. Colocación de membrana en cara aguas abajo del tapón.
40. Cierre de válvulas de las tuberías de drenaje.
41. Desmontaje de Manifold. Disposición de briduras Retiro del sistema de bombeo definitivo.
42. Monitoreo de presiones hidrostáticas. Relavamiento de infiltraciones en hormigón interfaz.
43. Ejecución eventual de inyecciones en hormigón y
44. Colocación de briduras y válvulas de retención.
45. Construcción de cámaras de protección de válvulas con hormigón moldeado revestido con mortero inhibidor.

## 6.2 Remoción del sistema de Obturación

La finalización de la suspensión temporal del sistema, requiere la demolición controlada de los dos tapones. El Plan de rehabilitación del túnel Marcelo, incluyendo la remoción de los tapones se encuentra detallado en un documento separado (ver BEASA12210-2211-C-RP-0038)

## 6.3 Dosificaciones de prueba

Se sugieren a continuación algunas características de las mezclas a emplear para la materialización del sistema de obturación, como requerimientos mínimos para cumplimentar los requisitos expuestos en los apartados 4.2 y 4.5.

### 6.3.1 Diseño propuesto para shotcrete

- Cemento Portland Puzolánico CPP ARS (IRAM 50000 e IRAM 50001)
- Contenido Unitario de Cemento mínimo: 400 kg/m<sup>3</sup>.
- Contenido de Microsílice mínimo: 7 a 10%
- Agua de Amasado según norma IRAM 1601 a/c < 0,45
- Aditivo Fluidificante para cumplir con la relación A/C y garantizar el asentamiento.

### 6.3.2 Diseño propuesto inyecciones de impermeabilización

Para un escenario de flujo de infiltración muy bajo o nulo, asumido como condición de diseño de los tapones, puede emplearse lechadas estables de cemento y adiciones minerales con las siguientes características:

- Agua de Amasado según norma IRAM 1601
- Cemento CPP 30 con SE= 4200 cm<sup>2</sup>/gr.
- Microsílice Blaine 15 m<sup>2</sup>/gr (Mínimo 5%, a ajustar en ensayos)

### 6.3.3 Diseño propuesto para hormigón colocado masivamente

- Cemento Portland Puzolánico CPP ARS (IRAM 50000 e IRAM 50001)
- Contenido Unitario de Cemento: 380 kg/m<sup>3</sup>.
- Contenido Mínimo de Puzolanas: 35%
- Agua de Amasado según norma IRAM 1601 A/C < 0,45
- Aditivo Fluidificante para cumplir con la relación A/C y garantizar el asentamiento.

Contenido de aire 6.0 ±1.5% en volumen.

**Las dosificaciones reportadas aquí son únicamente de referencia. La dosificación final del hormigón será responsabilidad del Contratista, quien deberá seleccionarla a partir de una serie de ensayos de especímenes de pasta de cemento sobre diferentes dosificaciones de prueba**

## 6.4 Instrumentación y monitoreo

### 6.4.1 Introducción

Durante la construcción de los tapones será necesario registrar la evolución del perfil térmico de las estructuras con el objeto de verificar las condiciones de diseño expuestas en el apartado 4.5. Se instalarán para ello una serie de sensores de temperatura ubicadas en la masa de hormigón. Además durante la etapa de servicio de los tapones, se deberá monitorear el diferencial de presión entre las caras del tapón, con el objeto de evaluar su desempeño. También se colocarán en discontinuidades del macizo (por fuera de las zonas inyectadas), con el objeto de monitorear los valores del gradiente hidráulico.

Para conocer los valores de gradiente térmico durante el proceso de ejecución de los tapones se emplearán termocuplas y termómetros embebibles tipo RTD (*Resistive Thermal Detector*). Debido a que la restricción es de tipo externa, se considera suficiente colocar un sensor en el centro de cada etapa en el sentido del espesor (dados que las variaciones dentro del espesor) para evaluar las variaciones máximas. Los valores de gradiente hidráulico en el entorno de los tapones serán registrados con piezómetros de cuerda vibrante. Se deberá mantener un registro continuo en el tiempo de las presiones durante el periodo de suspensión del proyecto. Esto puede lograrse colocando los adquisidores de datos en una caseta acondicionada para tal fin en el portal del túnel.

### 6.4.2 Monitoreo de temperatura

Se colocarán dos sensores de temperatura por etapa en el centro del espesor. Se deberá mantener un registro continuo en el tiempo de los valores de temperatura durante la etapa de construcción. Se efectuarán además mediciones de la temperatura de colocación para cada tongada

### 6.4.3 Monitoreo de presiones

Se colocarán sensores de cuerda vibrante con dos tipos de rango:

- Tipo A( -0.1 a 1MPa) para medición de gradiente hidráulico estático
- Tipo B (-0.1 a 3MPa) para medición de sobrepresiones

Los sensores colocados en el macizo, se ejecutarán en perforaciones de al menos 8m. Estas profundidades deberán corresponder a estructuras, principalmente abiertas dentro del macizo rocoso, por lo cual su profundidad podrá ser ajustada in-situ.

Estos valores establecen una relación entre las unidades utilizadas por cada fabricante para medir la frecuencia de la cuerda vibrante y la presión de poros. En el informe de calibración debe constar además el de fábrica para la lectura inicial cero sin carga (*Regression Zero*).

El funcionamiento de cada sensor debe ser verificado previo a su instalación para garantizar su correcto funcionamiento. El margen de error de las lecturas cero realizadas en el sitio será de +/- 50 unidades (considerando las correcciones barométricas y de temperaturas). Se considerará que la presión barométrica cambia con la elevación a una tasa de 0.5 psi por cada 305 metros.

En los casos en que la colocación se realice en perforación es necesario verificar la profundidad del sondaje y el nivel piezométrico antes de la instalación para asegurarse que será posible instalar el sensor en el sondaje abierto.

La etapa final de la habilitación de los piezómetros de cuerdas vibrantes corresponde al sellado del sondaje. La mezcla que se utilizará será de cemento y bentonita, con una mezcla estándar que se prepara en recipientes que contengan 1 m<sup>3</sup> de agua, donde inicialmente se mezclará lentamente con cemento (8 bolsas de 42.5 kg. c/u).

Posteriormente se adiciona a la mezcla bentonita en polvo (4 bolsas de 25 kg c/u), hasta alcanzar una mezcla lo más homogénea posible y sin la presencia de grumos.

## 6.5 Manejo de Agua durante la construcción

### 6.5.1 Memoria descriptiva

Se distinguen dos etapas en el manejo de aguas durante la construcción del tapón. La primera, corresponde al manejo durante la construcción del dique. Mientras que la segunda, es la metodología a utilizar durante la construcción del tapón propiamente.

Durante la construcción del dique, se excavará un pozo aguas arriba del espaldón mojado para captar las aguas no permanentes. Este pozo se utilizará como pozo de bombeo dentro del cual se colocará un bomba sumergible para mantener seca la zona de la construcción del dique. El agua bombeada será conducida mediante una manguera de 3" de diámetro aguas debajo de la obra.

El dique de contención se hará de manera tal que su funcionamiento sea por gravedad con espaldón de aguas arriba lo más vertical posible, mientras que el espaldón de aguas abajo se hará con un pendiente de 1:2.

De manera paralela a la construcción del dique, se procederá a la instalación de las cañerías de acero inoxidable para conducir las aguas por gravedad durante la construcción del tapón. El sistema de cañerías estará compuesto por dos tuberías de 8" de diámetro y una tubería de 12" de diámetro. Tendrá una longitud aproximada de 39 m, que estarán distribuidos de la siguiente manera. Un tramo de 8 metros se colocará aguas arriba del tapón, 15 metros dentro del tapón y 16 metros aguas abajo del tapón. Toda la cañería, caños y accesorios será de Clase 300, según la designación AISI/ASME. Esta clase tiene una presión de diseño de 41.4 bar (414 mca) acorde a la norma ASME B16.5-2009 (ver Anexo F.1) verificando así las presiones máximas de diseño en condición estática y dinámica de 80 mca y 220 mca, respectivamente.

Con el objetivo de aumentar la vida útil del sistema de cañerías, la toalidad de la conducción será revestidas con hormigón en todas las zonas expuestas. También y con el objetivo de evitar filtraciones por la zona de contacto entre los caños y el recubrimiento de hormigón, se soldarán una serie de aletas a los caños. De manera adicional, en los tramos de cañería coincidente con la zona del tapón, se les colocará una junta hidroexpansible para asegurar una mejor estanqueidad.

Para un correcto transporte desde taller a obra, y para facilitar el montaje dentro del tapón, los caños se dividirán en 4 tramos. La unión, entre tramos o entre válvulas, se realizará mediante bridas. En tanto que la estanqueidad de la unión se asegurará por el uso de juntas espiraladas de acero inoxidable. Tanto los espárragos utilizados para unir dos bridas como los bulones para unir las bridas a las válvulas, serán de acero inoxidable. Cada conducto estará dotado de dos válvulas mariposa en una cámara especialmente dispuesta aguas abajo del tapón.

Los tres caños se dotarán con una reducción concéntrica en la zona de toma. El objetivo de dicha reducción es minimizar las pérdidas de carga que se producen al ingreso de la cañería.

Finalizada la construcción del tapón, en una de las cañerías se colocará una válvula de retención entre las válvulas de uso y mantenimiento y las restantes conducciones se dispondrá una válvula de alivio. La función de la válvula de retención será impedir la salida de agua, pero permitirá la inyección de caliza en el cuerpo de agua contenido por el tapón. La función de la válvula de alivio protegerá las válvulas mariposa de un eventual pico de sobre presiones sísmicas.

### 6.5.2 Caudal máximo de erogación de agua

La verificación del caudal a erogar por cada cañería se realizó mediante la ecuación de Bernoulli. En la misma se agregan los términos necesarios para tener en cuenta las pérdidas de carga, tanto de fricción como localizadas. Esto es posible ya que el fluido se trata de agua, con lo cual tenemos un flujo incompresible ( $\rho$  constante) y sobre la línea de corriente se encuentra en una zona no viscosa.

La ecuación se aplica entre dos puntos que definen el volumen de control. En este caso el punto 1, se encuentra sobre el eje de la caño antes de ingresar al mismo. Mientras que el punto 2, se encuentra sobre el eje del caño a la salida del mismo.

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} + \Delta h_f + \sum \Delta h_l$$

Donde:

$z$ : altura topográfica en la dirección de la gravedad, desde una cota de referencia (en m).

$\frac{P}{\gamma}$ : altura de presión, correspondiente a la carga piezométrica (en m).

$\frac{U^2}{2 \cdot g}$ : altura cinética, correspondiente a la velocidad del flujo en ese punto (en m).

$\Delta h_f$ : pérdida de carga debido a la fricción en la tubería (en m).

$\sum \Delta h_l$ : sumatoria de las pérdidas de carga localizadas (en m).

Si además se tiene en cuenta la ecuación de continuidad, se puede expresar la velocidad en función del caudal como:

$$U = \frac{Q}{A}$$

Reemplazando la velocidad, y operando en la ecuación de Bernoulli. Se puede expresar el caudal como:

$$Q = \sqrt{\left(z_1 + \frac{P_1}{\gamma}\right) \cdot \frac{g \cdot \pi^2 \cdot D^4}{8 \cdot \left(1 + \frac{f \cdot L}{D} + \sum k_i\right)}}$$

Se debe verificar que el caudal erogado por los dos caños de 8" ( $Q_1$ ) junto al caudal erogado por el caño de 12" ( $Q_2$ ), es igual al caudal de diseño (300 l/s), como se expresa:

$$2 \cdot Q_1 + Q_2 = 0.3 \frac{m^3}{s}$$

Los cálculos y las verificaciones se encuentran en el Anexo F.2

## 7 Referencias

- Alvarado, Patricia, Susan Beck, George Zandt, Mario Araujo, y Enrique Triep. «Crustal deformation in the south-central Andes backarc terranes as viewed from regional broad-band seismic waveform modelling.» *Geophysical Journal International* (Oxford University Press) 163, nº 2 (2005): 580--598.
- Vector Colorado LLC. «Diseño de obras para el depósito de colas del valle del Río Túrbio, Informe Final Volumen 3.3.» 2006.
- Cornell, C. A. «Engineering Seismic Risk Analysis.» *Bull. Seismol. Soc. Am.* 58 (1968): 1583-1606.
- Petersen, M, y otros. *Preliminary seismic hazards model for South America*. U.S. Geological Survey, 2010.
- INPRES-CIRSOC 103. «Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes - Parte I: construcciones en general.» Buenos Aires, 2013.
- Ashford, S. A., y N. Sitar. «Simplified method for evaluating seismic stability of steep slopes.» *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 2002: 119-128.
- Nuñez, I, R Boroschek, D. Comte, y V Contreras. «Nuevo peligro sísmico para Chile.» *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015*. Santiago de Chile, 2015.
- ASCE/SEI. *ASCE 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE, 2010.
- Núñez Lazcano, Ignacio. *Nuevo peligro sísmico para Chile*. Santiago de Chile: Universidad de Chile, 2014.
- Instituto Nacional de Normalización. «NCh 433 - 1996.» 2008.
- Oldecop, Luciano, y Laura Perucca. «Aplicabilidad de métodos de evaluación de la amenaza sísmica para un proyecto minero (basada en datos neotectónicos, instrumentales e históricos), Andes Centrales, San Juan, Argentina.» *Boletín de la sociedad Geológica Mexicana* (Sociedad Geológica Mexicana) 64, nº 2 (2012): 215--228.
- Ellingwood, Bruce, James G MacGregor, Theodore V Galambos, y C Allin Cornell. «Probability based load criteria: load factors and load combinations.» *Journal of the Structural Division* 108, nº 5 (1982): 978-997.
- ACI 207.2r . *Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete*. 2008.
- CIRIA C660. *Early-age Thermal Crack Control*. 2007.
- ACI 201.2R. «Guía para la Durabilidad del Hormigón.» 2001.
- ACI 515.1R. «Guía para el uso de barreras protectoras.» 1985.
- CC0703. «CORPLAB (Ensayos Químicos).» 2013.
- PCA. «Effects of Substances on Concrete and Guide to Protective Treatments.» 2007.
- ACI 318. «Building Code Requirements for Structural Concrete.» 2008.

## **Apéndices**

## A. Detalle del Modelo hidrogeológico

Este trabajo utilizó el código de diferencias finitas Modflow, y, a través de la interfaz de usuario Visual Modflow (Versión 4.6.0).

La condición del modelo antes de la construcción del túnel fue calibrada a partir de los datos de niveles de agua medidos en seis piezómetros en febrero de 2007.

La condición transitoria del modelo numérico durante la construcción del túnel fue calibrada en base a los niveles medidos para el periodo diciembre de 2012 a marzo de 2013, y a las mediciones quincenales de caudal total de infiltración entre agosto de 2012 y noviembre de 2013.

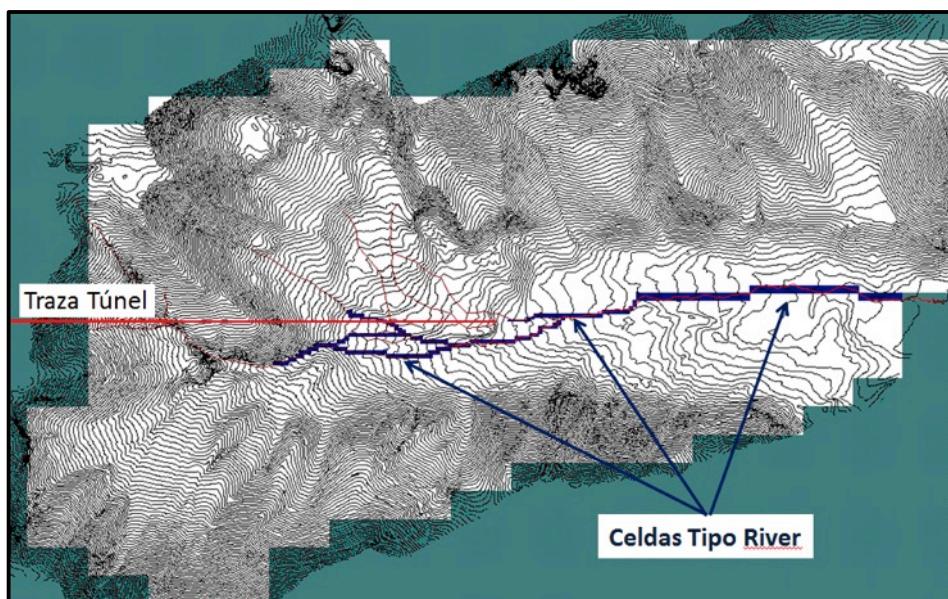
Con estas calibraciones se representó el flujo en el entorno del túnel obturado con los dos tapones.

### A.1 Supuestos y consideraciones de la simulación

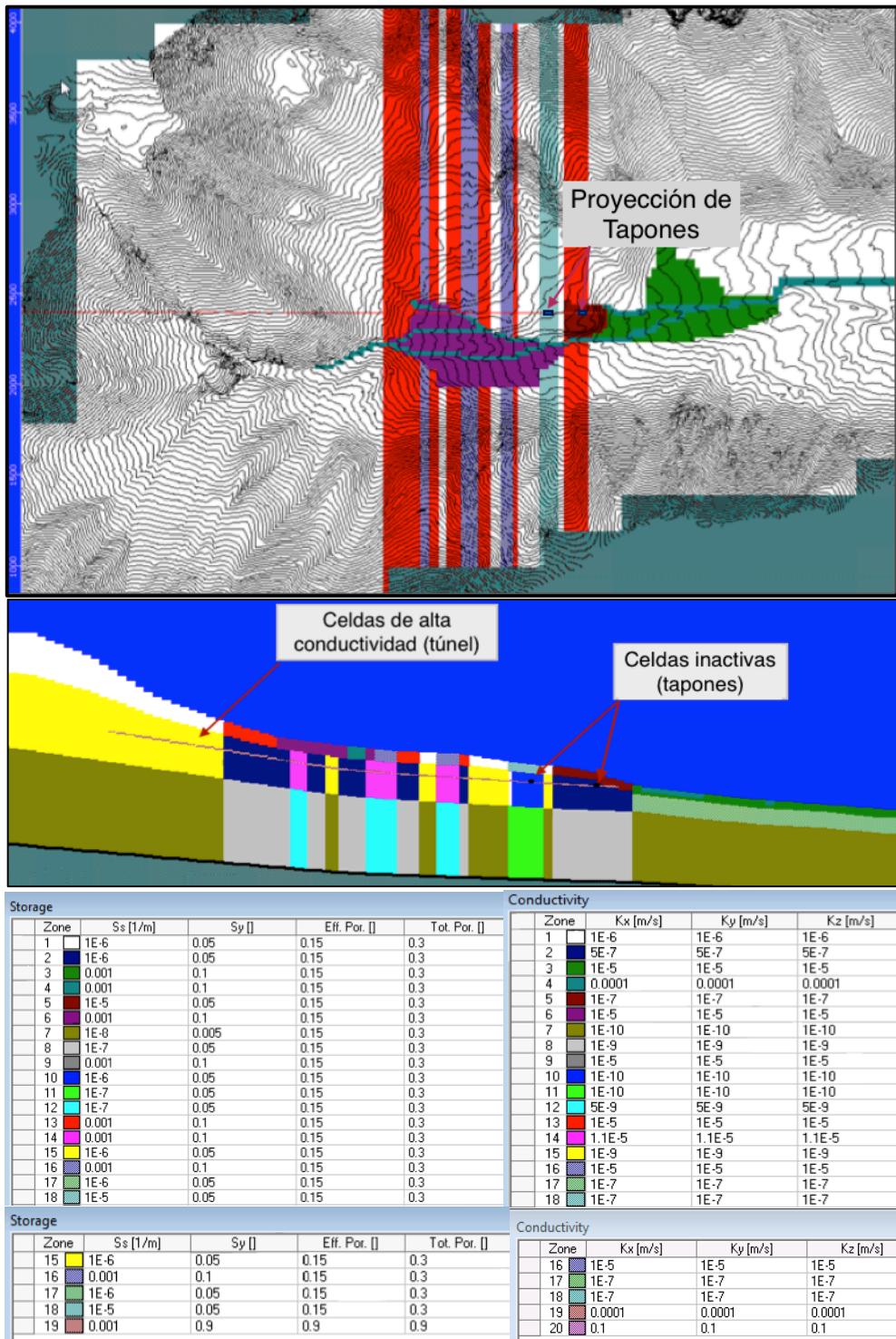
Las simulaciones consideraron los siguientes supuestos:

- La topografía del área es el límite superior del modelo, la superficie es libremente drenante;
- El túnel se modeló como una sección rectangular;
- Las condiciones de borde laterales y de fondo del dominio del modelo son de flujo nulo, esto es, la única fuente de recarga considerada es el aporte del arroyo Turbio y sus afluentes en la zona topográficamente más alta;
- El único sumidero es el propio arroyo Turbio en la zona topográficamente más baja;
- Las zonas de infiltración en el túnel han sido incorporadas como unidades con diferentes parámetros hidráulicos, para cada una de las unidades se han asumido condiciones isotrópicas  $k_x = k_y = k_z$ ;
- Los coeficientes de almacenamiento, necesarios para definir las propiedades hidráulicas de cada unidad, fueron asumidos en función de la experiencia para este tipo de unidades geotécnicas.

En la Figura 34 se muestran las líneas de recarga superficial. La Figura 35 muestra la distribución de zonas de conductividad en planta y en perfil longitudinal al túnel y los valores de permeabilidad calibrados.



**Figura 34. Representación de la recarga desde los cursos de agua superficiales mediante celdas tipo “River”.**



**Figura 35. Distribución de zonas de conductividad en planta y perfil. (K19 y K20 permeabilidades de la sección de túnel).**

## A.2 Simulaciones

Los escenarios de simulación fueron representados en el documento BEASA12210-2211-C-RP-0007. A estos se les agregó un nuevo escenario accidental, para el diseño del T#2, donde se simula la falla en el cierre hidráulico del T#1. A continuación se presentan los dos escenarios predictivos, simulados con el fin de relevar la posición del nivel freático y las presiones hidráulicas dentro del túnel:

### A.2.1 Simulación de túnel obturado

Se realiza una corrida con el túnel obturado por los dos tapones. El túnel es representado mediante celdas con una conductividad de  $10^9$  veces mayor que el macizo rocoso y los tapones se representan como celdas flujo nulo (inactivas).

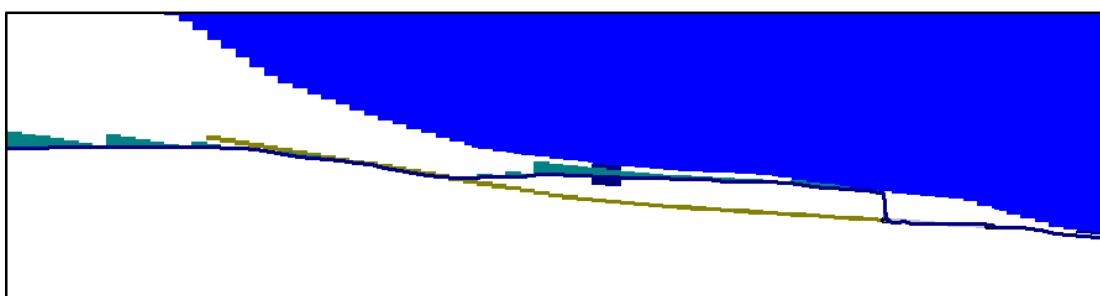
### A.2.2 Simulación de falla en el cierre hidráulico del T#1

La hipótesis para este análisis considera que ocurre una conexión hidráulica entre aguas arriba y aguas abajo del T#1, permitiendo el paso de un caudal de 5 l/s a través de este. Para esto, se activaron las celdas correspondientes al T#1 y les asignó una permeabilidad  $k = 10^{-5}$  m/s.

## A.3 Resultados del modelo numérico

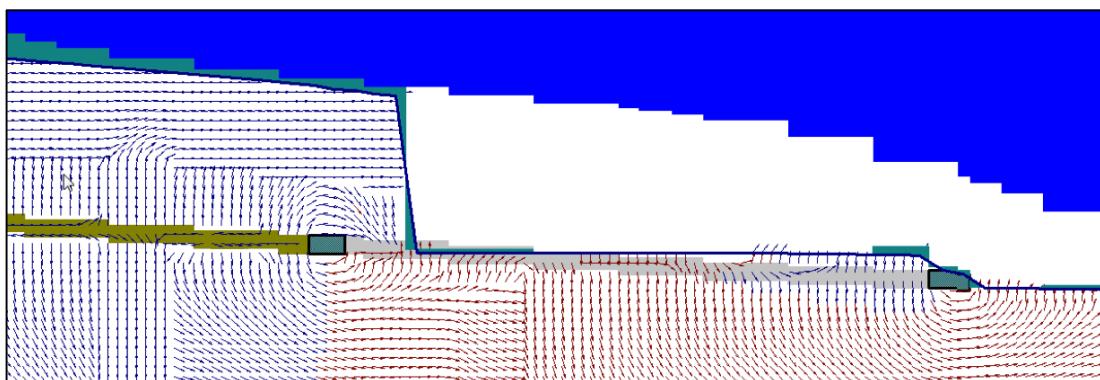
### A.3.1 Simulación con el túnel obturado

La Figura 36 representa la sección longitudinal del Túnel Marcelo con la posición del nivel freático obtenido una vez colocados ambos tapones. Este perfil freático es el que se utiliza como base para el cálculo de las áreas en el modelo analítico.



**Figura 36. Sección longitudinal nivel freático, luego de ejecutados los tapones.**

En la Figura 37 se muestra un corte con las líneas de flujo que se producen alrededor de los tapones 1 y 2. En la Figura 38 se muestra una planta, en la que se aprecia la asimetría impuesta por el aporte superficial del arroyo Turbio. Los efectos tridimensionales del flujo son representados según el color de los vectores tangenciales. Los vectores azules representan un flujo saliente al plano (ascendente en planta) y los rojos un flujo entrante (descendente en planta).



**Figura 37. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, corte.**

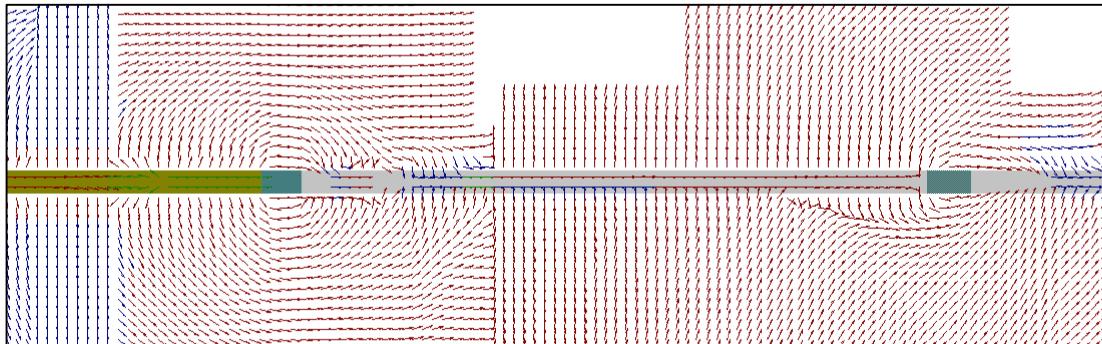


Figura 38. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, planta.

#### A.3.2 Presión hidrostática sobre T#1 y T#2

Se obtuvo que la altura de agua junto al T#1 resulta en +4193 msnm, lo que referido a la cota media modelada en ese sector (+4118msnm), equivale a una presión nominal de 75 m de altura de columna de agua sobre el frente. Mientras que la cota que se alcanza en el tramo de túnel aguas abajo es de +4115 msnm, lo que equivale a una presión nominal hidrostática sobre el T#2 de 9 mca (cota de referencia T#2: +4106 msnm).

En Figura 39 y Figura 40 se presentan las líneas equipotenciales y la caída de presión en cada uno de los tapones.

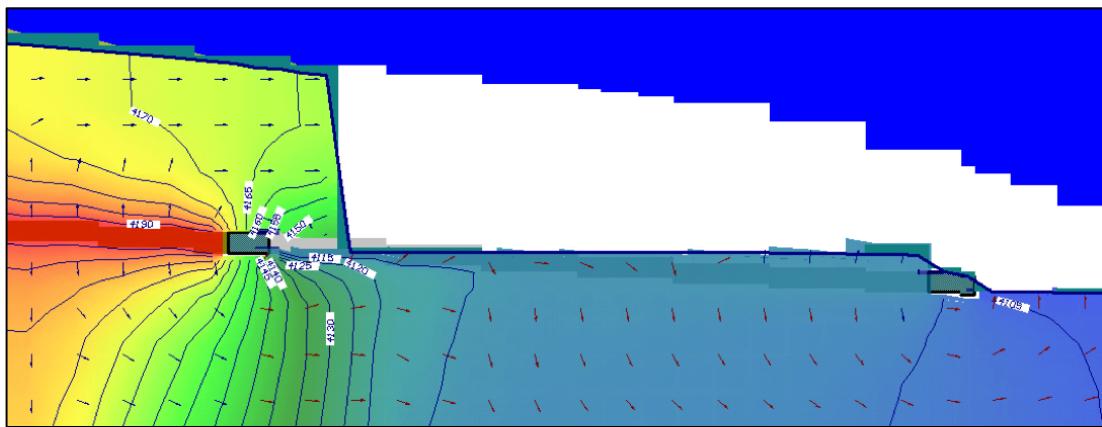


Figura 39. Caídas de presión hidrostática sobre el T#1 y T#2, corte.

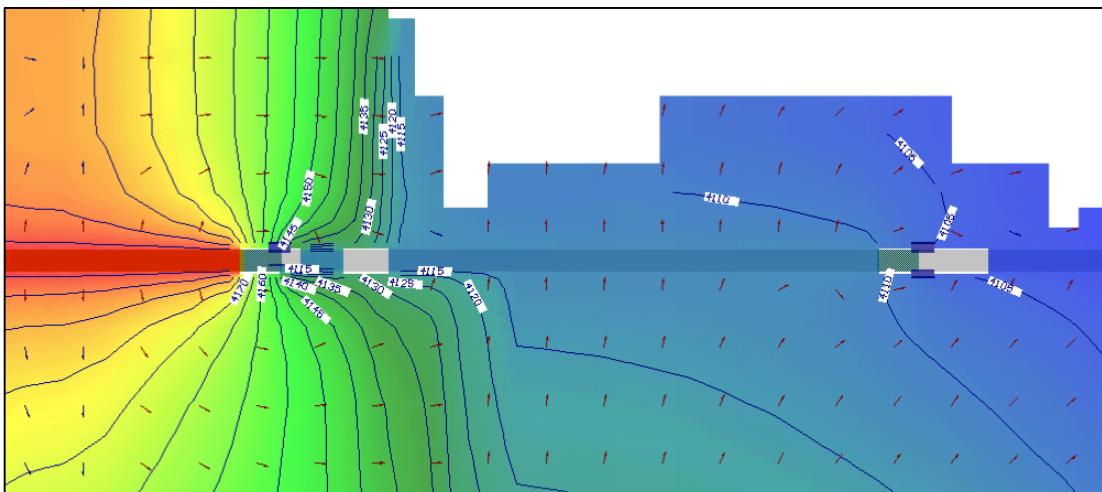


Figura 40. Caídas de presión hidrostática sobre el T#1 y T#2, planta.

### A.3.3 Simulación con falla en el cierre hidráulico en T#1

La Figura 41 representa la sección longitudinal del Túnel Marcelo con la posición del nivel freático para la hipótesis del escenario accidental.

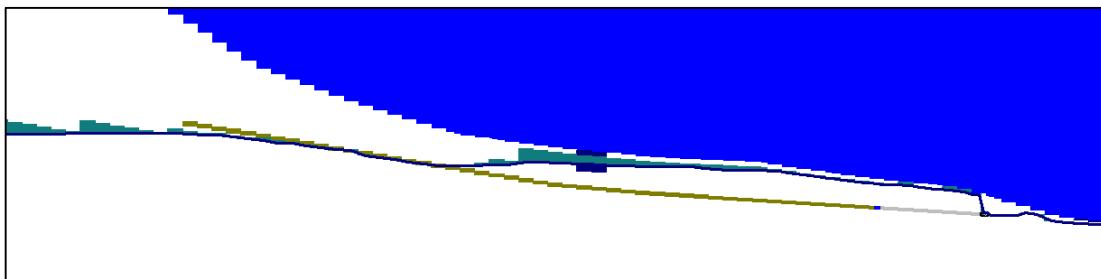


Figura 41. Sección longitudinal nivel freático para el escenario accidental.

En la Figura 42 y Figura 43 se muestran en corte y planta las líneas de flujo que se producen alrededor de los tapones 1 y 2.

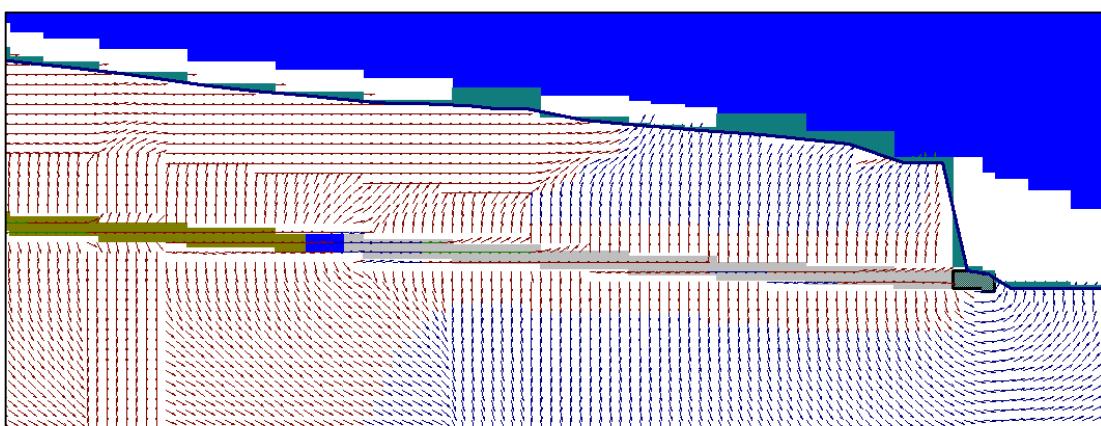


Figura 42. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, corte.

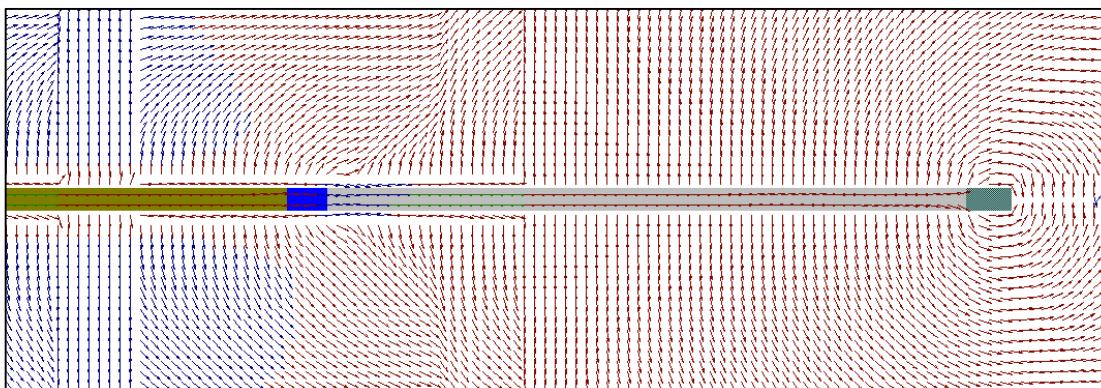


Figura 43. Líneas de flujo alrededor de los tapones T#1 y T#2, planta.

#### A.3.4 Presión hidrostática sobre T#2

Para este caso se obtuvo que la altura manométrica frente al T#2 alcanza los +4165 msnm. Por lo tanto, la presión media sobre el tapón, referida a los +4106 msnm, para este escenario resulta en 59 mca. En la Figura 44 y Figura 45 se presentan las líneas equipotenciales y la caída de presión en cada uno de los tapones.

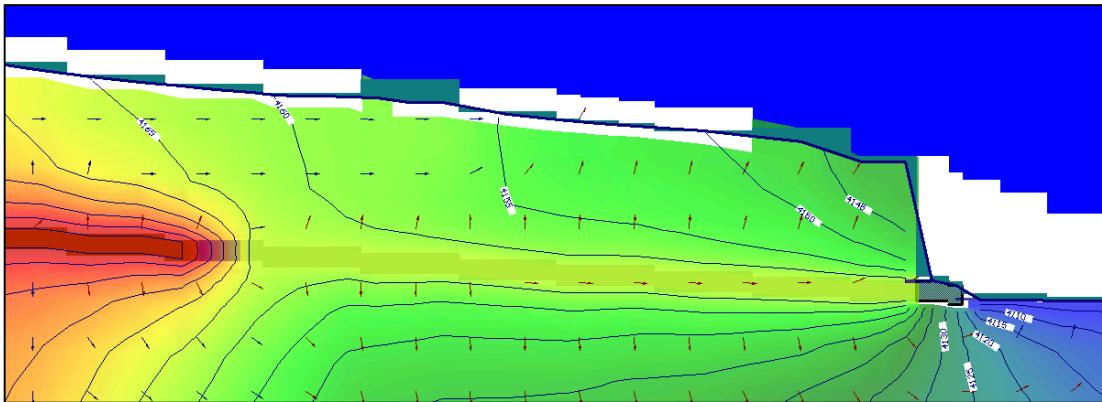


Figura 44. Caídas de presión hidrostática sobre el T#2, corte.

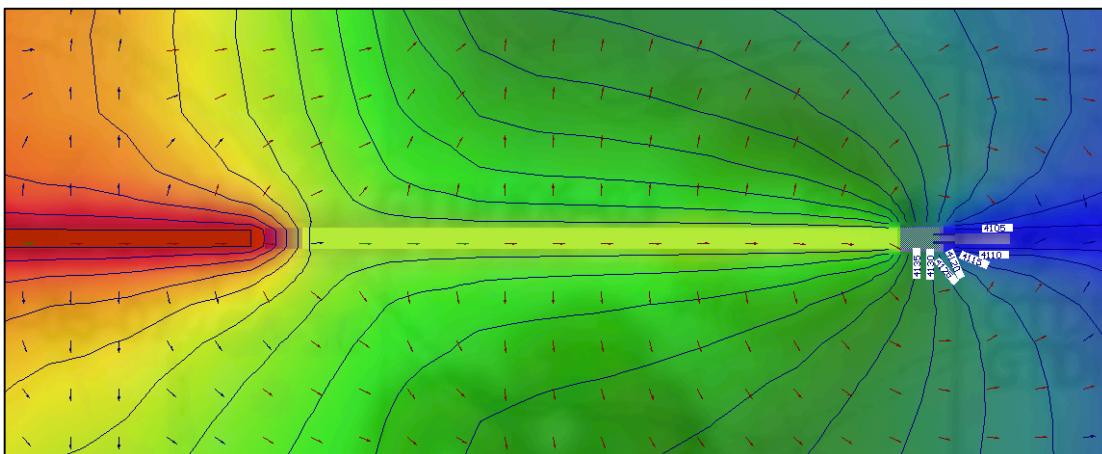


Figura 45. Caídas de presión hidrostática sobre el T#2, planta.

## B. Amenaza sísmica

### B.1 Resultados del análisis de amenaza

Los resultados del análisis de amenaza sísmica expresado mediante tasas de ocurrencia y excedencia del PGV y PGA pueden resumirse en las siguientes tablas.

**Tabla 15: Tasa de ocurrencia y excedencia de PGV**

$T_R [yr]$	$PGV \left[ \frac{cm}{s} \right]$	$\lambda_{PGV \geq pgv^*} \left[ \frac{1}{yr} \frac{s}{cm} \right]$	$\lambda_{PGV = pgv^*} \left[ \frac{1}{yr} \frac{s}{cm} \right]$
3.08E-02	9.81E-01	3.24E+01	2.01E+01
3.62E-02	1.25E+00	2.76E+01	1.61E+01
4.38E-02	1.58E+00	2.29E+01	1.25E+01
5.49E-02	2.01E+00	1.82E+01	9.36E+00
7.19E-02	2.56E+00	1.39E+01	6.66E+00
9.88E-02	3.25E+00	1.01E+01	4.48E+00
1.43E-01	4.13E+00	6.98E+00	2.83E+00
2.20E-01	5.24E+00	4.54E+00	1.67E+00
3.60E-01	6.66E+00	2.77E+00	9.13E-01
6.29E-01	8.46E+00	1.59E+00	4.63E-01
1.17E+00	1.07E+01	8.53E-01	2.17E-01
2.33E+00	1.37E+01	4.29E-01	9.42E-02
4.92E+00	1.73E+01	2.03E-01	3.80E-02
1.09E+01	2.20E+01	9.14E-02	1.43E-02
2.54E+01	2.80E+01	3.93E-02	5.05E-03
6.09E+01	3.56E+01	1.64E-02	1.70E-03
1.48E+02	4.52E+01	6.77E-03	5.57E-04
3.60E+02	5.74E+01	2.78E-03	1.80E-04
8.77E+02	7.29E+01	1.14E-03	5.83E-05
2.16E+03	9.27E+01	4.64E-04	1.90E-05
5.45E+03	1.18E+02	1.83E-04	6.17E-06
1.44E+04	1.50E+02	6.93E-05	1.94E-06
4.07E+04	1.90E+02	2.46E-05	5.79E-07
1.23E+05	2.41E+02	8.10E-06	1.61E-07
4.01E+05	3.07E+02	2.49E-06	4.11E-08
1.39E+06	3.90E+02	7.21E-07	9.77E-09
4.98E+06	4.95E+02	2.01E-07	2.18E-09
1.80E+07	6.29E+02	5.56E-08	4.71E-10
6.35E+07	7.99E+02	1.58E-08	1.02E-10
2.15E+08	1.02E+03	4.66E-09	2.30E-11

**Tabla 16: Tasa de ocurrencia y excedencia de PGA**

$T_R [yr]$	$PGA \left[ \frac{cm}{s^2} \right]$	$\lambda_{PGA \geq pga^*} \left[ \frac{1}{yr} \frac{s^2}{cm} \right]$	$\lambda_{PGA=pga^*} \left[ \frac{1}{yr} \frac{s^2}{cm} \right]$
1.91E-02	9.81E-01	5.23E+01	1.76E+01
2.11E-02	1.30E+00	4.74E+01	1.36E+01
2.35E-02	1.71E+00	4.25E+01	1.05E+01
2.67E-02	2.26E+00	3.75E+01	8.15E+00
3.10E-02	2.98E+00	3.23E+01	6.30E+00
3.70E-02	3.94E+00	2.71E+01	4.77E+00
4.56E-02	5.20E+00	2.19E+01	3.49E+00
5.87E-02	6.86E+00	1.70E+01	2.45E+00
7.90E-02	9.06E+00	1.27E+01	1.63E+00
1.12E-01	1.20E+01	8.91E+00	1.01E+00
1.69E-01	1.58E+01	5.93E+00	5.88E-01
2.68E-01	2.09E+01	3.73E+00	3.17E-01
4.50E-01	2.75E+01	2.22E+00	1.59E-01
7.97E-01	3.64E+01	1.25E+00	7.43E-02
1.49E+00	4.80E+01	6.72E-01	3.28E-02
2.93E+00	6.34E+01	3.41E-01	1.37E-02
6.15E+00	8.37E+01	1.63E-01	5.42E-03
1.39E+01	1.10E+02	7.20E-02	2.01E-03
3.41E+01	1.46E+02	2.93E-02	6.83E-04
9.21E+01	1.93E+02	1.09E-02	2.11E-04
2.74E+02	2.54E+02	3.65E-03	5.89E-05
8.97E+02	3.36E+02	1.11E-03	1.47E-05
3.22E+03	4.43E+02	3.10E-04	3.33E-06
1.26E+04	5.85E+02	7.96E-05	6.83E-07
5.20E+04	7.73E+02	1.92E-05	1.29E-07
2.21E+05	1.02E+03	4.53E-06	2.31E-08
9.29E+05	1.35E+03	1.08E-06	4.10E-09
3.85E+06	1.78E+03	2.60E-07	7.49E-10
1.63E+07	2.35E+03	6.13E-08	1.38E-10
7.43E+07	3.10E+03	1.35E-08	2.44E-11

## B.2 Aproximación de la curva de excedencia

De acuerdo a la metodología propuesta por (Cornell 1968), las tasas de ocurrencia o excedencia  $\lambda^*_{IM=im^*}$  y  $\lambda^*_{IM\geq im^*}$  puede ser aproximada en el espacio de variables logarítmicas mediante una recta de la forma:

$$\lambda^* \approx -(k-1) \ln(im^*) + \ln(k_0) + \ln(k) \approx k k_0 im^{*(k+1)} \quad (2)$$

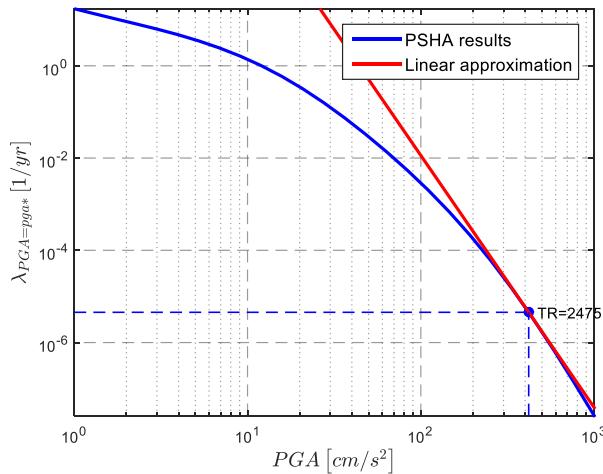
Los valores de  $k_0$  y  $k$  se seleccionan para que la recta en el espacio de variable logarítmicas sea tangente a la curva  $\lambda_{IM=im^*}(im^*)$  o  $\lambda_{IM\geq im^*}(im^*)$  en el valor de  $IM$  correspondiente a un período de retorno  $Tr$  deseado. Por ende, para distintos períodos de retorno, los valores de  $k_0$  y  $k$  varían. Los valores obtenidos de los parámetros  $k_0$  y  $k$  se pueden apreciar en la Tabla 17. A continuación se pueden apreciar las curvas en el espacio logarítmico y las rectas tangentes correspondientes. Dado que no se posee toda la curva de la tasa de excedencia y ocurrencia del IM, sino que ciertos puntos de la misma, para la obtención de  $k_0$  y  $k$  se emplea una interpolación de los mismos a fin de hallar  $\lambda(IM(Tr))$  y  $\lambda'(IM(Tr))$  para el  $Tr$  deseado.

**Tabla 17: Parámetros de las curvas de ajuste para PGA**

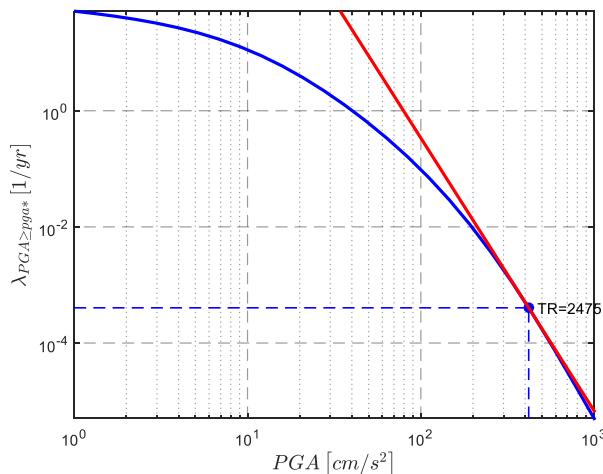
TR [yr]	$\lambda_{PGA=pga^*}$		$\lambda_{PGA\geq pga^*}$	
	$k$	$k_0$	$k$	$k_0$
100	3.437	8.426 E5	2.773	1.634 E6
475	3.972	1.364 E7	3.263	2.027 E7
2,475	4.463	2.155 E8	3.698	2.285 E8

**Tabla 18: Parámetros de las curvas de ajuste para PGV**

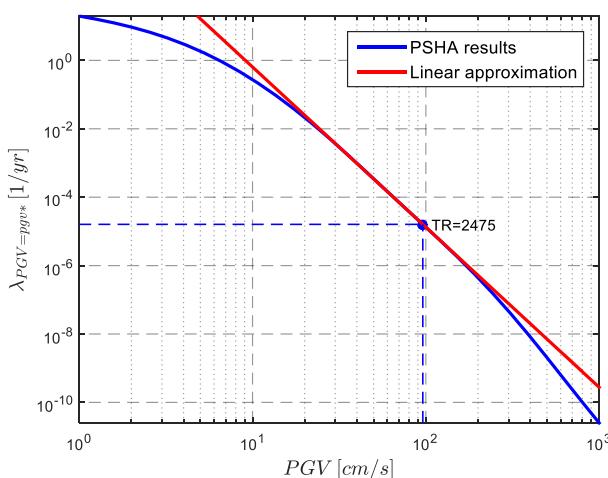
TR [yr]	$\lambda_{PGV=pgv^*}$		$\lambda_{PGV\geq pgv^*}$	
	$k$	$k_0$	$k$	$k_0$
100	3.679	8409	2.709	3477
475	3.711	9377	2.716	3518
2,475	3.683	8387	2.821	5395



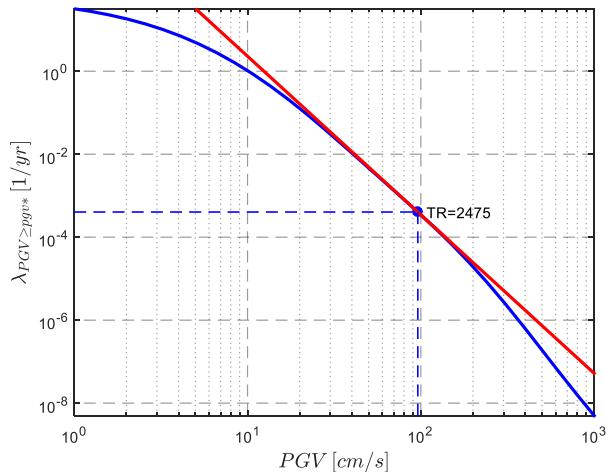
**Figura 1. Ajuste para TR=2475 yr de  $\lambda_{PGA=pgae^*}$  en el espacio de variables log-log.**



**Figura 2. Ajuste para TR=2475 yr de  $\lambda_{PGA \geq pgae^*}$  en el espacio de variables log-log.**



**Figura 3. Ajuste para TR=2475 yr de  $\lambda_{PGV=pgv^*}$  en el espacio de variables log-log.**



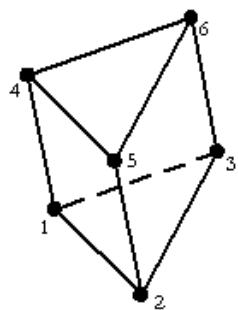
**Figura 4. Ajuste para TR=2475 yr de  $\lambda_{PGV \geq pgv^*}$  en el espacio de variables log-log.**

## C. Modelo FEM para Análisis de Solicitaciones

### C.1 Definición de modelo

Se realiza un modelo de elementos finitos 3D con el programa LUSAS V15.1. El volumen de hormigón se modela como un prisma tronco piramidal, según con las dimensiones utilizadas en el modelo analítico, equivalentes a las del T#1, se utiliza para su mallado elementos prismáticos de sección triangular (5 caras) según se muestran en la Figura 29 y Figura 5.

PN6



**Figura 5. Elemento constitutivo de malla volumétrica.**

Las características del material (hormigón simple) se representan a través de los siguientes parámetros:

**Tabla 19: Parámetros de tapón modelado.**

Módulo de Young	Módulo de Poisson	Densidad
16 GPa	0,16	24 kN/m <sup>3</sup>

La interacción con la roca se logra a través de una interfaz modelada con elementos del tipo joints en sus cuatro caras perimetrales. La rigidez normal de los resortes que representan el macizo se obtiene de la relación entre el estado tensional y las

deformaciones en el entorno al túnel luego de la excavación de este. Para tal fin, se utiliza la solución de Kirsch para túneles en roca.

$$\sigma_u = \frac{P}{2} \left[ (1+k) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left( 1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] \quad (2)$$

$$U = \frac{P}{Er} \left[ \frac{1-\mu^2}{2} \left[ (1+k) \left( r - \frac{a^2}{r} \right) - (1-k) \left( r - 4 \frac{a^4}{r^3} + 4 \frac{a^2}{r} \right) \cos(2\theta) \right] \dots \right. \\ \left. - \frac{\mu(1-\mu^2)}{2} \left[ (1+k) \left( r - \frac{a^2}{r} \right) - (1-k) \left( r - \frac{a^2}{r^3} \right) \cos(2\theta) \right] \right] \quad (2)$$

$$K_r = \frac{\int_a^{e-a} \sigma_u \cdot dr}{\int_a^{e-a} U \cdot dr} \quad (2)$$

Finalmente, la rigidez normal de la roca se obtiene de siguiente ecuación:

$$K_r = \frac{4(e-1)^2 \sqrt{2\pi} Er}{e(\mu r^2 - 1)(e^2(\mu r^2 + \mu r - 2) - 3\mu r(\mu r + 1) - 2)\sqrt{\alpha \beta L^2}} = 570 \frac{kN}{m^3} \quad (2)$$

Siendo:  $\sigma_r$ : tensión en la dirección radial, U: deformación en la dirección radial, a: radio interno del túnel

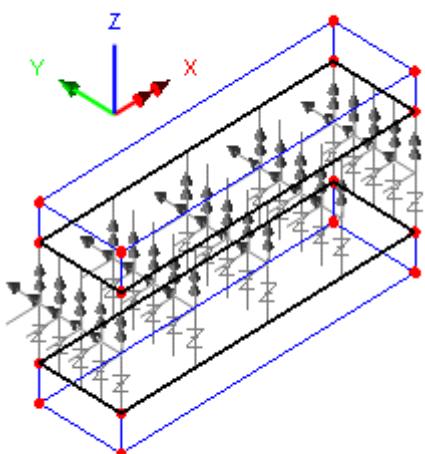
La rigidez de las interfaz modelada simula un comportamiento friccional relacionando las respuesta horizontal (paralela al plano) con las tensiones de contacto de los mismos:

$$R_x = k_x \cdot \varepsilon_x \quad (2)$$

$$R_y \leq \mu R_x \quad R_z \leq \mu R_x \quad (2)$$

Siendo R: reacción en el vínculo, k: constante de rigidez de la interfaz,  $\varepsilon$ : deformación i: sentido (X, normal; Y,Z, direcciones paralelas a la superficie)

El modelo constitutivo de la interfaz puede verse con mayor detalle en la Figura 6 y Figura 7.



**Figura 6. Malla de interfaz entre superficies**

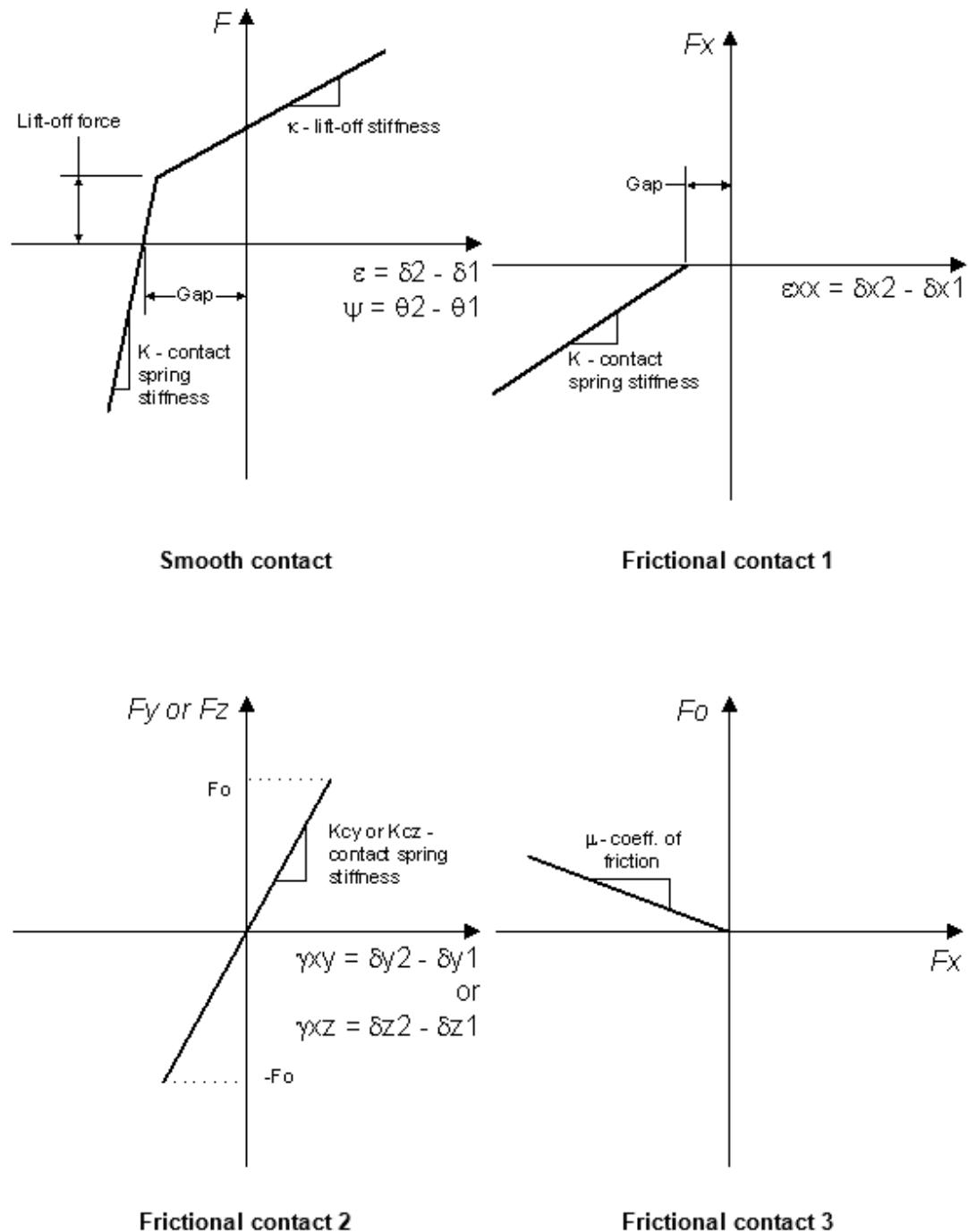


Figura 7. Caracterización de material de interfaz.

## D. Análisis de confiabilidad

### D.1 Determinación de la resistencia en el hormigón

Cuando no se disponen de datos de producción, la relación entre la resistencia nominal  $f'_c$  y la resistencia media a compresión  $f'_{cr}$  de las probetas está dada por la siguiente ecuación (ACI 318 2008):

$$f'_{cr} = \begin{cases} f'_c + 1000 \text{ psi} & f'_c \leq 3000 \text{ psi} \\ f'_c + 1200 \text{ psi} & 3000 \text{ psi} < f'_c \leq 5000 \text{ psi} \\ 1.1 f'_c + 700 \text{ psi} & 5000 \text{ psi} < f'_c \end{cases} \quad (2)$$

A su vez, la resistencia media a compresión  $f'_{cr}$  asume que se verifican los siguientes criterios respecto a su desvío estándar  $s_s$ :

- La probabilidad de que el promedio de resistencia de tres probetas sucesivas sea menor a  $f'_c$  debe ser a lo sumo 1%;
- La probabilidad de que la resistencia de una probeta sea menor a  $f'_c - 500 \text{ psi}$  debe ser a lo sumo de 1%; y
- La probabilidad de que la resistencia de una probeta sea menor a  $0.9 f'_c$  debe ser a los sumo de 1%.

Estos criterios equivalen a las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{cr} \leq \frac{3f'_c - 3f'_{cr}}{\sqrt{3} \Phi^{-1}(0.01)} \quad (2)$$

$$\sigma_{cr} \leq \frac{f'_c - 500 \text{ psi} - f'_{cr}}{\Phi^{-1}(0.01)} \quad (2)$$

$$\sigma_{cr} \leq \frac{0.9 f'_c - f'_{cr}}{\Phi^{-1}(0.01)} \quad (2)$$

De donde se despeja el desvío estándar. Las especificaciones de aceptación de pastones del reglamento aseguran que se verifiquen estos criterios.

## D.2 Distribuciones de probabilidad empleadas en la simulación

En la Tabla 20 se pueden apreciar las distribuciones de probabilidad, con sus correspondientes parámetros, según fueron asignados a las variables aleatorias empleadas en la simulación.

**Tabla 20: Valores de las variables empleadas en el modelo.**

VAR	Descripción	Distribución	Parámetros Tapón T#1	Parámetros Tapón T#2
$b_0$	Ancho mayor de la sección	Normal	$\mu = 9\text{ m}$ $\sigma = 0.22\text{ m}$	$\mu = 9\text{ m}$ $\sigma = 0.22\text{ m}$
$h_0$	Altura mayor de la sección	Normal	$\mu = 7\text{ m}$ $\sigma = 0.17\text{ m}$	$\mu = 7\text{ m}$ $\sigma = 0.17\text{ m}$
$\psi_b$	Ángulo de indentación horizontal	Normal	$\mu = 5.71^\circ$ $\sigma = 0.28^\circ$	$\mu = 7.12^\circ$ $\sigma = 0.35^\circ$
$\psi_h$	Ángulo de indentación vertical	Normal	$\mu = 5.71^\circ$ $\sigma = 0.28^\circ$	$\mu = 7.12^\circ$ $\sigma = 0.35^\circ$
$f_c$	Resistencia última a compresión del hormigón	Normal	$\mu = 38.3\text{ MPa}$ $\sigma = 4.8\text{ MPa}$	$\mu = 38.3\text{ MPa}$ $\sigma = 4.8\text{ MPa}$
$\tau_c$	Resistencia última a corte del hormigón	Normal	$\mu = 0.955\text{ MPa}$ $\sigma = 0.181\text{ MPa}$	$\mu = 0.955\text{ MPa}$ $\sigma = 0.181\text{ MPa}$
$\nu_c$	Coeficiente de Poisson del hormigón	Normal	$\mu = 0.285$ $\sigma = 0.0075$	$\mu = 0.305$ $\sigma = 0.00275$
$\phi_R$	Ángulo de fricción interna de la roca	Triangular simétrica	$A = 39.4^\circ$ $B = 50^\circ$	$A = 39.4^\circ$ $B = 50^\circ$
$\nu_R$	Coeficiente de Poisson de la roca	Normal	$\mu = 0.28$ $\sigma = 0.0028$	$\mu = 0.28$ $\sigma = 0.0028$
$E_R$	Módulo de elasticidad de la roca	Normal	$\mu = 6000\text{ MPa}$ $\sigma = 1000\text{ MPa}$	$\mu = 5500\text{ MPa}$ $\sigma = 1250\text{ MPa}$
$\gamma_R$	Peso específico de la roca	Normal	$\mu = 25\text{ kN/m}^3$ $\sigma = 1\text{ kN/m}^3$	$\mu = 25\text{ kN/m}^3$ $\sigma = 1\text{ kN/m}^3$
$C_R$	Altura de la tapada de roca sobre el tapón	Normal	$\mu = 46\text{ m}$ $\sigma = 2\text{ m}$	$\mu = 35\text{ m}$ $\sigma = 2\text{ m}$
$\theta$	Ángulo de la pendiente del terreno sobre el tapón	Normal	$\mu = 5^\circ$ $\sigma = 1^\circ$	$\mu = 5^\circ$ $\sigma = 1^\circ$
$im$	Gradiente hidráulico	Normal	$\mu = 6$ $\sigma = 0.5$	$\mu = 5$ $\sigma = 0.5$

**Tabla 21: Altura piezométrica estática considerada en la simulación.**

Estado de carga	Tapón T#1		Tapón T#2	
	Distribución	Parámetros	Distribución	Parámetros
Estático	Normal	$\mu = 80 \text{ m}$ $\sigma = 5 \text{ m}$	Normal	$\mu = 60 \text{ m}$ $\sigma = 5 \text{ m}$
Sísmico	Normal	$\mu = 80 \text{ m}$ $\sigma = 5 \text{ m}$	Normal	$\mu = 10 \text{ m}$ $\sigma = 1 \text{ m}$

## D.3 Resultados desagregados por mecanismo de falla

### D.3.1 Tapón T#1

**Falla en las bielas comprimidas de hormigón  $\sigma_x$ .** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla por compresión en el hormigón del T#1 se pueden apreciar en las siguientes tablas.

**Tabla 22: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\sigma_x$  en T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	$<10^{-2} \text{ %}$	150	>3.7	$<10^{-2} \text{ %}$	150	>3.7
Sísmico	$<10^{-2} \text{ %}$	54	>3.7	$<10^{-2} \text{ %}$	54	>3.7
Total	$<10^{-2} \text{ %}$	54	>3.7	$<10^{-2} \text{ %}$	54	>3.7

**Tabla 23: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\sigma_y$  en T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	$<10^{-2} \text{ %}$	92	>3.7	$<10^{-2} \text{ %}$	92	>3.7
Sísmico	$<10^{-2} \text{ %}$	33	>3.7	$<10^{-2} \text{ %}$	33	>3.7
Total	$<10^{-2} \text{ %}$	33	>3.7	$<10^{-2} \text{ %}$	33	>3.7

**Falla por corte en el hormigón:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla por corte en el hormigón del T#1 se pueden apreciar en las siguientes tablas.

**Tabla 24: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_x$  en T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	8.3	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	8.3	>3.7
Sísmico	0.04 %	3.0	3.69	0.04 %	3.0	3.69
Total	0.04 %	3.0	3.69	0.04 %	3.0	3.69

**Tabla 25: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_y$  en T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	5.12	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	5.12	>3.7
Sísmico	1.8 %	1.90	2.17	4.8 %	1.90	1.69
Total	1.8 %	1.90	2.17	4.8 %	1.90	1.69

**Falla en la interfaz entre el tapón y la roca:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla en la interfaz del T#1 se pueden apreciar en las siguientes tablas.

**Tabla 26: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_b$  en T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	4.83	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	4.83	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	1.88	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.88	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	1.88	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.88	>3.7

**Tabla 27: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_h$  en T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	3.04	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	3.04	>3.7
Sísmico	3.4%	1.20	1.82	3.4%	1.20	1.82
Total	3.4%	1.20	1.82	3.4%	1.20	1.82

**Falla por corte en la roca en el interior del macizo:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla por corte en la roca del T#1 se pueden apreciar en la siguiente tabla.

**Tabla 28: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por corte en la roca T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	7.02	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	7.02	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	2.77	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	2.77	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	2.77	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	2.77	>3.7

**Falla por lavado de discontinuidades:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla el lavado de discontinuidades del T#1 se pueden apreciar en la siguiente tabla.

**Tabla 29: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por lavado de discontinuidades del T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	1.72	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.72	>3.7

**Falla por fractura hidráulica:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla el fractura hidráulica del T#1 se pueden apreciar en la siguiente tabla.

**Tabla 30: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por fractura hidráulica para T#1.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	1.45	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.45	>3.7

### D.3.2 Tapón T#2

**Falla en las bielas comprimidas de hormigón  $\sigma_x$ :** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla por compresión en el hormigón del T#2 se pueden apreciar en las siguientes tablas.

**Tabla 31: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\sigma_x$  en T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	200	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	200	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	80	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	80	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	80	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	80	>3.7

**Tabla 32: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\sigma_y$  en T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	123	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	123	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	49	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	49	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	49	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	49	>3.7

**Falla por corte en el hormigón:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla por corte en el hormigón del T#2 se pueden apreciar en las siguientes tablas.

**Tabla 33: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_x$  en T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	11.0	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	11.0	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	4.4	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	4.4	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	4.4	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	4.4	>3.7

**Tabla 34: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_y$  en T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	6.82	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	6.82	>3.7
Sísmico	0.015%	2.76	3.62	0.02%	2.76	3.62
Total	0.015%	2.76	3.62	0.02%	2.76	3.62

**Falla en la interfaz entre el tapón y la roca:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla en la interfaz del T#2 se pueden apreciar en las siguientes tablas.

**Tabla 35: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_b$  en T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	4.24	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	4.24	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	1.77	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.77	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	1.77	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.77	>3.7

**Tabla 36: Resultados del análisis de confiabilidad para  $\tau_h$  en T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	2.67	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	2.66	>3.7
Sísmico	4.1%	1.14	1.73	4.2%	1.14	1.72
Total	4.1%	1.14	1.73	4.2%	1.14	1.72

**Falla por corte en la roca en el interior del macizo:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla por corte en la roca del T#2 se pueden apreciar en la siguiente tabla.

**Tabla 37: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por corte en la roca T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	6.2	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	6.2	>3.7
Sísmico	<10 <sup>-2</sup> %	2.6	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	2.6	>3.7
Total	<10 <sup>-2</sup> %	2.6	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	2.6	>3.7

**Falla por lavado de discontinuidades:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla el lavado de discontinuidades del T#2 se pueden apreciar en la siguiente tabla.

**Tabla 38: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por lavado de discontinuidades del T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	0.01%	1.48	3.7	0.015%	1.48	3.6

**Falla por fractura hidráulica:** Los resultados del análisis de confiabilidad para la falla el fractura hidráulica del T#2 se pueden apreciar en la siguiente tabla.

**Tabla 39: Resultados del análisis de confiabilidad para falla por fractura hidráulica para T#2.**

Condición	Valores medios			Nivel de confianza 95 %		
	Pf	FS	$\beta$	Pf	FS	$\beta$
Estático	<10 <sup>-2</sup> %	1.91	>3.7	<10 <sup>-2</sup> %	1.91	>3.7

## D.4 Curvas de capacidad y demanda obtenidas

A continuación se puede apreciar las curvas de capacidad y demanda para los distintos mecanismos de falla evaluados en el caso estático del T#1 correspondientes al caso estático.

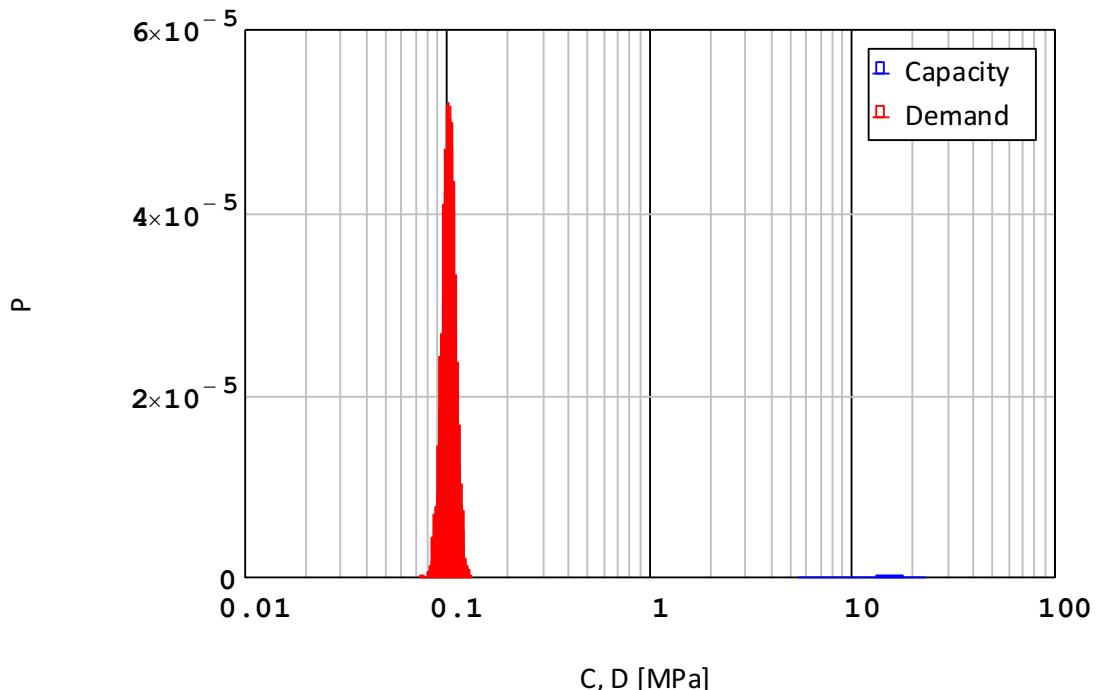


Figura 46: Curvas de capacidad y demanda para la compresión en el hormigón  $\sigma_x$ .

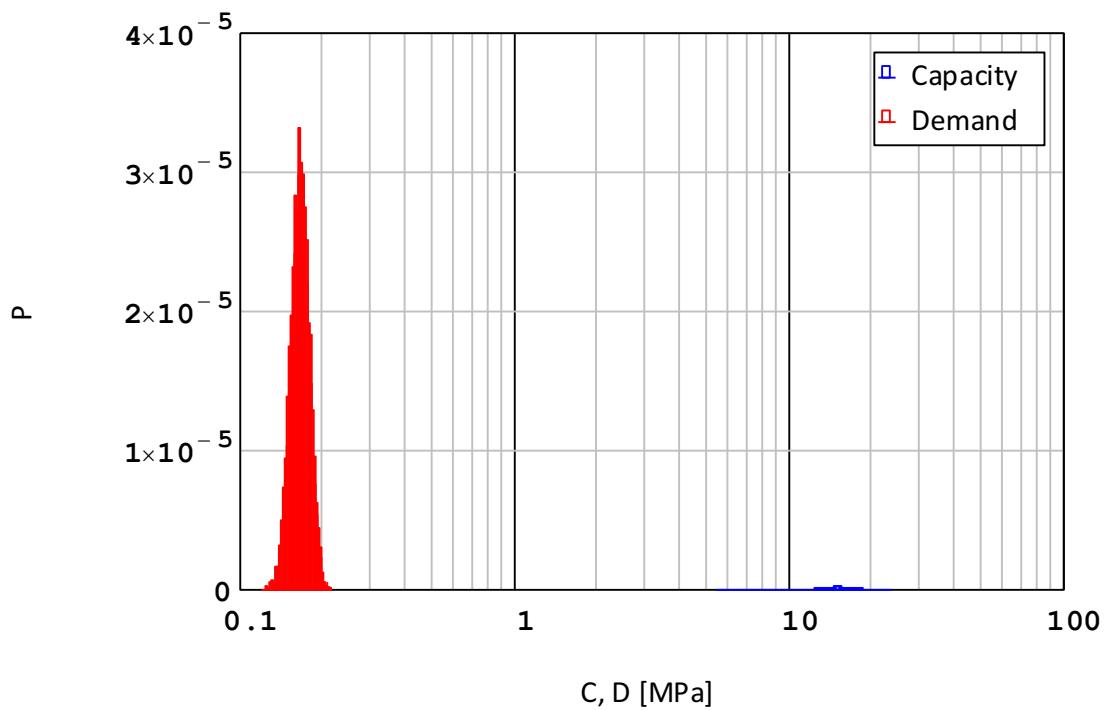


Figura 47: Curvas de capacidad y demanda para la compresión en el hormigón  $\sigma_y$ .

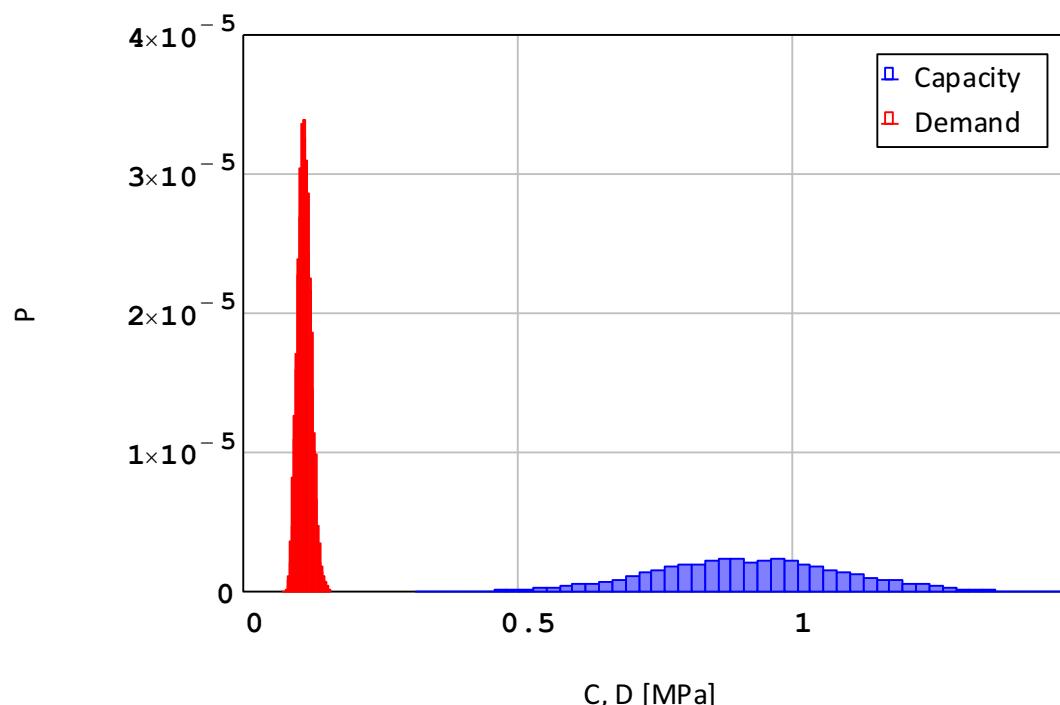


Figura 48: Curvas de capacidad y demanda para el corte en el hormigón  $\tau_x$ .

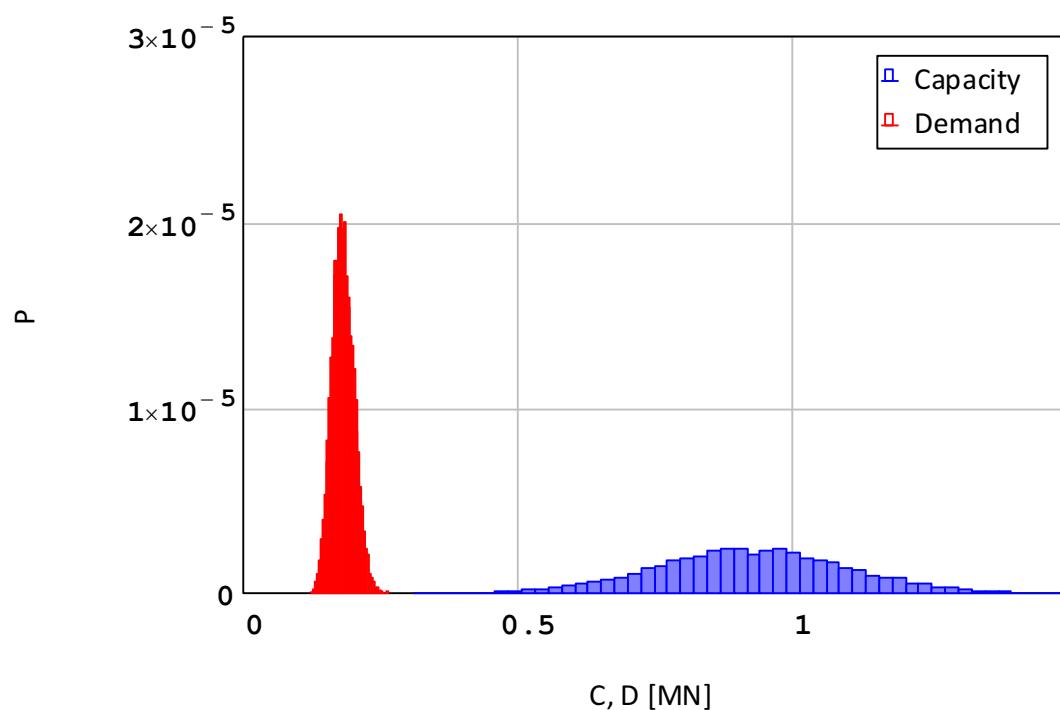
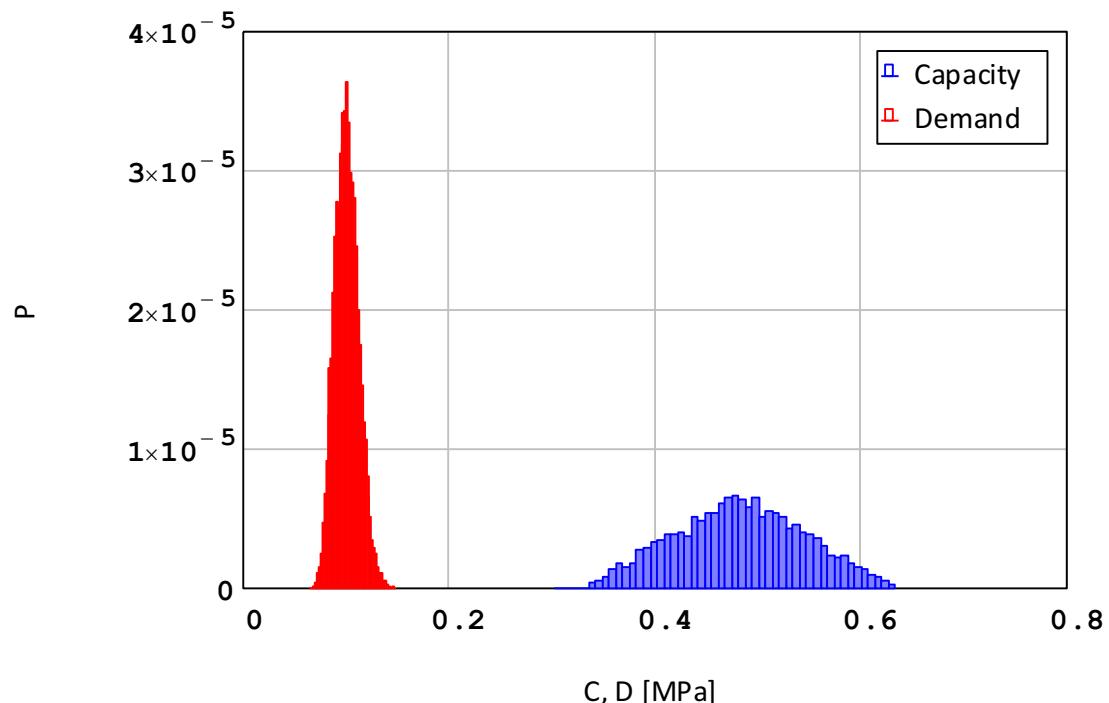
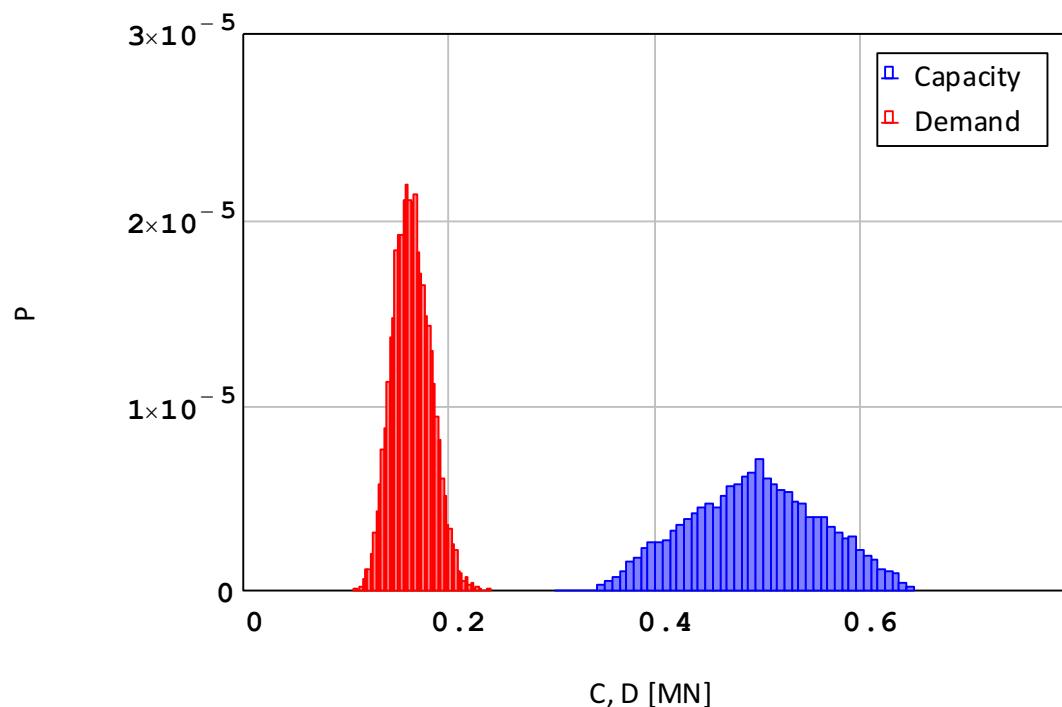


Figura 49: Curvas de capacidad y demanda para el corte en el hormigón  $\tau_y$ .



**Figura 50: Curvas de capacidad y demanda para la interfaz entre el tapón y el macizo para las caras verticales.**



**Figura 51: Curvas de capacidad y demanda para la interfaz entre el tapón y el macizo para las caras horizontales.**

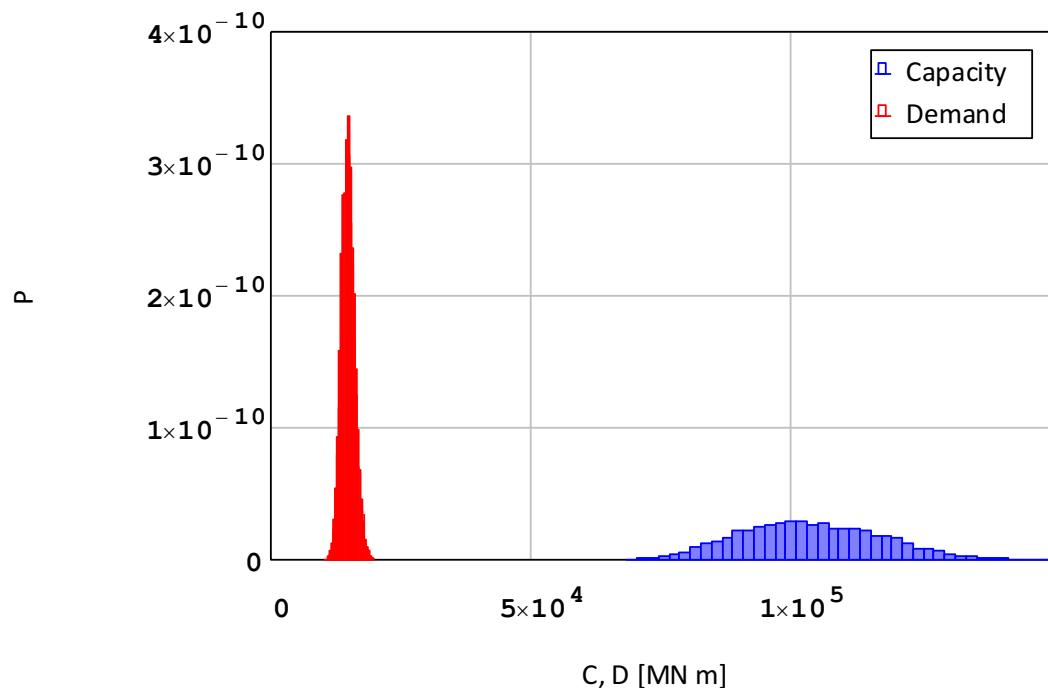


Figura 52: Curvas de capacidad y demanda para la falla del macizo.

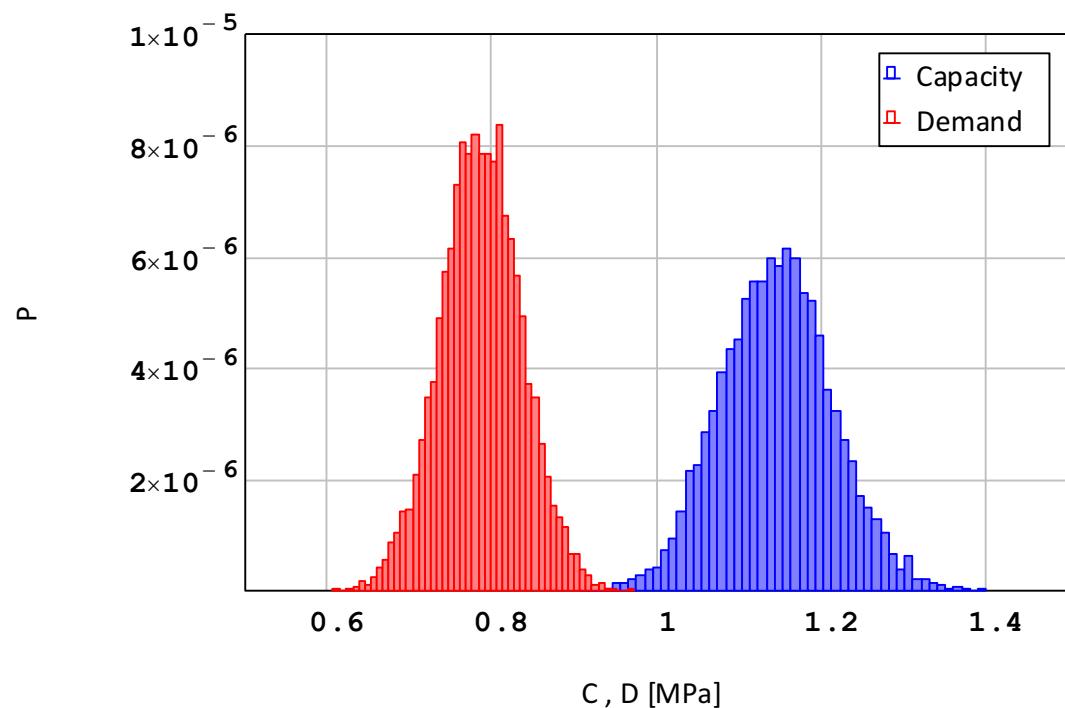
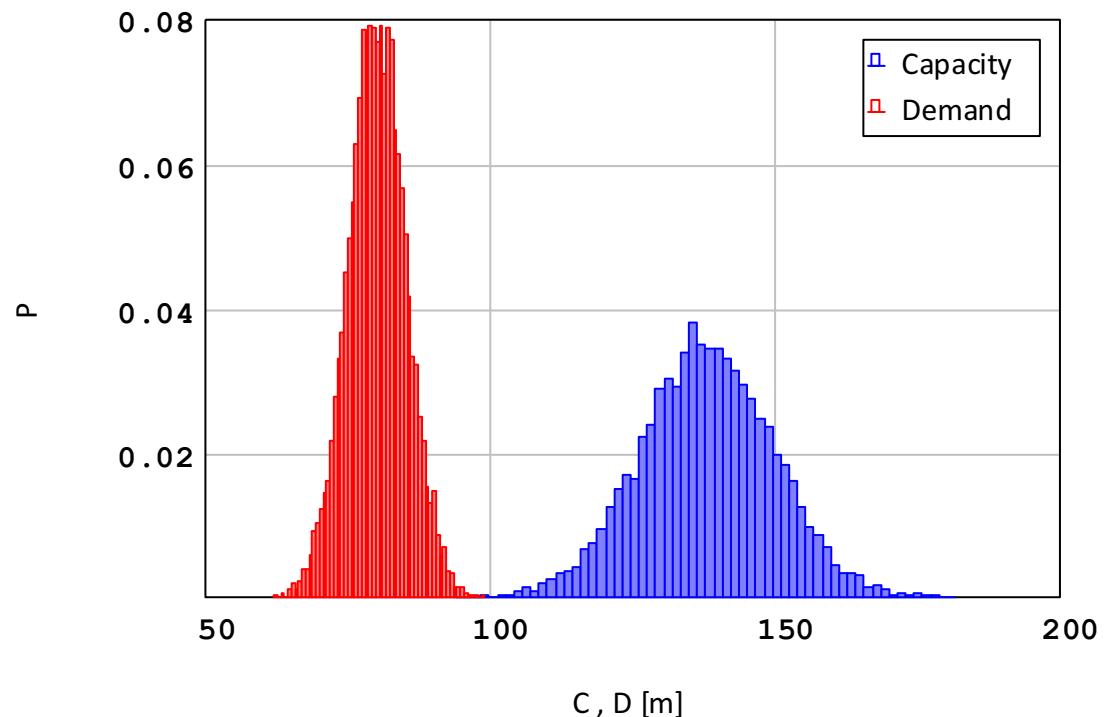


Figura 53: Curvas de capacidad y demanda para la fractura hidráulica.



**Figura 54: Curvas de capacidad y demanda para el lavado de discontinuidades.**

## E. Cálculo de gradiente térmico por hidratación del cemento

### E.1 Calculo de coeficientes de coeficientes de restricción

#### CALCULO DE COEFICIENTE DE RESTRICCIÓN PARA $t=3d$

COEFICIENTE DE RELAJACION  $K_C := 0.65$   
DE TENSIONES

MODULO DE ELASTICIDAD  $E_C(3d) = 18 \cdot \text{GPa}$   
DEL HORMIGON

MODULO DE ELASTICIDAD  $E_f := 6 \cdot \text{GPa}$   
DEL MACIZO

$$\text{FACTOR DE RESTRICCIÓN} \\ \text{DE FUNDACION} \quad K_f := \frac{1}{1 + \frac{E_C(3d)}{2.5 \cdot E_f}} = 0.45$$

#### CALCULO DE COEFICIENTE DE RESTRICCIÓN PARA $t=28d$

COEFICIENTE DE RELAJACION  $K_C := 0.65$   
DE TENSIONES

MODULO DE ELASTICIDAD  $E_C(28d) = 31 \cdot \text{GPa}$   
DEL HORMIGON

MODULO DE ELASTICIDAD  $E_f := 6 \cdot \text{GPa}$   
DEL MACIZO

$$\text{FACTOR DE RESTRICCIÓN} \\ \text{DE FUNDACION} \quad K_f := \frac{1}{1 + \frac{E_C(28d)}{2.5 \cdot E_f}} = 0.33$$

### E.2 Calculo de gradiente térmico máximo por hidratación del cemento

#### ESTIMACION DE CALOR DE HIDRATACION (ACI 207.2R.11)

$$\text{PROPORCIÓN DE CEMENTO EN PESO} \\ (\text{PONDERANDO CALOR DE HIDRATACION} \\ \text{PUZOLANA AL 50\%}) \quad C_0 := \frac{\text{CUC} + \%P_0 \cdot 50\%}{\gamma_0} = 0.134$$

$$\text{GENERACION DE CALOR DEBIDA A} \\ \text{HIDRATACION DEL CEMENTO A 7 DIAS} \quad H_{07} := 74 \frac{\text{kcal}}{\text{kg}}$$

$$\text{GENERACION DE TEMPERATURA} \\ \text{A 7 DIAS} \quad t_{07} := \frac{C_0 \cdot H_{07}}{c_h} = 45 \cdot {}^\circ\text{C}$$

$$\text{GENERACION DE CALOR DEBIDA A} \\ \text{HIDRATACION DEL CEMENTO A 28 DIAS} \quad H_{28} := 82 \frac{\text{kcal}}{\text{kg}}$$

$$\text{GENERACION DE TEMPERATURA} \\ \text{A 28 DIAS} \quad t_{028} := \frac{C_0 \cdot H_{28}}{c_h} = 50 \cdot {}^\circ\text{C}$$

$$\text{CONDUCTIVIDAD} \quad K_0 := 50 \frac{\text{kcal}}{\text{m} \cdot \text{d} \cdot {}^\circ\text{C}}$$

$$\text{DIFUSIVIDAD} \quad h_2 := \frac{K_0}{\gamma_0 \cdot c_h} = 0.097 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$\text{GENERACION ADIABATICA} \quad T_q(t) := t_{07} \cdot e^{-\kappa \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{7 \cdot d}{t}}\right)}$$

Figura 55. Cálculo de calor de hidratación para escenario C.3

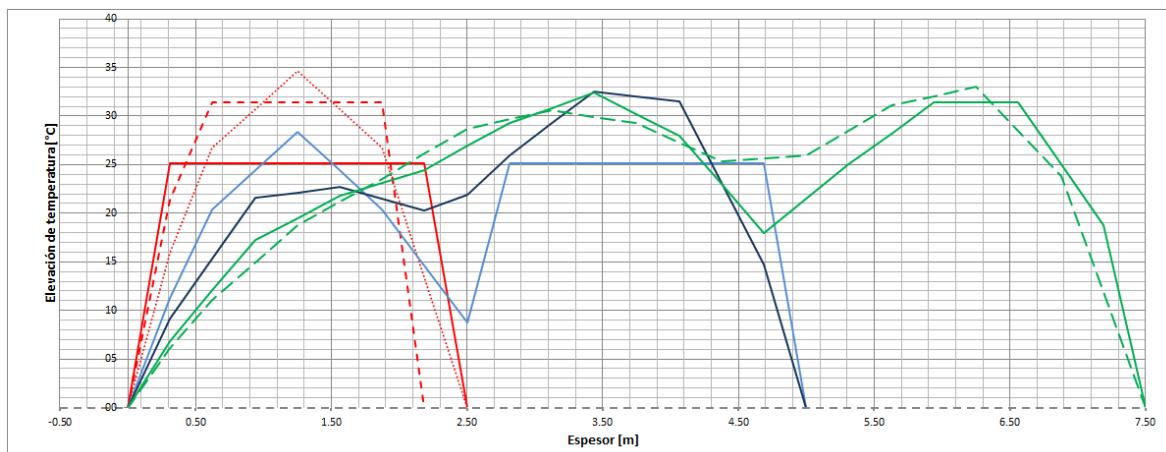


Figura 56. Perfil de temperaturas para escenario C.3 en los primeros 7.50m del tapón 1

## F. Manejo de Aguas

### F.1 Cálculo del espesor de tuberías

#### PROPIEDADES MECANICAS DEL MATERIAL

$$\text{TENSION DE FLUENCIA INOX 316L} \quad F_Y := 170 \text{ MPa}$$

$$\text{TENSION ADMISIBLE PARA CASO ESTATICO (AWWA M.11)} \quad F_{A.E} := 50\% \cdot F_Y$$

$$\text{TENSION ADMISIBLE TRANSITORIO (AWWA M.11)} \quad F_{A.D} := 75\% \cdot F_Y$$

#### CALCULO DE PRESIONES DINAMICAS

$$\text{PRESION DE DISEÑO (CASO ESTATICO)} \quad P_E := 80 \text{ mca} = 116 \cdot \text{psi} \quad H_E := \frac{P_E}{\gamma_w} = 80 \text{ m}$$

$$\text{PRESION DE DISEÑO (CASO SISMICO)} \quad P_D := 220 \text{ mca} = 319.1 \cdot \text{psi} \quad H_D := \frac{P_D}{\gamma_w} = 220 \text{ m}$$

$$\text{MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONDUCTO} \quad E_0 := 210 \cdot \text{GPa}$$

$$\text{LONGITUD DE CONDUCTO} \quad L_0 := 40 \text{ m}$$

$$\text{DIAMETRO DE LA CONDUCCION} \quad D_0 := 8 \text{ in}$$

$$\text{ESPESOR DE LA CONDUCCION} \quad t_0 := 8.18 \text{ mm}$$

$$\text{CELERIDAD} \quad a := \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{100 \text{ GPa} \cdot D_0}{E_0 \cdot t_0}}} = 1.277 \times 10^3$$

#### ESPESOR REQUERIDO

$$\text{ESPESOR REQUERIDO} \quad t_{min} := \frac{1.05 \cdot D_0}{2} \cdot \max\left(\frac{\max(P_D, P_E + \Delta P)}{F_{A.D}}, \frac{P_E}{F_{A.E}}\right) = 0.072 \cdot \text{in}$$

$$t_c := \frac{1}{16} \cdot \text{in} = 1.587 \cdot \text{mm}$$

$$t_{req} := t_{min} + t_c = 3.4 \cdot \text{mm}$$

**Table 2-2.3 Pressure-Temperature Ratings for Group 2.3 Materials**

Nominal Designation		Forgings		Castings		Plates					
16Cr-12Ni-2Mo		A 182 Gr. F316L		...		A 240 Gr. 316L					
18Cr-13Ni-3Mo		A 182 Gr. F317L		...		...					
18Cr-8Ni		A 182 Gr. F304L (1)		...		A 240 Gr. 304L (1)					
Working Pressures by Classes, bar											
Temp., °C		Class									
150	300	400	600	900	1500	2500					
15.9	41.4	55.2	82.7	124.1	206.8	344.7					
15.3	40.0	53.4	80.0	120.1	200.1	333.5					
13.3	34.8	46.4	69.6	104.4	173.9	289.9					
12.0	31.4	41.9	62.8	94.2	157.0	261.6					
11.2	29.2	38.9	58.3	87.5	145.8	243.0					
10.5	27.5	36.6	54.9	82.4	137.3	228.9					
10.0	26.1	34.8	52.1	78.2	130.3	217.2					
9.3	25.5	34.0	51.0	76.4	127.4	212.3					
8.4	25.1	33.4	50.1	75.2	125.4	208.9					
7.4	24.8	33.0	49.5	74.3	123.8	206.3					
6.5	24.3	32.4	48.6	72.9	121.5	202.5					
5.5	23.9	31.8	47.7	71.6	119.3	198.8					
4.6	23.4	31.2	46.8	70.2	117.1	195.1					

NOTE:

(1) Not to be used over 425°C.

**Figura 55: Tabla de presión-termperatura para Clase 300, correspondiente a ASME B16.5**

## F.2 Cálculo de caudales y verificación de velocidades

### DATOS

Longitud cañería	$L_t := 39 \text{ m}$
Altura de presión	$P_1 := 2.66 \text{ m}$
Acel. Gravedad	$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$
Factor de fricción	$f := 0.0154$
Altura topográfica	$z_1 := 0.06 \cdot L_t = 2.34 \text{ m}$

### PERDIDAS LOCALIZADAS

Constante de Embocadura	$k_1 := 0.5$
Constante Val. Mariposa	$k_2 := 0.2$
Constante de Salida	$k_3 := 1$
Constante valvula regulando	$k_4 := 12.5$

$$D_1 := 8 \text{ in} = 0.203 \text{ m}$$

$$D_2 := 12 \text{ in} = 0.305 \text{ m}$$

### SOLUCION

$$\text{Caudal tubería de } 8": Q_1 := \frac{1}{2} \sqrt{(z_1 + P_1) \cdot \left[ \frac{g \cdot \pi^2 \cdot (D_1)^4}{8 \cdot \left( 1 + f \cdot \frac{L_t}{D_1} + k_1 + 2 \cdot k_2 + k_3 \right)} \right]} = 0.067 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{Caudal tubería de } 12": Q_2 := 1 \sqrt{(z_1 + P_1) \cdot \left[ \frac{g \cdot \pi^2 \cdot (D_2)^4}{8 \cdot \left( 1 + f \cdot \frac{L_t}{D_2} + k_1 + k_2 + k_4 + k_3 \right)} \right]} = 0.175 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

### CAUDAL MAXIMO QUE EROGA LA INSTALACION

$$Q_{\max} := 2Q_1 + Q_2 = 0.309 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$v_1 := \frac{Q_1}{\frac{D_1}{4} \cdot \pi} = 2.06 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{velocidad en los ductos de } 8"$$

$$v_2 := \frac{Q_2}{\frac{D_2}{4} \cdot \pi} = 2.402 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{velocidad en el ducto de } 12"$$

Nº Informe

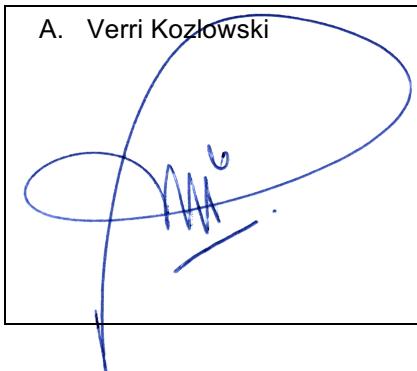
BEASA12210-2211-C-RP-0018-5

Nº Rev

5

Nombre/Título	Empresa	Copia	Fecha	Autorizado por
S. Fuentes	BEASA	1	10/02/2017	AVK
E. Vivero	BEASA	2	10/02/2017	AVK
E. Kelleher	BEASA	3	10/02/2017	AVK
E. Vizcaíno	BEASA	4	10/02/2017	AVK
D. Donis	BEASA	5	10/02/2017	AVK

Firma de aprobación:



Este reporte está protegido por derechos de autor de SRK Consulting. No puede ser reproducido ni transmitido en ninguna forma ni por ningún medio a ninguna persona sin el consentimiento escrito del propietario del derecho de autor, SRK.