



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Análisis Numérico de la Influencia de las Condiciones de Drenaje en la Estabilidad Tensional de un Túnel

Trabajo realizado por:

Carlos Español Espinel

Dirigido por:

Alberto Ledesma Villalba

Cristian de Santos Rodríguez

Máster en:

Ingeniería del Terreno

Barcelona, *15/06/2017*

Departamento de Ingeniería del Terreno

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

ABSTRACT

In the design of tunnels excavated by means of the New Austrian Tunneling Method (N.A.T.M.), it is well known the importance of drainage and the permeability of the terrain in the tensional stability. Despite the effectiveness of the method, in recent years there have been local failures in tunnels that lacked of definitive lining, since time between installing temporary lining and the permanent one has increased due to economic problems. The aim of this project is to assess the tensional stability of a tunnel excavated in a low-permeability terrain during its different construction steps, considering the fact that no definitive lining has been installed in the tunnel, but a provisional one. Given this situation, it should be taken into account that tunneling in low-permeability soils inevitably causes a change in stress state in the ground, which in turn induces excess pore pressures. The latter, in the long-term dissipate into a new equilibrium regime, leading to further ground displacements and complex ground loading which may compromise the stability of the tunnel. Consequently, in order to determine the factors that mostly influence the instability of the tunnel, different scenarios in which both, ground parameters and lining properties, are analyzed. In accordance with this understanding, different objectives are pursued.

To begin with, a comparison between a drained scenario and an undrained scenario for a tunnel excavation is made. On this basis, the influence of the excess pore pressure generation on the stability of the excavation is discussed.

Secondly, an analysis of the mechanism through which this excess pore pressure dissipates is made by using a comparison between two scenarios. In the first scenario, an impermeable lining is considered. Additionally, it is intended to find a relationship between the permeability of the terrain and the time of dissipation of excess pressure in this situation. In the second, a permeable lining is approached. This last causes a decrease of the water table that favors the stability of the tunnel. Finally, the effect of these scenarios on the dissipation of interstitial pressures and the possible failure of the tunnel is determined. To perform this research, a stability analysis has been proposed using the finite element method. The software chosen to implement this technique has been PLAXIS 2D®. Hence, the input data used to obtain the results and the connection between the input and output data is also explained in detail, giving an insight of the finite element method implementation in geotechnical problems.

RESUMEN

En el diseño de túneles excavados mediante el nuevo método austriaco (N.A.T.M., por sus siglas en inglés), es bien conocida la importancia de la capacidad de drenaje y permeabilidad del terreno en lo que atañe a la estabilidad tensional. Pese a la demostrada eficacia de este método, se han detectado varios casos de túneles en construcción en los cuales se ha producido el colapso de alguna de sus secciones. Esto último, se debe al parecer, a la tardanza en instalar el sostenimiento definitivo.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la estabilidad tensional de un túnel excavado en un terreno de baja permeabilidad durante las diferentes etapas de construcción, considerando el hecho de que el sostenimiento instalado es solo provisional y no definitivo. Dada esta situación, se debe tener en cuenta que, la excavación en terrenos de baja permeabilidad causa inevitablemente unos esfuerzos en el terreno que generan excesos de presión de poros.

Estos excesos se disipan en el largo plazo hasta alcanzar un nuevo régimen de equilibrio, lo que a su vez induce a desplazamientos en el terreno, y a una nueva y más compleja distribución de tensiones que puede poner en compromiso la estabilidad del túnel. Con tal de determinar los factores que más influyen la inestabilidad del túnel, se han propuesto diferentes escenarios en los cuales se analizan tanto los parámetros del terreno, como las propiedades del sostenimiento. A partir de este planteamiento, se persiguen varios objetivos.

En primer lugar, se lleva a cabo una comparación entre un escenario de excavación drenada y un escenario de excavación no drenada. En base a esto, se discute la influencia de la generación de excesos de presión de poros en la estabilidad del túnel.

En segundo lugar, con tal de analizar los mecanismos de disipación de los excesos de presión de poros, se comparan dos escenarios bien diferenciados. En el primer escenario se considera un sostenimiento impermeable, en el cual el factor que juega un papel más importante en la estabilidad del túnel es la permeabilidad del terreno. Este factor determina el tiempo necesario para disipar los excesos de presión de poros generados durante la excavación. En el segundo escenario, se analiza un sostenimiento permeable el cual causa un descenso del nivel freático que favorece la estabilidad del túnel. Finalmente, se evalúa el efecto que produce cada uno de estos dos escenarios sobre la disipación de la presión intersticial y el posible colapso del túnel. Para llevar a cabo esta investigación, se ha propuesto un procedimiento de análisis basado en el método de los elementos finitos. El software elegido para implementar esta técnica ha sido PLAXIS 2D®. Así, tanto los datos de entrada implementados en el software, como los resultados y la relación entre estos se analizan en detalle en este trabajo, aportando una visión general del análisis numérico mediante el método de los elementos finitos en problemas de geotecnia.

INDICE

ABSTRACT	2
RESUMEN	3
INDICE	4
TABLA DE ILUSTRACIONES	7
1. INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN	10
2. OBJETIVOS	12
3. CRITERIO DE SIGNOS Y CONCEPTOS BÁSICOS	14
3.1. Criterio de Signos	14
3.2. Presión de Poros en Estado Estacionario [P_{steady}]	14
3.3. Exceso de Presión de Poros [P_{excess}]	15
3.4. Presión de Poros Activa [P_{active}]	15
3.5. Principio de las Tensiones Efectivas	15
3.6. Influencia de la Tensión Efectiva en la Resistencia al Corte [τ]	16
4. RESISTENCIA DEL TERRENO ASOCIADA AL DRENAJE	18
4.1. Comportamiento en Estado Inicial o de Reposo	18
4.1.1. Tensiones Efectivas Verticales [σ'_{yy}] y Horizontales [σ'_{xx}]	18
4.1.2. Tensiones Totales Verticales [σ_{yy}] y Horizontales [σ_{xx}]	19
4.1.3. Factor de Seguridad [$F.S.$] en Reposo:	19
4.2. Excavación: Comportamiento a Corto Plazo [$t = 0$]	20
4.2.1. Tensiones en el Plano de Lambe [p_{Lambe} , p'_{Lambe} , q_{Lambe}]	20
4.2.2. Comportamiento de la Excavación No Drenada	21
4.2.3. Factor de Seguridad [$F.S.$] de la Excavación No Drenada	22
4.2.4. Comportamiento de la Excavación Drenada	22
4.2.5. Factor de Seguridad [$F.S.$] de la Excavación Drenada	23
4.3. Consolidación: Comportamiento a Largo Plazo [$t = \infty$]	23
4.4. Comportamiento del Sostenimiento Provisional	24
4.4.1. Escenario de Sostenimiento Impermeable	25
4.4.2. Escenario de Sostenimiento Permeable	25

5. ESTADO DEL ARTE	26
6. BREVE DESCRIPCIÓN DE PLAXIS 2D®	31
7. CONFIGURACIÓN DEL MODELO	32
7.1. Elección de la Geometría	32
7.2. Condiciones de Contorno del Modelo	33
7.2.1. Condiciones de Desplazamiento en el Contorno	33
7.2.2. Condiciones Hidráulicas de Contorno	33
7.2.2.1. Condiciones de Contorno Cerrado	33
7.2.2.2. Condiciones de Contorno de Drenaje Libre	34
7.3. Construcción de la Malla de Elementos Finitos	34
7.3.1. Refinado de la Malla de Elementos Finitos	35
7.3.2. Características de los Elementos Finitos	35
7.4. Modelo Constitutivo del Material	36
7.4.1. Modelo Lineal Elástico Perfectamente Plástico de Mohr-Coulomb	36
7.4.1.1. El Comportamiento Elasto-Plástico	36
7.4.1.2. Criterio de Rotura	38
7.4.1.3. Limitaciones del Modelo de Mohr-Coulomb	40
7.5. Parámetros del Terreno	41
8. CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS	43
8.1. Fase Inicial	43
8.1.1. Presión de Poros Inicial	43
8.1.2. Generación de Tensiones Iniciales	43
8.2. Fase de Excavación	44
8.2.1. Presión de Poros en la Excavación	44
8.2.2. Simulación de Tensiones en la Excavación	45
8.2.3. Simulación de la Excavación No Drenada	46
8.2.4. Simulación de la Excavación Drenada	47
8.3. Fase de Consolidación	47
8.3.1. Modelización del Escenario con Sostenimiento Impermeable: Consolidación Pura	48
8.3.2. Modelización del Escenario con Sostenimiento Permeable: Cálculo Acoplado	49
8.4. Fases de Cálculo de los Factores de Seguridad	50
9. ANÁLISIS DE RESULTADOS	51
9.1. Criterio de Signos en los Resultados	53

9.2.	Resultados de la Fase Inicial	54
9.2.1.	Exceso de Presión de Poros [P_{excess}] vs. Presión Activa [P_{active}]	54
9.2.2.	Presión de Poros Activa [P_{active}] y Tensión Efectiva Media [p'_{Lambe}]	55
9.2.3.	Trayectorias de Tensiones Totales [TTT] y Efectivas [TTE]	56
9.2.4.	Factor de Seguridad [F.S.] de la Fase Inicial	57
9.3.	Resultados de la Fase de Excavación	57
9.3.1.	Fase de Excavación No Drenada	57
9.3.1.1.	Desarrollo de los Excesos de Presión de Poros [P_{excess}]	57
9.3.1.2.	Presión de Poros Activa [P_{active}] y Tensión Efectiva Media [p'_{Lambe}]	59
9.3.1.3.	Trayectorias de Tensiones Totales [TTT] y Efectivas [TTE]	61
9.3.1.4.	Factor de Seguridad [F.S.] de la Excavación No Drenada	62
9.3.2.	Fase de Excavación Drenada	63
9.3.2.1.	Presión de Poros Activa [P_{active}] y Tensión Efectiva Media [p'_{Lambe}]	63
9.3.2.2.	Trayectorias de Tensiones Totales [TTT] y Efectivas [TTE]	65
9.3.2.3.	Factor de Seguridad [F.S.] de la Excavación Drenada	66
9.3.3.	Comparación entre las Excavaciones No Drenada y Drenada	67
9.3.3.1.	Evolución de las tensiones [p' , p , q] de Lambe en el túnel	67
9.4.	Resultados de la Fase de Consolidación	70
9.4.1.	Consolidación con Sostenimiento Impermeable	70
9.4.1.1.	Disipación del Exceso de Presión de Poros [P_{excess}]	71
9.4.1.2.	Evolución de la Presión de Poros Activa [P_{active}]	73
9.4.1.3.	Evolución de las tensiones [p' , p , q] de Lambe en el túnel	75
9.4.1.4.	Evolución del Factor de Seguridad [F.S.]	78
9.4.1.5.	Puntos Plásticos	79
9.4.1.6.	Tiempo de Colapso [t_c] en Función de la Permeabilidad [K]	80
9.4.2.	Consolidación con Sostenimiento Permeable	81
9.4.2.1.	Disipación del Exceso de Presión de Poros [P_{excess}]	83
9.4.2.2.	Evolución de la Presión de Poros Activa [P_{active}]	85
9.4.2.3.	Evolución de las tensiones [p' , p , q] de Lambe en el túnel	86
9.4.2.4.	Evolución del Factor de Seguridad [F.S.]	88
9.4.2.5.	Puntos Plásticos	89
9.4.3.	Comparación Escenario Impermeable vs Escenario Permeable	90
9.4.3.1.	Evolución de las tensiones [p' , p , q] de Lambe en el túnel	90
9.4.3.2.	Puntos Plásticos	94
10.	DISCUSIÓN	95
10.1.	Excavación No Drenada	96
10.2.	Excavación Drenada	97
10.3.	Consolidación con Sostenimiento Impermeable	98
10.4.	Consolidación con Sostenimiento Permeable	99
11.	CONCLUSIONES	100

12. AGRADECIMIENTOS _____ 101**13. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA _____ 102****TABLA DE ILUSTRACIONES**

Figura 1: Imagen del colapso de una sección de un túnel con revestimiento provisional. (Ledesma A. - Comunicación personal, 2017) _____	10
Figura 2: Partes de un túnel y su perfil de excavación. (Trabada J. & García P. & Fernández R., 1997) _____	20
Figura 3: Evolución del $[F.S.]$, en función del tiempo en una excavación. (Prat P., 2012) _____	24
Figura 4: Tensiones iniciales en un punto del terreno. (Prat P., 2012) _____	26
Figura 5: Tensiones en un punto del terreno después de la excavación. (Prat P., 2012) _____	27
Figura 6: Trayectoria de tensiones totales $[TTT]$ en un punto del túnel. (Prat P., 2012) _____	27
Figura 7: Esquema de la sección plana del modelo con sus dimensiones. _____	33
Figura 8: Contornos del modelo según sus condiciones hidráulicas. _____	34
Figura 9: Distribución zonificada de la malla de elementos finitos. _____	35
Figura 10: Idea básica de un modelo elástico perfectamente plástico. (PLAXIS, 2012) _____	37
Figura 11: Representación plana del estado tensional en un punto, según el criterio de Mohr-Coulomb. Superficie de rotura (línea color naranja). (Ledesma A. & Gens A., 2017) _____	39
Figura 12: Desactivación del dominio excavado (izquierda). Establecimiento del dominio seco de la excavación (derecha). _____	44
Figura 13: Presión ejercida por el suelo que se va a excavar. (Potts D.M. & Zdravkovic L., 2001) _____	45
Figura 14: Fuerzas impuestas sobre el contorno del túnel debidas a la excavación. (Potts D.M. & Zdravkovic L., 2001) _____	45
Figura 15: Comparativa entre las trayectorias de tensiones reales y las obtenidas mediante el modelo Mohr-Coulomb. (PLAXIS, 2012) _____	46
Figura 16: Representación del sostenimiento impermeable. Las condiciones de contorno cerrado se aplican al sostenimiento. _____	48
Figura 17: Representación del sostenimiento permeable. Las condiciones de drenaje libre se aplican al sostenimiento. _____	49
Figura 18: Situación de los puntos de referencia en el entorno del túnel. _____	51
Figura 19: Exceso de presión de poros $[P_{excess}]$ (arriba). Presión de poros activa $[P_{active}]$ (abajo). Criterio $[M.M.C.]$ _____	54
Figura 20: Distribución de la presión de poros activa $[P_{active_{ini}}]$ (izquierda). Distribución de la tensión efectiva media $[p'_{Lambe_{ini}}]$ (derecha), en el entorno del túnel. Criterio $[M.M.C.]$ _____	56
Figura 21: Distribución de los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ (izquierda). Distribución de la presión de poros activa $[P_{active}]$ (derecha), en el entorno del túnel para la excavación no drenada. Criterio $[M.M.C.]$ _____	58
Figura 22: Distribución de la tensión efectiva media $[p'_{Lambe_{exc}}]$ (derecha) en la fase de excavación no drenada, en el entorno del túnel. Criterio $[M.M.C.]$ _____	60
Figura 23: Trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y de tensiones efectivas $[TTE]$ en el escenario de excavación no drenada para los puntos $[O, Q]$, entre las fases inicial y de excavación. Criterio $[M.S.]$ _____	62

- Figura 24:** Distribución de la presión de poros activa [P_{active}] (izquierda). Distribución de las tensiones efectivas [p'_{Lambe}] (derecha), en el entorno del túnel para la excavación drenada. Criterio [M. M. C.] 64
- Figura 25:** Trayectorias de tensiones totales [TTT] y de tensiones efectivas [TTE] en el escenario de excavación drenada para los puntos [O, Q], entre las fases inicial y de excavación. Criterio [M. S.] 66
- Figura 26:** Trayectorias de tensiones totales [TTT] y de tensiones efectivas [TTE] para el punto [O], entre las fases inicial y de excavación. Las trayectorias del escenario de excavación no drenada se representan en verde. Las trayectorias del escenario de excavación drenada se representan en azul. Criterio [M. S.] 68
- Figura 27:** Trayectorias de tensiones totales [TTT] y de tensiones efectivas [TTE] para el punto [Q], entre las fases inicial y de excavación. Las trayectorias del escenario de excavación no drenada se representan en verde. Las trayectorias del escenario de excavación drenada se representan en azul. 69
- Figura 28:** Distribución de los excesos de presión de poros [$P_{excess_{exc.}}$] en la fase de excavación (izquierda). Distribución de los excesos de presión de poros [$P_{excess_{cons.}}$] posteriores a la fase de consolidación (derecha). Criterio [M. M. C.] 71
- Figura 29:** Gráfico de disipación de [P_{excess}] en función del tiempo para los puntos [O, P, Q]. Criterio [M. M. C.] 72
- Figura 30:** Distribución de la presión de poros activa [$P_{active_{exc.}}$] en la fase de excavación (izquierda), y de la presión de poros activa posterior a la fase de consolidación [$P_{active_{cons.}}$] (derecha), en el entorno del túnel. Criterio [M. M. C.] 73
- Figura 31:** Evolución de [P_{excess}] y [P_{active}] en función del tiempo para los puntos [O, Q]. Criterio [M. M. C.] 74
- Figura 32:** Distribución de la tensión efectiva media en la fase de excavación [$p'_{Lambe_{exc.}}$] (izquierda), y de la tensión efectiva media posterior a la fase de consolidación [$p'_{Lambe_{cons.}}$] (derecha), en el entorno del túnel. Criterio [M. M. C.] 75
- Figura 33:** Evolución de la tensión efectiva [p'_{Lambe}], la tensión total [p_{Lambe}] y la presión de poros activa [P_{active}] en función del tiempo para el punto [O]. Criterio [M. M. C.] 76
- Figura 34:** Trayectorias de tensiones totales [TTT] y de tensiones efectivas [TTE] para el escenario de túnel con sostenimiento impermeable en los puntos [O, Q], entre las fases de excavación y de consolidación. Criterio [M. S.] 78
- Figura 35:** Puntos plásticos en el entorno del túnel anteriores a la fase de consolidación (izquierda). Puntos plásticos en el entorno del túnel posteriores a la fase de consolidación (derecha). 79
- Figura 36:** Tiempo de colapso [t_c] en función de la permeabilidad [K]. Criterio [M. S.] 80
- Figura 37:** Nueva distribución de la presión hidrostática [P_{steady}] al final de la fase de consolidación, una vez cae el nivel freático por efecto del sostenimiento permeable del túnel. 81
- Figura 38:** Distribución de la presión hidrostática en la fase de excavación [$P_{steady_{exc.}}$] (izquierda). Distribución de la presión hidrostática posterior a la fase de consolidación [$P_{steady_{cons.}}$] (derecha), en el entorno del túnel. Criterio [M. M. C.] 82
- Figura 39:** Distribución de los excesos de presión de poros [$P_{excess_{exc.}}$] en la fase de excavación (izquierda). Distribución de los excesos de presión de poros [$P_{excess_{cons.}}$] posteriores a la fase de consolidación (derecha), en el entorno del túnel. Criterio [M. M. C.] 84
- Figura 40:** Distribución de la presión de poros activa en la fase de excavación [$P_{active_{exc.}}$] (izquierda). Distribución de la presión de poros activa posterior a la fase de consolidación [$P_{active_{cons.}}$] (derecha), en el entorno del túnel. Criterio [M. M. C.] 85
- Figura 41:** Distribución de la tensión efectiva media en la fase de excavación [$p'_{Lambe_{exc.}}$] (izquierda). Distribución de la tensión efectiva media posterior a la fase de consolidación [$p'_{Lambe_{cons.}}$] (derecha), en el entorno del túnel. Criterio [M. M. C.] 86

Figura 42: Trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y de tensiones efectivas $[TTE]$ para el escenario de túnel con sostenimiento permeable en los puntos $[O, Q]$, entre las fases de excavación y de consolidación. Criterio $[M.S.]$ _____ 88

Figura 43: Puntos plásticos en el entorno del túnel anteriores a la fase de consolidación (izquierda). Puntos plásticos en el entorno del túnel posteriores a la fase de consolidación (derecha). _____ **¡Error! Marcador no definido.**

Figura 44: Trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y de tensiones efectivas $[TTE]$ en el punto $[O]$. Las trayectorias del sostenimiento impermeable quedan representadas en verde, las trayectorias del sostenimiento permeable quedan representadas en azul. Criterio $[M.S.]$ _____ 91

Figura 45: Trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y de tensiones efectivas $[TTE]$ en el punto $[Q]$. Las trayectorias del sostenimiento impermeable quedan representadas en verde, las trayectorias del sostenimiento permeable quedan representadas en azul. Criterio $[M.S.]$ _____ 92

1. INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

Bajo las siglas de N.A.T.M. (“New Austrian Tunneling Method”) se halla uno de los métodos de diseño y ejecución de túneles en roca más extendidos en todo el mundo. El nuevo método austriaco es más bien un conjunto de principios o una filosofía, que un método técnico muy prescriptivo. Dicho método pretende excavar pequeñas secciones a las que se les aplica un sostenimiento provisional de hormigón proyectado el cual permite que el terreno se deforme a medida que las tensiones en torno al túnel se relajan.

En consecuencia, el anillo de terreno en torno al túnel forma su propio soporte estructural hasta un punto en el que se instala el sostenimiento definitivo. Esto se consigue mediante técnicas de auscultación y medida de convergencias que sirven para controlar las deformaciones en todo momento y evitar que éstas sean excesivas. Así, el objetivo final del método, es la ejecución del túnel con un coste mínimo y una máxima seguridad (*UPC Commons - Excavaciones subterráneas, 2005*).

Sin embargo, y pese al demostrado éxito del método, se han detectado varios casos de túneles en construcción en los cuales se ha producido el colapso de alguna de sus secciones. Esto último, se debe al parecer, a la tardanza en instalar el sostenimiento definitivo, (**Figura 1**).



Figura 1: Imagen del colapso de una sección de un túnel con revestimiento provisional.
(*Ledesma A. - Comunicación personal, 2017*)

Los cambios que esta serie de procedimientos aplican al estado de tensiones en terrenos de baja permeabilidad, generan excesos de presión de poros, los cuales a largo plazo, se disipan hasta alcanzar un nuevo equilibrio o régimen de presiones intersticiales. No obstante, éste último fenómeno conocido como consolidación, no es gratuito, y comporta desplazamientos adicionales, además de una reorganización de las tensiones del terreno. En el caso de un túnel al que no se le aplica sostenimiento definitivo, las consecuencias de la disipación, pueden prolongarse hasta ocasionar la rotura de una o varias secciones de la obra. Es decir, que el estado de rotura no se alcanza instantáneamente, si no que admite el transcurso de un periodo de tiempo $[t]$, el cual es predecible y dependiente de ciertos parámetros como la permeabilidad $[K]$, y/o las condiciones de contorno del sostenimiento provisional.

Como la excavación del túnel es globalmente una descarga, los excesos de presión de poros generados hacen disminuir la presión de agua total. El proceso de consolidación posterior recupera la presión de agua provocando por tanto la disminución de la resistencia del terreno.

Dicho lo anterior, el objetivo de esta tesis es tratar de explicar los mecanismos a través de los cuales se produce la generación y disipación de excesos de presión de poros en el terreno en torno al túnel, e investigar cuales son los parámetros que gobiernan la relación entre esta disipación y el instante de tiempo $[t]$ en que se alcanza la rotura.

Con el propósito de abarcar y representar toda la casuística necesaria para comprender cada uno de los factores que rigen los escenarios propuestos, y así valorar su influencia en la estabilidad tensional del túnel, se recurrirá al cálculo numérico basado en el método de los elementos finitos o $[MEF]$.

Conforme a esto, y mediante la herramienta PLAXIS 2D®, se construirá un modelo bidimensional de elementos finitos, que simulará las distintas fases de cálculo correspondientes a la generación y disipación del exceso de presión de poros en un túnel y su terreno adyacente.

Finalmente, se presentarán los resultados y conclusiones a través de un análisis comparativo de los escenarios y parámetros que se manifiesten como más influyentes en la estabilidad a corto y largo plazo del túnel.

2. OBJETIVOS

Los objetivos fundamentales de este trabajo son los siguientes:

- **Explicación de las bases teóricas del problema:** Definición del comportamiento drenado y no drenado del terreno en una excavación. Discusión sobre la generación de excesos de presión de poros durante la excavación de un túnel y su posterior disipación en la fase de consolidación. Hipótesis sobre la influencia de la permeabilidad del terreno y del sostenimiento en la disipación.
- **Construcción de un modelo de elementos finitos:** Desarrollo de un modelo que pueda simular de forma realista la generación y disipación de excesos de presión de poros en las correspondientes fases de excavación y consolidación. Especificaciones de cara al modelo constitutivo del material, parámetros geotécnicos, propiedades de la malla, condiciones de contorno y fases de cálculo.
- **Comparación entre el comportamiento drenado y no drenado en la fase de excavación:** Se compararan dos situaciones. Una en la que se generen excesos de presión de poros a partir de la excavación, esto es comportamiento no drenado. Y otra situación de comportamiento drenado en la que no existan excesos de presión de poros. Con ello, se analizará la influencia de los excesos de presión de poros en el estado tensional del túnel durante la fase de excavación.
- **Simulación de la consolidación con sostenimiento impermeable:** Modelización de un sostenimiento impermeable el cual restrinja la disipación de manera que ésta solo dependa de la permeabilidad $[K]$ del terreno. Asimismo, se tratará de buscar una relación entre $[K]$, y el tiempo necesario para causar la rotura del terreno mediante la disipación de los excesos de presión de poros.
- **Simulación de la consolidación con sostenimiento permeable:** Modelización de un sostenimiento permeable que permita el flujo hacia el interior del túnel consiguiendo que éste se comporte como un dren. A partir de esto, se evaluará la dependencia del nivel freático en la estabilidad del túnel, en consonancia con la disipación de los excesos de presión de poros

- **Análisis de los factores más influyentes en el estado de tensiones del túnel a corto y largo plazo:** Se contrastará la evolución en función del tiempo, tanto de las tensiones, como de la presión intersticial en los diferentes escenarios. Es decir, se realizará un análisis comparativo cuya finalidad será conocer cuál de los dos escenarios, impermeable o permeable, es el más propicio para explicar la rotura del sostenimiento provisional del túnel.

3. CRITERIO DE SIGNOS Y CONCEPTOS BÁSICOS

Antes de entrar en materia, conviene explicar algunas nociones básicas necesarias para exponer los conceptos sobre el comportamiento del terreno asociado a su capacidad de drenaje. Las tensiones y presiones de poros desarrolladas a partir de los mecanismos que actúan en la excavación de un túnel, están referenciadas por diferentes nomenclaturas las cuales expresan conceptos que se irán repitiendo en los sucesivos apartados de esta tesis. De acuerdo con esto, a continuación se detallan las definiciones de conceptos como: Presión de poros en estado estacionario, exceso de presión de poros y presión de poros activa. Así como el principio que da lugar a las tensiones efectivas desarrollado por (Terzaghi K., 1925), además de sus variantes según la dirección en que actúen.

3.1. Criterio de Signos

Según el criterio de signos comúnmente establecido en los problemas de mecánica de suelos, se considera que las compresiones tienen signo positivo, mientras que las tracciones tienen signo negativo. Este criterio se utilizará para explicar los conceptos expresados en las **secciones [3] y [4]**.

No obstante, el programa PLAXIS 2D®, utiliza el criterio de signos de la mecánica de medios continuos. Según el cual, las compresiones tienen signo negativo y las tracciones tienen signo positivo. Dicho esto, este criterio se utilizará en todo lo relacionado con el modelo generado a partir del software PLAXIS 2D®, es decir, en las **secciones [6], [7] y [8]**. En caso de que se use el criterio de mecánica de suelos en alguno de estos apartados, el motivo será indicado expresamente.

3.2. Presión de Poros en Estado Estacionario [P_{steady}]

La presión de poros en estado estacionario [P_{steady}], hace referencia a las presiones de poros una vez se ha alcanzado un estado de equilibrio hidráulico en el terreno. En el problema que se aborda, [P_{steady}] equivaldrá a la presión hidrostática del terreno ya que se supone que el nivel freático es horizontal. Así, [P_{steady}] se puede calcular en cada uno de los puntos del terreno como:

$$P_{steady} = \gamma_w \cdot (z) \quad (1)$$

Donde:

- γ_w : Peso específico del agua [KN/m³].
- z : Profundidad [m].

3.3. Exceso de Presión de Poros [P_{excess}]

El exceso de presión de poros [P_{excess}], hace referencia a las presiones de poros que se generan debido a cambios en el estado tensional de materiales que se comportan de manera no drenada. Estas presiones son el resultado de un análisis de tensión-deformación.

3.4. Presión de Poros Activa [P_{active}]

La presión de poros activa [P_{active}], es la suma de la presión de poros en estado estacionario [P_{steady}], más el exceso de presión de poros [P_{excess}]. Se debe mencionar que [P_{excess}] en los problemas de excavación, se considera de signo negativo, según el criterio de signos de mecánica de suelos. La presión [P_{active}] se considerará como la presión intersticial que actúa en el terreno, siempre y cuando éste esté totalmente saturado como es el caso. En caso contrario el cálculo llevado a cabo se rige por métodos más complejos estipulados en (PLAXIS, 2012).

$$P_{active} = P_{steady} + P_{excess} \quad (2)$$

3.5. Principio de las Tensiones Efectivas

En cualquier punto y dirección de un suelo saturado existe una tensión total [σ] y una presión intersticial [P_{active}], ésta última corresponde a la fase líquida del terreno. Con estas variables y en el marco de los suelos saturados, se define tensión efectiva [σ'] como la diferencia entre el valor de la tensión total [σ] y la presión intersticial [P_{active}]:

$$\sigma' = \sigma - P_{active} \quad (3)$$

Esta variable, obtenida por (Terzaghi K., 1925), es quizá la más importante de la mecánica de suelos, ya que controla en gran medida la compresión del esqueleto y la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. Así el principio de las tensiones efectivas, enuncia que un terreno sólo se deforma si varían sus tensiones efectivas (Prat P., 2012).

3.6. Influencia de la Tensión Efectiva en la Resistencia al Corte $[\tau]$

Como se ha mencionado en el **apartado [3.5]**, la tensión efectiva $[\sigma']$ controla en gran medida la compresión del esqueleto y la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo $[\tau]$. Este efecto puede verse reflejado en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, que se explica más detalladamente en el **apartado [7.4.1.2]**. De acuerdo con esto, cuanto mayor sea $[\sigma']$, mayor será la resistencia al corte del material $[\tau]$, y viceversa:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (4)$$

Donde:

- τ : Tensión tangencial o resistencia al corte $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- σ' : Tensión Efectiva $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- c' : Cohesión $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- φ' : Ángulo de rozamiento interno $[\text{°}]$.

Al aplicar un esfuerzo de corte $[\tau_{\text{aplicado}}]$ a un punto del terreno en condiciones no drenadas, $[\sigma']$ puede disminuir en mayor o menor medida en función de la $[P_{\text{active}}]$ existente en el entorno de la excavación. Según la **Ecuación (2)**, cuanto mayor sea el exceso de presión de poros $[P_{\text{excess}}]$, menor será $[P_{\text{active}}]$, ya que $[P_{\text{excess}}]$ tenderá a contrarrestar la presión hidrostática $[P_{\text{steady}}]$.

Sin embargo, en este caso, tratándose de la excavación de un túnel relativamente profundo, el valor de $[P_{\text{steady}}]$ será siempre más alto que $[P_{\text{excess}}]$, así que $[P_{\text{active}}]$ será siempre de signo positivo. El ejemplo siguiente aporta una idea del porqué:

Si se elige un punto del entorno del túnel situado a 50.00 m de profundidad, entonces:

$$P_{\text{steady}} = \gamma_w \cdot (z) = 10.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot (50.00 \text{ m}) = 500.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (5)$$

Para compensar $500.00 \text{ KN}/\text{m}^2$, el $[P_{\text{excess}}]$ generado por la excavación debería ser de al menos $500.00 \text{ KN}/\text{m}^2$, lo cual es muy poco probable. En consecuencia, se considerará que $[P_{\text{active}}]$, puede llegar a valores próximos a $0.00 \text{ KN}/\text{m}^2$, pero nunca albergar valores negativos.

Podría pensarse sin embargo, que si el túnel fuera menos profundo, el peso del término $[P_{steady}]$ sería menor y así $[P_{excess}]$ lograría sustraer suficiente presión como para que $[P_{active}]$ alcanzara valores negativos, lo que implica succión. Pero esto se considera poco probable y por tanto, $[P_{active}]$ se tomará siempre con signo positivo. Con lo cual, teniendo en cuenta la **Ecuación (2)** y la **Ecuación (3)**, $[P_{active}]$ será en todo momento una componente que restará valor a $[\sigma']$, dando lugar a una resistencia al corte $[\tau_{resistente}]$ menor, según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb expresado en la **Ecuación (4)**.

4. RESISTENCIA DEL TERRENO ASOCIADA AL DRENAJE

4.1. Comportamiento en Estado Inicial o de Reposo

4.1.1. Tensiones Efectivas Verticales [σ'_{yy}] y Horizontales [σ'_{xx}]

Suponiendo que este suelo estuviera totalmente saturado y con nivel freático en la superficie horizontal, la tensión efectiva vertical [σ'_{yy}], y la tensión efectiva horizontal [σ'_{xx}], se calcularían sustrayendo a la parte tensional correspondiente, la presión intersticial [P_{active}], que en este caso sería igual a la hidrostática [P_{steady}], ya que no existe [P_{excess}]. Según lo expuesto en el **apartado [3.4]**:

$$[P_{excess}] = 0.00 \text{ KN/m}^2 \quad \text{siendo } [P_{active}] = [P_{steady}] \quad (6)$$

$$\sigma'_{yy} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (z) \quad (7)$$

$$\sigma'_{xx} = K_0 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (z) \quad (8)$$

Donde:

- σ'_{yy} : Tensión efectiva vertical [KN/m²].
- σ'_{xx} : Tensión efectiva horizontal [KN/m²].
- γ_{sat} : Peso específico saturado del suelo [KN/m³].
- K_0 : Coeficiente de empuje al reposo [-].
- γ_w : Peso específico del agua [KN/m³].
- z : Profundidad [m].

Esto es posible dado que [P_{active}] es igual a la presión hidrostática [P_{steady}] en todo el cuerpo del terreno. Sin embargo, cualquier proceso que modifique el régimen de tensiones en reposo, también influirá en [P_{active}], ya que aportará [P_{excess}] invalidando las expresiones anteriores (Ledesma A. & Gens A., 2017).

4.1.2. Tensiones Totales Verticales [σ_{yy}] y Horizontales [σ_{xx}]

Suponiendo que el suelo estuviera totalmente saturado y con superficie horizontal, sería posible conocer tanto la tensión total vertical [σ_{yy}], como la tensión total horizontal [σ_{xx}], en cualquiera de sus puntos de forma analítica mediante las expresiones:

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + P_{active} \quad (9)$$

$$\sigma_{xx} = K_0 \cdot \sigma'_{yy} - P_{active} \quad (10)$$

Donde:

- σ_{yy} : Tensión total vertical [KN/m²].
- σ_{xx} : Tensión total horizontal [KN/m²].
- σ'_{yy} : Tensión efectiva vertical [KN/m²].
- P_{active} : Presión de poros activa [KN/m²].
- K_0 : Coeficiente de empuje al reposo [-].

Considerando un modelo en dos dimensiones como el presente, las tensiones totales verticales [σ_{yy}], y las tensiones totales horizontales [σ_{xx}], pueden suponerse iguales a las tensiones principales [σ_1] y [σ_3] respectivamente.

4.1.3. Factor de Seguridad [F.S.] en Reposo:

Si se define el factor de seguridad [F.S.] de una excavación en un suelo cualquiera como el cociente entre el esfuerzo de corte que el suelo es capaz de resistir [$\tau_{resistente}$], y el esfuerzo de corte que se aplica al mismo terreno [$\tau_{aplicado}$], se puede afirmar que todo suelo en estado de tensiones iniciales, tiene un factor de seguridad infinito [F.S. = ∞]. Ésta es una afirmación trivial ya que no existe ningún esfuerzo de corte aplicado al suelo [$\tau_{aplicado} = 0$].

$$F.S. = \frac{\tau_{resistente}}{\tau_{aplicado}} \quad (11)$$

4.2. Excavación: Comportamiento a Corto Plazo [$t = 0$]

En el caso aquí presente, la excavación de un túnel, debe imaginarse un punto concreto en el seno del terreno al cual se le retira el terreno inmediatamente contiguo. Cuando esto sucede, se aplica una tensión igual y de sentido opuesto a la tensión existente en ese punto. Si se generaliza esta situación para todos los puntos del contorno de la excavación de un túnel, se puede intuir una descarga en el conjunto del terreno adyacente a éste.

Llegados a este punto, las tensiones del terreno tal y como se habían definido en el **apartado [4.1.2]**, se ven afectadas por un desequilibrio que causa su relajación, es decir las tensiones totales $[\sigma]$, disminuyen. Además, esta descarga en el terreno adyacente al túnel, no solo afecta al esqueleto sólido del suelo, sino que también repercute en su régimen hidráulico, ya que puede dar lugar a la generación de $[P_{excess}]$ como se verá más adelante. Por tanto las fórmulas y definiciones consideradas en los apartados **[4.1.1]** y **[4.1.2]** ya no tienen validez frente a esta situación.

4.2.1. Tensiones en el Plano de Lambe [p_{Lambe} , p'_{Lambe} , q_{Lambe}]

Al realizarse la excavación de un túnel, las tensiones del terreno alrededor de éste, quedan sujetas a cambios de diferente magnitud y dirección que se traducen en un conjunto de cargas y descargas y que dependen de la geometría de la excavación. Por lo general, en la bóveda y la contrabóveda se producen descargas de las tensiones totales principales $[\sigma_1]$, y cargas de $[\sigma_3]$, (**Figura 2**). Mientras que en los hastiales $[\sigma_1]$ aumenta pero $[\sigma_3]$ disminuye. No obstante, como se ha dicho en el **apartado [4.2]**, el cómputo global de éstas en el entorno del túnel, es favorable a la descarga o disminución de $[\sigma]$ (Trabada J. & García P. & Fernández R., 1997).

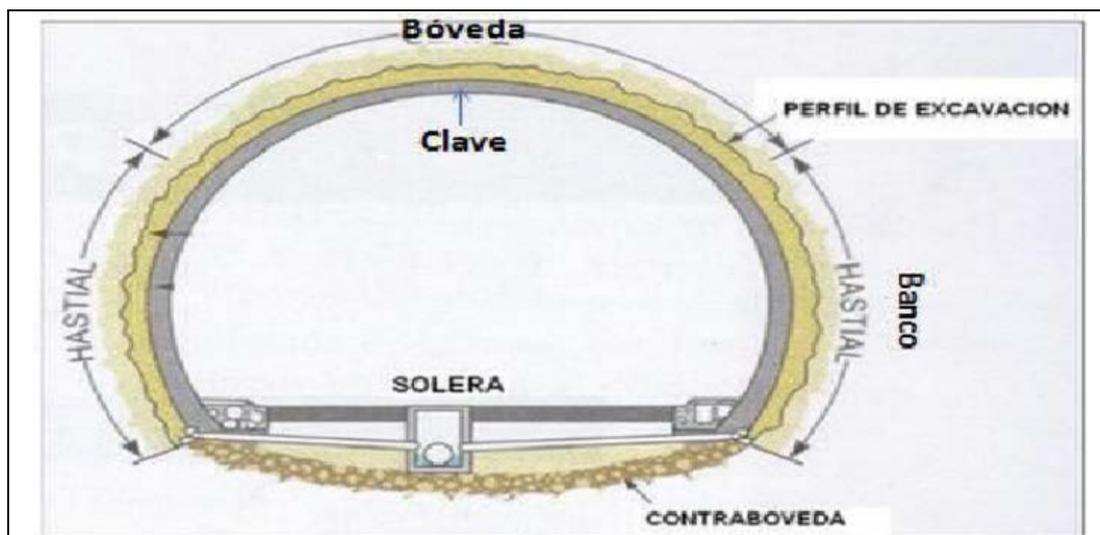


Figura 2: Partes de un túnel y su perfil de excavación. (Trabada J. & García P. & Fernández R., 1997)

En definitiva, la excavación de un túnel combina cargas y descargas de tensiones verticales y horizontales dependiendo del punto donde se evalúen, lo que hace que el análisis del estado de tensiones sea complejo y laborioso. De acuerdo con esto, para poder valorar de una manera más sencilla los cambios tensionales que suceden en el entorno del túnel, se ha decidido tomar tanto la media de las tensiones totales $[\sigma_1, \sigma_3]$, como la media de las tensiones efectivas $[\sigma'_1, \sigma'_3]$ expresadas en el plano de Lambe. Las cuales se representan con los símbolos $[p_{Lambe}]$ y $[p'_{Lambe}]$ respectivamente:

$$p_{Lambe} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (12)$$

$$p'_{Lambe} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (13)$$

Por otra parte también se tomará la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ de cuya magnitud depende en gran medida, que se alcance el estado de rotura en un punto del terreno representado en un plano de Lambe.

$$q_{Lambe} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (14)$$

Considerando estos parámetros, el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se puede escribir en función de las variables de Lambe, según se describe en el apartado [7.4.1.2].

4.2.2. Comportamiento de la Excavación No Drenada

El comportamiento no drenado define la respuesta de aquellos suelos cuya permeabilidad es muy baja en relación a la velocidad con la que suceden los cambios en su estado de tensiones (Ledesma A. & Gens A., 2017). En consecuencia, el agua incluida en el esqueleto sólido del terreno no puede fluir libremente a través de éste. La excavación no drenada, es uno de los fenómenos que cumple con estos requisitos. Esto conlleva que en el instante $[t = 0.00 \text{ días}]$ justo después de la descarga, el agua no sea capaz de fluir hacia el interior del túnel, y por tanto se genere un exceso de presión de poros $[P_{excess}]$ en los puntos de terreno contiguos al túnel, el cual no puede ser disipado en ese instante de tiempo. Como resultado, la distribución de presiones intersticiales $[P_{active}]$, ya no será igual a la hidrostática $[P_{steady}]$, ya que $[P_{excess} \neq 0.00 \text{ KN/m}^2]$. Es más, $[P_{active}]$ será menor respecto de su valor inicial, o en otras palabras, estará más próxima a 0.00 KN/m^2 , pero seguirá siendo positiva, (**Ecuación (2)**).

Esto, junto con la relajación de las tensiones totales $[\sigma]$ que también tienen signo positivo generará una disminución de las tensiones efectivas $[\sigma']$. Es decir, $[\sigma']$ seguirá siendo positiva pero su valor se verá reducido, esto es, más próximo a 0.00 KN/m^2 . Por lo tanto, gracias a $[P_{excess}]$ que es la componente que hace que $[P_{active}]$ sea menor, la disminución de $[\sigma']$ es menos acusada que en el caso de que $[P_{excess}]$ no existiera. En consecuencia, la resistencia al corte de terreno $[\tau_{resistente}]$ disminuye, pero en menor proporción.

En resumen, el hecho de que el terreno alrededor del túnel esté sometido a una presión intersticial menor que la que existiría si no se generara $[P_{excess}]$, conlleva que éste pierda $[\tau_{resistente}]$, pero no la suficiente como para alcanzar la rotura.

4.2.3. Factor de Seguridad [F.S.] de la Excavación No Drenada

En este caso, debido a la excavación, sí existe un esfuerzo de corte aplicado al terreno $[\tau_{aplicado}]$. Por lo tanto el valor de $[F.S.]$ no es infinito, pero es superior a la unidad en cualquier caso, porque de acuerdo con la **Ecuación (11)**, $[\tau_{resistente}]$ sigue siendo mayor que $[\tau_{aplicado}]$, pese a verse reducido a causa de la excavación.

4.2.4. Comportamiento de la Excavación Drenada

El comportamiento drenado, define la respuesta de aquellos suelos cuya permeabilidad se considera muy alta en relación a la velocidad con la que suceden los cambios en su estado de tensiones (*Ledesma A. & Gens A., 2017*). En consecuencia, el agua incluida en el esqueleto sólido del terreno fluye libremente a través de éste. Conforme a esto, durante la excavación drenada, no se generan excesos de presión de poros $[P_{excess}]$.

Como resultado, la distribución de presiones intersticiales $[P_{active}]$, será igual a la estacionaria $[P_{steady}]$ ya que $[P_{excess} = 0.00 \text{ KN/m}^2]$. Esto, junto con la relajación de las tensiones totales $[\sigma]$, generará una disminución de las tensiones efectivas $[\sigma']$, (**Ecuación (3)**). En consecuencia, debido a la ausencia de $[P_{excess}]$ que es la componente que hace que el valor de $[P_{active}]$ sea menor, la disminución de $[\sigma']$ será más acusada que en el caso no drenado, donde existe un cierto $[P_{excess}]$. A su vez, la resistencia al corte de terreno $[\tau_{resistente}]$ disminuye, pero en mayor proporción que en el caso no drenado.

En resumen, el hecho de que el terreno alrededor del túnel esté sometido a una presión intersticial $[P_{active}]$ que puede llegar a ser igual a la estacionaria $[P_{steady}]$, conlleva que éste pierda suficiente resistencia como para alcanzar la rotura.

4.2.5. Factor de Seguridad [F.S.] de la Excavación Drenada

En este caso, el valor de [F.S.] puede llegar a ser menor que la unidad. Porque de acuerdo con la **Ecuación (11)**, $[\tau_{resistente}]$ será menor que $[\tau_{aplicado}]$ como consecuencia de la importante reducción de $[\sigma']$ debida al hecho de que toda la presión intersticial $[P_{active}]$ recae sobre la componente hidrostática $[P_{steady}]$.

4.3. Consolidación: Comportamiento a Largo Plazo [$t = \infty$]

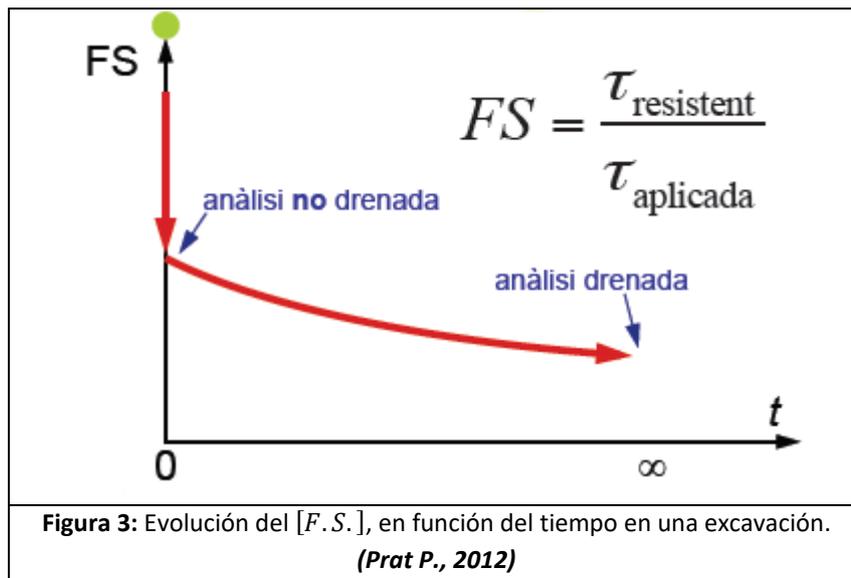
Para explicar este apartado, solo tendremos en cuenta el comportamiento no drenado de un suelo de baja permeabilidad, ya que como se ha visto en el **apartado [4.2.4]**, la excavación drenada, no genera excesos de presión de poros $[P_{excess}]$, y por lo tanto no tiene sentido que se incluya en este apartado.

Con respecto al comportamiento a largo plazo de un suelo de baja permeabilidad, éste está asociado a la evolución de las presiones intersticiales $[P_{active}]$, que como se ha visto en el **apartado [4.2.2]**, están influenciadas por la presencia de $[P_{excess}]$. Sin embargo, a medida que transcurre el tiempo, $[P_{excess}]$ tiende a disiparse. En teoría, se considera que la disipación completa se alcanza cuando $[t \rightarrow \infty]$, y el proceso mediante el cual se disipa $[P_{excess}]$, se conoce como consolidación (Ledezma A., 2017). En este escenario, la consolidación está condicionada por la diferencia de presión de poros que existe entre los puntos del terreno próximo al túnel y los puntos alejados de la excavación. Como los puntos alejados no han sido afectados por la descarga de la excavación, conservan la presión activa de la fase inicial, la cual es igual a la hidrostática $[P_{active} = P_{steady}]$, y de valor superior al de la $[P_{active}]$ de los puntos cercanos al túnel.

Por tanto, se generará flujo desde las zonas donde el valor de $[P_{active}]$ es mayor, hacia las zonas donde $[P_{active}]$ es menor. Por consiguiente, a medida que transcurra el tiempo, la $[P_{active}]$ de los alrededores del túnel, irá recuperándose y alejándose de 0.00 KN/m^2 , es decir, su valor aumentará. En consecuencia $[\sigma']$ en el terreno adyacente al túnel disminuirá, acercándose cada vez más a los 0.00 KN/m^2 , o incluso alcanzando valores negativos de tracción.

Entonces, volviendo a la **Ecuación (11)**, el valor de $[\tau_{resistente}]$ se verá progresivamente reducido, mientras que $[\tau_{aplicada}]$ se mantendrá constante. En definitiva, el valor de [F.S.] disminuirá en consonancia con el aumento de $[P_{active}]$, siendo posible que alcance valores inferiores a uno, esto es, rotura.

El punto clave de este proceso, recae en el tiempo necesario para que $[P_{active}]$ alcance un valor suficientemente alto como para provocar la rotura del terreno. El parámetro que condiciona a este periodo de tiempo, es la permeabilidad $[K]$, que marca el ritmo o la velocidad a la que el agua fluye a través del terreno. Siendo así que, a mayor permeabilidad el tiempo necesario para disipar los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ es menor y a la inversa. De acuerdo con esto, el valor de $[F.S.]$ disminuirá con el tiempo (**Figura 3**), y a una ritmo marcado principalmente por $[K]$.



No obstante, otro factor influyente en el fenómeno de la consolidación, tiene que ver con las propiedades que caracterizan al sostenimiento del túnel en lo que al drenaje se refiere.

4.4. Comportamiento del Sostenimiento Provisional

En relación a lo explicado anteriormente, este estudio pretende centrarse en la fase de relajación de las tensiones, es decir la fase posterior a la excavación del túnel en la que todavía no se ha instalado el sostenimiento definitivo. Dicho lo anterior, se pueden plantear dos escenarios considerando un sostenimiento provisional.

El primero consiste en un sostenimiento impermeable constituido por hormigón proyectado, el cual permitiría la disipación de $[P_{excess}]$ en las zonas adyacentes al túnel, pero no admitiría flujo hacia el interior de la cavidad. En el segundo escenario se plantea un sostenimiento permeable el cual permite flujo hacia el interior del túnel.

4.4.1. Escenario de Sostenimiento Impermeable

El sostenimiento impermeable no permite el paso de agua hacia el interior del túnel, por lo tanto, el nivel freático debería permanecer constante. Por consiguiente, el tiempo necesario para disipar $[P_{excess}]$ en el terreno que rodea el túnel, depende de la permeabilidad $[K]$, y de las condiciones de contorno hidráulicas en la lejanía del túnel. En función del valor de $[K]$, el túnel tardará un cierto tiempo en alcanzar una resistencia al corte $[\tau_{resistente}]$ lo suficientemente pequeña como para llevar $[F.S.]$ a valores menores que uno (Ledesma A. & Gens A., 2017; Potts D.M. & Zdravkovic L., 2001).

4.4.2. Escenario de Sostenimiento Permeable

La principal característica de un contorno permeable, es que la presión de agua en todos sus puntos es nula, con lo cual, todas aquellas zonas del terreno donde la $[P_{active}]$ sea superior a 0.00 KN/m^2 , tenderán a trasladar agua hacia la cavidad para tratar de compensar esta diferencia de presión. O en otras palabras, el túnel actuará como un dren que creará un flujo hacia su interior, y rebajará el nivel freático del terreno. En este caso, el efecto del flujo es muy importante, y probablemente el tiempo necesario para disipar $[P_{excess}]$ del contorno del túnel sea mucho menor que en el escenario del sostenimiento impermeable. Por otra parte, el hecho de que el nivel freático alcance un nuevo equilibrio en un perfil más bajo, comportará que $[P_{steady}]$ alcance valores muy próximos a 0.00 KN/m^2 en el entorno del túnel una vez disipado $[P_{excess}]$. En este escenario, al final de la consolidación la presión intersticial será próxima a la hidrostática $[P_{active} \approx P_{steady}]$. Sin embargo ésta será tan pequeña que causará un aumento en el valor de la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ con respecto al inicio de la fase de consolidación en el cómputo global de los puntos del terreno.

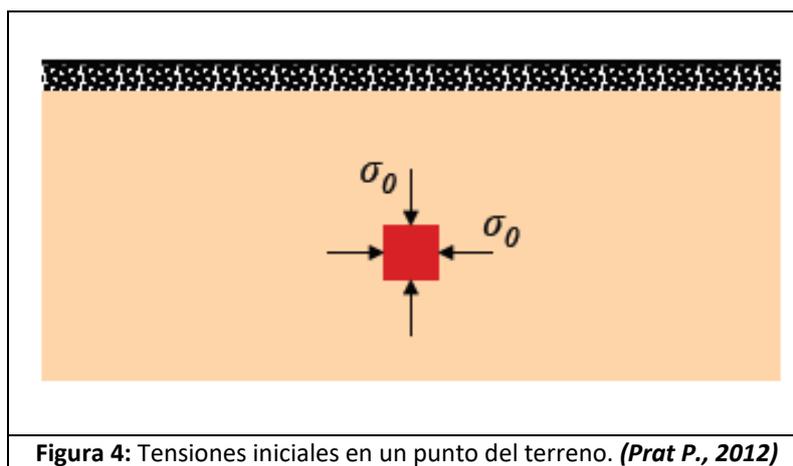
Por consiguiente, $[\tau_{resistente}]$ aumentará favoreciendo a su vez, un aumento en $[F.S.]$. Así en este escenario, la contribución del descenso del nivel freático al aumento de resistencia del terreno, será mayor que la contribución que proporciona la consolidación a la reducción de la resistencia en aquellos puntos donde $[P_{excess}]$ tiende a disiparse (Ledesma A. & Gens A., 2017; Potts D.M. & Zdravkovic L., 2001).

5. ESTADO DEL ARTE

El diseño tradicional de túneles se basa en métodos empíricos o semiempíricos de análisis, cuyos principios se desprenden de diversas experiencias obtenidas en obras subterráneas. Para definir las características de la interacción terreno-estructura, con las cuales se establece las condiciones de diseño en un túnel determinado, se elige un método empírico el cual tenga una buena correlación entre los resultados obtenidos y el comportamiento de túneles ya construidos para las condiciones dadas, (Díaz M. & Hernández G., 1998).

Por ejemplo, en el corto plazo, las predicciones de las cubetas de asientos en túneles pueden realizarse mediante relaciones empíricas derivadas de medidas ejecutadas en campo, las cuales están catalogadas en diversos casos históricos. El método empírico más utilizado para predecir los desplazamientos del terreno a corto plazo asociados a la excavación de túneles, se basa en la distribución Gaussiana y en las curvas de probabilidad acumulativa expresadas en el artículo "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil" de (Attewel P.B. & Woodman J.P, 1982).

Otro tipo de metodología tradicional de diseño, pasa por la aplicación de soluciones analíticas. Este es el caso de las tensiones generadas a corto plazo en la excavación, que vienen definidas por la solución elástica de un túnel circular incluida en la obra "Elastic Solutions for Soil and rock mechanics" de (Poulos H.G. & Davis E.H., 1974). Según esta solución, en el estado inicial de reposo del terreno, la tensión desviadora [$q_{Lambe\ ini} = 0.00\text{ KN/m}^2$]. Y la tensión total media es igual a la tensión total inicial [$p_{Lambe\ ini} = \sigma_0$], como se puede observar en la **Figura 4**.



La solución analítica propuesta **Ecuación (15)** y **Ecuación (16)** para el estado tensional posterior a la excavación, de acuerdo con los términos que aparecen expresados en la **Figura 5**, es:

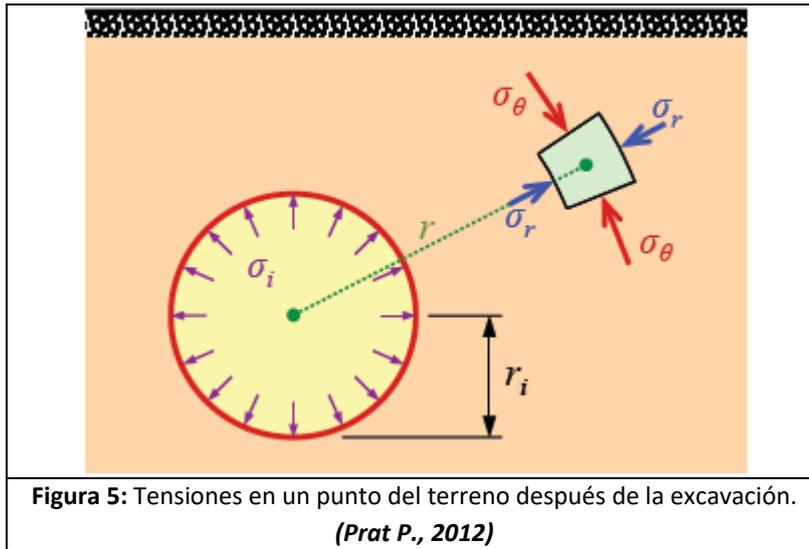


Figura 5: Tensiones en un punto del terreno después de la excavación. (Prat P., 2012)

$$\sigma_r = \sigma_0 - \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (\sigma_0 - \sigma_i) = \sigma_3 \tag{15}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (\sigma_0 - \sigma_i) = \sigma_1 \tag{16}$$

Donde se considera que $[p_{Lambe\ exc.} = \sigma_0]$, es decir, la tensión total media $[p_{Lambe}]$, no varía $[\Delta p_{Lambe\ exc.} = 0.00 \text{ KN/m}^2]$. Mientras que la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ aumenta.

$$q_{Lambe\ exc.} = \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (\sigma_0 - \sigma_i) \tag{17}$$

Por lo tanto, las trayectorias de tensiones totales o $[TTT]$, tienen recorrido vertical y constante según se muestra en la **Figura 6**.

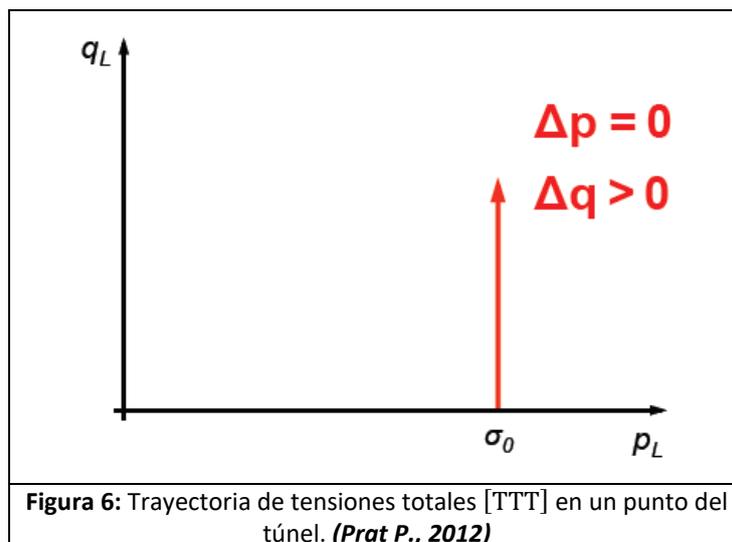


Figura 6: Trayectoria de tensiones totales [TTT] en un punto del túnel. (Prat P., 2012)

En lo que concierne a las soluciones analíticas que tienen en cuenta la presión intersticial así como el flujo generado hacia el interior de un túnel, (*Custodio E. & Llamas M.R., 1976*) recogen una serie de expresiones basadas en el cálculo de caudales de filtración tanto en el régimen estacionario como en el régimen transitorio.

Aunque el enfoque de los métodos empíricos y de las soluciones analíticas es muy simple de aplicar, ambos tienen grandes limitaciones que los hacen aplicables a un número relativamente reducido de casos (*Mair R.J. & Taylor R.N., 1997*). Un buen ejemplo de limitación serían los métodos empíricos en un planteamiento a largo plazo, lo cuales no serían adecuados dado el escaso número de casos de estudio disponibles en este escenario. No obstante, con la ayuda de técnicas de análisis numérico como el método de los elementos finitos [*MEF*], es posible predecir tanto los desplazamientos del terreno a largo plazo como la evolución de las tensiones y las presiones intersticiales en el terreno a partir del conocimiento teórico de la mecánica de suelos (*Wongsaroj J., 2005*).

En consonancia con esto, las ventajas de análisis [*MEF*] sobre la metodología empírica o analítica son entre otras:

- La capacidad de reproducir un comportamiento más realista del terreno.
- La simulación de las etapas de construcción.
- La capacidad de modelizar la interacción entre distintos túneles.
- La simulación tanto de situaciones a corto como a largo plazo.
- El manejo de condiciones hidráulicas de contorno complejas.
- El planteamiento de problemas acoplados como el hidromecánico [*H – M*].

No obstante, el método [*MEF*] debe ser empleado teniendo en cuenta las consideraciones teóricas pertinentes, ya que existen factores críticos que pueden influenciar las soluciones obtenidas a partir del método, (*Clough G.W. & Schmidt B., 1981*). Por tanto, la exactitud de los resultados obtenidos mediante el [*MEF*] depende de algunos factores como:

- El grado de simplificación y suposiciones teóricas llevados a cabo en el planteamiento del problema.
- El modelo constitutivo del material, empleado para describir su comportamiento mecánico. **Apartado [7.4.1].**
- La discretización del problema en lo que se refiere a tamaño de malla y de elemento. **Apartado [7.3].**

Dicho esto, y dada la importancia del planteamiento teórico en la resolución vía [MEF], con tal de abordar los escenarios de excavación no drenada y drenada expuestos en los **apartados [4.2.2] y [4.2.4]** respectivamente, se ha recurrido a trabajos de autores como (*Zienkiewicz O.C. & Chang C.T. & Bettess P., 1980*). Los cuales, en su artículo "*Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils.*", realizan un estudio sobre el comportamiento de los medios porosos saturados sometidos a cargas periódicas. En este trabajo, se proponen una serie de simplificaciones en las ecuaciones de Biot que están condicionadas por la capacidad de drenaje que adquiere el suelo en función de la rapidez con la que se le aplican ciertas cargas y el valor de la permeabilidad de éste.

Por otro lado, y haciendo referencia al problema de la consolidación en diferentes escenarios, **apartado [4.3]**, se han consultado el artículo "*A comparison of the three-dimensional consolidation theories of Biot and Terzaghi.*" de (*Cryer C.W., 1963*). En el cual el autor expone que, cuando un suelo saturado de agua se somete a compresión, la disminución del volumen del suelo se debe esencialmente a la disminución en el contenido de agua, siendo despreciable la reducción del volumen de los granos de sólido. Partiendo de que los cambios en el contenido de agua suceden a una cierta velocidad en función de la permeabilidad del suelo, la compresión del suelo corresponde a un proceso gradual conocido como consolidación.

En una línea de investigación parecida pero de carácter experimental, también se considera el artículo "*Permeability of a bentonite – crushed granite rock mixture using different experimental techniques.*" De (*Mata C. & Ledesma A., 2003*), en el cual los autores realizan un estudio experimental sobre los métodos de medición de la permeabilidad de materiales de sellado frecuentemente usados en el aislamiento de vertederos de residuos nucleares. En este trabajo, no solo se describe un programa experimental para analizar la disipación de las presiones intersticiales a través de estas barreras, sino que también se lleva a cabo la simulación de los experimentos de disipación de presiones intersticiales mediante el cálculo de elementos finitos. Uno de los análisis presentados plantea el fenómeno de consolidación en una esfera cargada con una carga constante $[\sigma]$, y asumiendo una superficie de drenaje libre.

Al aplicar la teoría de Biot, el conocido como efecto Mandel - Cryer se hace patente (*Mandel J., 1953*). Este efecto genera un incremento inesperado de la presión de agua en el centro de la esfera antes de que la presión decaiga como resultado de la consolidación.

Por último y no por ello menos importante, se hace mención de la tesis doctoral de (Wongsaroj J., 2005), "*Three-dimensional finite element analysis of short and long-term ground response to open-face tunnelling in stiff clay*", la cual ha sido de gran ayuda para comprender los aspectos relacionados con el comportamiento a largo plazo del terreno en la excavación de un túnel. De acuerdo con esto, (Wongsaroj J., 2005) lleva a cabo un estudio sobre los mecanismos que generan deformaciones y desplazamientos en el terreno a causa de la excavación de un túnel y su posterior comportamiento a largo plazo. El estudio ofrece el enfoque de un caso real el cual se analiza mediante técnicas de análisis numérico. Estas técnicas permiten predecir tanto los movimientos del terreno a largo plazo como las cargas del terreno sobre el revestimiento del túnel. Además, el autor expone ciertas nociones teóricas sobre como la construcción de túneles en suelo, causa inevitablemente un cambio en su estado de tensiones con sus correspondientes deformaciones y desplazamientos. En suelos de baja permeabilidad, el cambio en el estado tensional, genera excesos de presión de poros, las cuales, a largo plazo, se disipan hasta alcanzar un nuevo régimen hidráulico de equilibrio que a su vez produce desplazamientos adicionales.

6. BREVE DESCRIPCIÓN DE PLAXIS 2D®

Para realizar la modelización recogida en el presente trabajo se ha utilizado la versión 2016.01 del programa PLAXIS 2D®. Se trata de un programa de elementos finitos bidimensionales, desarrollado en la Delft University of Technology (Países Bajos), enfocado a la realización de análisis de deformación, estabilidad y flujo para diversos tipos de aplicaciones geotécnicas. Las situaciones reales, pueden ser modelizadas mediante modelos de axisimetría o bien, como en el caso que se pretende representar, mediante modelos de deformación plana. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite al usuario generar cómodamente tanto un modelo de la geometría que se desee representar, como una malla de elementos finitos, ambos basados en una sección vertical representativa de la situación real en cuestión.

El programa consiste en dos subprogramas, uno es el de entrada de datos y cálculo del modelo en sí, y el otro corresponde a la parte de análisis de resultados.

El programa de entrada se utiliza para definir la geometría del problema, crear la malla de elementos finitos y definir las fases de cálculo. Mientras que el programa de resultados se utiliza para inspeccionar y evaluar los resultados obtenidos en una vista bidimensional correspondiente a la sección geométrica planteada en el programa de entrada de datos. Este subprograma también permite graficar relaciones entre resultados en puntos geométricos concretos del modelo planteado.

7. CONFIGURACIÓN DEL MODELO

Para tratar de abordar el problema planteado se procederá a construir un modelo simétrico que simule la excavación de un túnel en un terreno constituido por un solo material el cual estará totalmente saturado en todo su dominio. El nivel freático se establecerá en superficie. En cuanto al sostenimiento del túnel, se contemplarán dos situaciones, la primera hará referencia a un revestimiento impermeable y la segunda a un revestimiento permeable. El procedimiento a partir del cual se modelizan estos revestimientos, se explicará en apartados posteriores.

7.1. Elección de la Geometría

El modelo 2D planteado a continuación, pretende representar una sección vertical del túnel sobre el cual se va a llevar a cabo la simulación. La geometría propuesta consiste en una sección plana y rectangular de 200.00 m de ancho por 70.00 m de espesor constituida por un terreno homogéneo. Con la intención de reducir costes computacionales, la sección mencionada incluye únicamente la mitad derecha del túnel. Para ello, el modelo se ha delimitado con una línea de simetría en su contorno izquierdo, cuyas características se especificarán en el **apartado [7.2.2]**.

La excavación del túnel queda situada en el contorno izquierdo de la sección rectangular de terreno. Su centro se encuentra a 50.00 m de profundidad y su diámetro $[D]$ es de 10.00 m. El espesor de terreno bajo la contrabóveda del túnel es de 15.00 m, (**Figura 7**).

Las dimensiones descritas, han sido elegidas teniendo en cuenta el criterio de (*Van der Berg J.P., 1999*), quien estudió la influencia de la distancia entre el contorno lateral de túnel y su centro, en las predicciones de asentamientos. Según este criterio, el modelo debe ser suficientemente grande como para que los contornos no interfieran en las deformaciones resultantes. Generalmente el ancho $[B]$ del modelo debe ser mayor o igual a 2 veces el espesor $[H]$.

$$B \geq 2 \cdot H \quad (18)$$

Mientras que el espesor $[h]$ de material por debajo de la contrabóveda del túnel debe ser aproximadamente entre 1 y 1.5 veces el diámetro $[D]$ del túnel.

$$D < h < 1.5 \cdot D \quad (19)$$

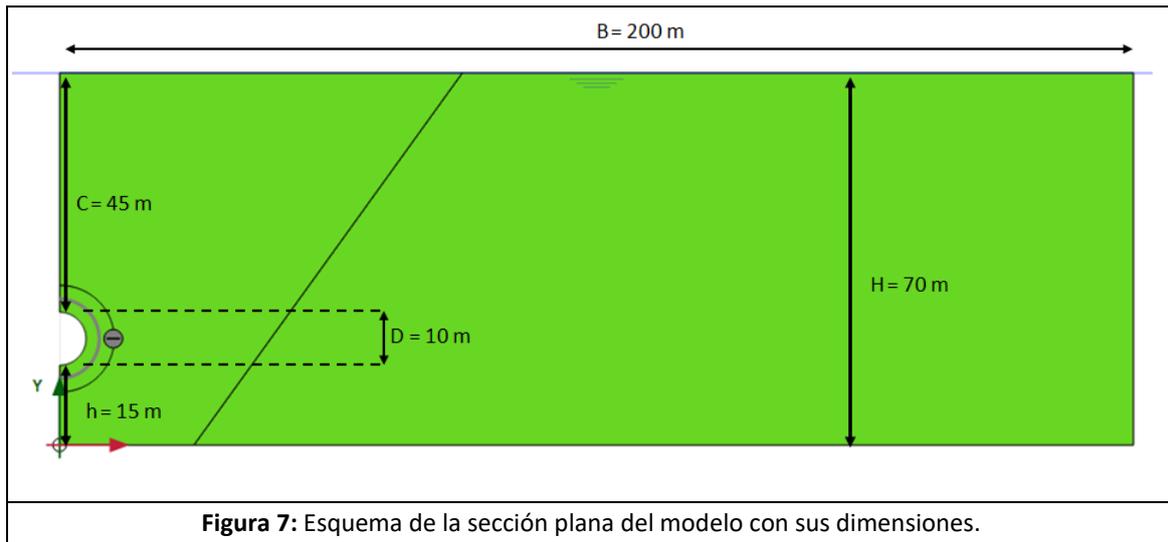


Figura 7: Esquema de la sección plana del modelo con sus dimensiones.

7.2. Condiciones de Contorno del Modelo

Para ejecutar el análisis de este problema, se han elegido diferentes tipos de condiciones para los contornos del modelo en base a la función que deben desempeñar con tal aproximarse en la medida de lo posible, a la realidad. Dicho esto, el modelo está restringido frente a movimiento horizontal en el eje de simetría en su parte izquierda, dos contornos drenantes en la parte derecha e inferior, y finalmente la superficie libre del terreno, que también es drenante, donde se sitúa el nivel freático. Estos contornos tienen implicaciones tanto hidráulicas como de restricción de desplazamientos:

7.2.1. Condiciones de Desplazamiento en el Contorno

Las condiciones de restricción de desplazamientos típicas en un Análisis de Elementos Finitos [AEF] para problemas geotécnicos, consisten por una parte en fijar los desplazamientos horizontales en los contornos verticales, y por la otra, en fijar los desplazamientos tanto verticales como horizontales en el contorno inferior del modelo

7.2.2. Condiciones Hidráulicas de Contorno

7.2.2.1. Condiciones de Contorno Cerrado

Como se ha mencionado anteriormente, el límite izquierdo del modelo está delimitado por una línea de simetría. Sus propiedades corresponden a las de un contorno cerrado que especifica un flujo igual a cero. El motivo por el cual se le implementan estas características a la línea de simetría, se asocia al hecho de que no existe flujo a ambos lados de la línea de simetría, ya que se está trabajando con la mitad de la sección plana del túnel, (**Figura 8**).

7.2.2.2. Condiciones de Contorno de Drenaje Libre

Estas condiciones corresponden a los límites derecho e inferior del modelo. Esta opción genera por defecto condiciones de filtración a partir de la presión hidrostática generada por la altura del nivel freático.

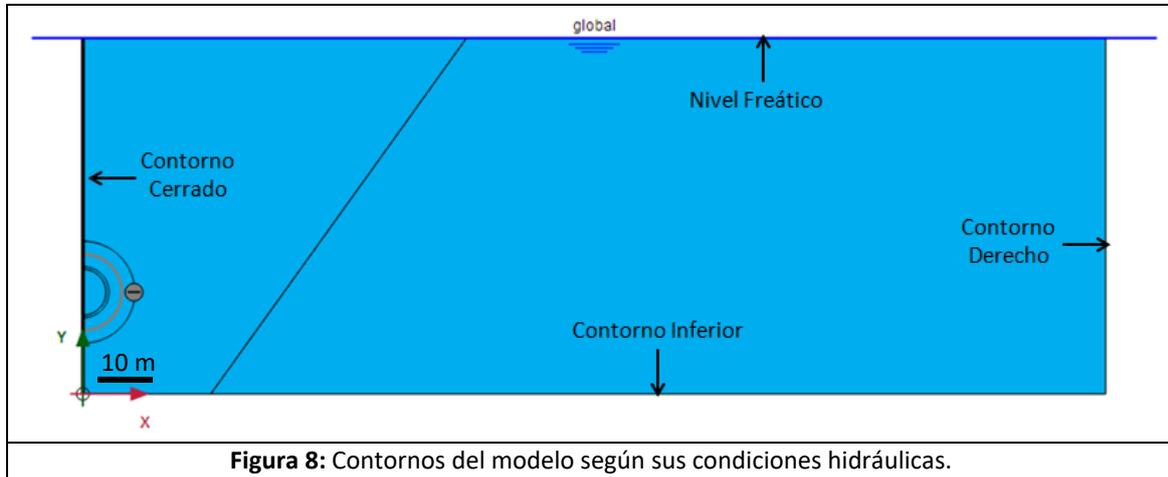


Figura 8: Contornos del modelo según sus condiciones hidráulicas.

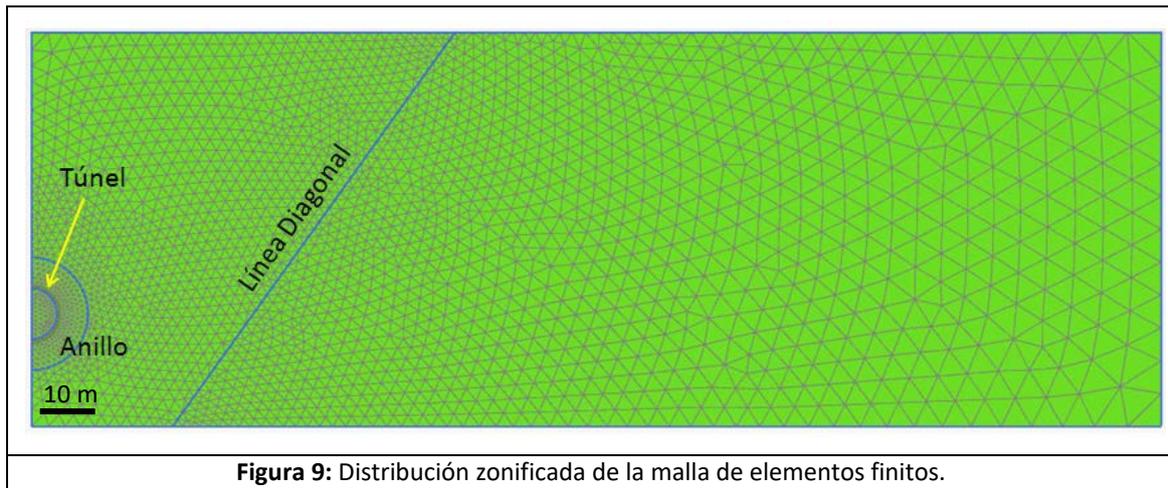
Es importante mencionar, que el cálculo del caso base representado en este modelo se ha ejecutado probando tanto el escenario en el que el límite inferior tiene asignadas propiedades de contorno cerrado, como el escenario en el que este límite tiene asignadas propiedades de drenaje libre. En vista de que los resultados obtenidos han sido prácticamente los mismos, se ha optado por asignar al límite inferior, las condiciones de contorno de drenaje libre.

7.3. Construcción de la Malla de Elementos Finitos

La malla de elementos finitos ha sido configurada y distribuida de acuerdo con las necesidades de cálculo asociadas a las zonas más críticas del modelo. Por consiguiente, el modelo ha sido delimitado por una línea que lo cruza en diagonal situada en su tercio izquierdo o más próximo al eje de coordenadas, y un anillo situado alrededor del túnel. Estas líneas no tienen ningún tipo de atribución a efectos de la geometría de los estratos del terreno, simplemente delimitan las zonas donde se quiere implementar una malla cuyo tamaño del elemento es diferente a la zona adyacente.

7.3.1. Refinado de la Malla de Elementos Finitos

En este caso, la malla de la zona situada entre la línea diagonal y el eje de coordenadas ha sido refinada con el objetivo de obtener más nodos y por lo tanto más información en las proximidades del túnel. Asimismo, en la parte del terreno situada entre el túnel y el anillo que lo rodea, la malla se ha refinado todavía más, ya que será esta la zona donde sucedan los cambios tensionales más acusados durante las diferentes fases de cálculo, (Figura 9).



7.3.2. Características de los Elementos Finitos

El terreno se ha simulado con elementos triangulares de quince nodos que proporcionan por una parte, una interpolación de segundo orden para los desplazamientos y por la otra, una interpolación lineal para la presión de agua o de poros. La matriz de rigidez del elemento se calcula mediante integración numérica usando doce puntos de Gauss. Cada elemento debe tener asignado un modelo constitutivo y los parámetros que lo definen.

7.4. Modelo Constitutivo del Material

La elección de una ley constitutiva apropiada para describir el comportamiento del suelo es muy importante en el análisis de [MEF]. Existe una amplia gama de modelos en relación a su complejidad, la cual va en consonancia con el coste computacional. Sin embargo, esto no implica que la calidad de los resultados sea mejor. Para poder encontrar un equilibrio entre calidad y coste computacional, deben tenerse en cuenta una serie de consideraciones que no siempre son triviales. De acuerdo con esto, se ha recurrido a trabajos previos a la hora de adoptar dichas consideraciones.

En una primera aproximación, se ha optado por un modelo elasto-plástico, ya que según el criterio de (Atkinson J.H., 1990), los cambios en las presiones intersticiales ocurren principalmente en la zona plástica. Y por tanto es necesario implementar un modelo que permita el desarrollo de esta zona.

Después de esto, se ha tomado una decisión que atañe a la linealidad o no linealidad de la parte elástica del modelo. De acuerdo con (Gunn M.J., 1993), los modelos lineales tienden a generar cubetas de asientos más superficiales y anchas que las reales. Por el contrario, los modelos no lineales consiguen una mejor aproximación al perfil real de asientos, el cual es más estrecho y profundo. En cuanto a los cambios en las presiones de poros, los modelos no lineales también realizan mejores predicciones que los modelos lineales (Mair R.J. & Taylor R.N., 1993). En contraste con lo anterior, y conociendo la mayor simplicidad del problema que se va a abordar, se ha optado por un modelo lineal elástico perfectamente plástico de Mohr-Coulomb. Así, tras sopesar el margen de error asumible en los resultados, frente a la capacidad computacional disponible, se ha llegado a la conclusión de que la predicción de las deformaciones y presiones intersticiales es suficientemente próxima a la realidad como para utilizar el modelo constitutivo mencionado.

7.4.1. Modelo Lineal Elástico Perfectamente Plástico de Mohr-Coulomb

7.4.1.1. El Comportamiento Elasto-Plástico

El modelo de Mohr-Coulomb se rige por la elasto-plasticidad, esto supone que tanto la tensión y la deformación $[\underline{\sigma}, \underline{\varepsilon}]$, como sus incrementos $[\underline{\dot{\sigma}}, \underline{\dot{\varepsilon}}]$, están separados por una superficie de fluencia [S.F.] que da lugar a dos zonas o espacios de deformación que representan, por un lado, el espacio elástico (referente a la parte Lineal Elástica) y por el otro, el espacio plástico (referente a la plasticidad perfecta). En consecuencia, [S.F.] queda definida como aquella superficie geométrica de los puntos a partir de los cuales hay deformación plástica e irreversible $[\underline{\varepsilon}^p]$. Mientras el estado tensional al que se haga referencia, permanezca dentro de la superficie de fluencia, la deformación será elástica y por tanto reversible $[\underline{\varepsilon}^e]$.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \qquad \underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\dot{\varepsilon}}^e + \underline{\dot{\varepsilon}}^p \qquad (20)$$

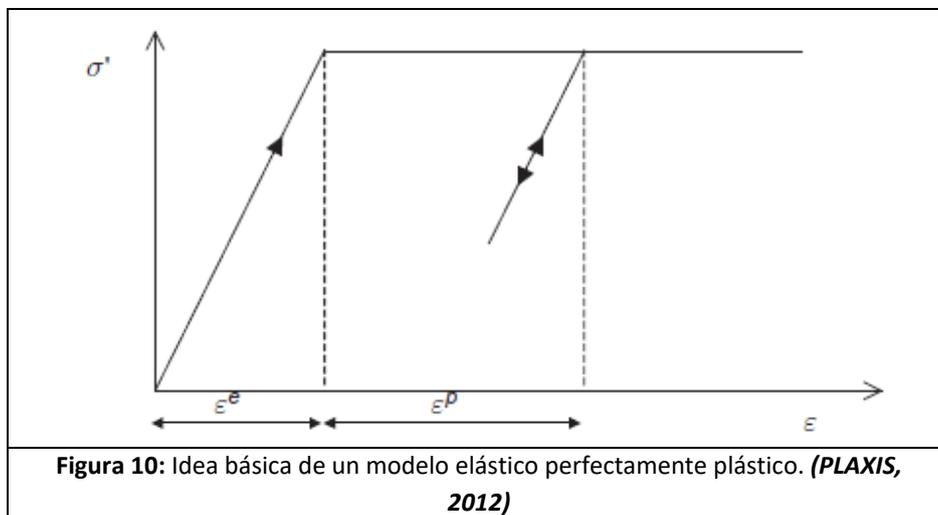
En la parte elástica lineal, el material se deforma linealmente con la Ley de Hook, que relaciona los incrementos de tensión $[\underline{\dot{\sigma}}]$ con los incrementos de deformación $[\underline{\dot{\varepsilon}}]$ mediante la matriz $[\underline{D}^e]$.

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D}^e \cdot \underline{\dot{\varepsilon}}^e \qquad (21)$$

Por lo que a la parte plástica se refiere, las deformaciones que allí se producen están asociadas al comportamiento de $[S.F.]$. Por lo que respecta al modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, $[S.F.]$ coincide con la superficie de rotura. Es decir, que $[S.F.]$ es una superficie fija a partir de la cual se produce deformación infinita, esto se denomina plasticidad perfecta, **(Figura 10)**.

Por otra parte, y haciendo alusión a la teoría clásica de la plasticidad (*Hill R., 1950*), los incrementos de deformación plástica $[\underline{\dot{\varepsilon}}^p]$ son proporcionales a la derivada de la función de la superficie de fluencia $[f]$ con respecto a las tensiones. Esto significa que las deformaciones plásticas, pueden ser representadas como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta forma clásica de la teoría de la plasticidad se conoce comúnmente como plasticidad asociada.

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \frac{\delta f}{\delta \underline{\sigma}'} \qquad (22)$$



7.4.1.2. Criterio de Rotura

El criterio de Mohr-Coulomb (**Figura 11**) describe la respuesta de materiales, tales como hormigón, o agregados de partículas como el suelo a esfuerzo cortante. En general, la teoría se aplica a los materiales para los que la resistencia a la compresión es muy superior a la resistencia a la tracción. La teoría explica que el corte de un material se produce para una combinación entre tensión normal efectiva $[\sigma']$ y resistencia al corte $[\tau]$, y que cuanto mayor sea la tensión normal efectiva, mayor será la tensión tangencial necesaria para cortar el material. A su vez, la resistencia al corte $[\tau]$ también depende de la cohesión $[c']$ y del ángulo de rozamiento interno característico del material $[\varphi']$, (*UPC Commons - Modelización constitutiva, 2016*).

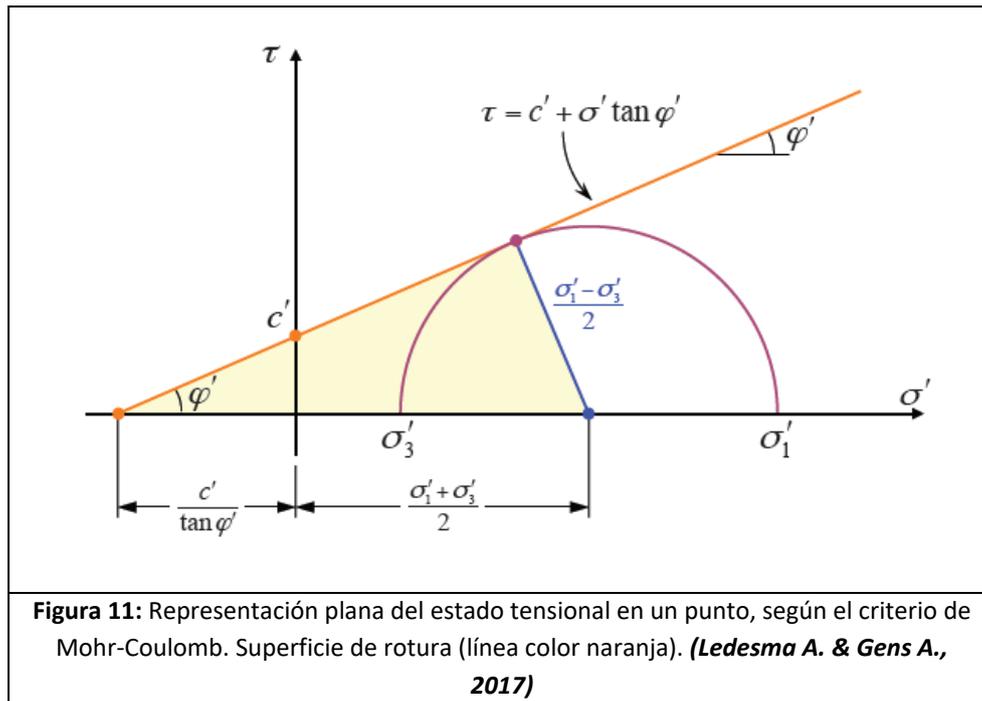
Así, el criterio de rotura Mohr-Coulomb tomando el criterio de signos de la mecánica de suelos puede representarse como:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (23)$$

$$\sigma' = \sigma - P_{active} \quad (24)$$

Donde:

- τ : Tensión tangencial o resistencia al corte $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- σ' : Tensión Efectiva $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- c' : Cohesión $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- P_{active} : Presión intersticial o de poros $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- c' : Cohesión $[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- φ' : Ángulo de rozamiento interno $[\text{°}]$.



La **Ecuación (23)**, se puede escribir en función de las tensiones $[q_{Lambe}, p'_{Lambe}]$ del plano de Lambe como se ha dicho en el **apartado [4.2.1]**:

$$q_{Lambe} = (c' \cdot \cos \varphi') + (p'_{Lambe} \cdot \sin \varphi') \quad (25)$$

Donde:

$$- p'_{Lambe} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

$$- q_{Lambe} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

Es importante remarcar que la **Ecuación (23)** está expresada siguiendo el criterio de signos de la mecánica de suelos convencional. Debido a que el software utilizado se rige por el criterio de signos descrito en el **apartado [3.1]**, la **Ecuación (23)** tomará la forma:

$$\tau = c' - \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (26)$$

Donde tensión efectiva $[\sigma']$ tendrá signo negativo, es decir $[-\sigma']$. De la misma manera que las tensiones totales $[\sigma = -\sigma]$, y las $[P_{active}, P_{steady} = -P_{active}, -P_{steady}]$. Por lo tanto, la **Ecuación (2)** y la **Ecuación (3)** respectivamente, tomarán la forma:

$$-P_{active} = -P_{steady} + P_{excess} \quad (27)$$

$$-\sigma' = -\sigma - (-P_{active}) \quad (28)$$

Como aporte final a este apartado, cabe decir, que la **Ecuación (23)** hace referencia a la superficie de rotura del material, que como se ha mencionado en el **apartado [7.4.1.1]**, coincide con la superficie de fluencia [*S.F.*]. Por consiguiente, la **Ecuación (23)** solo representa al espacio plástico de deformaciones. No obstante, el comportamiento del espacio elástico queda incluido en la matriz \underline{D}^e mencionada en el **apartado [7.4.1.1]**, la cual contiene los parámetros elásticos conocidos como módulo de elasticidad [*E*] y coeficiente de Poisson [*v*].

7.4.1.3. Limitaciones del Modelo de Mohr-Coulomb

- **Efecto de la dilatancia:**

Una de las limitaciones del Modelo de Mohr-Coulomb es el hecho de que la dilatancia [ψ] debe ser igual a cero en problemas de análisis no drenado. De lo contrario, $\psi \neq 0.00^\circ$ podría dar lugar a resistencias del terreno infinitas y por ello, poco realistas (PLAXIS, 2012).

- **Sobreestimación de la resistencia al corte no drenado [C_u] :**

En un escenario no drenado, el modelo de Mohr-Coulomb sobreestima la resistencia al corte no drenado [C_u]. Es decir, el modelo predice una resistencia del terreno superior a la real. Este tema se aborda con más profundidad en el **apartado [8.2.3]** (PLAXIS, 2012).

- **Sobreestimación de los desplazamientos:**

Al llevar a cabo una excavación, el fondo de la misma se descomprime generando una cierta elevación en el terreno. El modelo de Mohr-Coulomb, sobreestima esta elevación. Algo semejante ocurre con las cubetas de asientos calculadas en túneles, el modelo Mohr-Coulomb, tiende a predecir cubetas más anchas y superficiales que las reales (Ledesma A. & Gens A., 2017).

7.5. Parámetros del Terreno

Los parámetros adoptados para este caso base están indicados en la **Tabla 1**. La selección de los parámetros se ha hecho de tal forma que en el escenario de excavación no drenada el túnel es estable, **apartado [9.3.1]**. Mientras que en el escenario de excavación drenada, el túnel alcanza las condiciones de rotura, **apartado [9.3.2]**.

Parámetro	Descripción	Unidades	Valor
Propiedades Generales del Suelo			
γ_{unsat}	Peso específico no-saturado	KN/m ³	17.25
γ_{sat}	Peso específico saturado	KN/m ³	20.55
e_{init}	Índice de poros	adim.	0.60
Rigidez			
E'	Módulo elástico	KN/m ²	$5.00 \cdot 10^5$
ν'	Coefficiente de poisson	adim.	0.30
G^*	Módulo de corte	KN/m ²	$192.30 \cdot 10^3$
E_{oed}^*	Módulo edométrico	KN/m ²	$673.10 \cdot 10^3$
Tensiones Efectivas			
c'_{ref}	Cohesión	KN/m ²	150.00
ϕ'	Ángulo de rozamiento interno	°	30.00
$\psi^{[1]}$	Ángulo de dilatación	°	0.00
Velocidades			
V_s^*	Velocidad ondas cizalla	m/s	330.70
V_p^*	Velocidad ondas compresión	m/s	618.70
Comportamiento No-Drenado			
-	Comportamiento No-Drenado	-	Estándar
B^{\wedge}	Skempton	adim.	0.98
ν_u^{\wedge}	Coefficiente de poisson del agua	adim.	0.49
$K_{w/ref}^{\wedge}$	Rigidez del agua	KN/m ²	$18.75 \cdot 10^6$

Consolidación			
$C_{v,ref}^*$	Coefficiente de consolidación Primaria	m ² /día	5.82
Flujo Subterráneo			
K_X	Permeabilidad en dirección X	m/día	$8.64 \cdot 10^{-5}$
K_Y	Permeabilidad en dirección Y	m/día	$8.64 \cdot 10^{-5}$
$-\psi_{unsat}^{\wedge}$	Potencial de flujo	m	$10.00 \cdot 10^3$
S_s^{\wedge}	Almacenamiento específico	1/m	$0.53 \cdot 10^{-6}$
Cambios de Permeabilidad			
c_k^{\wedge}	Índice de cambio de la permeabilidad	adim.	$1.00 \cdot 10^{15}$
Tensiones Iniciales			
$K_{0,x}$	Coefficiente de empuje al reposo, X	adim.	1.00
$K_{0,z}$	Coefficiente de empuje al reposo, Z	adim.	1.00
<p>Tabla 1: Tabla de parámetros del terreno. Los parámetros con el superíndice [^], están definidos por defecto. Los parámetros con el superíndice [*], son parámetros recalculados por el programa a partir de otros parámetros introducidos por el usuario.</p>			

El valor del ángulo de dilatación $\psi^{[1]}$, deberá ser estrictamente igual a 0.00° en el análisis del problema en condiciones no drenadas, **(Tabla 1)**. Ya que de otra manera la resistencia del suelo sería infinita. Por otra parte, los valores de permeabilidad [K_X] y [K_Y] variaran según lo previsto en el **apartado [8.3.1]**.

8. CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS

En la construcción por etapas se define el problema que se quiere resolver mediante el establecimiento de las fases de cálculo. Estas fases deben ser configuradas siguiendo un orden y conforme a unos criterios determinados según el problema planteado.

En este caso, se va a calcular la fase de excavación de un túnel en condiciones drenadas y no drenadas. A continuación, la excavación no drenada vendrá seguida por una fase de consolidación la cual estará sujeta a dos variantes definidas por dos tipos diferentes de sostenimiento del túnel, impermeable y permeable, **apartado [4.4]**. Por otra parte, tras las fases de excavación y consolidación, se han añadido las fases de cálculo del factor de seguridad $[F.S.]$, para entender cómo evoluciona la estabilidad del túnel entre la excavación y la consolidación.

Esta sección pretende explicar las consideraciones y mecanismos de cálculo de un software de análisis mediante elementos finitos $[AEF]$, en este caso PLAXIS 2D®, para cada una de las fases propuestas. Las bases teóricas del comportamiento del terreno según su capacidad de drenaje, quedan explicadas con anterioridad en el **apartado [4.4]**.

8.1. Fase Inicial

8.1.1. Presión de Poros Inicial

El cálculo de la presión de poros inicial quedará sujeto a la presión hidrostática, ya que, como se ha descrito en la **sección [7]**, el nivel freático queda situado a nivel de superficie y horizontal.

8.1.2. Generación de Tensiones Iniciales

Para llevar a cabo el análisis del problema geotécnico aquí presentado, se requiere especificar el conjunto de las tensiones iniciales. Las tensiones iniciales en un terreno están influenciadas por el peso del material y la historia de su formación. Este estado de tensiones está comúnmente caracterizado por la tensión vertical efectiva inicial $[\sigma'_{v,0}]$. Que a su vez, está relacionada con la tensión horizontal efectiva inicial $[\sigma'_{h,0}]$ a través del coeficiente de empuje lateral de tierras en reposo $[K_0]$, es decir $[\sigma'_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0}]$. PLAXIS 2D® permite definir este conjunto de tensiones iniciales en el modelo a representar mediante el procedimiento $[K_0]$.

Este método de cálculo de tensiones iniciales, que tiene en cuenta el historial de carga del terreno, debe ser usado preferentemente en modelos cuya superficie sea horizontal, y cuyos estratos y nivel freático considerado, sean paralelos a esta superficie. Para el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, que es el que se ha elegido para este análisis, se considera que el coeficiente $[K_0]$ se puede calcular mediante la expresión empírica de Jaky: $[K_0 = 1 - \sin \varphi']$, (PLAXIS, 2012).

8.2. Fase de Excavación

8.2.1. Presión de Poros en la Excavación

En los términos especificados en un [AEF], la forma de reproducir el comportamiento del terreno frente a una excavación se conoce como cálculo plástico. El cálculo plástico, se utiliza para llevar a cabo aquellos análisis de deformación elasto-plástica en los cuales no se tiene en cuenta la evolución de las presiones de poros a lo largo del tiempo. Por otro lado, dado que el terreno está totalmente saturado, deberá especificarse que el dominio del túnel queda seco tras la excavación, (**Figura 12**).

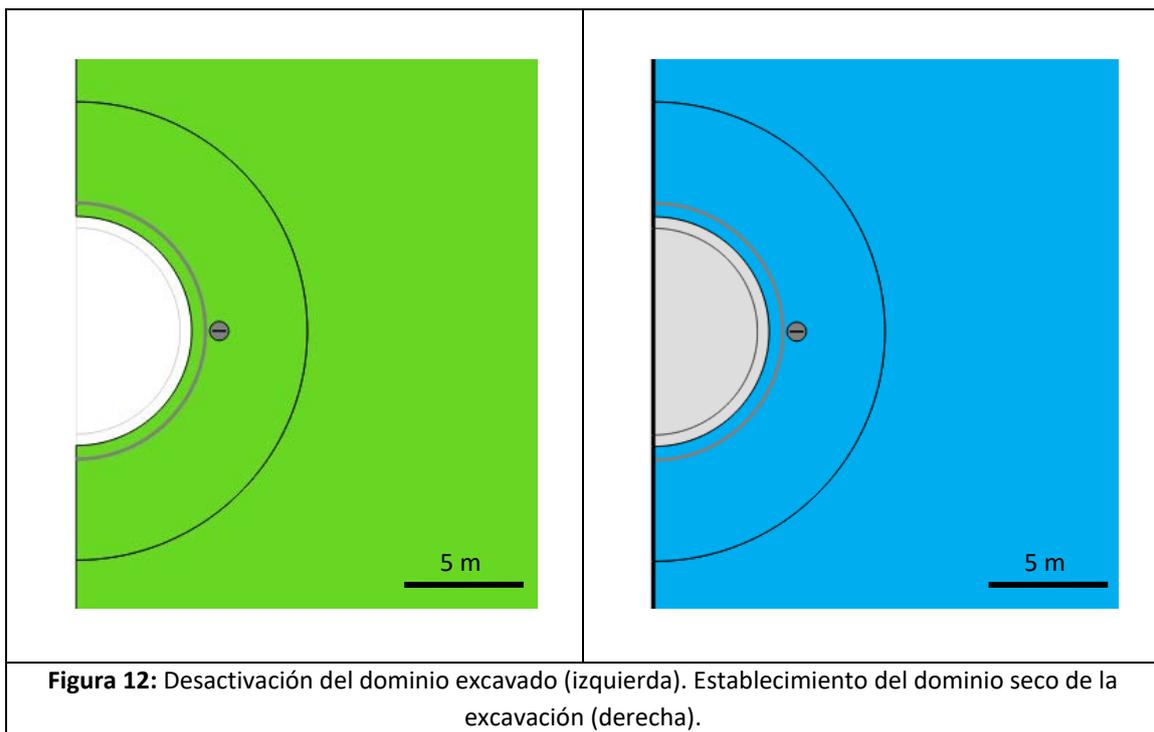
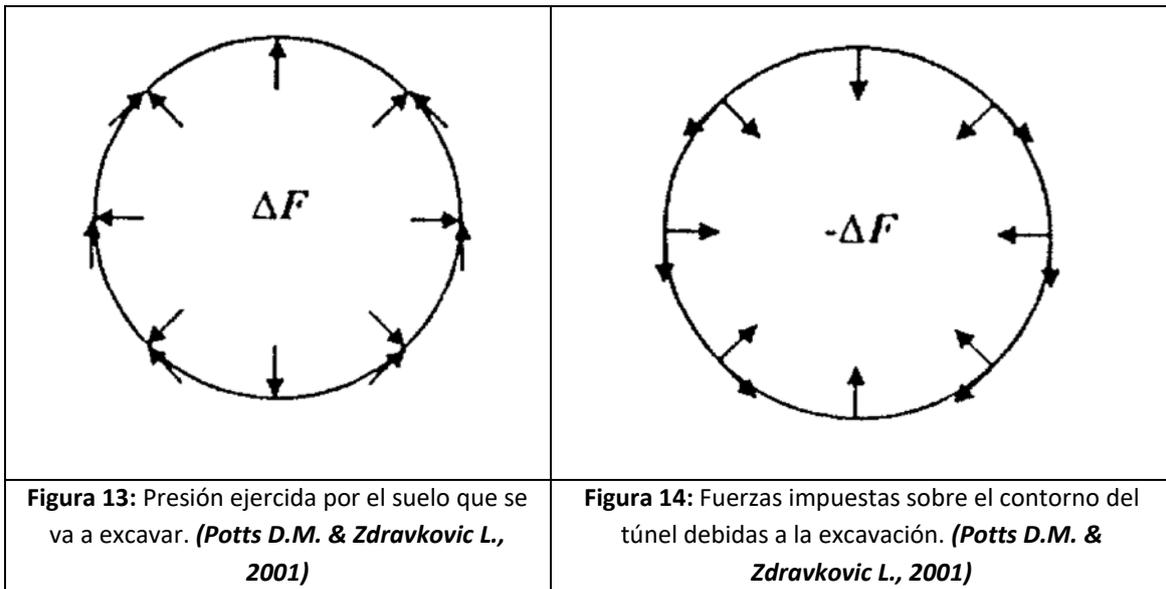


Figura 12: Desactivación del dominio excavado (izquierda). Establecimiento del dominio seco de la excavación (derecha).

8.2.2. Simulación de Tensiones en la Excavación

Una de las alternativas existentes para efectuar el cálculo plástico es que el programa calcule el valor $[F_0]$, de las fuerzas nodales equivalentes que representan la tensión ejercida, en lo que será el contorno del túnel, por el suelo que se va a excavar. Esto se asigna linealmente al número de incrementos o elementos $[n]$, sobre los cuales se realizará la excavación obteniendo $[\Delta F = F_0/n]$. El vector de fuerzas iguales y opuestas $[-\Delta F]$ se aplica entonces al contorno de la excavación para cada uno de los $[n]$ incrementos de la excavación, (Potts D.M. & Zdravkovic L., 2001), (Figura 13) y (Figura 14).



Este método de cálculo se basa en el teorema de los trabajos virtuales, el cual sugiere que “Si se aplica un desplazamiento, el trabajo que realizan las tensiones generadas es igual al trabajo de las fuerzas exteriores”.

Por lo tanto, al desactivar el dominio excavado correspondiente al túnel, que quedará eliminado de la malla de elementos finitos (Figura 12), las tensiones iniciales del terreno sumadas al incremento de tensiones generado por la excavación, se verán equilibradas por una tensión de la misma magnitud pero de signo contrario (Ledesma A. & Gens A., 2017).

A partir de este punto, se impone una reducción progresiva de las tensiones $[\Delta F]$ que actúan en el interior de la excavación y que ejercen presión sobre el contorno interior del túnel mediante el llamado método $[\beta]$. Este método implica la aplicación de un factor de reducción $[1 - \sum M_{stage}]$ donde $[0 < \sum M_{stage} < 1]$, que multiplica a $[\Delta F]$ en cada paso de cálculo. Así $[\Delta F]$ disminuye a medida que el terreno se deforma hacia el interior del túnel. Este proceso se repite progresivamente en cada paso de cálculo hasta que se produce la rotura del túnel o bien, hasta que se lleva a cabo la aplicación del sostenimiento final, donde $[\sum M_{stage} = 1]$ (De Santos C., 2015).

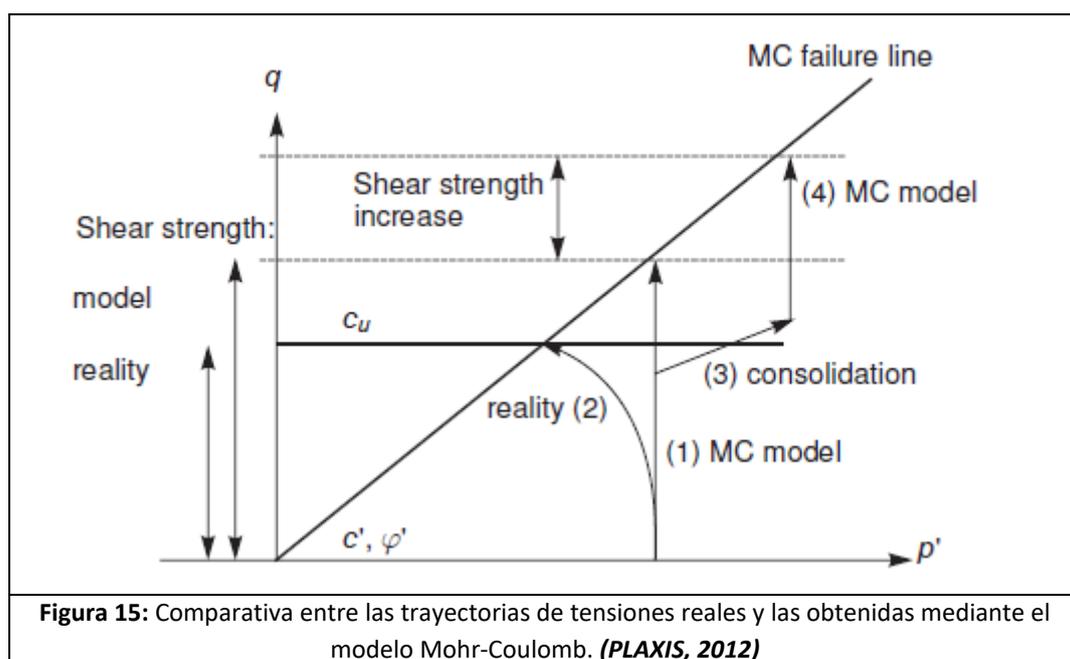
8.2.3. Simulación de la Excavación No Drenada

El tipo de análisis de drenaje seleccionado para esta simulación es el NO DRENADO [A] en términos de PLAXIS 2D®, que permite realizar una evaluación de la tensión efectiva en combinación con los parámetros efectivos $[\varphi']$ y $[c']$ en la modelización de la resistencia al corte no drenado del material $[C_u]$.

En este caso, el desarrollo de las presiones de poros juega un papel crucial al proporcionar la trayectoria de tensiones efectivas que conduce a la rotura una vez alcanzado un valor realista de $[C_u]$. La principal ventaja de utilizar parámetros efectivos en condiciones no drenadas, es la generación de un cierto aumento de la resistencia al corte.

No obstante, este incremento puede ser erróneo dado que la mayoría de modelos no son capaces de proporcionar la trayectoria de tensiones efectivas correcta en un escenario de carga no drenada.

La **Figura 15** ilustra un ejemplo de las trayectorias de tensiones mencionadas mediante el modelo Mohr-Coulomb.



Al emplear el análisis de drenaje NO DRENADO [A], el modelo seguirá una trayectoria de tensiones efectivas donde la tensión efectiva media [p'_{Lambe}], permanecerá constante hasta alcanzar la rotura [1]. A continuación, el suelo seguirá una trayectoria de tensiones efectivas bajo carga no drenada, donde [p'_{Lambe}] se reduce notablemente debido al aumento del corte inducido por las presiones de poros [2].

Por lo tanto, la tensión desviadora [q_{Lambe}] máxima que el modelo puede alcanzar queda sobrestimada por el modelo de Mohr-Coulomb. O en otras palabras, la resistencia al corte movilizada o de fallo calculada por el modelo, se sobrepone a la resistencia al corte de fallo real o disponible.

Si se diera el caso de que en un estado de tensiones concreto, el suelo consolidara, la tensión efectiva media aumentaría [3]. A su vez, si se volviera a aplicar otra carga no drenada al suelo, la resistencia al corte obtenida por el modelo de Mohr-Coulomb aumentaría [4] en comparación a la resistencia al corte calculada previamente. No obstante, esta nueva resistencia al corte podría ser, de igual manera, poco realista (PLAXIS, 2012).

8.2.4. Simulación de la Excavación Drenada

El tipo de análisis de drenaje seleccionado para esta simulación es el DRENADO en términos de PLAXIS 2D®, en los que la rigidez y la resistencia del material están definidos en términos de propiedades efectivas. Este análisis no contempla la generación de excesos de presión de poros [P_{excess}], ya que está indicado para materiales de muy alta permeabilidad y/o una velocidad de carga lenta en comparación con esta. Esta opción puede ser usada para simular el comportamiento del terreno a largo plazo sin necesidad de reproducir los procesos de carga no drenada y de consolidación, (PLAXIS, 2012).

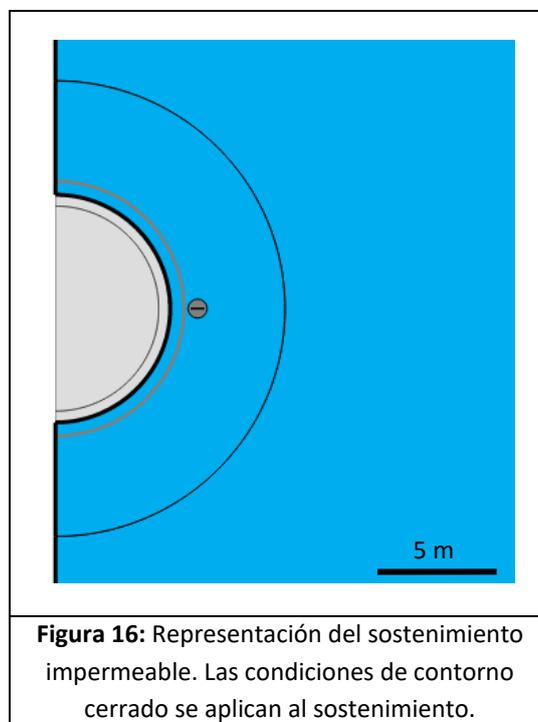
8.3. Fase de Consolidación

Puesto que el material que constituye el terreno donde se produce la excavación del túnel tiene una permeabilidad muy baja, la disipación del exceso de presión de poros [P_{excess}] tiene lugar a muy largo plazo. Por ello, durante la fase de consolidación, se establece un periodo de tiempo suficientemente largo como para dar lugar a la disipación de los excesos de presión de poros [P_{excess}] generados en la fase de previa de excavación. Esto último tiene cabida tanto en el escenario del túnel con sostenimiento impermeable, como en el escenario del túnel con sostenimiento permeable descritos en el apartado [4.4]. Sin embargo, en lo que al tipo de cálculo se refiere, el sostenimiento impermeable se modeliza mediante un cálculo de consolidación pura, ya que dadas las características de este sostenimiento, no se produce flujo hacia el interior del túnel.

Por lo que respecta al tipo de cálculo elegido para modelizar el escenario de túnel con sostenimiento permeable, éste consiste en un cálculo acoplado, o en los términos especificados en el software PLAXIS 2D®, “Fully coupled flow-deformation analysis”. El motivo de esta elección radica en el hecho de que el sostenimiento permeable si permite flujo hacia el interior del túnel. Por otra parte, se debe recordar que tanto el sostenimiento permeable como el sostenimiento impermeable se consideran sostenimientos provisionales de hormigón proyectado, cuya resistencia es ínfima en comparación con el sostenimiento definitivo. Por consiguiente la resistencia del sostenimiento se despreciará en lo que tiene que ver con la modelización de éste.

8.3.1. Modelización del Escenario con Sostenimiento Impermeable: Consolidación Pura

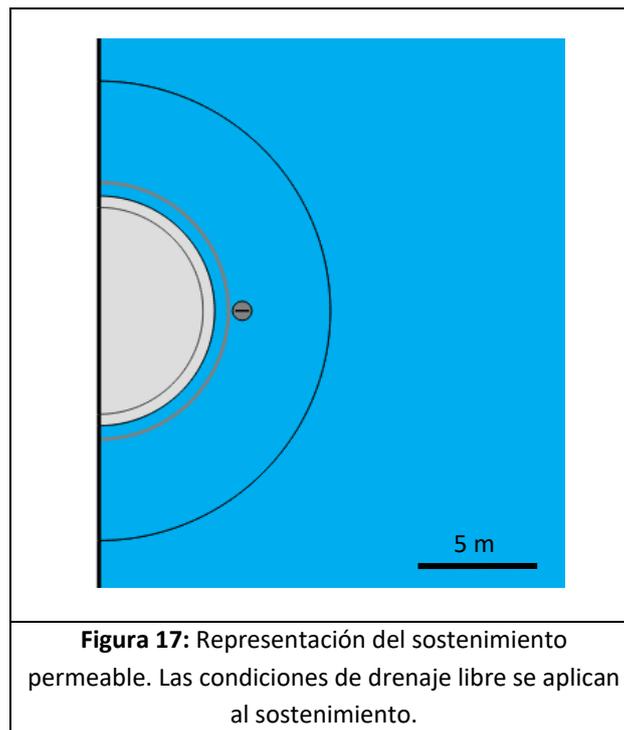
Para modelizar el escenario en el que el revestimiento del túnel es totalmente impermeable, se le aplicarán condiciones de contorno cerrado, **apartado [7.2.2.1]**, mediante las cuales se impondrá que el flujo hacia el interior del túnel es nulo, (**Figura 16**). Por consiguiente, el tiempo necesario para disipar el exceso de presión de poros [P_{excess}] en el terreno que rodea el túnel, dependerá de la permeabilidad [K] y de las condiciones hidráulicas de contorno en la lejanía del túnel. Por lo tanto, será en esta fase donde se variará el parámetro [K] para obtener una relación entre la disipación de tensiones y el tiempo necesario para alcanzar la rotura.



El hecho de que mediante la condición de contorno cerrado no se permita el flujo de agua hacia el interior del túnel, comporta que, con el objetivo de modelizar la consolidación del túnel con sostenimiento impermeable, se implemente un cálculo de consolidación pura. Este cálculo actúa únicamente sobre el exceso de presión de poros [P_{excess}], y las consecuencias de calcular la disipación de [P_{excess}] mediante este método son únicamente mecánicas. Es decir, afectan a las tensiones del terreno en torno al túnel pero no a su régimen hidráulico (PLAXIS, 2012; Ledesma A., 2017)

8.3.2. Modelización del Escenario con Sostenimiento Permeable: Cálculo Acoplado

Para modelizar el escenario en el que el revestimiento del túnel es totalmente permeable, las condiciones de contorno aplicadas a esté perímetro serán de drenaje libre, **apartado [7.2.2.2]**. En este caso, la presión de agua considerada en el perímetro del túnel será nula, lo que permitirá la generación de flujo hacia el interior del túnel, (Figura 17).



De acuerdo con esto, y haciendo referencia al criterio de signos de mecánica de suelos, se generara flujo de agua desde las zonas donde la presión de poros activa [P_{active}] es más elevada, a las zonas donde el valor de la presión de poros activa [P_{active}] es inferior, como lo es el contorno del túnel permeable donde [$P_{active} = 0.00 \text{ KN/m}^2$]. En consecuencia, aquellos puntos del terreno cuyos poros pierden un cierto volumen de agua a causa del flujo, están sujetos a una cierta deformación.

En consecuencia, el esqueleto del suelo se deforma modificando su estado tensional, y haciendo que la porosidad del terreno se reduzca y a su vez, se generen asientos. Esta relación por la cual el esqueleto del suelo se deforma a medida que el agua contenida en sus poros se traslada hacia otros puntos del terreno, se considera un problema acoplado (PLAXIS, 2012; Ledesma A., 2017). En contraste con el análisis de consolidación pura, el cual afecta básicamente a los excesos de presión de poros [P_{excess}], el análisis acoplado opera directamente sobre la presión de poros total o activa [P_{active}], lo que permite tanto la disipación de [P_{excess}] como el cambio de régimen hidráulico global generado por el efecto dren del sostenimiento permeable.

8.4. Fases de Cálculo de los Factores de Seguridad

Además de las fases que definen el desarrollo de la excavación y la consolidación, se han establecido de igual forma dos fases de cálculo del [$F.S.$], una después de la excavación y otra después de la consolidación. El objetivo del cálculo del factor de seguridad, es saber cómo evoluciona la estabilidad del túnel a medida que transcurre el tiempo de consolidación.

Para ello, el factor de seguridad se calcula mediante el método de reducción de los parámetros de resistencia al corte, por el cual los parámetros efectivos de cohesión [c'] y ángulo de rozamiento interno [φ'] son reducidos sucesivamente.

En cada paso del cálculo, las tensiones se redistribuyen y se vuelve a calcular la estabilidad del túnel una vez llevada a cabo la reducción. Esta operación se repite hasta que el suelo alcanza la rotura, (PLAXIS, 2012).

El parámetro llamado multiplicador incremental [$\sum M_{sf}$] se utiliza para definir el valor de los parámetros de resistencia al corte del suelo en una etapa específica del análisis.

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (29)$$

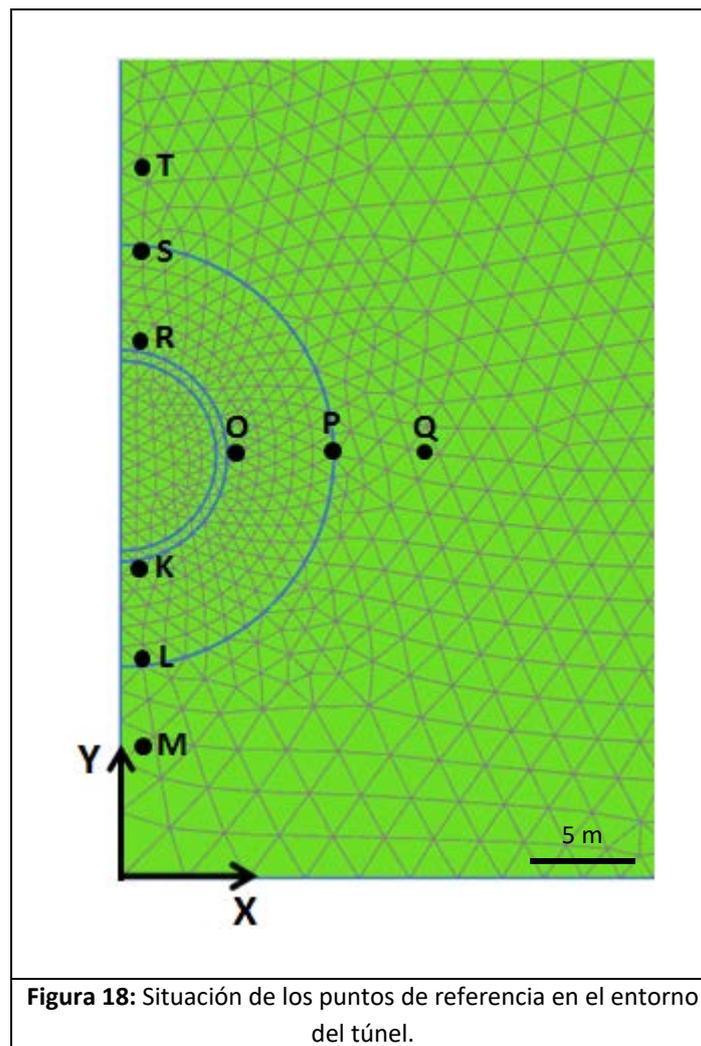
Donde los parámetros con el subíndice “input”, corresponden a los parámetros definidos en el inicio del análisis, mientras que los parámetros con el subíndice “reduced”, se refieren a los valores reducidos utilizados en el análisis del factor de seguridad.

Por lo tanto, el factor de seguridad [$F.S.$], se calcula como:

$$FS = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia de colapso}} = \text{valor de } \sum M_{sf} \text{ en el colapso} \quad (30)$$

9. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con tal de realizar un análisis de resultados exhaustivo y que proporcione una idea global más clara sobre los cambios tanto en el régimen de presiones intersticiales como en el estado de tensiones en el entorno del túnel, se han elegido unos puntos de referencia alrededor de éste. Estos puntos de referencia permiten monitorizar el estado del túnel en las distintas etapas de la construcción y así visualizar el valor de variables como $[P_{active}, P_{excess}, p_{Lambe}, p'_{Lambe}, q_{Lambe}]$ a lo largo de estas fases. Dicho esto, se han elegido nueve puntos los cuales se han distribuido en grupos de tres. Cada grupo de tres puntos forma una línea recta cuyos puntos están separados 5.00 m entre ellos. De esta manera el primer punto de cada grupo se sitúa pegado a la excavación, el segundo a 5.00 m de distancia y el tercero a 10.00 m de distancia de ésta aproximadamente. El primero de los grupos $[K, L, M]$ según la **Tabla 2**, queda situado en la contrabóveda del túnel, el segundo $[O, P, Q]$, en el hastial, y el tercero $[R, S, T]$ en la bóveda. Finalmente, los puntos quedarían representados de acuerdo con lo que se muestra en la **Figura 18**.



Coordenadas de los puntos de referencia:

Coordenadas de los Puntos de Referencia		
Punto	X	Y
K	0.96	14.16
L	0.67	10.08
M	0.59	5.19
O	5.98	20.02
P	9.94	19.90
Q	15.07	19.95
R	0.43	25.83
S	0.32	29.94
T	0.39	35.00

Tabla 2: Tabla de coordenadas de los puntos de referencia en la excavación del túnel.

En cuanto a esta distribución, es importante remarcar que los puntos $[O, P, Q]$, se sitúan prácticamente a la misma profundidad, es decir 50.00 m. Por lo tanto, se tenderá a hacer futuras comparaciones referenciadas en estos puntos, más que en los puntos de los otros sectores, ya que el estado de tensiones inicial de $[O, P, Q]$, es el mismo para los tres puntos debido a que su profundidad no varía. Por lo tanto la comparación entre los puntos $[O, P, Q]$, propone una referencia inicial menos ambigua de cara a comparar tanto los cambios en el estado de tensiones como en el régimen de presiones intersticiales en las sucesivas fases.

9.1. Criterio de Signos en los Resultados

Como se describe en el **apartado [3.1]** el criterio de signos comúnmente establecido en los problemas de mecánica de suelos, considera que las compresiones tienen signo positivo, mientras que las tracciones tienen signo negativo. El signo de la presión de poros, será considerado positivo de compresión.

No obstante, el programa PLAXIS 2D®, utiliza el criterio de signos de la mecánica de medios continuos. Según el cual, las compresiones tienen signo negativo y las tracciones tienen signo positivo. El signo de la presión de poros, será considerado negativo de compresión, al contrario que en el criterio de la mecánica de suelos.

Este hecho da lugar a ambigüedades en cuanto a la representación de los resultados, ya que, según el análisis, se ha utilizado un criterio de signos u otro. Esto se debe a que cada tipo de análisis pretende interpretar características concretas del estado de tensiones y del régimen hidráulico del túnel en cada fase a partir de los cálculos realizados por el programa. Aunque por otro lado, cabe señalar que este contexto de ambigüedad debido al criterio de signos, está relacionado con aspectos históricos y de tradición.

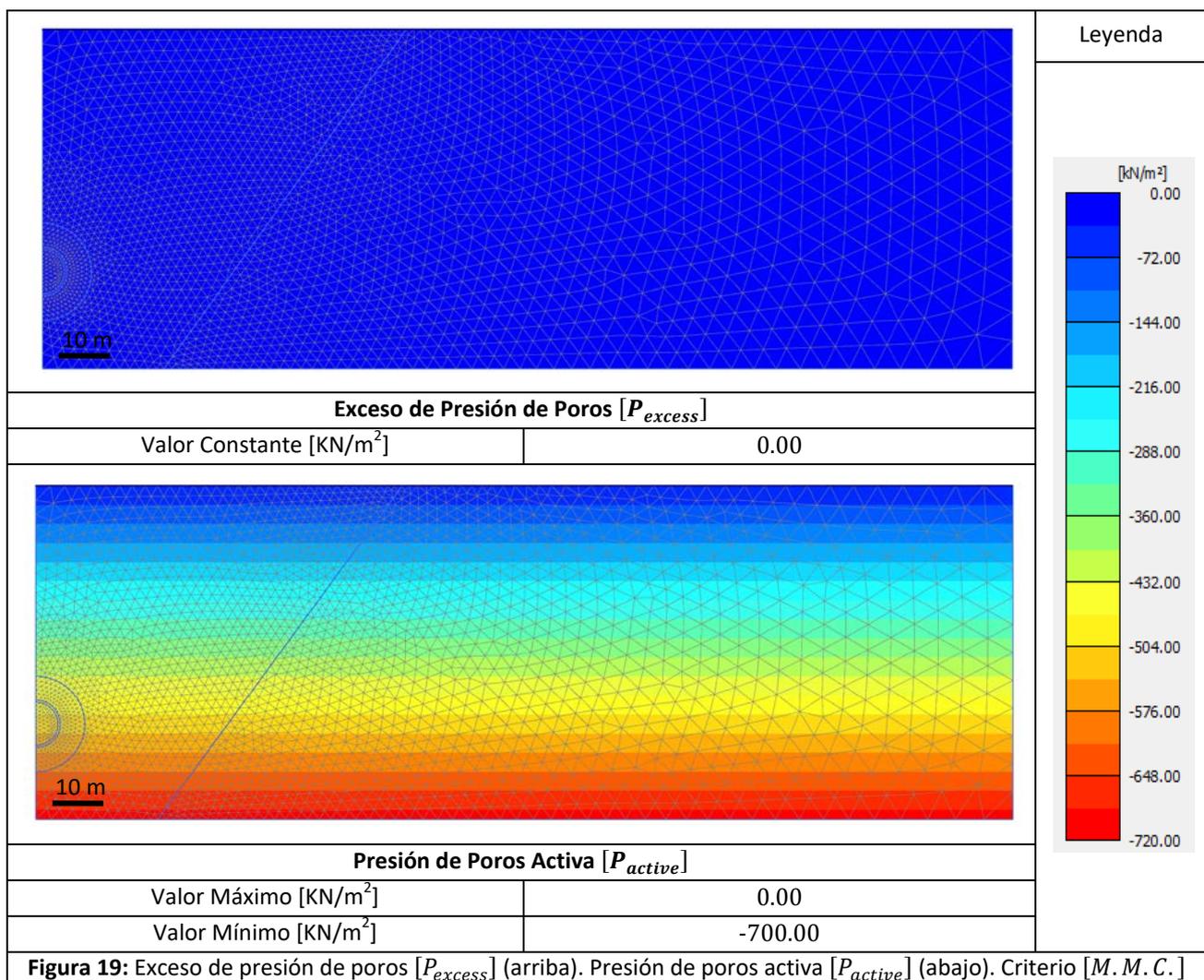
De esta manera, en los **apartados [9.2.3], [9.3.1.3], [9.3.2.2], [9.3.3.1], [9.4.1.3], [9.4.3.1], [9.4.2.3]** en los que aparecen las trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y efectivas $[TTE]$, se ha tomado un criterio de signos de mecánica de suelos, ya que la representación de las trayectorias $[TTE]$ y $[TTT]$ en el plano de Lambe con el criterio de signos de la mecánica de medios continuos es mucho menos intuitiva. En el resto de apartados se ha utilizado el criterio de signos de la mecánica de medios continuos. Además se indicará el criterio de signos adoptado en cada una de las **Figuras** a lo largo de toda la **sección [9]**. Para el criterio de signos de mecánica de suelos se utilizarán las siglas $[M.S.]$, mientras que para el criterio de signos de mecánica de medios continuos se utilizará $[M.M.C.]$.

9.2. Resultados de la Fase Inicial

En esta fase, se definen las tensiones iniciales a partir de las cuales el software PLAXIS 2D®, aplica los cálculos de las fases de excavación y de consolidación. Los resultados que se obtienen en esta fase son triviales, y se pueden calcular de forma analítica. Sin embargo, los conceptos que se exponen a partir de estos resultados, serán de utilidad para interpretar las fases posteriores de excavación y de consolidación.

9.2.1. Exceso de Presión de Poros [P_{excess}] vs. Presión Activa [P_{active}]

Como se puede apreciar en la **Figura 19**, el exceso de presión de poros [P_{excess}] calculado por el programa en la fase inicial tiene un valor constante de 0.00 KN/m². Esto se acomoda perfectamente a las expectativas, ya que el suelo en esta fase previa a la excavación del túnel está en un estado de reposo. Por consiguiente, la presión de poros activa [P_{active}] coincide con la presión hidrostática [P_{steady}], ya que el nivel freático se encuentra en superficie.



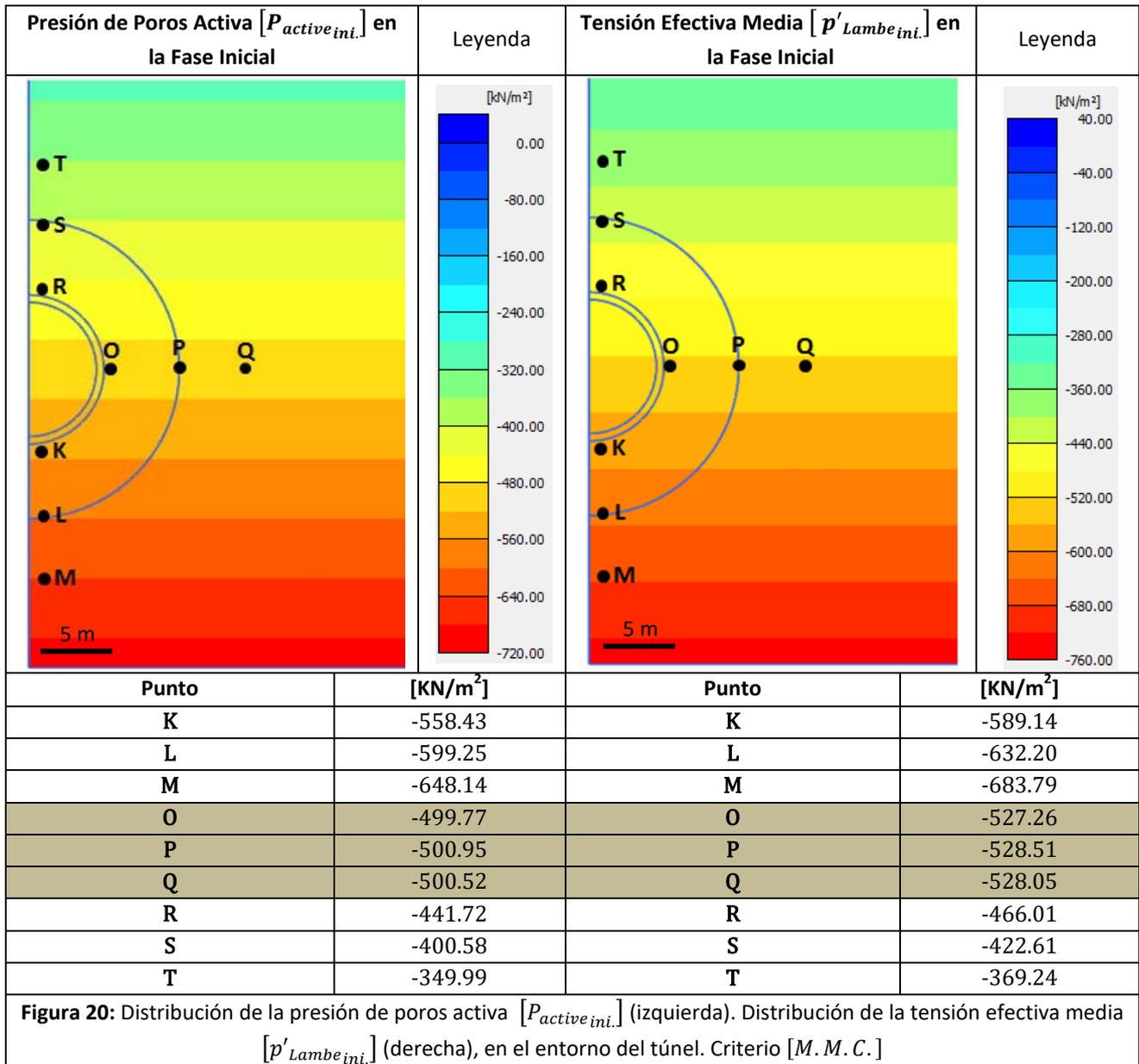
De acuerdo con esto, se puede observar que el valor de $[P_{active}]$ en la superficie es igual a 0.00 KN/m^2 , y que va aumentando en valor absoluto con la profundidad. Sabiendo que la profundidad máxima del modelo se halla a 70.00 m , se puede obtener fácilmente:

$$P_{active} = \gamma_w \cdot (-z) = 10.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot (-70.00 \text{ m}) = -700.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (37)$$

Coincidiendo con el valor de $[P_{active}]$ que ha calculado el programa a esa profundidad.

9.2.2. Presión de Poros Activa $[P_{active}]$ y Tensión Efectiva Media $[p'_{Lambe}]$

Dados los valores obtenidos en los puntos de referencia $[K, L, M]$ y $[R, S, T]$, la presión de poros activa $[P_{active}]$, y la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ aumentan linealmente en valor absoluto con la profundidad. Como se ha expuesto en la **sección [9]**, los puntos $[O, P, Q]$ que encuentran a la misma profundidad, 50.00 m , tienen el mismo valor de presión intersticial $[P_{active} = -500.00 \text{ KN/m}^2]$. De manera análoga, la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$, sigue una distribución lineal que aumenta con la profundidad, y cuyo valor en los puntos $[O, P, Q]$, es prácticamente el mismo $[p'_{Lambe} = -528.00 \text{ KN/m}^2]$, (**Figura 20**). Estos valores de $[P_{active}]$ y $[p'_{Lambe}]$ se tomarán como referencia en el análisis de las fases posteriores.



9.2.3. Trayectorias de Tensiones Totales $[TTT]$ y Efectivas $[TTE]$

En la fase Inicial, la tensión desviadora o $[q_{Lambe}]$, es igual a 0.00KN/m^2 en los puntos de referencia $[O, Q]$, que se analizarán en las fases posteriores. La fase inicial parte de este valor de $[q_{Lambe\ ini.}]$, ya que en esta fase todavía no se ha aplicado el esfuerzo de corte $[\tau_{aplicado}]$ correspondiente a la excavación. Además, se recuerda que el valor del coeficiente de empuje al reposo $[K_0]$ es igual a 1, y que por eso no hay desviador en esta fase. Esto supone que las tensiones $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, no han sufrido desequilibrio alguno, y parten de su estado de reposo, **apartado 4.1**. De acuerdo con esto, $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$ son prácticamente iguales en la fase inicial para los puntos $[O, Q]$. Es decir, $[p'_{Lambe\ ini.} = 528.00\text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe\ ini.} = 1028.00\text{ KN/m}^2]$ aproximadamente para ambos.

9.2.4. Factor de Seguridad [F.S.] de la Fase Inicial

El factor de seguridad [$F.S.$] en esta fase, según la definición del **apartado [4.1.3]**, es infinito [$F.S. = \infty$], ya que no existe ningún esfuerzo de corte aplicado [$\tau_{aplicado}$] al suelo.

9.3. Resultados de la Fase de Excavación

Los resultados que se presentan en este apartado se atribuyen a dos tipologías de excavación diferentes, la excavación drenada y la excavación no drenada. El tipo de excavación no drenada genera excesos de presión de poros [P_{excess}] en el entorno del nuevo túnel, mientras que la excavación drenada no genera [P_{excess}]. Este dato tiene una gran repercusión en la estabilidad del túnel para esta fase, y supone un factor clave en la relación entre las tensiones efectivas [p'_{Lambe}] y las tensiones totales [p_{Lambe}] tanto en el escenario no drenado como en el escenario drenado.

9.3.1. Fase de Excavación No Drenada

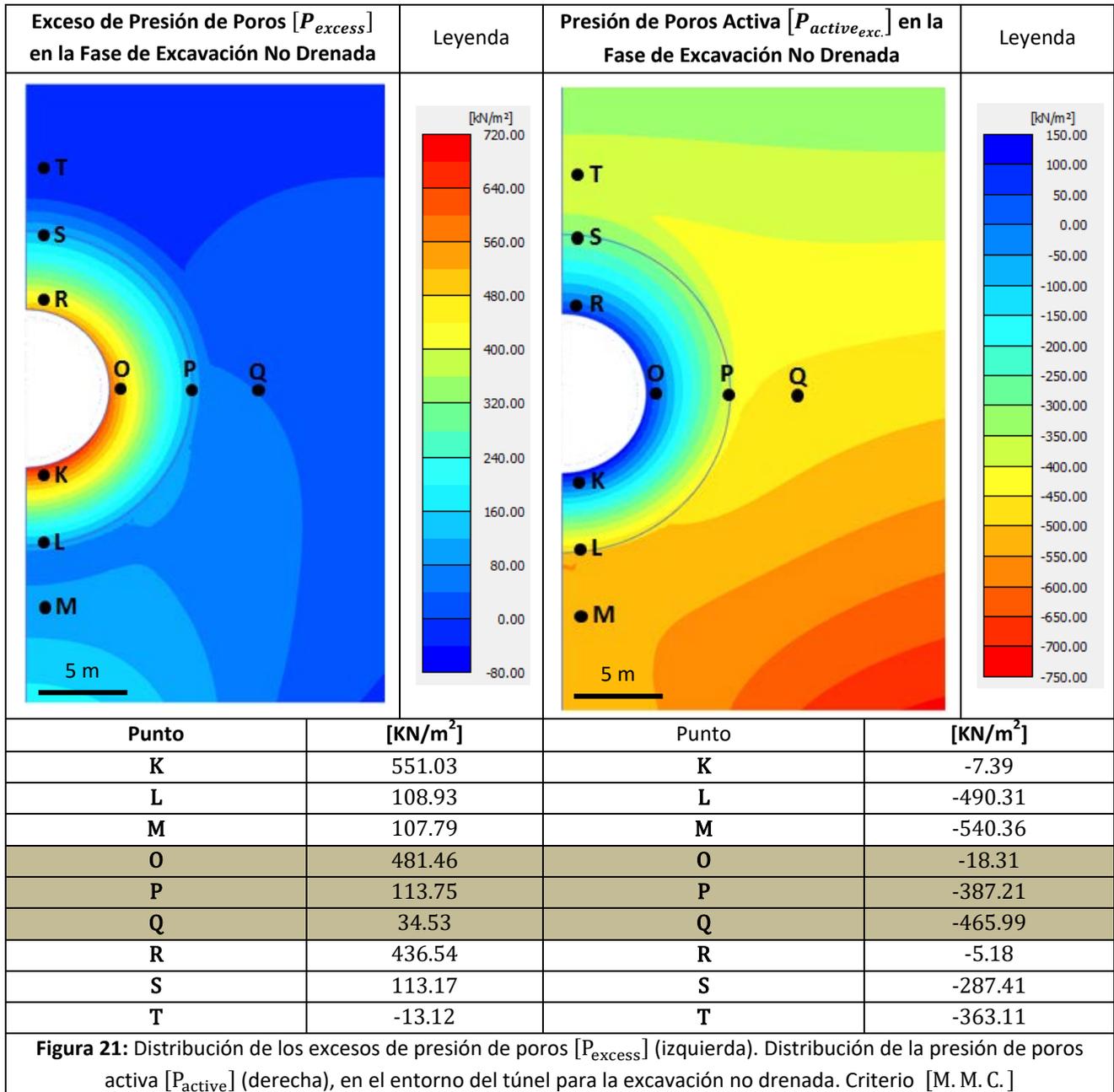
Como se ha mencionado anteriormente, en este escenario se generan excesos de presión de poros [P_{excess}] en el terreno en torno al túnel. La magnitud de estos excesos depende del estado tensional del mismo, cuanto más altas sean las tensiones iniciales del terreno en estado de reposo, mayor será el valor de [P_{excess}] desarrollado. Este [P_{excess}], conlleva una disminución de [P_{active}] según se ha explicado en el **apartado [3.4]**. Lo que a su vez repercute en el valor de las tensiones efectivas [p'_{Lambe}] y por tanto en la resistencia al corte del terreno [$\tau_{resistente}$].

9.3.1.1. Desarrollo de los Excesos de Presión de Poros [P_{excess}]

En la **Figura 21 (izquierda)**, se puede observar cómo, debido a los cambios tensionales causados por la excavación en un material de comportamiento no drenado, se generan excesos de presión de poros en el entorno de la excavación. Por otro lado, en la **Figura 21 (derecha)** se puede apreciar como la suma de [P_{excess}], y las presiones estacionarias [P_{steady}], resulta en valores de [P_{active}] que se aproximan mucho a los 0.00 KN/m² en los puntos más cercanos al túnel [K, O, R], pero siempre quedando del lado negativo, esto es compresiones. En cuanto a los demás puntos, que ya quedan más alejados de la excavación, el efecto de los excesos de presión se hace notar pero en menor medida.

En cualquier caso si se comparan los puntos [O, P, Q], se observa que en el punto [O] hay un aporte de 481.46 KN/m² debido a [P_{excess}], mientras que en punto [P], [P_{excess}] aporta 113.75 KN/m² y finalmente en el punto [Q], hay un aporte de solo 34.53 KN/m².

Estos resultados tienen sentido, ya que el terreno plastifica más en las proximidades del túnel, y es en la zona plástica donde se generan los excesos de presión de poros.



9.3.1.2. Presión de Poros Activa [P_{active}] y Tensión Efectiva Media [p'_{Lambe}]

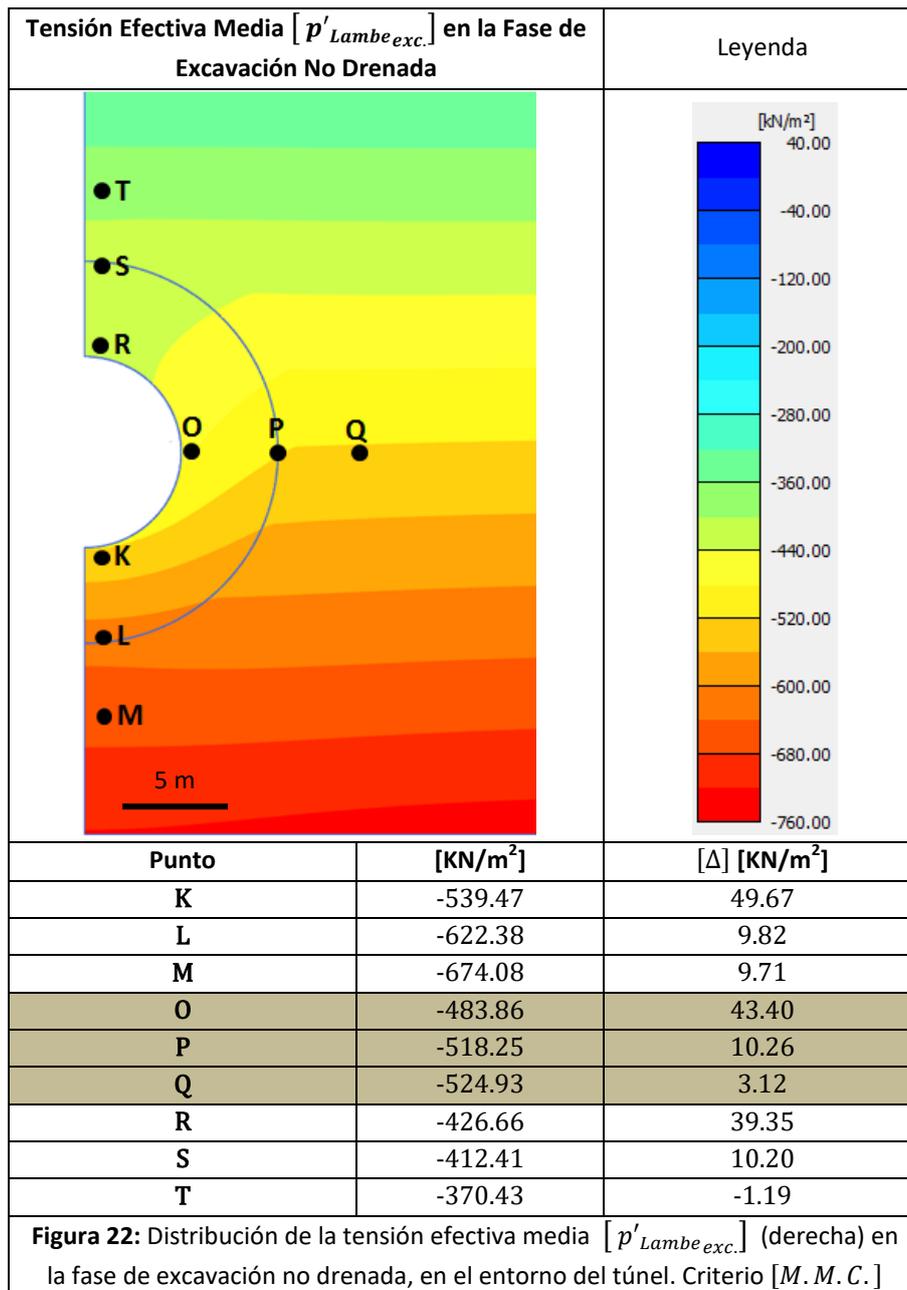
Según lo explicado en el **apartado [9.3.1.1]**, los puntos donde ha habido un mayor aporte de [P_{excess}], han resultado ser los más próximos a la excavación del túnel [K, O, R]. Por ello, es en estos puntos donde [P_{active}] es menor en valor absoluto (**Figura 21 (derecha)**), y por tanto su peso en la reducción de [p'_{Lambe}] y en la correspondiente pérdida de resistencia del terreno, también es menor. Es decir, si se toma el punto [O] donde antes existía una presión intersticial [$P_{active} = -500.00 \text{ KN/m}^2$], ahora existe una [$P_{active} = -18.31 \text{ KN/m}^2$] que continua teniendo signo negativo. En consecuencia, este valor seguirá contribuyendo a la reducción del valor absoluto de [p'_{Lambe}], y por tanto a la disminución de la resistencia del terreno. Sin embargo, se puede entender fácilmente que esta reducción es mucho menor que en el caso en que no existiera el aporte de presión proporcionado por [P_{excess}], ya que entonces el término desfavorable de la presión intersticial sería [$P_{active} = -500.00 \text{ KN/m}^2$]. Lo mismo ocurre para el resto de puntos de referencia seleccionados.

De acuerdo con esto, cabría esperar que la disminución de [p'_{Lambe}] en los puntos próximos a la excavación del túnel respecto de [p'_{Lambe}] en la fase inicial, fuera menor que en los puntos alejados 5.00 m y 10.00 m. No obstante, si comparamos los valores de [p'_{Lambe}] obtenidos en los puntos [O, P, Q] antes (**Figura 20 (derecha)**), y después de la fase de excavación (**Figura 22**), vemos que en el punto [O], [$p'_{Lambe_{ini.}} = -527.26 \text{ KN/m}^2$] y [$p'_{Lambe_{exc.}} = -483.86 \text{ KN/m}^2$]. En el punto [P], [$p'_{Lambe_{ini.}} = -528.51 \text{ KN/m}^2$] y [$p'_{Lambe_{exc.}} = -518.25 \text{ KN/m}^2$]. Y en el punto [Q], [$p'_{Lambe_{ini.}} = -528.05 \text{ KN/m}^2$] y [$p'_{Lambe_{exc.}} = -524.93 \text{ KN/m}^2$]. Es decir que [p'_{Lambe}] en el punto [O] más próximo al túnel ha descendido 43.40 KN/m^2 , [p'_{Lambe}] en el punto [P] a 5.00 m del túnel, ha descendido 10.26 KN/m^2 , y en el punto [Q] a 10.00 m del túnel, ha descendido 3.12 KN/m^2 .

Estos resultados, podrían invalidar la explicación formulada con anterioridad, según la cual, se espera que el aporte más acusado de [P_{excess}] en los puntos más próximos al túnel, reduzca la contribución de [P_{active}] a la disminución de [p'_{Lambe}]. O en otras palabras, la reducción en valor absoluto del valor de [p'_{Lambe}] debería ser mayor en los puntos de más proximidad a la excavación.

No obstante, debe recordarse que la excavación de un suelo, supone la aplicación de una tensión igual y de sentido opuesto a la tensión existente en ese suelo. O dicho de otra manera, el suelo queda sometido a un esfuerzo de corte [$\tau_{aplicado}$] que reduce, hablando en términos de valor absoluto, el valor de [p'_{Lambe}] en los alrededores de la excavación, **apartado [4.2]**. Esto quiere decir, que pese a la menor contribución [P_{active}] en la disminución del valor absoluto de [p'_{Lambe}], el efecto de la excavación causa una descompresión de las tensiones en el entorno del túnel, el cual tiene mayor influencia que la que puede aportar el exceso de presión de poros [P_{excess}].

Así, los puntos más cercanos al perímetro del túnel acumulan una descompresión de $[p'_{Lambe}]$ mayor que la que soportan los puntos más alejados. Para finalizar, cabe mencionar que, según se puede observar en la **Figura 22**, la parte del túnel que más se descomprime, es la contrabóveda, puntos $[K, L, M]$, coincidiendo con la zona donde $[P_{excess}]$ alcanza valores mayores, (**Figura 21 (izquierda)**). Mientras que la bóveda, puntos $[R, S, T]$, es la parte que menos se descomprime, es decir el valor absoluto de $[p'_{Lambe}]$ disminuye en menor proporción. Quedando los puntos del hastial $[O, P, Q]$, como puntos intermedios.



9.3.1.3. Trayectorias de Tensiones Totales [TTT] y Efectivas [TTE]

En el gráfico de la **Figura 23**, se muestran las trayectorias [TTT] y [TTE] entre las fases inicial y de excavación en el caso de la excavación no drenada para los puntos [O, Q]. En la fase inicial, los puntos [O, Q] del terreno, se encuentran en estado de reposo, **apartado [9.2.3]**, con los valores de $[p'_{Lambe\ ini.} = 528.00 \text{ KN/m}^2]$, $[p_{Lambe\ ini.} = 1028.00 \text{ KN/m}^2]$ y $[q_{Lambe\ ini.} = 0.00 \text{ KN/m}^2]$.

Una vez se aplica el $[\tau_{aplicado}]$ correspondiente a la excavación, se genera un cierto $[P_{excess}]$ en las proximidades del túnel. Los valores de $[P_{excess}]$ son mayores en los puntos cercanos al túnel, y disminuyen a medida que uno se aleja de la cavidad, **apartado [9.3.1.1]**. En base a esto, en el punto [O], la diferencia entre $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, es decir $[P_{active}]$, disminuye en gran medida entre las fases inicial y de excavación. O en otras palabras, se pasa de un valor de $[P_{active\ ini.} = 500.00 \text{ KN/m}^2]$, a un valor de $[P_{active\ exc.} = 18.31 \text{ KN/m}^2]$. Con lo cual, al final de la excavación el valor de las tensiones equivale a $[p'_{Lambe\ exc.} = 483.86 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe\ exc.} = 502.18 \text{ KN/m}^2]$ en el punto [O]. Como se puede observar en la **Figura 23**, ambos valores alcanzan la línea [MC]. O en otras palabras, el punto [O] plastifica.

No obstante, en el punto [Q], el $[P_{excess}]$ generado durante la fase de excavación es mucho menor, por lo tanto $[P_{active}]$ no disminuye de manera tan pronunciada como en el punto [O] para esta fase. Dicho esto, $[P_{active}]$ pasa de un valor de $[P_{active\ ini.} = 500.00 \text{ KN/m}^2]$, a un valor de $[P_{active\ exc.} = 465.99 \text{ KN/m}^2]$. Y los valores de las tensiones al final de la excavación son $[p'_{Lambe\ exc.} = 524.93 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe\ exc.} = 990.92 \text{ KN/m}^2]$.

En cuanto a la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$, los valores que se alcanzan después de la excavación en los puntos [O, Q] son, para el punto [O], $[q_{Lambe\ exc.} = 371.83 \text{ KN/m}^2]$ y para el punto [Q], $[q_{Lambe\ exc.} = 271.83 \text{ KN/m}^2]$.

Cabe decir que, aunque las [TTE] del punto [O] alcanzan la línea [MC] haciendo que éste plastifique, en el cómputo global de puntos del entorno del túnel no se alcanza las condiciones de rotura. Esto se debe a que la generación de $[P_{excess}]$ causa una reducción de $[P_{active}]$ lo suficientemente grande como para que $[p'_{Lambe}]$ en la mayor parte del terreno, no disminuya hasta alcanzar valores que pongan en compromiso la estabilidad del túnel.

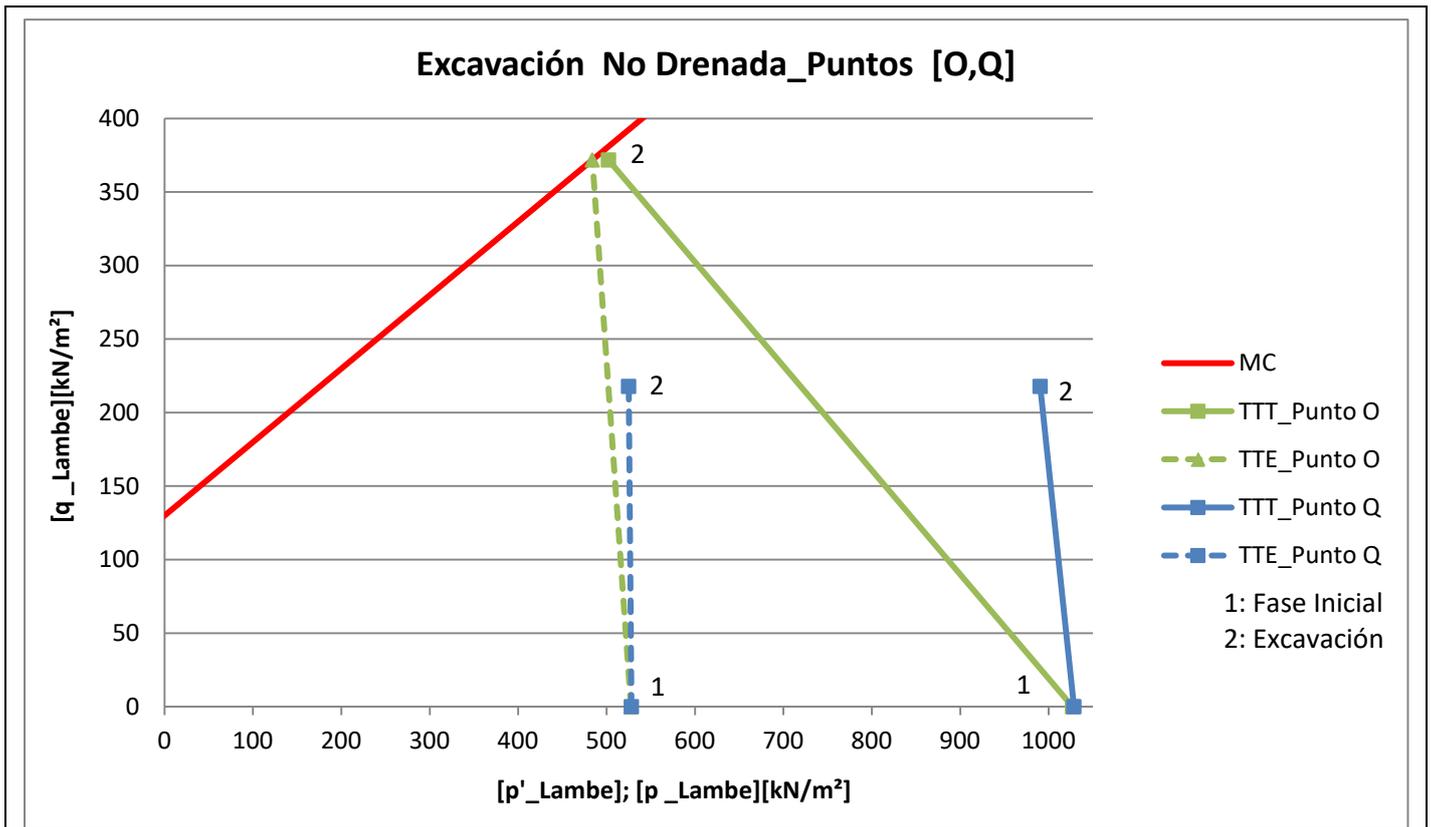


Figura 23: Trayectorias de tensiones totales [TTT] y de tensiones efectivas [TTE] en el escenario de excavación no drenada para los puntos [O, Q], entre las fases inicial y de excavación. Criterio [M.S.]

9.3.1.4. Factor de Seguridad [F.S.] de la Excavación No Drenada

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, aunque la influencia de $[P_{active}]$ en la reducción de $[p'_{Lambe}]$ en valor absoluto se ve mermada por el aporte de $[P_{excess}]$, el signo de $[P_{active}]$ sigue siendo negativo, y por tanto sigue existiendo cierta contribución a la reducción de $[p'_{Lambe}]$. Por lo tanto, la resistencia al corte del terreno $[\tau_{resistente}]$ se ve reducida pero no por debajo del valor del esfuerzo de corte aplicado sobre el terreno $[\tau_{aplicado}]$. De esta manera $[\tau_{resistente} > \tau_{aplicado}]$, induciendo a que el valor del factor de seguridad sea superior a la unidad $[F.S. > 1]$, lo cual significa que no se ha puesto en compromiso la estabilidad del terreno. El valor del factor de seguridad calculado por PLAXIS 2D® en esta fase es $[F.S. \approx 1.6]$.

Por consiguiente, el escenario de excavación no drenada tiene continuidad y será sometido a la fase de consolidación ya que los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ existentes, tenderán a disiparse.

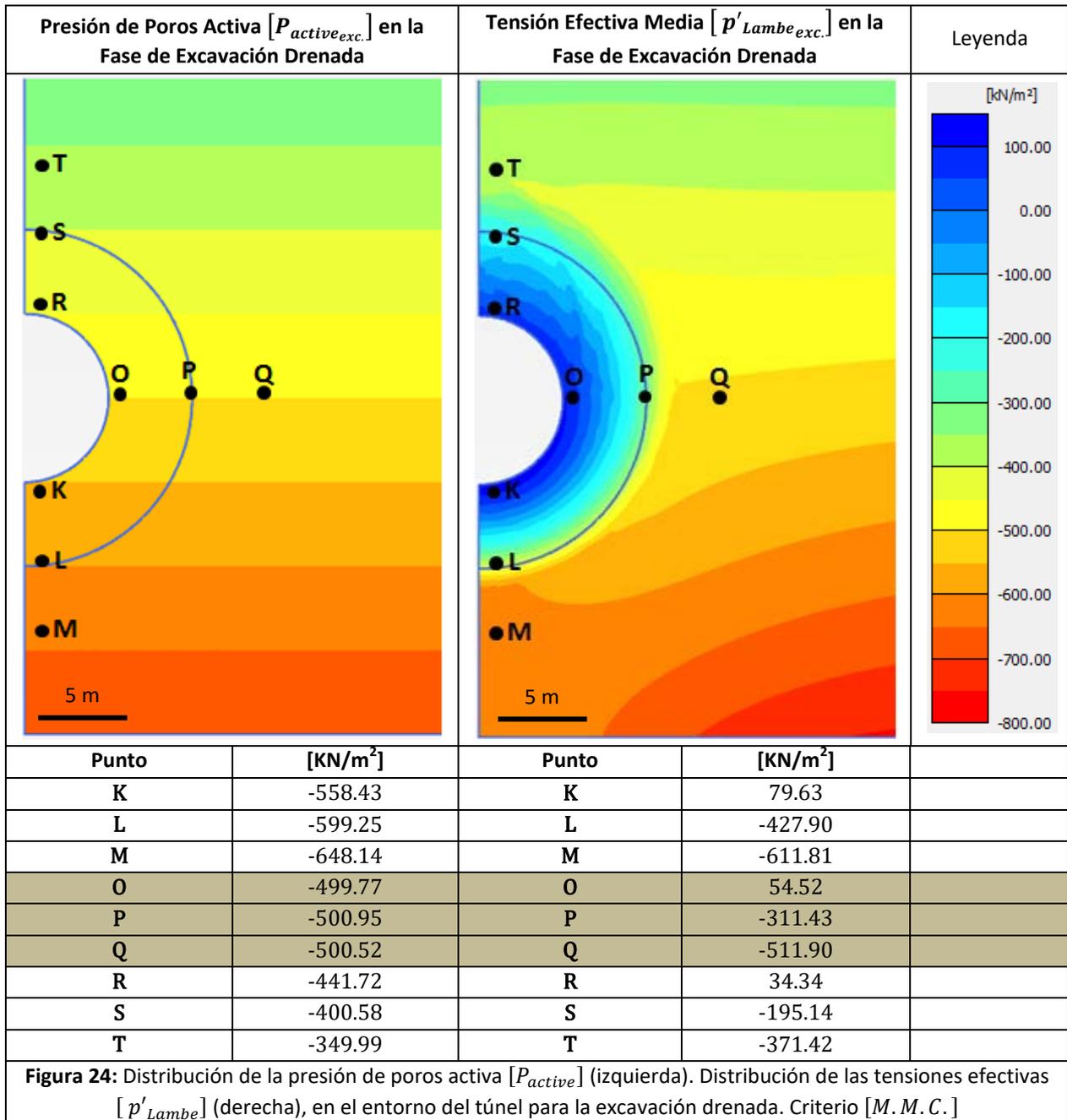
9.3.2. Fase de Excavación Drenada

Como se ha mencionado anteriormente, en este escenario no se generan excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ en el terreno en torno al túnel. Con lo cual, el valor de $[P_{active}]$ en esta fase, es el mismo que en la fase inicial, (**Figura 20 (izquierda)**). Esto significa que en este escenario, la influencia de $[P_{active}]$ sobre las tensiones efectivas $[p'_{Lambe}]$ es mucho mayor que en el escenario no drenado. Lo cual es un factor desfavorable en la estabilidad tensional del túnel.

9.3.2.1. Presión de Poros Activa $[P_{active}]$ y Tensión Efectiva Media $[p'_{Lambe}]$

En esta fase, la excavación del túnel se lleva a cabo en un terreno de comportamiento drenado. Como se ha explicado en el **apartado [4.2.4]**, este tipo de terreno disipa los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ instantáneamente. Con lo cual, a diferencia del caso no drenado, en este escenario no se desarrollaran excesos de presión de poros debidos a la excavación. En consecuencia, como se puede observar en la **Figura 20 (izquierda)**, la presión activa de poros $[P_{active}]$ es igual a la presión hidrostática, es decir $[P_{active} = P_{steady}]$. Sabiendo esto, $[P_{active}]$ en los puntos $[O, P, Q]$ que se encuentran a 50.00 m de profundidad será la misma, $[P_{active} = -500.00 \text{ KN/m}^2]$ aproximadamente.

A partir de este resultado, es fácil observar que la influencia que tiene $[P_{active}]$ sobre la reducción de la tensión efectiva $[p'_{Lambe}]$ en valor absoluto (**Figura 24**), es significativamente importante en comparación con la **Figura 23** de la excavación no drenada.



9.3.2.2. Trayectorias de Tensiones Totales [TTT] y Efectivas [TTE]

En el gráfico de la **Figura 25**, se muestran las trayectorias [TTT] y [TTE] entre las fases inicial y de excavación en el caso de la excavación drenada para los puntos [O, Q].

Del mismo modo que en la excavación no drenada, **apartado [9.3.1.3]**, la tensión desviadora o $[q_{Lambe}]$, es igual a 0.00 KN/m^2 en la fase inicial, tanto para el punto [O], como para el punto [Q]. Y $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$ son prácticamente iguales en la misma fase para los puntos [O, Q]. Es decir, $[p'_{Lambe}_{ini.} = 528.00 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe}_{ini.} = 1028.00 \text{ KN/m}^2]$ aproximadamente para ambos.

Sin embargo, en este caso, no se genera $[P_{excess}]$ en las proximidades del túnel debido a la excavación. En base a esto, tanto en el punto [O], como en el punto [Q] la diferencia entre $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, es decir $[P_{active}]$, es la misma entre la fase inicial y la fase de excavación, es decir $[P_{active}_{ini.} = 500.00 \text{ KN/m}^2]$ aproximadamente. Esto hace que las trayectorias de [TTT] y [TTE] se mantengan paralelas entre sí en los puntos [O, Q].

Al final de la excavación el valor de las tensiones equivale a $[p'_{Lambe}_{exc.} = -54.52 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe}_{exc.} = 445.26 \text{ KN/m}^2]$ en el punto [O], llegando $[p'_{Lambe}]$ a alcanzar el campo de las tracciones. En cuanto al punto [Q], $[p'_{Lambe}_{exc.} = 511.90 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe}_{exc.} = 1012.42 \text{ KN/m}^2]$.

En cuanto a la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$, el valor alcanzado en el punto [O] al final de la fase de excavación es $[q_{Lambe}_{exc.} = 101.36 \text{ KN/m}^2]$, mientras que en el punto [Q] $[q_{Lambe}_{exc.} = 231.58 \text{ KN/m}^2]$. De lo que se deduce que la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ aumenta a medida que uno se aleja de la excavación.

En conclusión, las [TTE] del punto [O] alcanzan la línea [MC], es decir, el punto [O] plastifica. Mientras que la trayectoria [TTE] del punto [Q] no alcanza las condiciones de plastificación. En este caso, a diferencia de la excavación no drenada, $[P_{active}]$ es la misma en la fase inicial que en la fase de excavación, esto significa que $[P_{active}]$ es lo suficientemente grande al final de la excavación, como para conseguir que $[p'_{Lambe}]$ disminuya en la mayoría de puntos del entorno del túnel, hasta valores que conducen al colapso del mismo. Por último y no por ello menos importante, cabe decir que las tensiones de la fase de excavación drenada, son las últimas tensiones proporcionadas por PLAXIS 2D® antes de la rotura, y que por ello, no están en equilibrio.

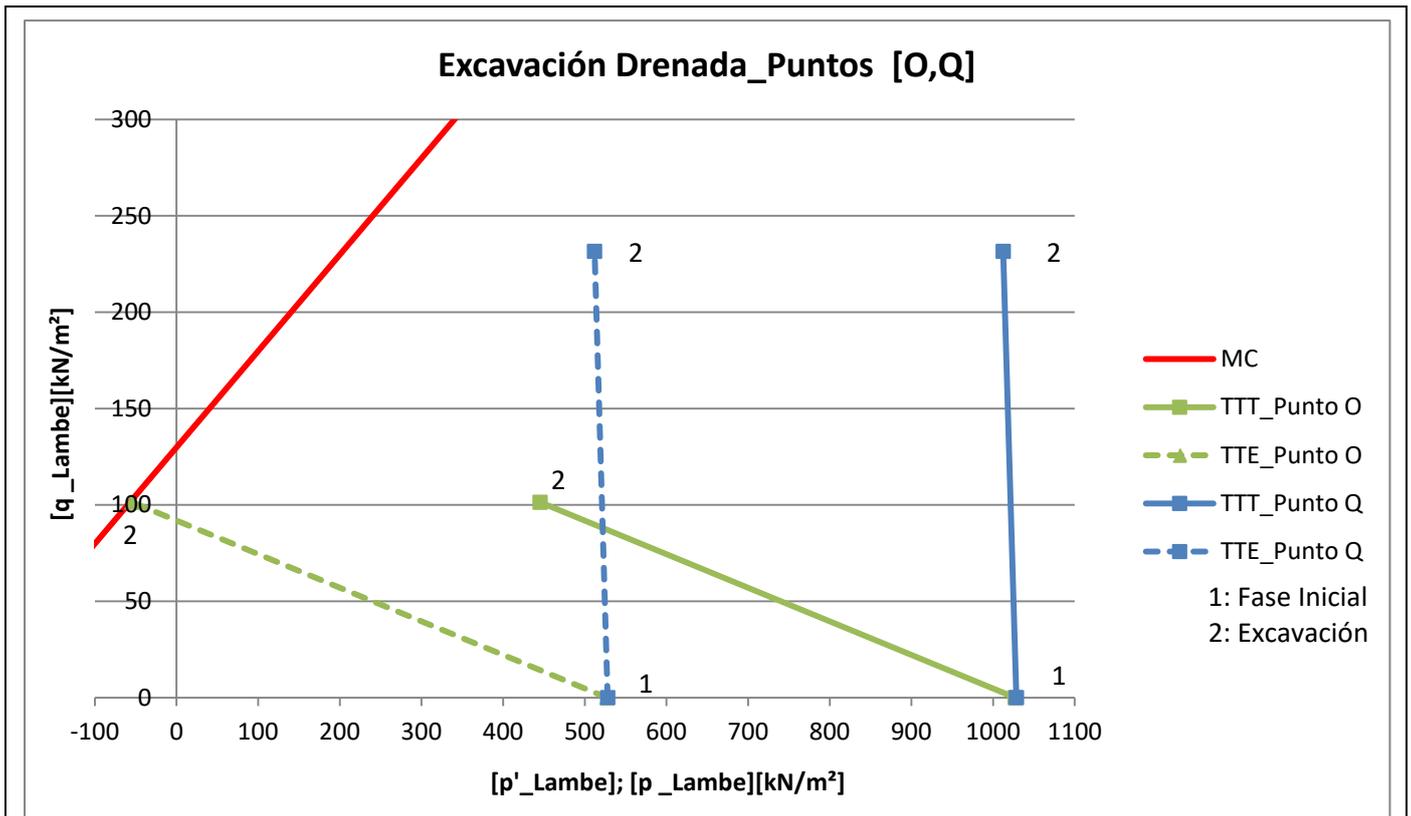


Figura 25: Trayectorias de tensiones totales [TTT] y de tensiones efectivas [TTE] en el escenario de excavación drenada para los puntos [O, Q], entre las fases inicial y de excavación. Criterio [M.S.]

9.3.2.3. Factor de Seguridad [F.S.] de la Excavación Drenada

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, la disminución de $[p'_{Lambe}]$ en el terreno en torno a la excavación para el caso drenado es tan acentuada que la resistencia al corte del terreno $[\tau_{resistente}]$ alcanza valores menores que el esfuerzo de corte aplicado sobre el terreno $[\tau_{aplicado}]$. El hecho de que $[\tau_{resistente} < \tau_{aplicado}]$ supone que el valor del factor de seguridad se reduzca a valores por debajo de la unidad $[F.S. < 1]$, lo cual significa que el terreno ha alcanzado condiciones de rotura.

Por consiguiente, el escenario de excavación drenada no tiene más continuidad y no será sometido a la fase de consolidación ya que, además de romper, no existen excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ que disipar.

9.3.3. Comparación entre las Excavaciones No Drenada y Drenada

La principal diferencia que existe entre el escenario no drenado y el escenario drenado radica en que en el escenario drenado no se generan excesos de presión de poros, con lo cual el valor absoluto de $[P_{active}]$ es siempre mayor en valor absoluto que en el caso no drenado. De acuerdo con esto, $[P_{active}]$ sigue una distribución hidrostática $[P_{active} = P_{steady}]$, en todo el cuerpo del terreno. En el caso opuesto, el escenario de excavación no drenada, el exceso de presión de poros $[P_{excess}]$ reduce considerablemente $[P_{active}]$ en valor absoluto. Estas diferencias entre un escenario y otro, tienen repercusiones en las tensiones del terreno, y sus efectos se ven reflejados en las trayectorias de $[TTT]$ y $[TTE]$ del apartado **[9.3.3.1]**.

9.3.3.1. Evolución de las tensiones $[p', p, q]$ de Lambe en el túnel

Para evaluar la repercusión de los cambios de $[P_{active}]$ en las tensiones del entorno del túnel, se compararán las trayectorias de $[TTT]$ y $[TTE]$ entre la fase inicial y la fase de excavación para el punto $[O]$, (**Figura 26**), y para el punto $[Q]$, (**Figura 27**), en los escenarios de excavación no drenada y excavación drenada.

En primer lugar, tanto en el punto $[O]$ representado en el gráfico de la **Figura 26**, como en el punto $[Q]$ representado en el gráfico de la **Figura 27**, se puede observar que las trayectorias $[TTT]$ y $[TTE]$ parten de los mismos puntos en la fase inicial.

Sin embargo, al final de la fase de consolidación, tanto la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$, como la tensión efectiva $[p'_{Lambe}]$ y la tensión total $[p_{Lambe}]$ en el punto $[O]$, (**Figura 26**), adoptan valores muy diferentes según el escenario propuesto.

En primer lugar, la $[q_{Lambe}]$ necesaria para que el punto $[O]$ alcance la plastificación es mucho menor en el escenario de excavación drenada que en el escenario de excavación no drenada.

Por lo que respecta a $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$ en el punto $[O]$, la diferencia entre ellas, es decir $[P_{active}]$, está sujeta a una gran disminución durante la fase de excavación para el escenario no drenado. Debido a la generación de $[P_{excess}]$, $[P_{active}]$ alcanza valores próximos a los 0.00 KN/m^2 en el entorno del túnel. De acuerdo con esto, la variación de $[p'_{Lambe}]$ entre la fase inicial y la fase de excavación, es casi inexistente.

Sin embargo, la tensión total $[p_{Lambe}]$, se ve notablemente reducida. Aunque la trayectoria de $[TTE]$ alcanza la línea $[MC]$ en el punto $[O]$, en la mayoría de puntos del terreno en torno al túnel, el valor de $[P_{active}]$ es lo suficientemente pequeño como para que la reducción de la tensión efectiva $[p'_{Lambe}]$, no ponga en compromiso la estabilidad de éste.

No obstante, en el escenario de la excavación drenada, el valor de $[P_{active}]$ se mantiene constante entre la fase inicial y la fase de excavación. De acuerdo con esto, como durante la fase de excavación no se generan excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ en el entorno del túnel, $[P_{active}]$ es lo suficientemente alta como para reducir la tensión efectiva $[p'_{Lambe}]$ del punto $[O]$ hasta que éste alcanza las condiciones de plastificación. De esto se deduce que $[p'_{Lambe}]$ disminuye en mayor magnitud en el caso de la excavación drenada que en el caso de la excavación no drenada.

Este hecho pone de manifiesto que la disminución de la resistencia al corte $[\tau_{resistente}]$ en el global del los puntos del terreno entorno al túnel es mucho mayor en el caso drenado que en el caso no drenado. Por lo tanto, en el caso drenado el túnel alcanza las condiciones de colapso y en el caso no drenado se mantiene estable.

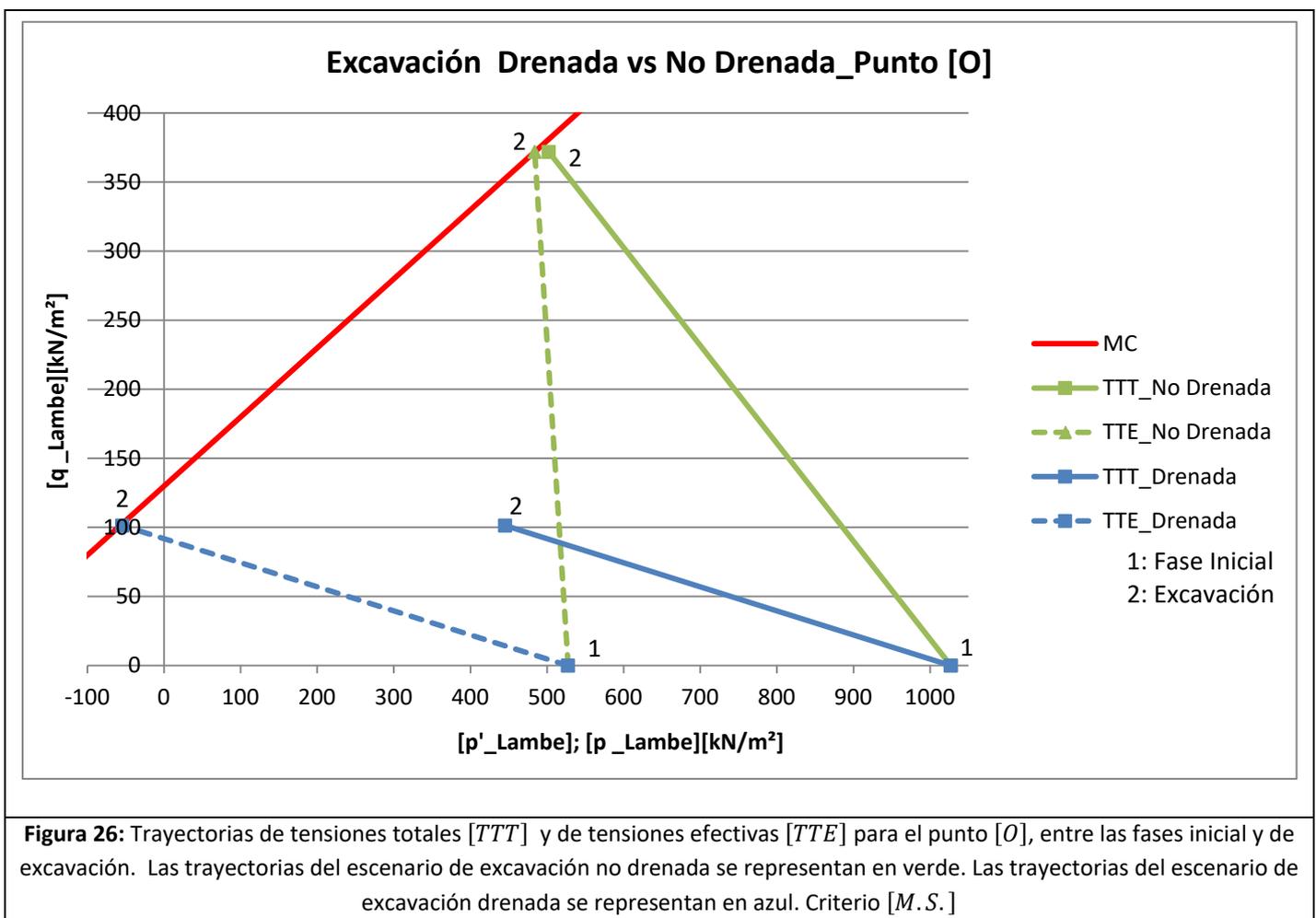
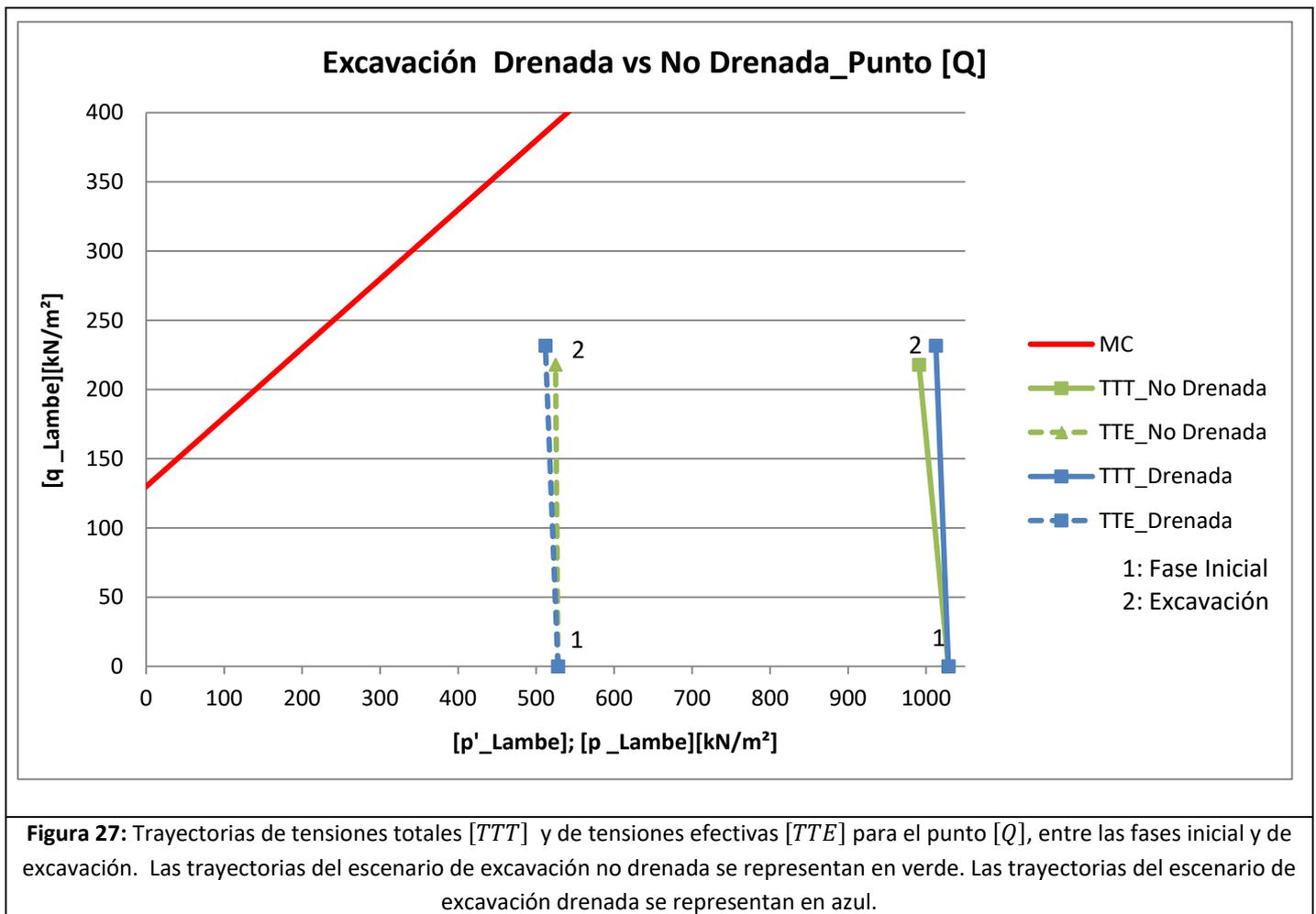


Figura 26: Trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y de tensiones efectivas $[TTE]$ para el punto $[O]$, entre las fases inicial y de excavación. Las trayectorias del escenario de excavación no drenada se representan en verde. Las trayectorias del escenario de excavación drenada se representan en azul. Criterio $[M.S.]$

En lo que concierne al punto $[Q]$ (**Figura 27**), la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ adopta valores muy parecidos tanto en el escenario de excavación no drenada como en el escenario de excavación drenada. Por otra parte, la diferencia entre $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, es decir $[P_{active}]$, se mantiene prácticamente constante en el escenario de excavación no drenada, entre la fase inicial y la fase de excavación. Esto sucede debido a que en un punto tan alejado del túnel como lo es el punto $[Q]$, no se genera $[P_{excess}]$ durante la excavación.



Además, tanto $[p_{Lambe}]$ como $[p'_{Lambe}]$ no están sujetas a una gran variación entre la fase inicial y la fase de excavación. Por otra parte, en el escenario de la excavación drenada, el valor de $[P_{active}]$ también se mantiene constante entre la fase inicial y la fase de excavación. Del mismo modo que en el escenario no drenado, tanto $[p_{Lambe}]$ como $[p'_{Lambe}]$ no están sujetas a una gran variación entre la fase inicial y la fase de excavación. En conclusión, los escenarios de excavación no drenada y de excavación drenada, son prácticamente iguales en el punto $[Q]$, que dista 10.00 m de la excavación del túnel.

9.4. Resultados de la Fase de Consolidación

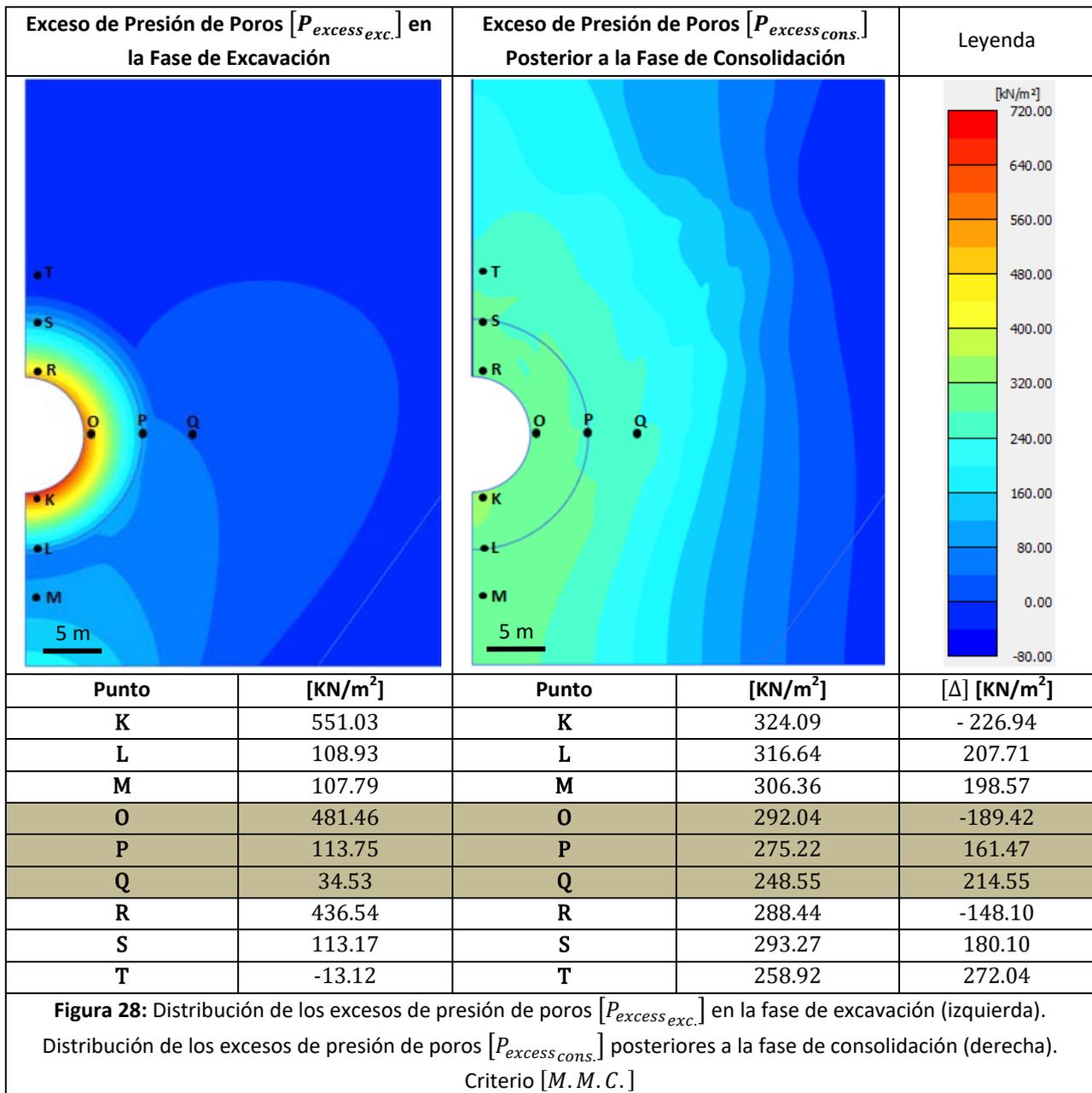
En esta sección solo se tendrán en cuenta los resultados derivados de la fase de excavación que considera un comportamiento no drenado, ya que es la única en la que se generan excesos de presión de poros [P_{excess}], y que por tanto admiten un proceso de consolidación para ser disipados. Los resultados de la fase de consolidación se subdividirán en los resultados obtenidos para el sostenimiento impermeable, y los obtenidos para el sostenimiento permeable. Además, la sección referente a los resultados del túnel con sostenimiento impermeable englobará un **apartado [9.4.1.6]** en el cual se analiza la dependencia del tiempo de consolidación en la rotura del túnel en función de la permeabilidad [K] del terreno.

Cabe decir que los resultados expuestos en esta **sección [9.4]**, y fuera de este **apartado [9.4.1.6]**, corresponden a los obtenidos con una permeabilidad [$K = 8.64 \cdot 10^{-5} \text{ m/día}$], con la que el terreno en torno al túnel tarda 45.00 días en alcanzar la condición de rotura para el escenario del túnel con sostenimiento impermeable. Los resultados hallados con otras permeabilidades siguen tendencias muy similares en lo que a tensiones [$p'_{Lambe}, p_{Lambe}, q_{Lambe}$] y presiones de poros [P_{active}, P_{excess}] se refiere. Así, se ha elegido un modelo con una permeabilidad intermedia para representar las tendencias generales. En lo que concierne al escenario con sostenimiento permeable del túnel, se producirá la disipación total de [P_{excess}], aunque no el colapso del mismo. Las causas de este fenómeno se relacionan con el descenso del nivel freático causado por el efecto dren del túnel. Finalmente, los resultados del sostenimiento impermeable se comparan con los del sostenimiento permeable con tal de conocer cuales se ajustan más a la realidad del problema expuesto en la **introducción [1]**.

9.4.1. Consolidación con Sostenimiento Impermeable

Se debe recordar que, el sostenimiento impermeable implica la imposición de un contorno cerrado en el perímetro del túnel, **apartado [7.2.2]**. Este contorno impide el flujo de agua desde el terreno, hacia el interior del túnel. Conforme a esto, la única vía a través de la cual [P_{excess}] puede ser disipada, es el cuerpo de terreno situada a derecha del túnel. El tiempo necesario para disipar [P_{excess}], dependerá únicamente de la permeabilidad [K] del terreno. Cabe decir, que en este caso [P_{excess}] no se disipa completamente, si no solo lo suficiente como para obtener una [P_{active}] capaz de reducir la tensión efectiva media [p'_{Lambe}] hasta un valor que provoca el colapso del túnel.

9.4.1.1. Disipación del Exceso de Presión de Poros [P_{excess}]



Como se puede observar en la **Figura 28**, el exceso de presión de poros [P_{excess}], generado durante la fase previa de excavación no drenada, tiende a disiparse en los puntos más próximos al túnel [K, O, R]. Por ejemplo, el punto [O], que linda con el túnel, pasa de tener un exceso de presión de poros en la fase de excavación de [$P_{excess_{exc.}} = 481.46 \text{ KN/m}^2$], a tener un [$P_{excess_{cons.}} = 292.04 \text{ KN/m}^2$] al final de la fase de consolidación. Sin embargo, los puntos [P, Q] que distan 5.00 m y 10.00 m de la excavación respectivamente, han ganado [P_{excess}]. Es decir, el punto [P] pasa de una [$P_{excess_{exc.}} = 113.75 \text{ KN/m}^2$] a una [$P_{excess_{cons.}} = 275.22 \text{ KN/m}^2$].

Mientras que el punto $[Q]$ pasa de una $[P_{excess_{exc.}} = 34.53 \text{ KN/m}^2]$ a una $[P_{excess_{cons.}} = 248.55 \text{ KN/m}^2]$.

En tendencias generales $[P_{excess}]$ se reduce en los puntos cercanos a la cavidad, mientras que aumenta en los puntos alejados. De igual manera se reconoce esta tendencia en el gráfico de la **Figura 29**, donde se puede observar como en el punto $[O]$, $[P_{excess}]$ disminuye marcadamente al principio para tomar una tendencia más plana a partir de los 25.00 días, hasta llegar al instante en que colapsa $[t = 45.00 \text{ días}]$. Por otra parte, los puntos $[P, Q]$, adquieren un marcado aumento de $[P_{excess}]$ en los primeros días de la consolidación para alcanzar una tendencia parecida a la del punto $[O]$ al acercarse al $[t = 45.00 \text{ días}]$.

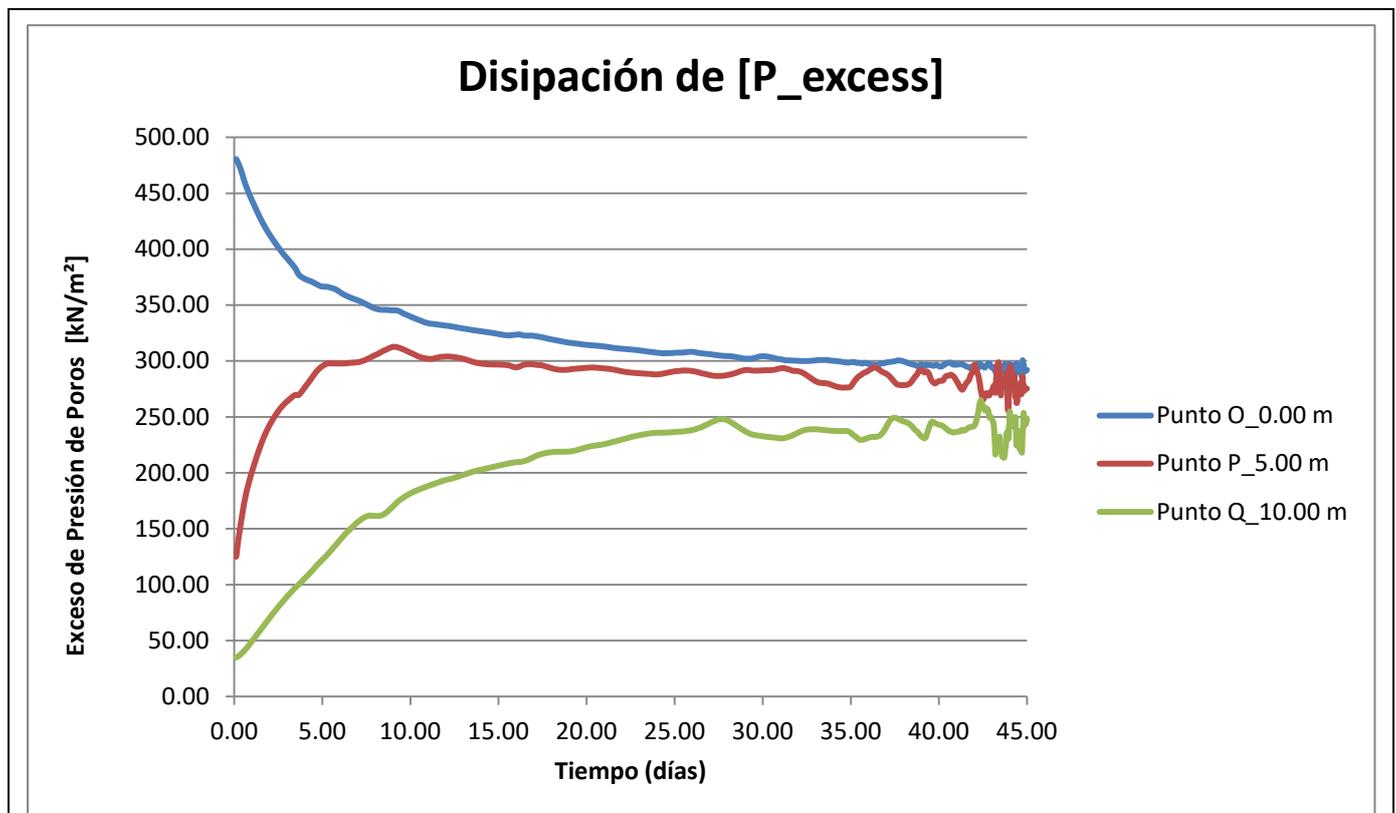
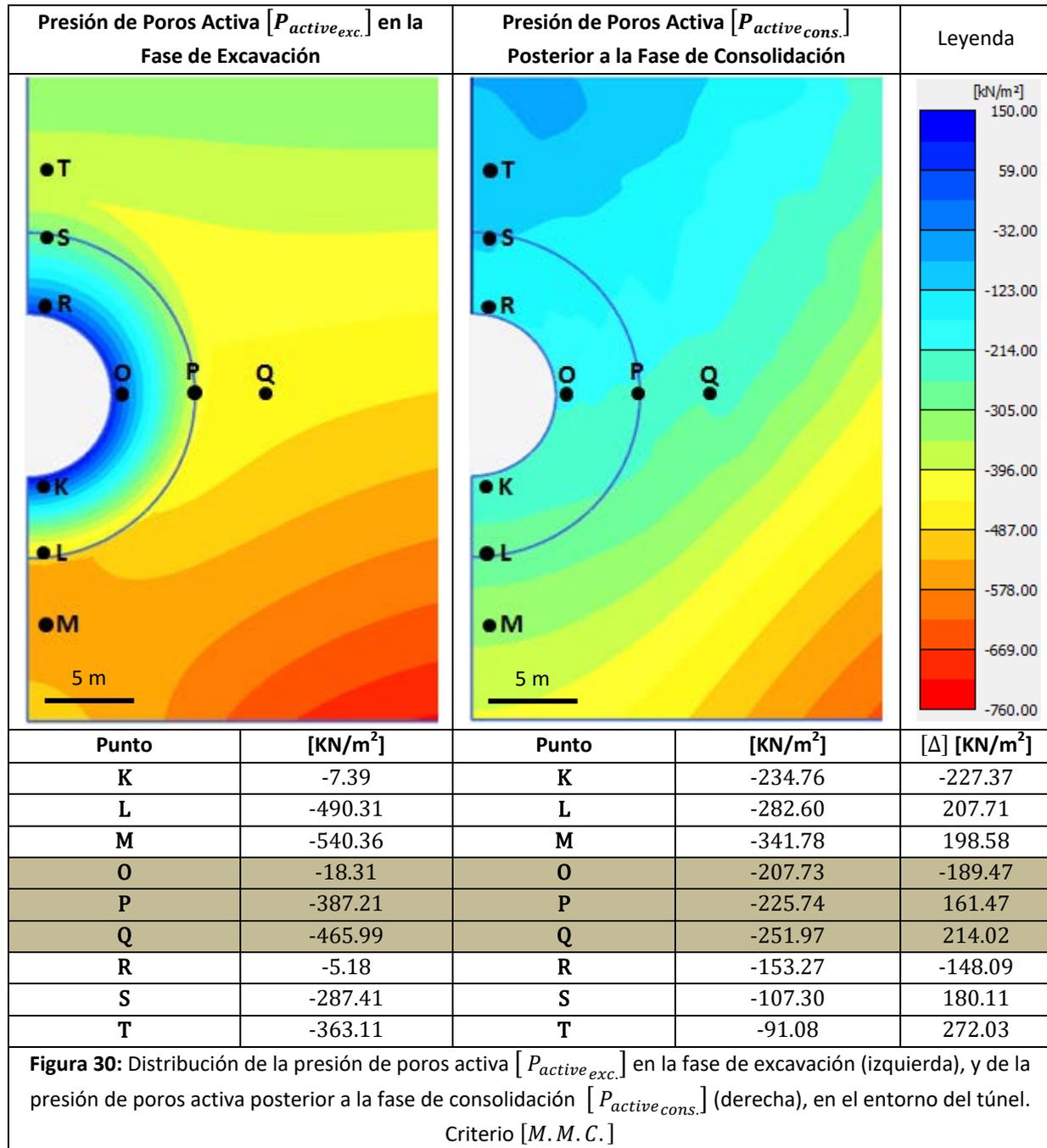


Figura 29: Gráfico de disipación de $[P_{excess}]$ en función del tiempo para los puntos $[O, P, Q]$. Criterio $[M. M. C.]$

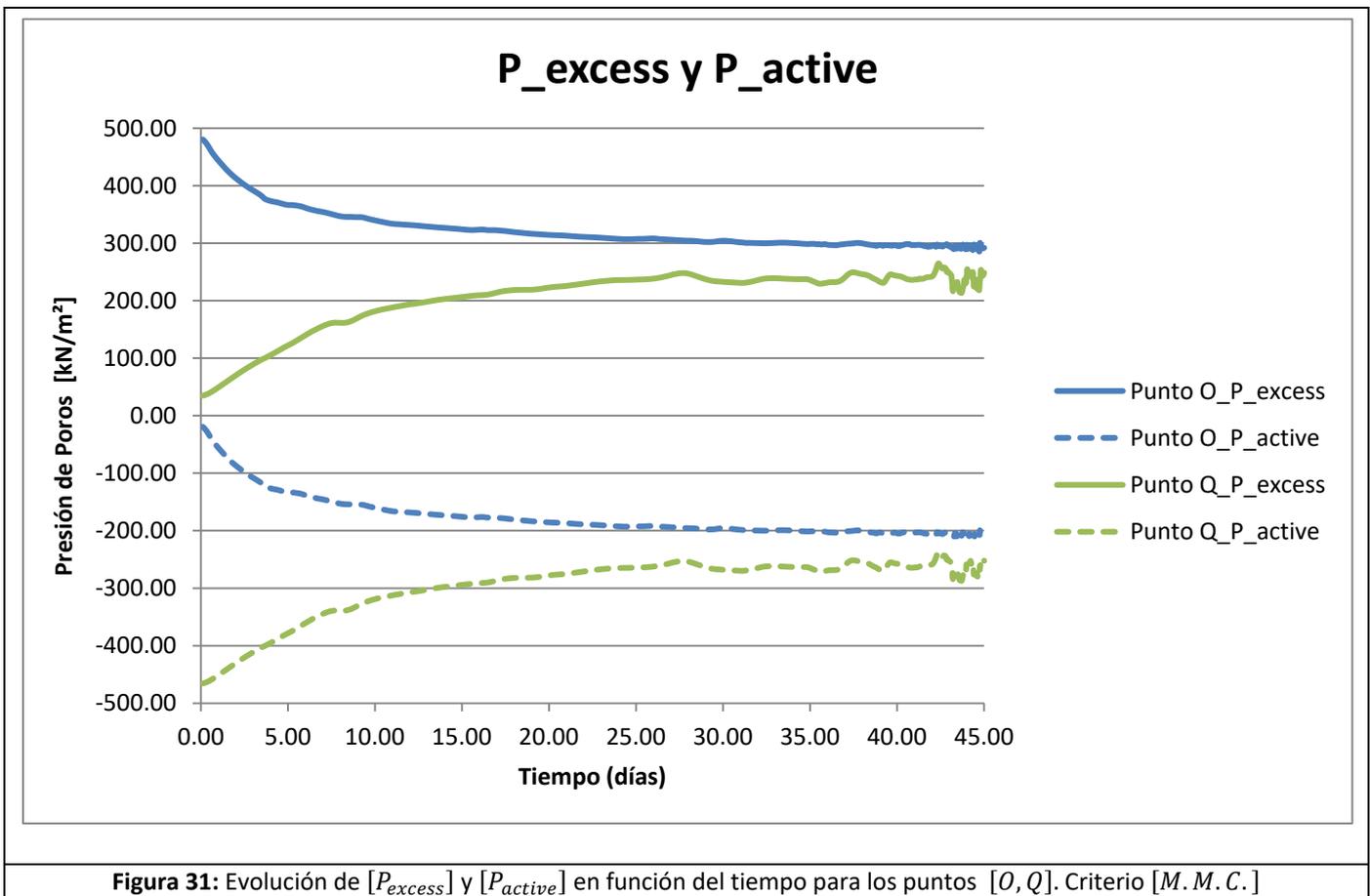
De acuerdo con los resultados que se muestran en la **Figura 28** y la **Figura 29**, se intuye una cierta homogeneización de $[P_{excess}]$ en el entorno del túnel. Es decir, el $[P_{excess}]$ de los puntos cercanos al túnel se transmite hacia puntos más alejados de la excavación. O en otras palabras, los puntos alejados de la excavación ganan un cierto $[P_{excess}]$ en favor del $[P_{excess}]$ que pierden los puntos cercanos. En consecuencia el $[P_{excess}]$ en el conjunto del terreno alrededor del túnel alcanza un rango más o menos uniforme, esto es $[250.00 - 300.00 \text{ KN/m}^2]$ aproximadamente a los 45.00 días. Lógicamente, si no se produjera el colapso en el tiempo indicado, $[P_{excess}]$ se iría disipando de forma progresiva hasta ser nulo a largo plazo.

9.4.1.2. Evolución de la Presión de Poros Activa [P_{active}]



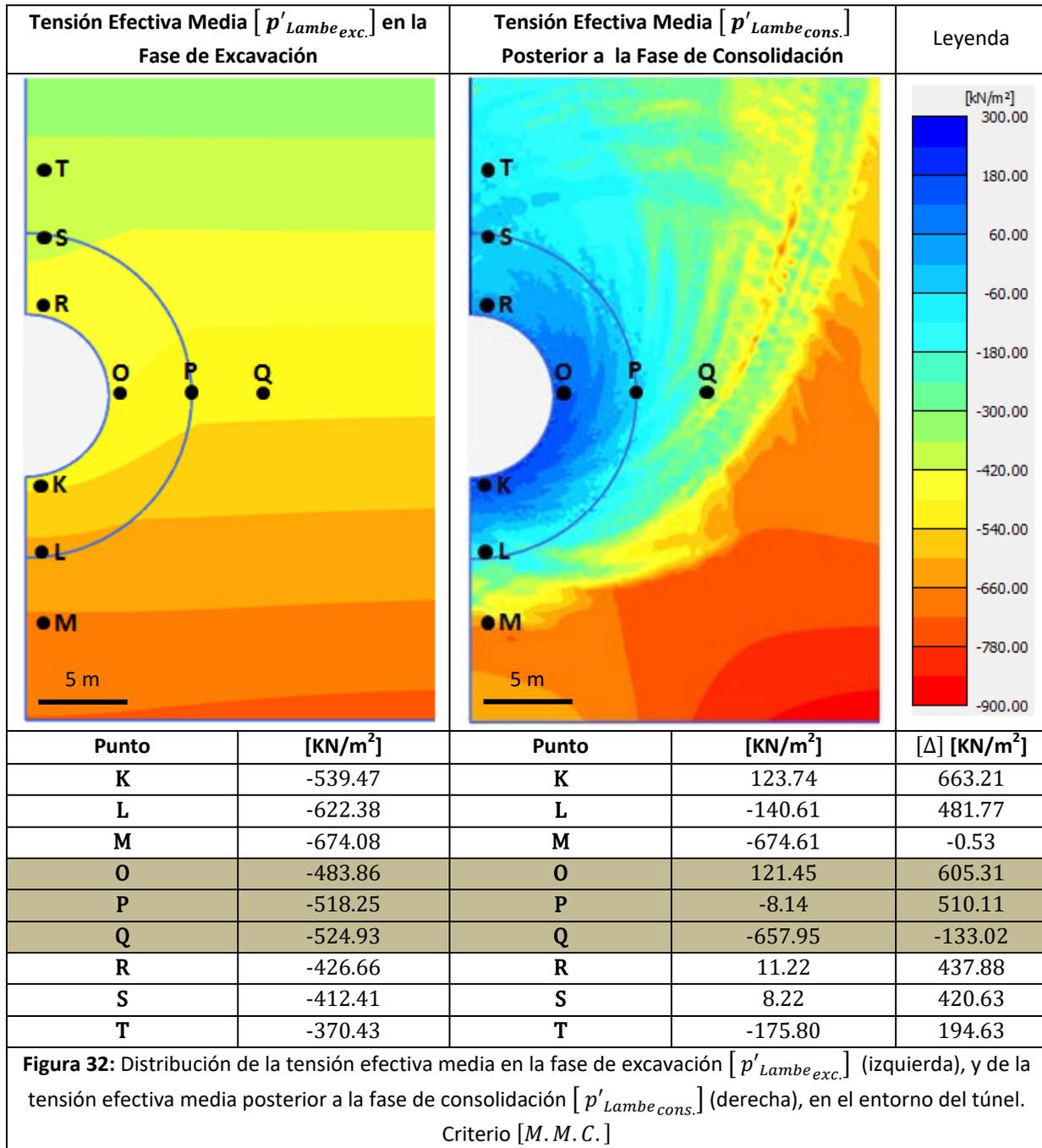
A su vez, debido al comportamiento de [P_{excess}] mencionado en el apartado [9.4.1.1], la presión de poros activa [P_{active}] aumenta en valor absoluto. Es decir se hace cada vez más negativa alejándose de los 0.00 KN/m², en los puntos más cercanos a la excavación del túnel [K, O, R]. Así, en el punto [O], [P_{active}] pasa de [$P_{active_{exc.}} = -18.32$ KN/m²] en la fase de excavación, a [$P_{active_{cons.}} = -207.73$ KN/m²] en la fase de consolidación.

Por el contrario, $[P_{active}]$ en los puntos alejados del túnel $[P, Q]$ disminuye en valor absoluto tendiendo a los 0.00 KN/m^2 . De esta manera, en el punto $[P]$, $[P_{active_{exc.}} = -387.21 \text{ KN/m}^2]$ y $[P_{active_{cons.}} = -225.74 \text{ KN/m}^2]$. Y en el punto $[Q]$, $[P_{active_{exc.}} = -465.99 \text{ KN/m}^2]$ y $[P_{active_{cons.}} = -251.97 \text{ KN/m}^2]$, (**Figura 30**). Esta tendencia no solo se observa en el resto de puntos que no se han mencionado $[K, L, M, R, S, T]$, sino que también se hace evidente en el gráfico de la **Figura 31**, donde como cabe esperar, el valor absoluto de $[P_{active}]$ aumenta o disminuye en la medida y proporción en la que lo hace $[P_{excess}]$. Como se puede observar en los puntos $[O, Q]$, tanto $[P_{active}]$ como $[P_{excess}]$ tienden hacia el mismo valor $[300.00 \text{ KN/m}^2]$ y $[-200.00 \text{ KN/m}^2]$ respectivamente a los a los 45.00 días. Lógicamente, si no se produjera el colapso del túnel en el tiempo indicado, $[P_{active}]$ tendería a ser la hidrostática $[P_{steady}]$ a largo plazo.



Por tanto, los puntos en que se determinan $[P_{excess}]$ y $[P_{active}]$ siguen la misma trayectoria en función del tiempo, con una diferencia de $[500 \text{ KN/m}^2]$. Exactamente el mismo valor, en valor absoluto que le corresponde a la presión hidrostática a esa profundidad $[P_{steady} = -500 \text{ KN/m}^2]$. En definitiva, la homogeneización de $[P_{excess}]$ en el entorno del túnel, repercute de manera directa en $[P_{active}]$.

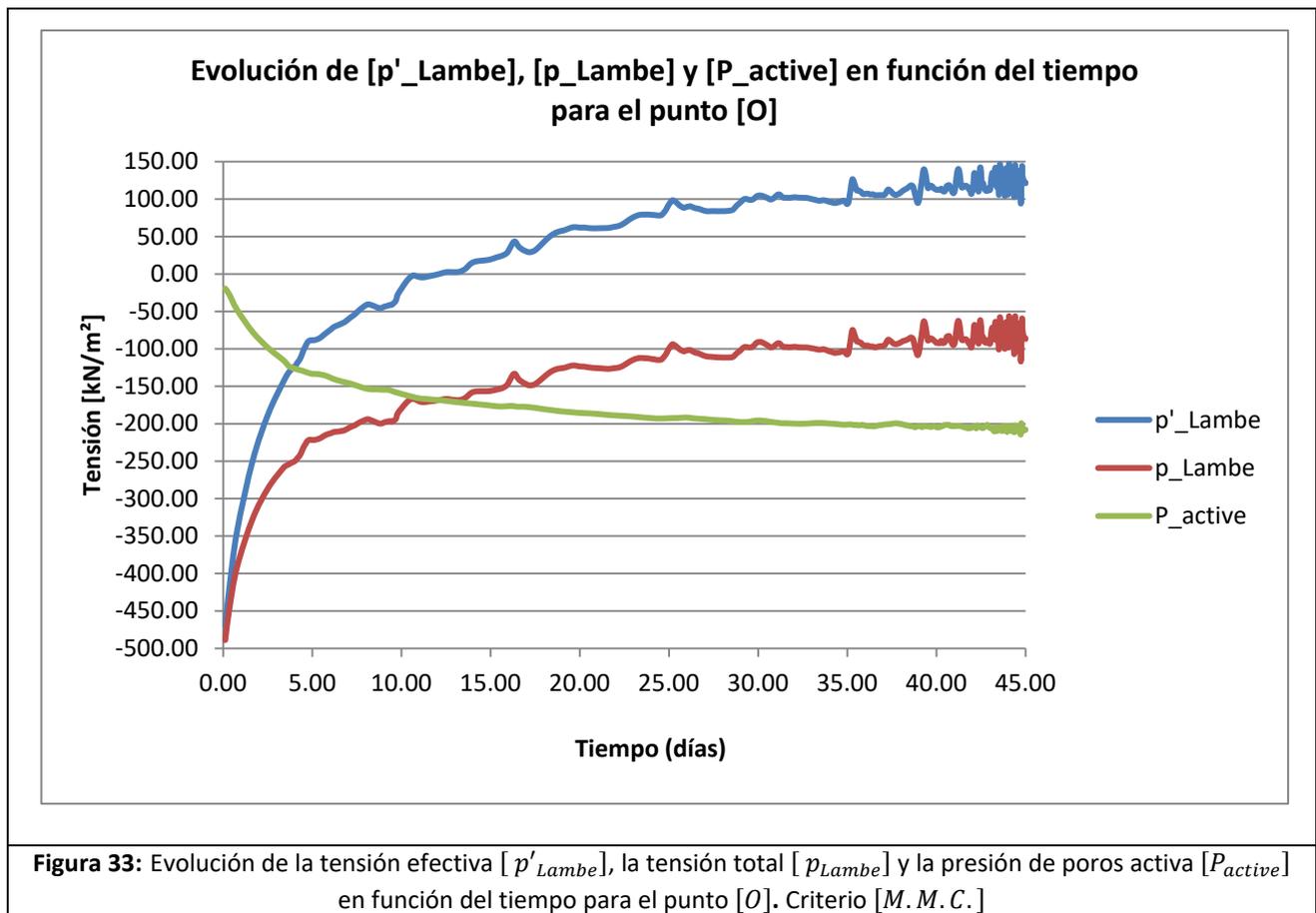
9.4.1.3. Evolución de las tensiones $[p', p, q]$ de Lambe en el túnel



Como se ha explicado en el apartado [3.5], la tensión efectiva $[\sigma']$ que aquí se toma como la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$, está directamente relacionada con la distribución de $[P_{active}]$.

De esta manera, y según la Ecuación (3), en los puntos en los que $[P_{active}]$ aumenta en valor absoluto tendiendo a un valor cada vez más negativo, $[p'_{Lambe}]$ debería disminuir en valor absoluto, acercándose a los 0.00 KN/m².

De acuerdo con esto, los resultados mostrados en la **Figura 32** sugieren que, en general, hay una disminución de $[p'_{Lambe}]$ en el terreno en torno al túnel. Hecho que coincide con el aumento del valor absoluto de $[P_{active}]$ en los puntos cercanos al túnel. Sin embargo, en los puntos alejados, $[P_{active}]$ disminuye en valor absoluto, y en general, $[p'_{Lambe}]$ disminuye ligeramente. Por lo tanto, se llega a la conclusión de que las tensiones totales $[p_{Lambe}]$ también varían durante el proceso de consolidación, y que juegan un papel importante en el desarrollo de las condiciones de rotura.



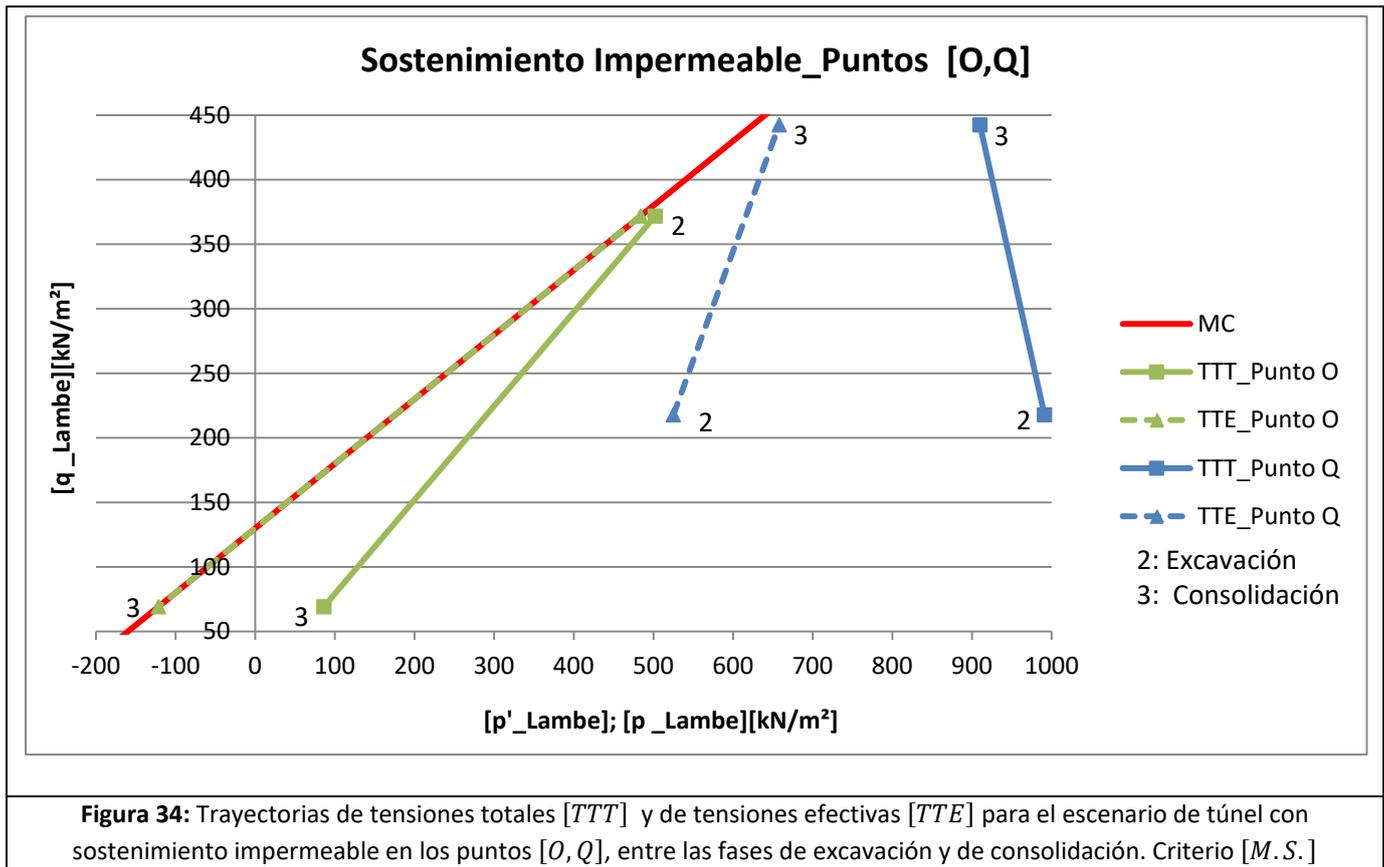
Conforme a esto, en la **Figura 33** se presenta un gráfico en el cual se comparan la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$, la tensión total media $[p_{Lambe}]$ y la presión de poros activa $[P_{active}]$, en función del tiempo para el punto [O]. A partir de aquí se puede apreciar como la diferencia entre $[p_{Lambe}]$ y $[p'_{Lambe}]$ aumenta con el tiempo a medida que el valor absoluto de $[P_{active}]$ aumenta. En $[t = 45.00 \text{ días}]$ la diferencia entre el valor de $[p_{Lambe}]$ y $[p'_{Lambe}]$ es de -207.73 kN/m^2 , que coincide con el valor absoluto $[P_{active}]$ en este instante de tiempo. En conclusión, la evolución de $[p'_{Lambe}]$ no está asociada solamente a $[P_{active}]$ sino que también responde a los cambios en la tensión total media $[p_{Lambe}]$.

La relación entre las tensiones efectivas $[p'_{Lambe}]$, y las tensiones totales $[p_{Lambe}]$ se percibe más intuitiva en la representación de las trayectorias de tensiones efectivas $[TTE]$ y totales $[TTT]$ que se exponen a continuación. En el gráfico de la **Figura 34**, se muestran las trayectorias $[TTT]$ y $[TTE]$ entre las fases de excavación y consolidación del escenario impermeable para los puntos $[O, Q]$. En primer lugar, se puede observar como $[q_{Lambe}]$ en el punto $[O]$ disminuye desde un valor de $[q_{Lambe_{exc.}} = 371.83 \text{ KN/m}^2]$ hasta un valor de $[q_{Lambe_{cons.}} = 69.18 \text{ KN/m}^2]$. Por otra parte, en el punto $[Q]$, $[q_{Lambe}]$ pasa de un valor de $[q_{Lambe_{exc.}} = 271.83 \text{ KN/m}^2]$ a un valor de $[q_{Lambe_{cons.}} = 442.51 \text{ KN/m}^2]$. De lo que se puede deducir que la tensión desviadora durante la fase de consolidación disminuye en las zonas próximas al túnel, y aumenta en los puntos alejados. Esto se puede relacionar con el desarrollo del mecanismo de colapso que aparece en la **Figura 35**.

En lo que concierne a $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, se puede observar como en el punto $[O]$, $[p'_{Lambe_{exc.}} = 483.86 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe_{exc.}} = 502.17 \text{ KN/m}^2]$ alcanzan la línea $[MC]$ en la fase de excavación, es decir, plastifican. Por otra parte, al final de la fase de consolidación, $[p'_{Lambe_{cons.}} = -121.45 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe_{cons.}} = 86.28 \text{ KN/m}^2]$. Esto supone que la diferencia entre $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, es decir $[P_{active}]$, aumenta durante la fase de consolidación en este punto, así $[P_{active_{exc.}} = 18.31 \text{ KN/m}^2]$ y $[P_{active_{cons.}} = 207.73 \text{ KN/m}^2]$. Sin embargo, $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$ disminuyen notablemente. Esto se debe a la descompresión a la que están sometidos los puntos cercanos al túnel. La cual resulta en una disminución de las tensiones totales $[p_{Lambe}]$, cuya influencia en $[p'_{Lambe}]$ es mayor que la que tienen los cambios de $[P_{active}]$. En cualquier caso, el punto $[O]$ alcanza la plastificación en la fase de excavación, y continúa en la zona plástica hasta el final de la consolidación.

En el caso del punto $[Q]$, el exceso de presión de poros $[P_{excess}]$ generado durante la excavación es mucho menor, por lo tanto $[P_{active}]$ es mayor en este punto que en el punto $[O]$. Dicho esto, $[P_{active_{exc.}} = 465.99 \text{ KN/m}^2]$ siendo $[p'_{Lambe_{exc.}} = 524.93 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe_{exc.}} = 990.92 \text{ KN/m}^2]$. No obstante, durante la fase de consolidación, $[P_{active}]$ disminuye en este punto, $[P_{active_{cons.}} = 251.97 \text{ KN/m}^2]$ en comparación con la fase anterior. En consecuencia, $[p'_{Lambe}]$ aumenta hasta $[p'_{Lambe_{cons.}} = 657.95 \text{ KN/m}^2]$, mientras que $[p_{Lambe}]$ disminuye ligeramente hasta $[p_{Lambe_{cons.}} = 909.91 \text{ KN/m}^2]$

En cuanto, a las trayectorias de $[TTE]$ y $[TTT]$ en el punto $[P]$, estas se acercan a la línea de rotura $[MC]$ debido mayoritariamente, al incremento en la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$. Por último cabe mencionar, que la recuperación de $[P_{active}]$ a medida que se disipa $[P_{excess}]$, en los puntos cercanos al túnel, es el factor que causa el colapso del túnel a largo plazo.

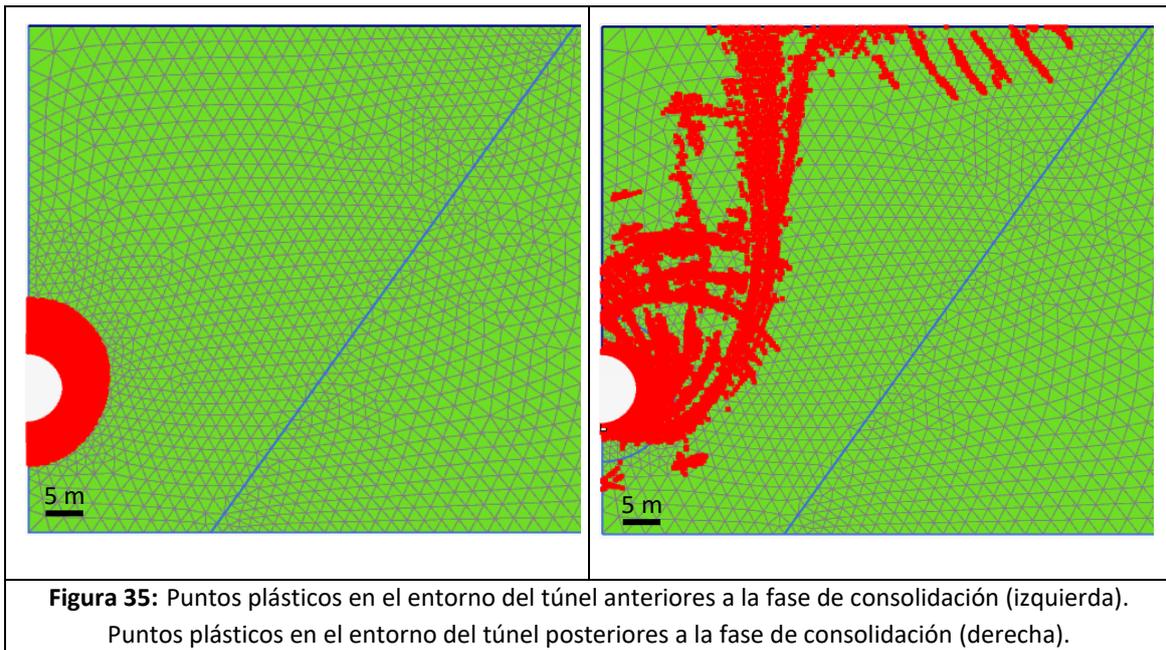


9.4.1.4. Evolución del Factor de Seguridad [F.S.]

En el escenario del túnel con sostenimiento impermeable, el exceso de presión de poros [P_{excess}] generado durante la fase de excavación, tiende a disiparse a medida que transcurre el periodo de consolidación. Como se ha podido ver anteriormente, el valor absoluto de [P_{active}] aumenta en consonancia con la disminución de [P_{excess}]. En consecuencia, la tensión efectiva media [p'_{Lambe}] también se ve disminuida en el entorno del túnel, lo que a su vez induce a la reducción de la resistencia al corte del terreno [$\tau_{resistente}$]. Sin embargo, para alcanzar las condiciones de rotura, es decir [$\tau_{resistente} < \tau_{aplicado}$], no es necesario que todo el [P_{excess}] sea disipado. La disipación de [P_{excess}] tiene lugar hasta el instante de tiempo en que [P_{active}] alcanza un valor lo suficientemente alto como para reducir la tensión efectiva media [p'_{Lambe}] de tal manera que [$\tau_{resistente} < \tau_{aplicado}$]. Ese instante de tiempo varía con la permeabilidad [K]. Para el caso concreto en el que [$K = 8.64 \cdot 10^{-5} \text{ m/día}$] el instante de tiempo en que [$F.S. < 1$] es [$t = 45.00 \text{ días}$].

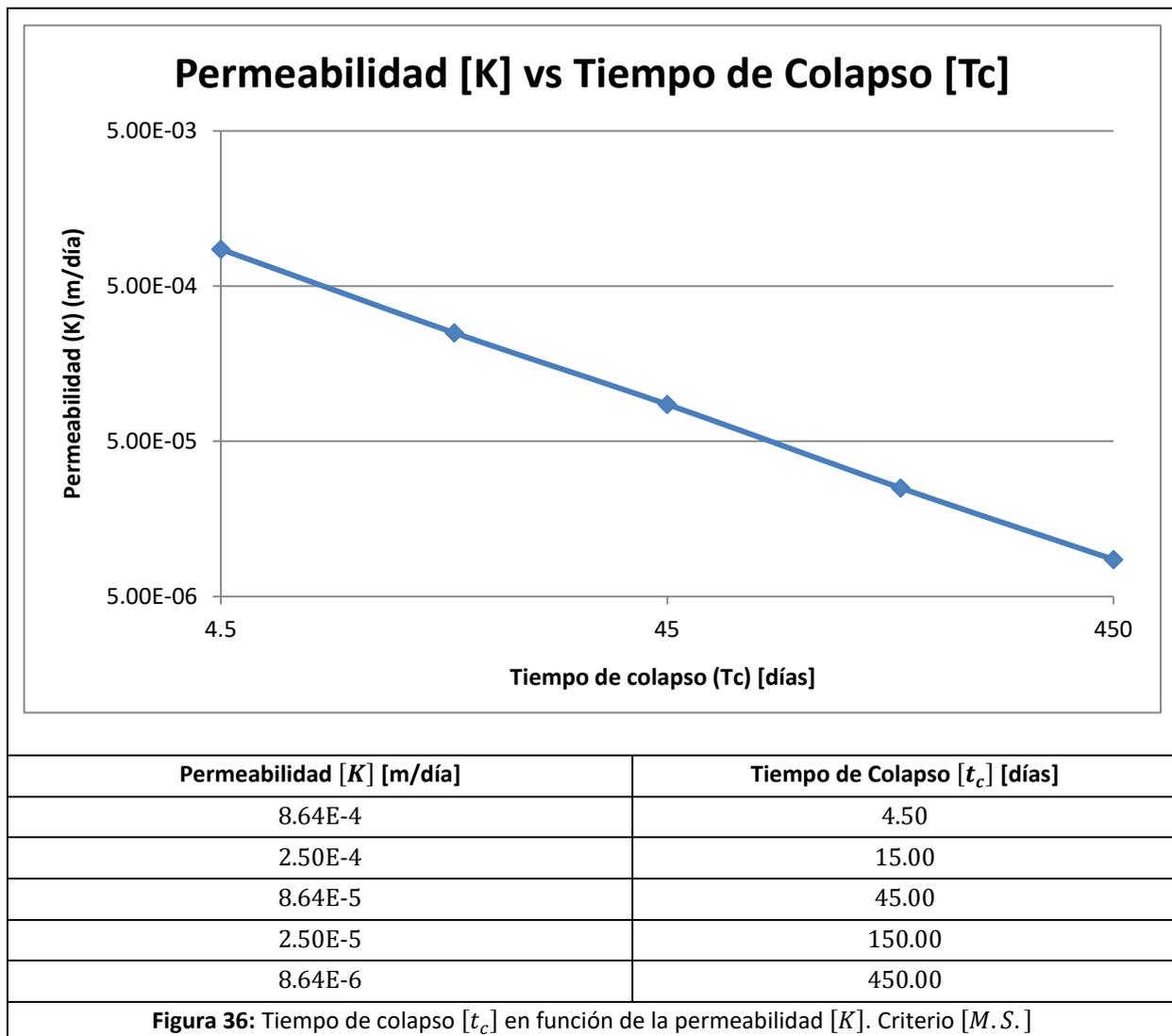
9.4.1.5. Puntos Plásticos

El análisis de puntos plásticos permite visualizar el área en torno a la excavación del túnel cuyos puntos han plastificado. Éstos se muestran en color rojo y permiten vislumbrar mecanismos de rotura. En la **Figura 35** se comparan los puntos que han plastificado en la excavación (izquierda), con los puntos que han plastificado al final de la fase de consolidación (derecha). En la imagen de la derecha, se visualiza claramente un mecanismo de rotura, en el cual los puntos plásticos alcanzan la superficie formando una rotura del tipo “chimenea”.



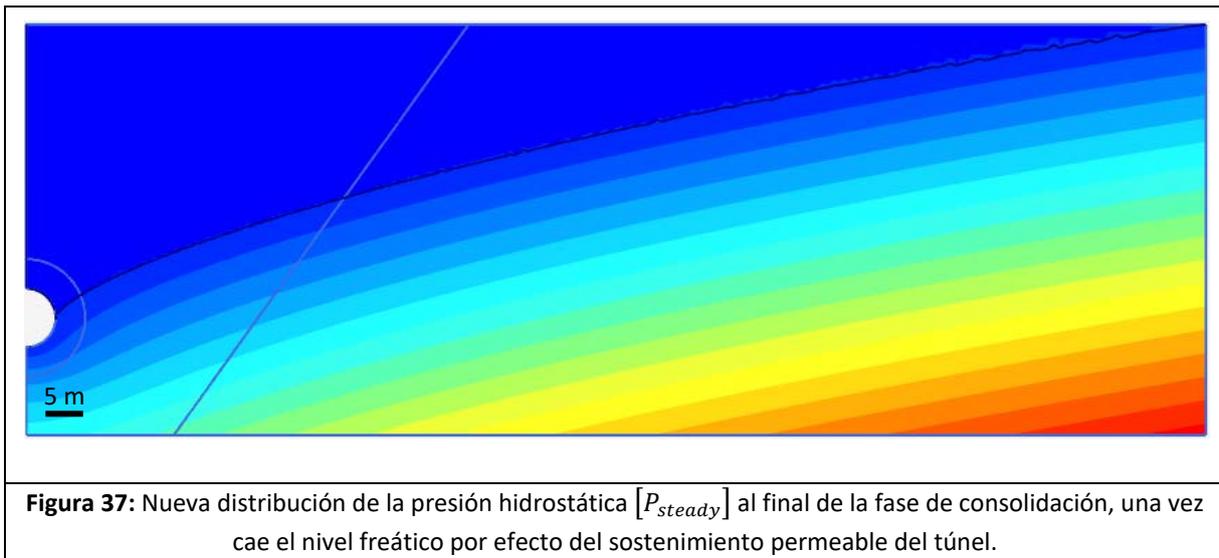
9.4.1.6. Tiempo de Colapso [t_c] en Función de la Permeabilidad [K]

Este análisis pretende demostrar la relación entre la permeabilidad [K] y el tiempo de rotura [t_c]. En la **Figura 36**, se muestra esta relación en la que a medida que la permeabilidad [K] disminuye, el tiempo necesario para alcanzar las condiciones de rotura en el terreno [t_c] aumenta. Los resultados a partir de los cuales se ha confeccionado este gráfico, se han obtenido mediante la aplicación de diferentes valores de [K], los cuales se exponen a continuación, en el modelo propuesto. De esta manera se demuestra que, cuanto menor es la permeabilidad [K] más lento es el proceso por el cual [P_{excess}] se disipa. Una vez [P_{excess}] se ha disipado hasta un cierto valor, el valor absoluto de [P_{active}] es lo suficientemente grande como para reducir el valor absoluto de [p'_{Lambe}], o incluso modificar su signo a positivo. Este efecto es lo bastante importante como para que se den las condiciones de rotura en el terreno en torno a la excavación en el [t_c] correspondiente a su permeabilidad [K].



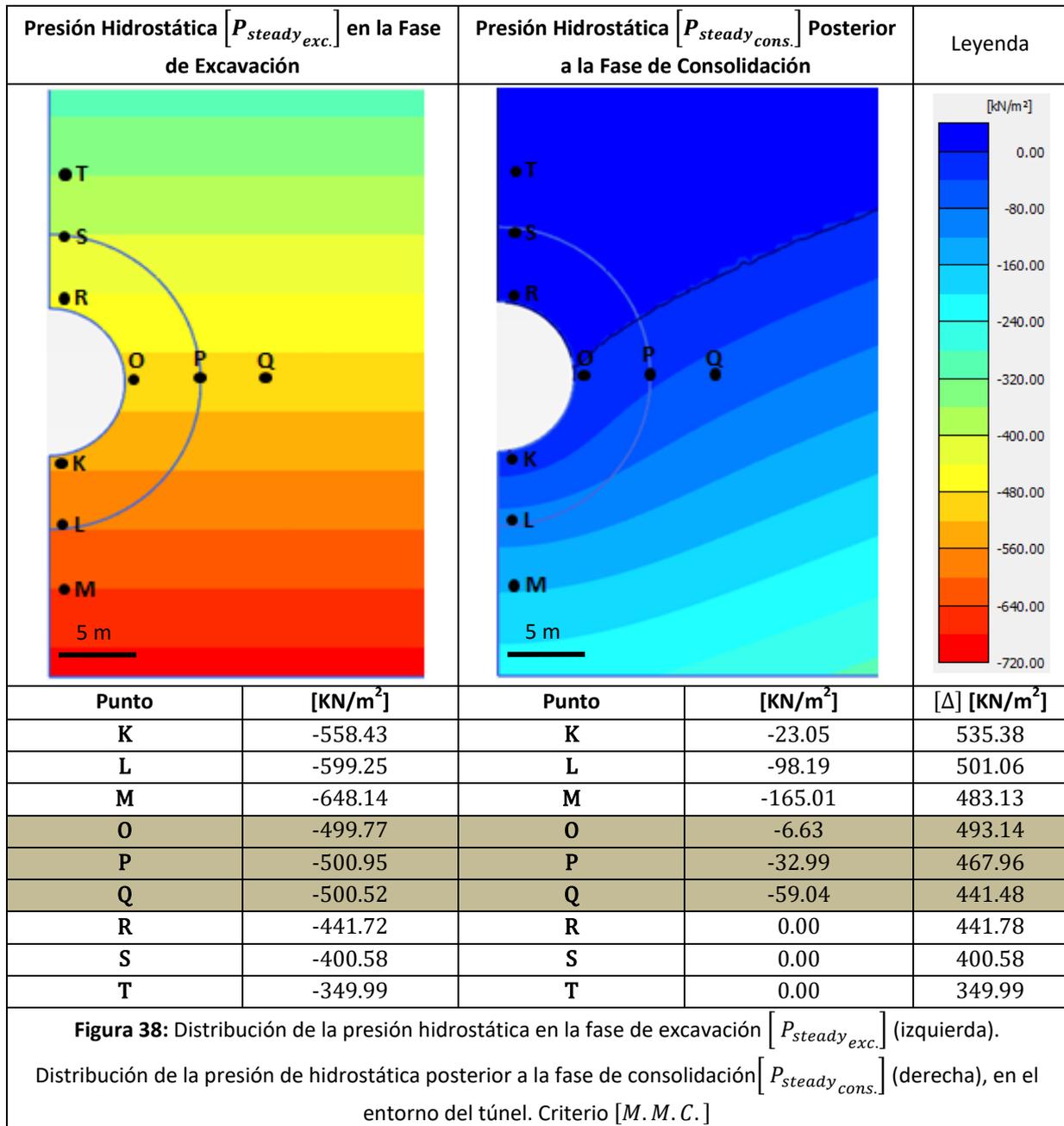
9.4.2. Consolidación con Sostenimiento Permeable

Para reproducir el comportamiento del sostenimiento permeable en un túnel, se deben imponer las condiciones de contorno de drenaje libre en el perímetro del mismo, **apartado [7.2.2.2]**. La principal característica de este contorno, es que la presión de agua en todos sus puntos es nula, con lo cual, todas aquellas zonas del terreno donde la $[P_{active}]$ sea superior, en valor absoluto, a 0.00 KN/m^2 , tenderán a trasladar agua hacia la cavidad para tratar de compensar esta diferencia de presión. O en otras palabras, el túnel actuará como un dren que creará un flujo hacia su interior, y rebajará el nivel freático del terreno (**Figura 37**). En este caso, el efecto del flujo tiene mucha importancia, y probablemente el tiempo necesario para disipar $[P_{excess}]$ del contorno del túnel sea mucho menor que en el escenario del sostenimiento impermeable. Y, aunque en este caso $[P_{excess}]$ se disipa completamente, el túnel nunca rebasa a las condiciones de colapso. Esto se debe a que la bajada del nivel freático reduce en mayor medida el valor absoluto de $[P_{active}]$, y por lo tanto su peso como componente desfavorable en el cómputo de $[p'_{Lambe}]$.



Por otra parte, el hecho de que el nivel freático alcance un nuevo equilibrio en un perfil más bajo, comportará que la presión hidrostática $[P_{steady}]$ alcance valores muy próximos a 0.00 KN/m^2 en el entorno del túnel una vez disipado $[P_{excess}]$. Conforme a esto, los resultados expuestos en la **Figura 38**, aclaran cómo por ejemplo en el punto $[O]$, $[P_{steady}]$ en la fase de excavación es igual a $[P_{steady_{exc.}} = -499.77 \text{ KN/m}^2]$, mientras que al final de la fase de consolidación $[P_{steady_{cons.}} = -6.63 \text{ KN/m}^2]$. En el punto $[P]$, $[P_{steady_{exc.}} = -500.95 \text{ KN/m}^2]$ en la fase de excavación, y $[P_{steady_{cons.}} = -32.99 \text{ KN/m}^2]$ en la fase de consolidación.

Asimismo, en el punto [Q] el valor de $[P_{steady}]$, pasa de $[P_{steady_{exc.}} = -500.52 \text{ KN/m}^2]$ a $[P_{steady_{cons.}} = -59.04 \text{ KN/m}^2]$. Por otro lado, los puntos [R,S,T], tienen una presión hidrostática nula al final de la fase de consolidación, ya que quedan por encima del nivel freático. Y lo puntos [K,L,M] también ven reducida su $[P_{steady}]$ sustancialmente.

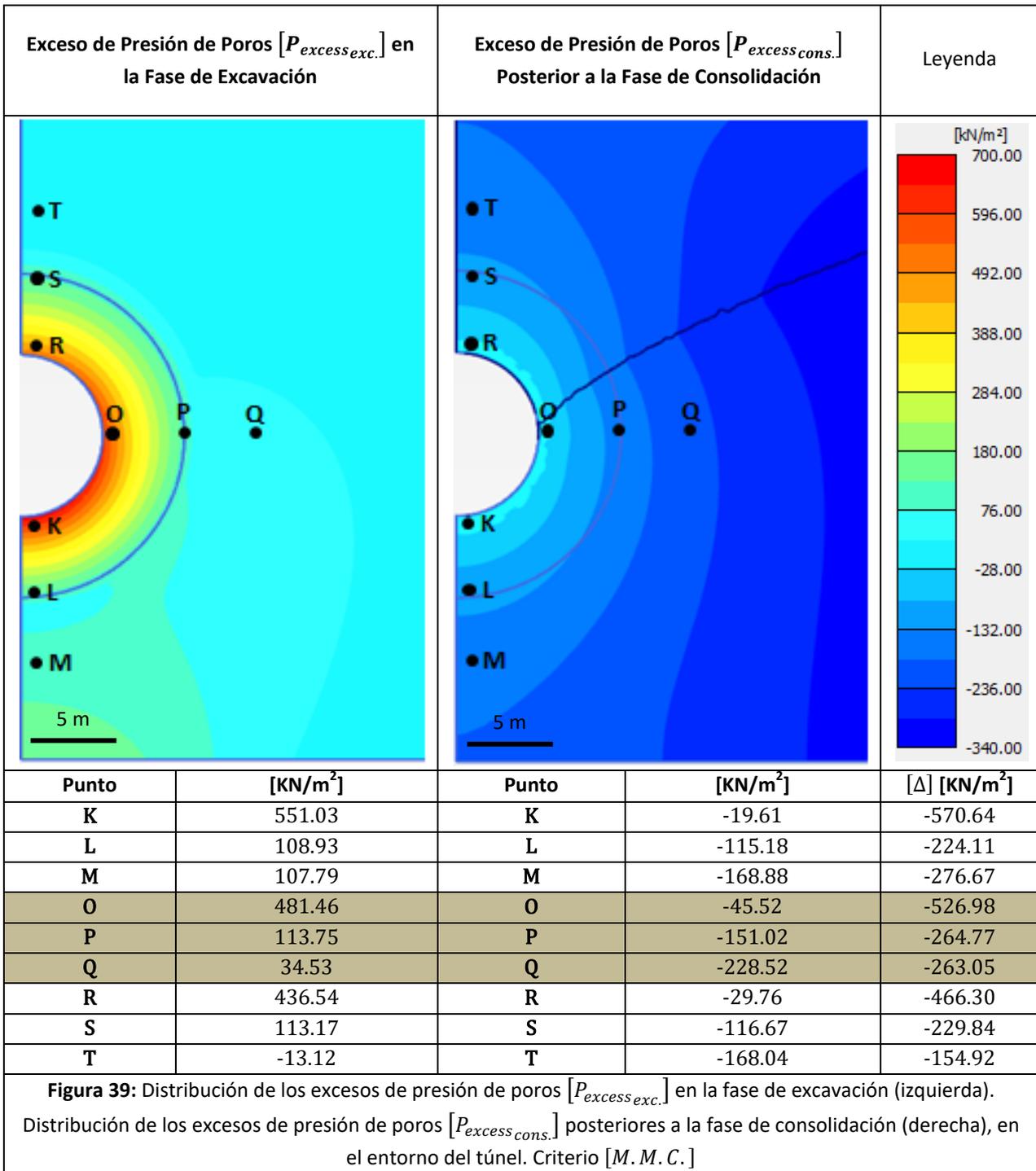


9.4.2.1. Disipación del Exceso de Presión de Poros [P_{excess}]

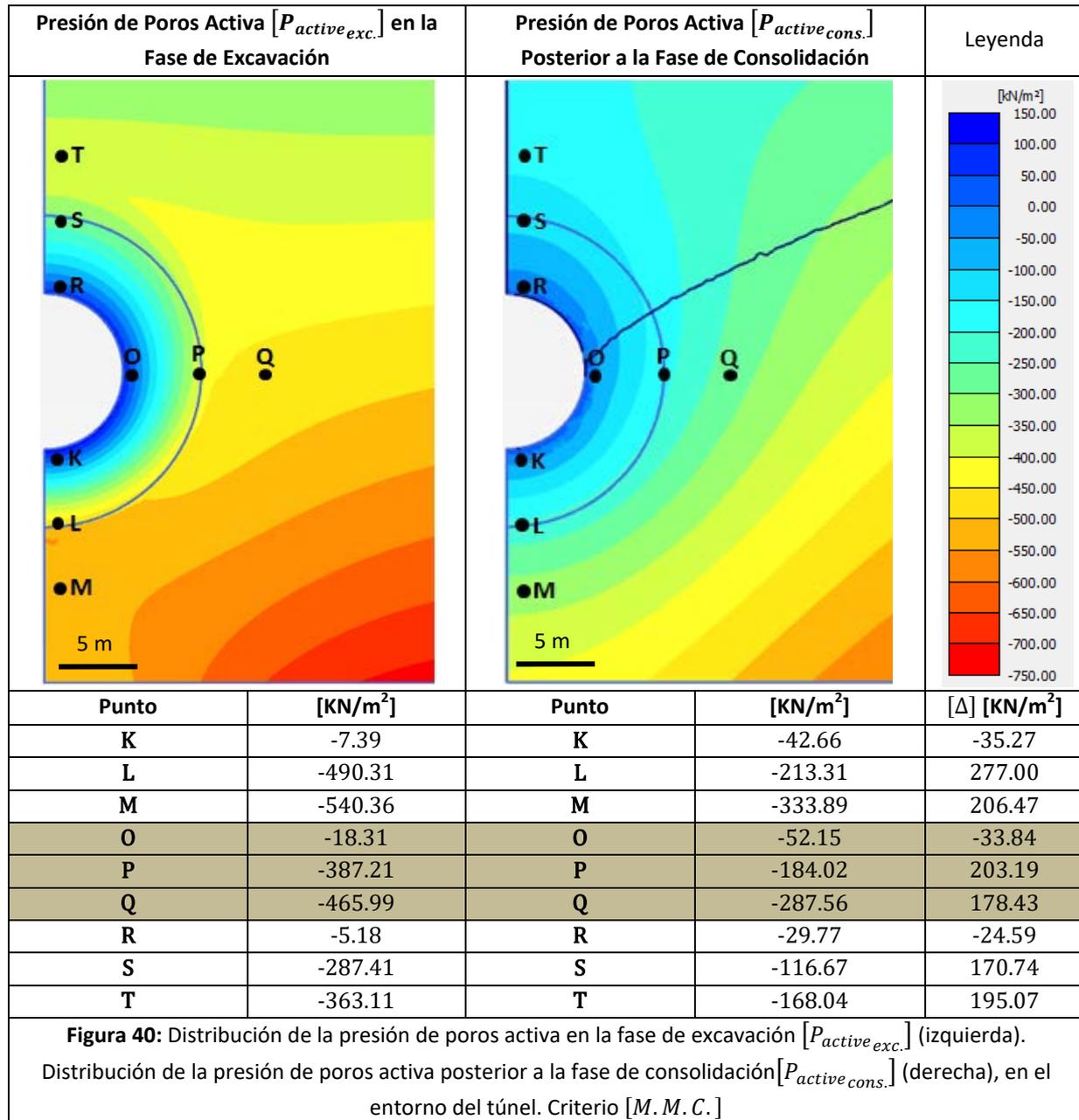
Como se puede observar en la **Figura 39**, el exceso de presión de poros [P_{excess}], generado durante la fase previa de excavación no drenada, se disipa completamente en todos los puntos de referencia situados en el entorno del túnel, [$K, L, M, O, P, Q, R, S, T$] alcanzan valores negativos de [P_{excess}]. Si se hace una observación más detallada, en los puntos cercanos al túnel como el punto [O], la disminución de [P_{excess}] es más pronunciada. De acuerdo con esto [$P_{excess_{exc.}} = 481.46 \text{ KN/m}^2$] en la fase de excavación, y [$P_{excess_{cons.}} = -45.52 \text{ KN/m}^2$] al final de la consolidación.

Los puntos [P, Q] que distan 5.00 m y 10.00 m de la excavación respectivamente, también han perdido [P_{excess}] contrariamente a lo que ha sucedido en el escenario del túnel con sostenimiento impermeable, **apartado [9.4.1.1.]**. Es decir, el punto [P] pasa de un [$P_{excess_{exc.}} = 113.75 \text{ KN/m}^2$] a un [$P_{excess_{cons.}} = -151.02 \text{ KN/m}^2$]. Mientras que en el punto [Q] en la fase de excavación [P_{excess}] es igual a [$P_{excess_{exc.}} = 34.53 \text{ KN/m}^2$], valor que varía hasta [$P_{excess_{cons.}} = -228.52 \text{ KN/m}^2$] en la fase de consolidación. En definitiva, el flujo de agua causado por el efecto dren del sostenimiento permeable facilita la disipación completa de [P_{excess}].

Siendo la condición de contorno en el sostenimiento del túnel [$P_{active} = 0.00 \text{ KN/m}^2$], todos los puntos del terreno tienen una [P_{active}] superior en valor absoluto a la del túnel, por lo tanto, toda el agua incluida en el esqueleto sólido del terreno tenderá a fluir hacia el túnel disipando en un periodo relativamente corto de tiempo, los excesos de presión de poros [P_{excess}].

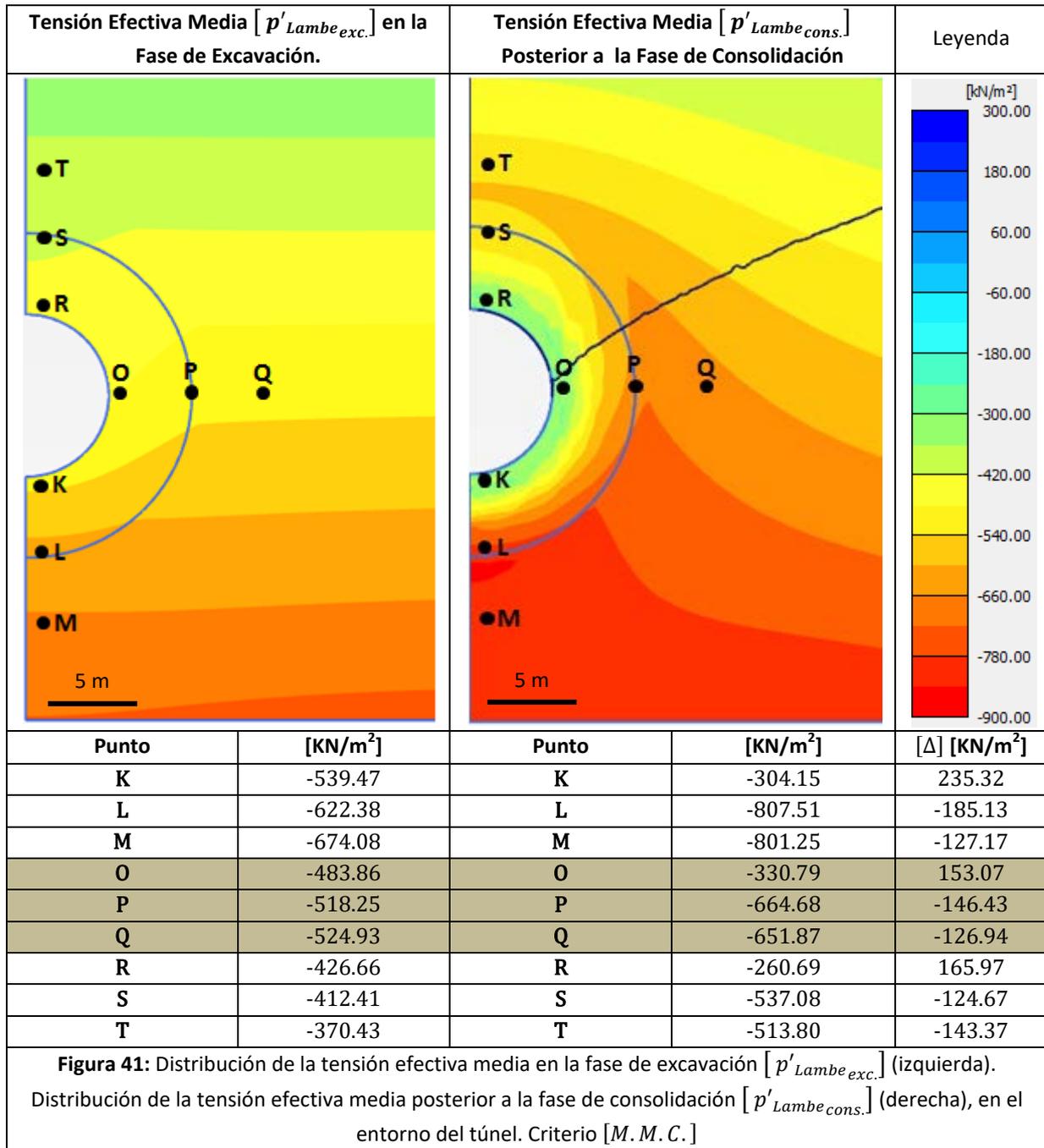


9.4.2.2. Evolución de la Presión de Poros Activa [P_{active}]



Debido al comportamiento de [P_{excess}] mencionado en el apartado [9.4.2.1], la presión de poros activa [P_{active}] aumenta en valor absoluto, en aquellos puntos cercanos a la excavación del túnel [K, O, R]. Es decir se hace cada vez más negativa alejándose de los 0.00 KN/m². Así, en el punto [O], [P_{active}] pasa de [$P_{active_{exc.}} = -18.31$ KN/m²] en la fase de excavación, a [$P_{active_{cons.}} = -52.15$ KN/m²] en la fase de consolidación. Por el contrario, [P_{active}] en los puntos alejados del túnel como por ejemplo [P, Q], disminuye en valor absoluto tendiendo a los 0.00 KN/m². De esta manera, en el punto [P], [$P_{active_{exc.}} = -387.21$ KN/m²] y [$P_{active_{cons.}} = -184.02$ KN/m²]. Y en el punto [Q], [$P_{active_{exc.}} = -465.99$ KN/m²] y [$P_{active_{cons.}} = -287.56$ KN/m²], (Figura 40).

9.4.2.3. Evolución de las tensiones $[p', p, q]$ de Lambe en el túnel



Como se puede observar en la **Figura 41**, $[p'_{Lambe}]$ disminuye en valor absoluto en los puntos cercanos a la excavación $[K, O, R]$. En contraste con esto, en los puntos que guardan una cierta distancia con la excavación, como por ejemplo el punto $[P]$ a 5.00 m del punto $[O]$, o el punto $[Q]$ a 10.00 m de éste último, la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ aumenta en valor absoluto.

Cabe añadir, que $[p'_{Lambe}]$ disminuye más en los puntos $[K]$ o $[R]$ de la bóveda y la contrabóveda respectivamente, que en el hastial. En cuanto a los puntos más alejados, el valor de $[p'_{Lambe}]$ está sujeto a un mayor aumento en valor absoluto en aquellos puntos situados en la contrabóveda.

En cualquier caso, estos resultados están relacionados con la evolución que siguen la presión activa $[P_{active}]$, y la tensión total media $[p_{Lambe}]$, en el entorno del túnel. Estas relaciones se explican e interpretan en detalle, según las trayectorias de tensiones efectivas $[TTE]$ y totales $[TTT]$ que se exponen a continuación.

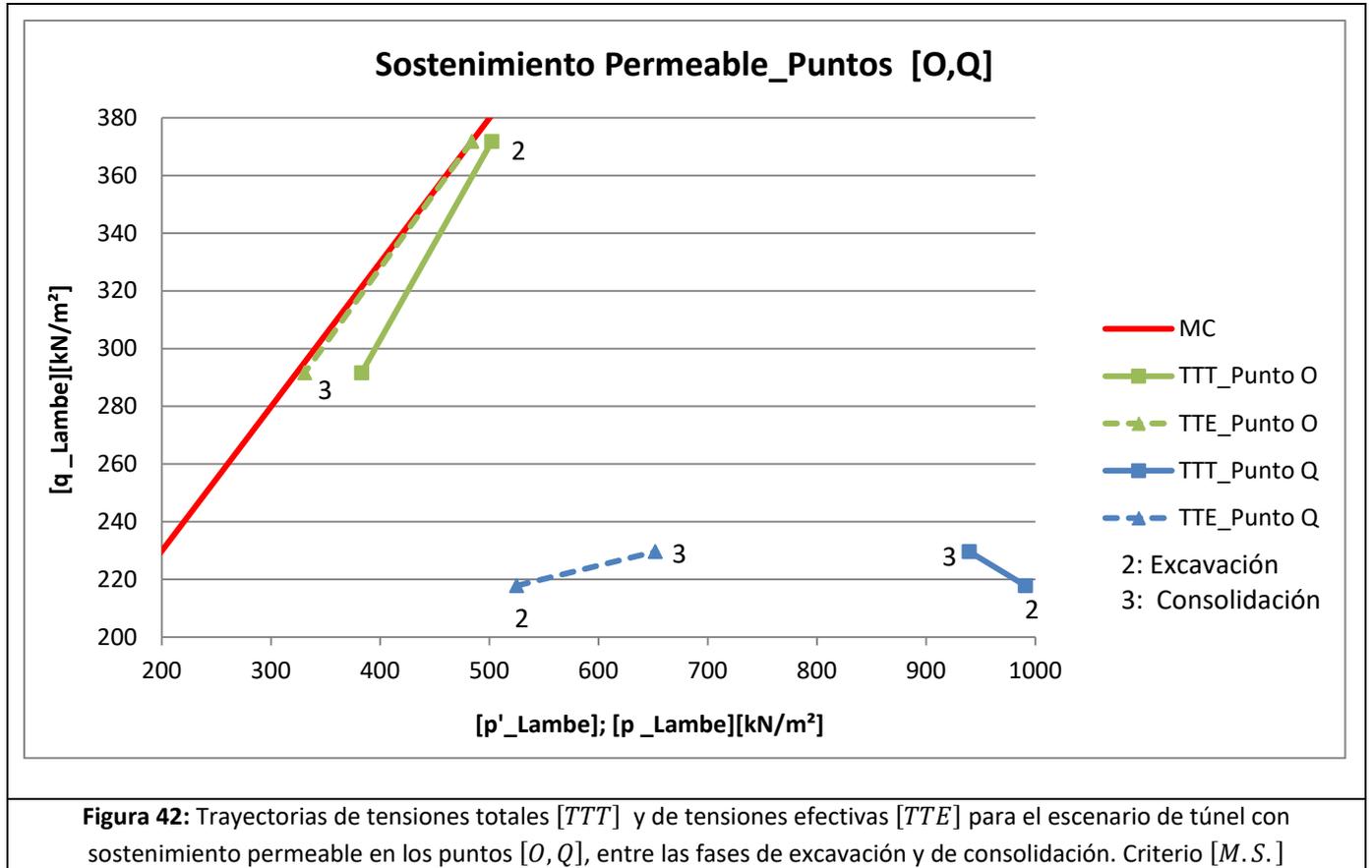
En el gráfico de la **Figura 42**, se muestran las trayectorias $[TTT]$ y $[TTE]$ entre las fases de excavación y consolidación del escenario permeable para los puntos $[O, Q]$. En primer lugar, se puede observar como $[q_{Lambe}]$ en el punto $[O]$ disminuye desde un valor de $[q_{Lambe_{exc.}} = 371.83 \text{ KN/m}^2]$ hasta un valor de $[q_{Lambe_{cons.}} = 291.63 \text{ KN/m}^2]$. Por otra parte, en el punto $[Q]$, $[q_{Lambe}]$ pasa de un valor de $[q_{Lambe_{exc.}} = 217.83 \text{ KN/m}^2]$ a un valor de $[q_{Lambe_{cons.}} = 229.63 \text{ KN/m}^2]$. De lo que se puede deducir que la tensión desviadora disminuye en los puntos cercanos al túnel y aumenta en los puntos alejados de éste.

En lo que concierne a $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, se puede observar como en el punto $[O]$, $[p'_{Lambe_{exc.}} = 483.86 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe_{exc.}} = 502.17 \text{ KN/m}^2]$ alcanzan la línea $[MC]$ en la fase de excavación, es decir que plastifican. Por otra parte, al final de la fase de consolidación, $[p'_{Lambe_{cons.}} = 330.79 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe_{cons.}} = 382.94 \text{ KN/m}^2]$. Esto supone que la diferencia entre $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, es decir $[P_{active}]$, aumenta entre la fase de excavación y la fase de consolidación, $[P_{active_{exc.}} = 18.31 \text{ KN/m}^2]$ y $[P_{active_{cons.}} = 52.15 \text{ KN/m}^2]$. Sin embargo, la disminución de $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$ entre estas dos fases es relativamente significativa. Esto se debe a la descompresión a la que están sometidos los puntos cercanos al túnel. La cual resulta en una disminución de las tensiones totales $[p_{Lambe}]$, cuya influencia en $[p'_{Lambe}]$ es mayor que la que tienen los cambios de $[P_{active}]$.

En el caso del punto $[Q]$, el exceso de presión de poros $[P_{excess}]$ generado durante la excavación es mucho menor, por lo tanto $[P_{active}]$ es mayor en este punto que en el punto $[O]$. Dicho esto, $[P_{active_{exc.}} = 465.99 \text{ KN/m}^2]$ siendo $[p'_{Lambe_{exc.}} = 524.93 \text{ KN/m}^2]$ y $[p_{Lambe_{exc.}} = 990.92 \text{ KN/m}^2]$. No obstante, durante la fase de consolidación, $[P_{active}]$ queda notablemente reducida en este punto, $[P_{active_{cons.}} = 287.56 \text{ KN/m}^2]$ en comparación con la fase anterior. Por otra parte, la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ aumenta $[p'_{Lambe_{cons.}} = 651.88 \text{ KN/m}^2]$, y la tensión total media disminuye $[p_{Lambe_{cons.}} = 939.44 \text{ KN/m}^2]$. Así, en este punto, también se evidencia como las tensiones totales $[p_{Lambe}]$ se reducen debido a la redistribución de tensiones en el entorno del túnel, pero en menor magnitud que en el punto $[O]$.

Por último, cabe destacar que las trayectorias de $[TTE]$ en ambos puntos $[O, Q]$, tienden a alejarse de la línea $[MC]$ durante la fase de consolidación.

Diferenciando entre estas dos, la $[TTE]$ del punto $[Q]$, ya que la trayectoria del punto $[O]$ permanece todavía, muy cerca de la línea de rotura $[MC]$. Lo cual significa que el efecto dren causado por el sostenimiento permeable, que no solo disipa $[P_{excess}]$ si no que también rebaja el nivel freático, contribuye a la estabilidad del túnel a largo plazo.



9.4.2.4. Evolución del Factor de Seguridad $[F.S.]$

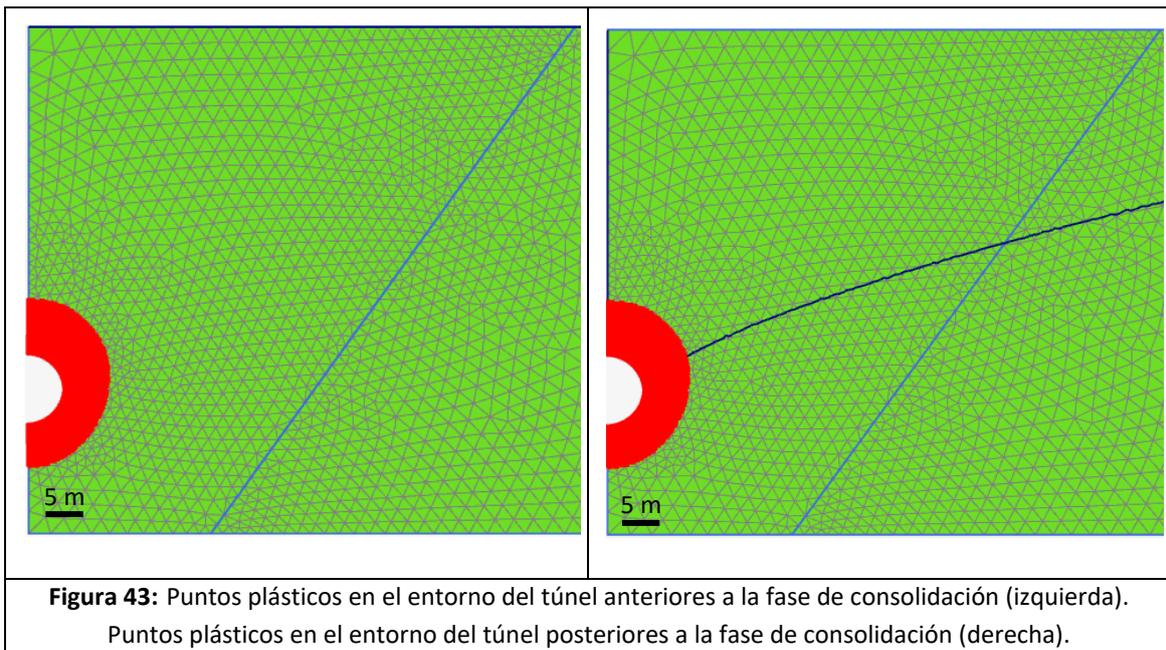
De acuerdo con los resultados expuestos en esta **sección [9.4.2]**, las condiciones de contorno del sostenimiento permeable permiten la generación de un flujo muy importante hacia el interior del túnel. Este efecto de dren es tan significativo que provoca la disminución del nivel freático del tal forma que reduce $[P_{active}]$ a valores próximos a $0.00 KN/m^2$ en el entorno del túnel. Conforme a esto, aunque la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ del terreno próximo al túnel se ve reducida en valor absoluto punto $[O]$, a medida que uno se aleja hacia puntos más distantes como $[P, Q]$, la tensión efectiva $[p'_{Lambe}]$ aumenta.

Por lo tanto, se podría suponer que en el cómputo global, la importante disminución de $[P_{active}]$, provoca un aumento de $[p'_{Lambe}]$ en el terreno. Lo cual a su vez causa un aumento en la resistencia al corte del terreno $[\tau_{resistente}]$.

Por lo tanto, el factor de seguridad $[F.S.]$ pasa de un valor de $[F.S._{exc.} \approx 1.6]$ en la fase de excavación, a $[F.S._{cons.} \approx 2.1]$ en la fase de consolidación. Esto supone que $[\tau_{resistente} > \tau_{aplicado}]$, y que en consecuencia, en $[t = 45.00 \text{ días}]$ el túnel es más resistente que en $[t = 0.00 \text{ días}]$.

9.4.2.5. Puntos Plásticos

El área de los puntos plásticos mostrada en rojo en la **Figura 43 (izquierda)**, muestra la superficie plastificada en la fase de excavación. Por otra parte, en la imagen de la derecha aparece el área plastificada en el entorno del túnel después de la consolidación. Como se puede apreciar, el área plastificada al final de la fase de consolidación es prácticamente igual que al final de la fase de excavación. De acuerdo con esto, el área plastificada al final de la fase de consolidación, no conforma un mecanismo de rotura. Esta es otra prueba más de que el túnel no ha colapsado pese a que los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ generados durante la excavación han sido completamente disipados.



9.4.3. Comparación Escenario Impermeable vs Escenario Permeable

La principal diferencia que existe entre el sostenimiento impermeable y el sostenimiento permeable, radica en la disipación de los excesos de presión de poros en el terreno [P_{excess}]. Como se puede apreciar en los resultados presentados en apartados anteriores [9.4.1.1], [9.4.2.1], en el escenario del túnel con sostenimiento impermeable, [P_{excess}] se disipa hasta un cierto punto. Por consiguiente, [P_{active}] en valor absoluto aumenta en el escenario del túnel con sostenimiento impermeable.

En el caso opuesto, el escenario de sostenimiento permeable, [P_{excess}] no solo se disipa totalmente, si no que el nivel freático queda rebajado debido al efecto dren del túnel, con lo que [P_{active}] desciende considerablemente en valor absoluto.

Estas diferencias entre un escenario y otro, tienen repercusiones en las tensiones del terreno, y sus efectos se ven reflejados en las trayectorias de [TTT] y [TTE] del apartado [9.4.1.3].

9.4.3.1. Evolución de las tensiones [p' , p , q] de Lambe en el túnel

Para evaluar la repercusión de los cambios de [P_{active}] en las tensiones del entorno del túnel, se compararán las trayectorias de [TTT] y [TTE] entre las fases de excavación y consolidación para el punto [O], (Figura 44), y para el punto [Q], (Figura 45), en los escenarios de sostenimiento impermeable y sostenimiento permeable.

Tanto en el punto [O] representado en el gráfico de la Figura 44, como en el punto [Q] representado en el gráfico de la Figura 45, se puede observar que las trayectorias [TTT] y [TTE] parten de los mismos puntos en el plano de Lambe en la fase de excavación.

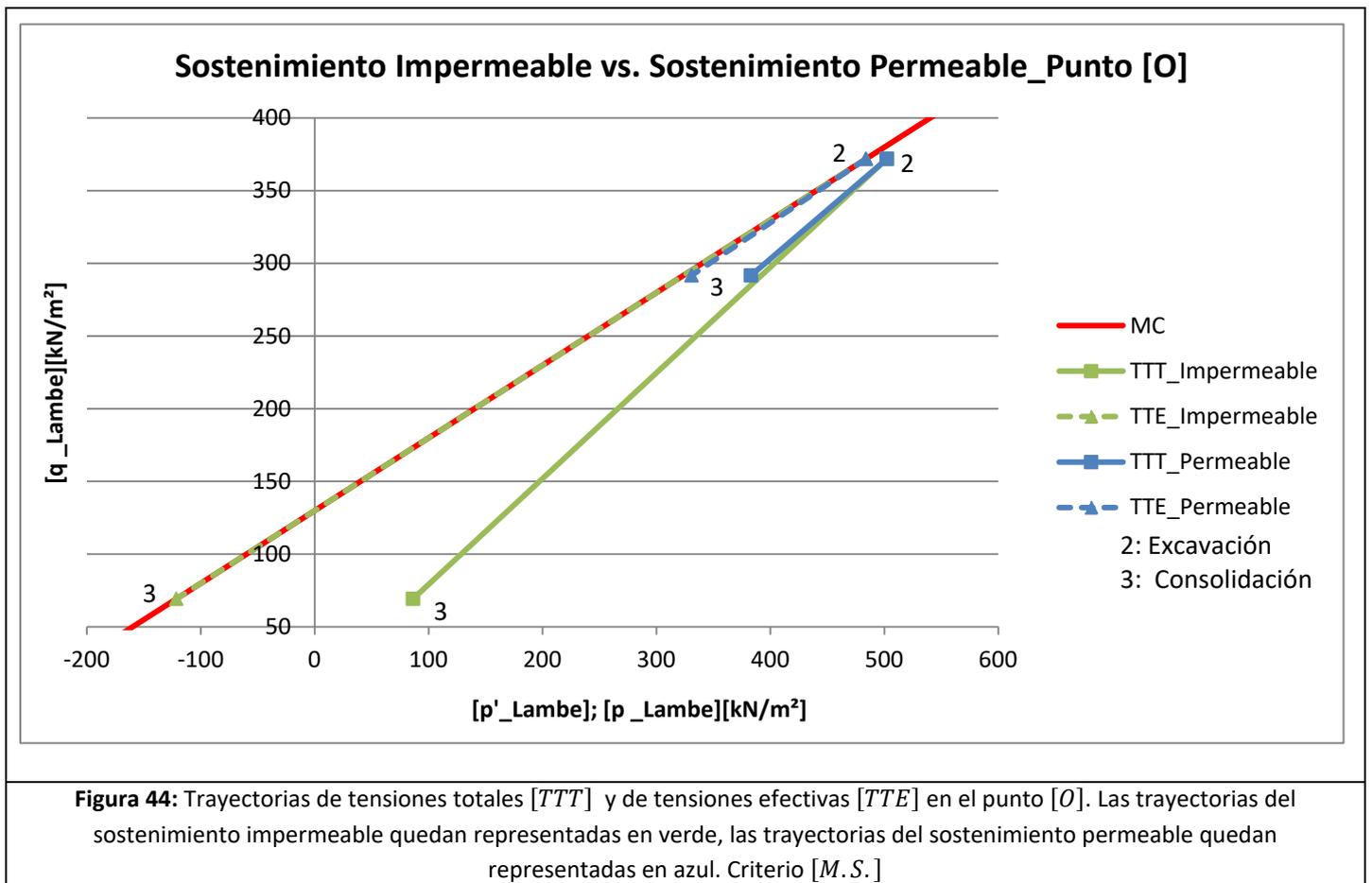
Sin embargo, al final de la fase de consolidación, tanto la tensión desviadora [q_{Lambe}], como la tensión efectiva [p'_{Lambe}] y la tensión total [p_{Lambe}] en el punto [O] (Figura 44), adoptan valores muy diferentes según el escenario propuesto.

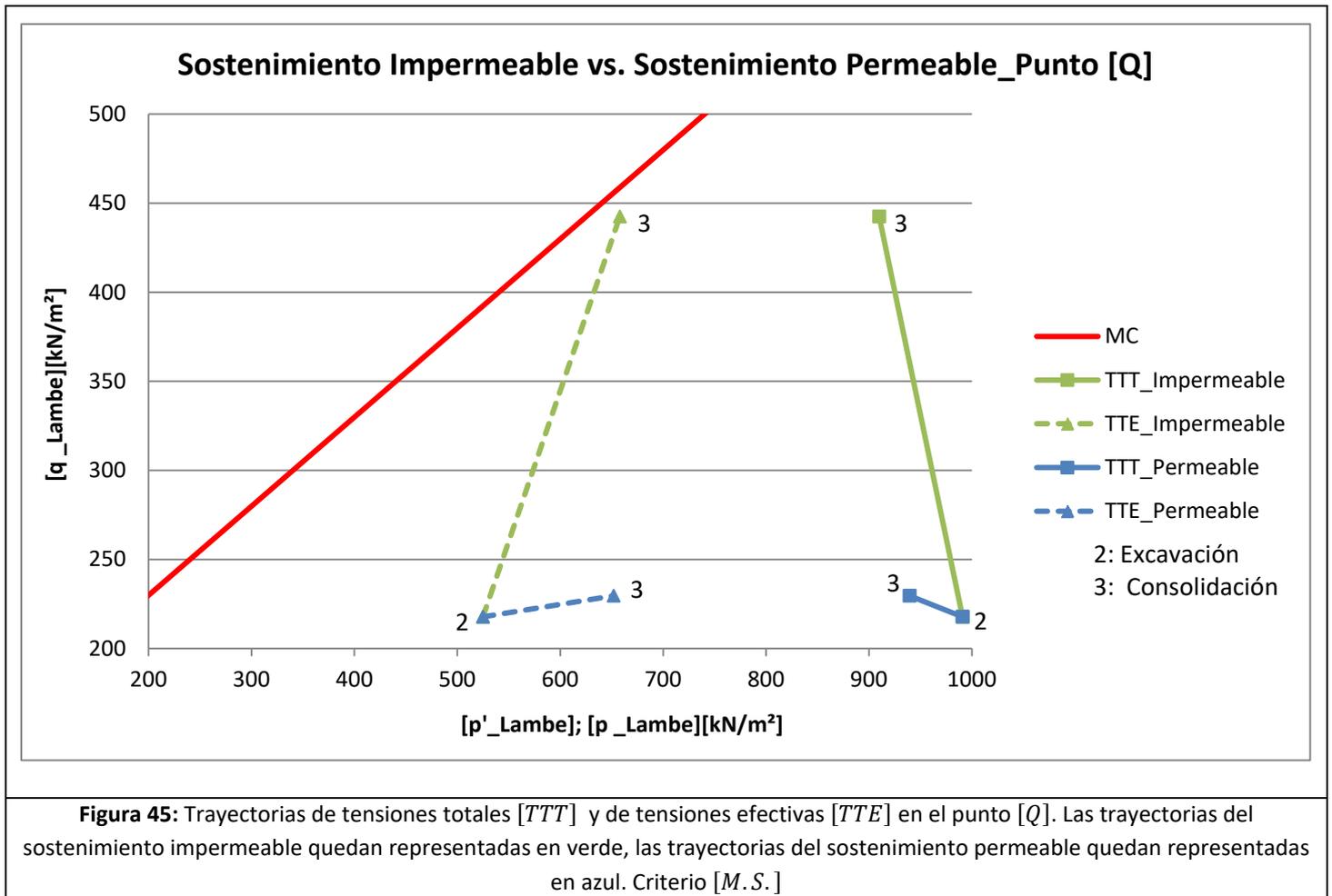
En primer lugar, la tensión desviadora disminuye considerablemente en mayor magnitud en el escenario del sostenimiento impermeable que en el escenario del sostenimiento permeable.

Por lo que respecta a [p'_{Lambe}] y [p_{Lambe}] en el punto [O], la diferencia entre ellas, es decir [P_{active}], aumenta considerablemente durante la fase de consolidación para el escenario de sostenimiento impermeable. Esto significa que [P_{active}] se recupera haciendo que [p'_{Lambe}] disminuya su valor lo suficiente como para que la trayectoria de [TTE] se mantenga en la línea [MC].

Por otro lado, en el escenario del sostenimiento permeable, el valor de [P_{active}] aumenta ligeramente entre la fase de excavación y la fase de consolidación. Aunque [P_{excess}] se disipa totalmente, el descenso del nivel freático y por tanto de la presión hidrostática [P_{steady}], tiene un peso mucho mayor en el balance de [P_{active}]. Esto comporta que el valor de [p'_{Lambe}] se aleje casi imperceptiblemente de la recta [MC].

Finalmente, de todo esto se deduce que en general $[p'_{Lambe}, p_{Lambe}, q_{Lambe}]$ disminuyen en mayor magnitud en el escenario con sostenimiento impermeable que en el escenario con sostenimiento permeable. Y aunque el punto $[O]$ dada su proximidad al túnel, plastifica ya en la fase de excavación, existen puntos entre $[O]$ y $[Q]$ los cuales no plastifican, pero sus $[TTT]$ y $[TTE]$ siguen tendencias similares. Este hecho pone de manifiesto que la disminución de la resistencia al corte $[\tau_{resistente}]$ del terreno para el escenario del sostenimiento impermeable es lo suficientemente importante como para que se den las condiciones de colapso.





En lo que concierne al punto $[Q]$ (**Figura 45**), la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ también adopta valores muy diferentes en ambos escenarios al final de la consolidación. Es decir, $[q_{Lambe}]$ aumenta significativamente en el escenario impermeable, lo que está relacionado con la generación de un mecanismo de rotura, **apartado [9.4.1.5]**. Por otro lado, en el caso del escenario permeable el aumento de $[q_{Lambe}]$ es casi imperceptible.

En cuanto a la diferencia entre $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$ en el punto $[Q]$, ésta disminuye durante la fase de consolidación para el escenario de sostenimiento impermeable.

Como se ha explicado en el **apartado [9.4.1.1]**, el punto $[Q]$ gana $[P_{excess}]$ durante la fase de consolidación haciendo que el valor de $[P_{active}]$ disminuya. Aún así, se observa que el aumento de la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ tiene un efecto desfavorable muy importante que provoca que las trayectorias $[TTE]$ y $[TTE]$, tiendan a acercarse a la línea de rotura $[MC]$.

Probablemente, esta sea una situación similar para puntos más cercanos al túnel, cuya $[P_{active}]$ aumenta en vez de disminuir durante el proceso de disipación de $[P_{excess}]$, lo cual seguramente provoque que la trayectoria $[TTE]$ alcance la línea $[MC]$. Por consiguiente, esto contribuye a que el túnel pierda estabilidad y colapse.

De manera similar, en el escenario del túnel con sostenimiento permeable, el valor de $[P_{active}]$ disminuye entre la fase de excavación y la fase de consolidación. En este caso, el nivel freático desciende pero en menor grado que en el punto $[O]$. Sin embargo, el descenso en este punto es lo suficientemente importante como para que $[P_{active}]$ disminuya, y a su vez el valor de $[p'_{Lambe}]$ se aleje de la recta $[MC]$.

En definitiva, $[p'_{Lambe}]$ para este punto, aumenta de igual manera en ambos escenarios. En cuanto a las tensiones totales $[p_{Lambe}]$, disminuyen también de manera similar en los dos escenarios.

9.4.3.2. Puntos Plásticos

Como se puede apreciar en la comparación entre la **Figura 35 (derecha)** y la **Figura 43 (derecha)**, existe una gran diferencia entre el área de puntos plásticos al final de la fase de consolidación en el escenario del túnel con sostenimiento impermeable, y el área de puntos plásticos generada al final de la misma fase pero en un escenario con sostenimiento permeable. A primera vista, es evidente el mecanismo de rotura que se puede vislumbrar en el caso del túnel con sostenimiento impermeable, el cual según los resultados, rompe en un tiempo de consolidación [$t = 45.00$ días]. Por otro lado, en el caso del túnel con sostenimiento permeable, cuya fase de consolidación es también de 45.00 días, el desarrollo de puntos plásticos es casi inexistente. En definitiva, en el escenario del túnel con sostenimiento impermeable, se alcanzan las condiciones de colapso, mientras que en el escenario del sostenimiento permeable el túnel nunca rompe.

10. DISCUSIÓN

El objetivo principal de esta tesis de máster ha consistido en reproducir mediante un modelo de elementos finitos, el caso real de un túnel que alcanza las condiciones de rotura una vez transcurrido un cierto tiempo a partir de su excavación. Como se describe en la **introducción [1]**, el proceso de construcción en el caso a estudiar, se basa en el conocido método N.A.T.M. (“New Austrian Tunneling Method”) según el cual, una vez excavada una sección del túnel, se aplica un sostenimiento provisional de hormigón proyectado. A partir de este punto, se permite la deformación del terreno en torno al túnel hasta un punto en el que se instala el sostenimiento definitivo. Esto permite que el terreno se deforme a medida que las tensiones se relajan y que el anillo de terreno en torno al túnel forme su propio soporte estructural.

No obstante, en el caso descrito se considera que la instalación del sostenimiento definitivo se retrasa por algún motivo. Por ende, el túnel colapsa al cabo de un tiempo concreto cuyos factores determinantes se han analizado en esta tesina, siendo la permeabilidad del terreno el parámetro fundamental.

Dicho esto, en este apartado de conclusiones se discuten los diferentes resultados obtenidos en las sucesivas fases de cálculo con tal de determinar cuáles de las casuísticas implementadas en el modelo son las que mejor reproducen el comportamiento del escenario real explicado anteriormente. De acuerdo con esto, en primer lugar se comentarán los resultados obtenidos para la fase de excavación en cada uno de los dos escenarios propuestos. Es decir, por una parte el escenario de excavación no drenada en el cual se generan excesos de presión de poros [P_{excess}] a causa de la excavación, y por la otra, el escenario de excavación drenada, en el cual tales excesos no se producen. Este hecho tiene una gran influencia en la estabilidad del túnel, y en definitiva es la causa por la cual el escenario de excavación no drenada es estable, mientras que el escenario de excavación drenada alcanza las condiciones de rotura de forma instantánea. En consecuencia, el análisis de la fase de consolidación, se lleva a cabo a partir del escenario no drenado, descartando el escenario de excavación drenada como apto para la representación del problema planteado.

De acuerdo con esto, en segundo lugar se abordará la interpretación de los resultados obtenidos a partir de la fase de consolidación, la cual contempla a su vez dos escenarios que vienen definidos por el tipo de sostenimiento provisional. El primero de los escenarios hace referencia a la consolidación con sostenimiento impermeable, el cual no permite la generación de flujo hacia el interior del túnel y por lo tanto, como se explica en el **apartado [8.3.1]**, está sujeta a un cálculo de consolidación pura. Este escenario comporta el colapso del túnel debido a la disipación de [P_{excess}] generado en la fase previa. Asimismo, el fenómeno de disipación tiene lugar en un periodo de tiempo que depende de la permeabilidad [K] del terreno.

El segundo escenario, permite el flujo hacia el interior del túnel lo cual no solo admite la disipación de $[P_{excess}]$, sino que también provoca el descenso del nivel freático. Esto último, comporta una disminución de la presión de poros activa $[P_{active}]$, que a su vez repercute favorablemente en la resistencia al corte del terreno $[\tau_{resistente}]$ en torno al túnel. Finalmente, la representación de la fase de consolidación con sostenimiento permeable, queda sujeta a un cálculo acoplado según se explica en el **apartado [8.3.2]**.

10.1. Excavación No Drenada

De acuerdo con los resultados expuestos en el **apartado [9.3]**, la estabilidad del túnel en la fase de excavación está condicionada por la generación de los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ en el entorno de la nueva cavidad. Dicho esto, el único escenario de los dos propuestos, excavación drenada y excavación no drenada, que contempla esta posibilidad, es el escenario de excavación no drenada. Como se ha observado en el **apartado [9.3.1.1]**, los excesos de presión de poros $[P_{excess}]$ en este escenario se concentran en los puntos del terreno más próximos al túnel, mientras que en los puntos analizados que se encuentran más alejados de la excavación, este efecto es prácticamente inexistente. Debido a la generación de $[P_{excess}]$, los puntos del terreno cercanos al túnel experimentan un notable descenso de $[P_{active}]$ en valor absoluto. Este hecho significa que el efecto desfavorable que causa $[P_{active}]$ en el valor final de la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ es menor. Sin embargo, el efecto desfavorable de la descompresión de las tensiones en el entorno de la excavación tiene mayor peso sobre el valor final de $[p'_{Lambe}]$ que el efecto favorable que pueda tener el descenso de $[P_{active}]$ en el mismo entorno. Es decir, como cabe esperar, las tensiones del terreno en reposo definidas en la fase inicial previa a la fase de excavación se relajan en mayor medida en los puntos cercanos a la excavación del túnel. Sin embargo, el punto clave de la estabilidad del túnel en este escenario, radica en el hecho de que si el valor absoluto de $[P_{active}]$ no hubiera sido reducido a causa del aumento de $[P_{excess}]$, la estabilidad del túnel contaría entonces con dos efectos adversos en vez de uno. Esto es, no solo la descompresión del terreno debida a la excavación si no también una mayor disminución del valor absoluto de $[p'_{Lambe}]$ en el entorno del túnel debido a valores mayores de $[P_{active}]$ en el conjunto del terreno. En vez de esto, la disminución de $[p'_{Lambe}]$ en las proximidades de la excavación está sujeta mayormente a la descompresión del túnel, lo que a su vez, según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb expuesto en el **apartado [7.4.1.2]**, supone una menor reducción de la resistencia al corte del terreno $[\tau_{resistente}]$. En lo que concierne a la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$, esta aumenta considerablemente durante la excavación no drenada en las cercanías del túnel. Por otro lado, la disminución de la tensión total, también es notable. En conclusión, obviamente el hecho de excavar un túnel en un terreno con un comportamiento no drenado, no genera una resistencia al corte $[\tau_{resistente}]$ adicional, pero atenúa la disminución de ésta.

10.2. Excavación Drenada

Como se ha constatando en los resultados de la excavación drenada expuestos en el **apartado [9.3.2]**, en contraste con el escenario de la excavación no drenada, no se producen excesos de presión de poros [P_{excess}]. Conforme a esto, la presión de poros activa [P_{active}] en el conjunto del terreno se corresponde con la presión hidrostática [P_{steady}], lo que en la práctica significa que el terreno en torno a la excavación del túnel tiene una elevada [P_{active}] la cual coincide con la [P_{steady}] en cada uno de los puntos de este terreno según su profundidad. En cualquier caso, [P_{active}] en las proximidades de la excavación es mucho más elevada que en el caso anterior, es decir, el [P_{excess}] presente en la excavación no drenada, reduce el valor absoluto de [P_{active}] en el entorno de la misma. Por lo tanto, en lo que concierne a la tensión efectiva media [p'_{Lambe}], su disminución es mucho más acentuada respecto al descenso que se aprecia en la excavación no drenada en los puntos cercanos al túnel. Además, como se puede apreciar en el **apartado [9.3.3.1]**, las trayectorias de tensiones totales [TTT] y efectivas [TTE] entre la fase inicial y la fase de excavación para este escenario se mantienen paralelas, ya que la diferencia entre unas y otras es la [P_{active}] que se mantiene constante. Esto supone que, en comparación con el escenario no drenado, no solo las tensiones efectivas [p'_{Lambe}] si no también las tensiones totales [p_{Lambe}], disminuyen en mayor magnitud en el escenario drenado. Por ende, la tensión desviadora [q_{Lambe}] que puede resistir el terreno en el escenario drenado, es mucho menor que la que puede resistir en el caso no drenado sin alcanzar las condiciones de rotura.

En definitiva, la disminución de la tensión efectiva [p'_{Lambe}] en el terreno en torno al túnel para el caso drenado, está sujeta tanto a la descompresión del túnel como al efecto desfavorable causado por la presión de poros activa [P_{active}]. En consecuencia, la resistencia al corte del terreno [$\tau_{resistente}$] disminuye en mayor magnitud en el escenario de excavación drenada, que en el escenario de excavación no drenada. De lo que se puede concluir que en el escenario drenado se alcanzan las condiciones de rotura, mientras que el escenario no drenado permanece estable. Dicho esto, el escenario de excavación drenada queda descartado, y la fase de consolidación se ejecuta a partir del escenario de excavación no drenada.

10.3. Consolidación con Sostenimiento Impermeable

Como se describe en el **apartado [9.4.1]**, el sostenimiento impermeable no permite la generación de flujo hacia el interior del túnel, y está sujeto a un cálculo de consolidación pura. Este cálculo solo concierne a los cambios tensionales que experimenta el terreno en torno al túnel, y no afecta al régimen hidráulico global. No obstante, el objetivo principal de la fase de consolidación es disipar los excesos de presión de poros [P_{excess}] generados durante la fase de excavación no drenada, y que aportaban estabilidad al túnel. Dicho esto, en el **apartado [9.4.1.1]**, se observa como el [P_{excess}] de los puntos cercanos al túnel se disipa, mientras que los puntos más alejados ganan [P_{excess}] a favor de esta disipación. Partiendo de la base, de que en este escenario no existe flujo, se produce una especie de homogeneización de [P_{excess}] entre los puntos cercanos y alejados del túnel. Es decir, [P_{excess}] disminuye en el conjunto del terreno de forma que el valor absoluto de [P_{active}] aumenta hasta alcanzar un valor suficientemente importante como para generar la disminución de la tensión efectiva media [p'_{Lambe}] hasta un valor que induce al colapso del túnel. Es importante remarcar que, [P_{excess}] no llega a disiparse totalmente ya que la condición de rotura del terreno se alcanza antes de que esto suceda. Por otro lado, el tiempo que el túnel tarda en colapsar a partir del instante posterior a la excavación, depende de la permeabilidad [K] del terreno, como se ha analizado en el **apartado [9.4.1.6]**. La relación encontrada sugiere que, cuanto menos permeable es el terreno, más tiempo se requiere para disipar el exceso de presión de poros [P_{excess}].

En cuanto a las trayectorias de tensiones totales [TTT] y efectivas [TTE], tanto la tensión desviadora [q_{Lambe}] como las tensiones [p'_{Lambe}] y [p_{Lambe}] disminuyen considerablemente en los puntos cercanos al túnel. Además, según lo explicado anteriormente, la diferencia entre [p'_{Lambe}] y [p_{Lambe}], es decir [P_{active}] aumenta con el tiempo, hasta alcanzar las condiciones de rotura. Sin embargo, en los puntos alejados del túnel [P_{active}] se hace cada vez más pequeña, mientras que [p_{Lambe}] disminuye ligeramente y [p'_{Lambe}] aumenta. Pese a esto último, el conjunto de las tensiones efectivas [p'_{Lambe}] del terreno en torno al túnel, tiende a disminuir reduciendo a su vez la resistencia al corte [$\tau_{resistente}$] del terreno hasta que el túnel colapsa. Este hecho queda constatado gracias al visible mecanismo de rotura que se identifica en el **apartado [9.4.1.5]**. Para concluir, se considera que este escenario es el más apropiado para representar el problema real expuesto en la **introducción [1]**.

10.4. Consolidación con Sostenimiento Permeable

A diferencia del sostenimiento impermeable, el sostenimiento permeable admite flujo hacia el interior del túnel, ya que la condición de contorno impuesta en su perímetro es de $[P_{active} = 0.00 \text{ KN/m}^2]$. Lo cual significa que el agua incluida en el esqueleto del terreno en todos aquellos puntos cuya $[P_{active}]$ sea superior a la del perímetro del túnel, tenderá a trasladarse hacia el interior de éste. O en otras palabras, el túnel con sostenimiento permeable actúa como un dren en el terreno, que produce el descenso del nivel freático. Es decir, el régimen hidráulico del terreno cambia haciendo que gran parte de los poros que se hallaban saturados en la fase de excavación, dejen de estarlo. De esta manera, el espacio que antes ocupaba el agua, tiende a ser ocupado por el propio terreno, lo cual genera deformaciones. Este fenómeno por el cual el esqueleto del suelo se deforma a medida que el agua contenida en sus poros se traslada hacia otros puntos del terreno, se define como un problema acoplado (Ledesma A., 2017). Además, según lo expuesto en el **apartado [9.4.2]**, y en contraste con el escenario del sostenimiento impermeable, el túnel con sostenimiento permeable es capaz de disipar todo el exceso de presión $[P_{excess}]$ generado durante la fase de excavación. Lo cual sucede en el mismo tiempo en el que el túnel alcanza el colapso en el escenario con sostenimiento impermeable sin haber logrado éste, disipar por completo el $[P_{excess}]$.

Sin embargo, en el escenario del sostenimiento permeable no se alcanzan las condiciones de rotura, ya que la disminución del nivel freático en las proximidades del túnel es tan importante, que el valor de $[P_{active}]$ se reduce a valores próximos a los 0.00 KN/m^2 . Esto produce un aumento de la tensión efectiva media $[p'_{Lambe}]$ en el conjunto del terreno adyacente al túnel.

Por lo que respecta a las trayectorias de tensiones totales $[TTT]$ y efectivas $[TTE]$, tanto $[q_{Lambe}]$ como $[p'_{Lambe}]$ y $[p_{Lambe}]$, disminuyen ligeramente respecto de la fase de excavación en los puntos cercanos al túnel, ya que el efecto de descompresión del terreno aún continúa presente. Sin embargo, esta disminución es remarcablemente menor que en el caso del sostenimiento impermeable.

Por lo que respecta a otros puntos más alejados del túnel, $[p'_{Lambe}]$ aumenta, mientras que $[p_{Lambe}]$ disminuye ligeramente. Por otro lado, el aumento de la tensión desviadora $[q_{Lambe}]$ es casi imperceptible en comparación con el escenario impermeable. En cualquier caso, desde el punto de vista del conjunto, la resistencia al corte del terreno $[\tau_{resistente}]$ aumenta así como el valor de $[F.S.]$ respecto a la fase previa de excavación no drenada. Además, el análisis del desarrollo de puntos plásticos realizado en el **apartado [9.4.2.5]**, demuestra que no se genera ningún mecanismo de rotura al final de la fase de consolidación en el túnel con sostenimiento permeable.

De esto se concluye que el escenario con sostenimiento permeable, no es el adecuado para definir el problema real presentado en la **introducción [1]**.

11. CONCLUSIONES

En este trabajo de final de máster, se ha estudiado la influencia de las condiciones de drenaje en la estabilidad tensional de un túnel excavado en un terreno de baja permeabilidad. Para ello, se ha llevado a cabo un análisis numérico mediante el método de los elementos finitos [MEF] el cual se ha implementado a partir del software PLAXIS 2D®. Las conclusiones fundamentales a las que se ha llegado son las siguientes:

- **Excavación No Drenada:** El exceso de presión de poros [P_{excess}] generado, reduce el valor de [P_{active}] mitigando la disminución de [p'_{Lambe}] en el entorno de la excavación. Este hecho aporta estabilidad al conjunto del túnel.
- **Excavación Drenada:** No existe generación de excesos de presión de poros [P_{excess}], el [P_{active}] correspondiente a la profundidad del túnel actúa desfavorablemente haciendo que éste alcance las condiciones de rotura.
- **Consolidación con Sostenimiento Impermeable:** El túnel alcanza el colapso en un instante de tiempo determinado para el que se disipa parte del [P_{excess}] generado en la fase de excavación. Este periodo depende de la permeabilidad [K] del terreno. Este escenario es adecuado para reproducir el problema planteado.
- **Consolidación con Sostenimiento Permeable:** El túnel actúa como un dren disipando totalmente el exceso de presión de poros [P_{excess}], y generando un descenso del nivel freático. Esto causa un aumento de la tensión efectiva [p'_{Lambe}] en el conjunto del túnel así como del [$F.S.$].

Para finalizar, cabe mencionar que mediante el uso del programa PLAXIS 2D®, se ha podido simular la evolución hidráulica y mecánica del terreno al excavar un túnel. En particular, se ha explicado que su estabilidad tensional varía notablemente a lo largo del tiempo desde un escenario no drenado en el que se generan excesos de presión de poros en el entorno del túnel, hasta un escenario de largo plazo, en el que estos excesos se disipan. Dicha estabilidad depende en gran medida de la permeabilidad del terreno, siendo este un parámetro fundamental en el diseño de túneles, especialmente cuando existe una considerable diferencia de tiempo entre la instalación del sostenimiento provisional y el sostenimiento definitivo.

12. AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quisiera mostrar mi agradecimiento al director de esta tesis, el profesor Alberto Ledesma por darme la oportunidad de realizar este estudio del que tanto he aprendido. También quiero agradecerle el tiempo que ha invertido en mí a pesar de estar sumamente ocupado en muchas ocasiones. Su consejo, opiniones y sugerencias han sido de una ayuda inestimable.

Quisiera hacer una mención especial a Cristian De Santos, doctorado del departamento de Geotecnia e Ingeniería del Terreno de la escuela de caminos ETSECCPB - UPC, por su constante ayuda en el día a día del proyecto, la cual ha sido de un valor incalculable para esta tesis. Cristian me ha asistido en todos aquellos momentos de dificultad con los entresijos del programa PLAXIS 2D®. Además, ha completado y complementado las indicaciones del profesor Alberto Ledesma consiguiendo que estas fueran más asimilables para mí. Sin su ayuda nunca habría sido posible realizar este proyecto

Además quiero mencionar al profesor Antonio Gens también del departamento de Geotecnia e Ingeniería del Terreno de la escuela de caminos ETSECCPB – UPC, por proporcionarme una de las ideas a partir de las cuales conseguí que el modelo expuesto en esta tesis funcionara y cobrara sentido físico.

Finalmente, quisiera tener unas palabras para mi abuelo materno, Tomás Espinel Baquedano, quien falleció el 23 de Febrero de 2015 habiendo sido no solo el mejor ingeniero de obras públicas, sino también el mejor abuelo que yo haya conocido jamás. Su persona y su carrera han sido siempre para mi, fuente de inspiraron personal, académica y profesional.

13. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

ATKINSON, J.H. (1990): Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated clay. *Geotechnique*, Vol. 40, No. 4 , p. 531-540.

ATTEWEL, P.B. & WOODMAN, J.P. (1982): Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil. *Ground Engineering*, Vol. 15, No. 8, p. 13-22.

CLOUGH, G.W. & SCHMIDT, B. (1981): Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. In: *Soft clay engineering Amsterdam: Elsevier*, p. 569-634.

CRYER, C.W. (1963): A comparison of the three-dimensional consolidation theories of Biot and Terzaghi. *Q. J. Mech. Appl. Math.*, Vol. 16, No.4 , p. 401-412.

CUSTODIO, E. & LLAMAS, M.R. (1976): *UPC Commons, Hidrología Subterránea, ETSECCPB*. Recuperado el 21 de Marzo de 2017 de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6215/03.pdf>.

DE SANTOS, C. (2015): Backanalysis methodology based on multiple optimization techniques for geotechnical problems. *Phd thesis, Universitat Politècnica de Catalunya – Barcelona TECH*.

DÍAZ, M. & HERNÁNDEZ, G. (1998): Análisis y diseño estructural de túneles en frentes mixtos. *AGA Ediciones, Túneles y obras subterráneas*, p. 738-741.

GUNN, M.J. (1993): The prediction of the surface settlement profile to tunnelling. *En T. Telford, Predictive soil mechanics*, London, p. 304-316.

HILL, R. (1950): The mathematical theory of plasticity. *Oxford: Oxford classic texts*.

LEDESMA, A. (2017): Fotografía, *Comunicación Personal*.

LEDESMA, A. & GENS, A. (2017): *Atenea UPC, Modelos numéricos en ingeniería geotécnica (Tema 2)*. Recuperado el 16 de Enero de 2017 de http://atenea.upc.edu/moodle/pluginfile.php/1750812/mod_resource/content/1/Mohr%20Coulomb%20y%20Hardening%20Soil%20Model.pdf

LEDESMA, A. & GENS, A. (2017): Formulación u-p en casos particulares. Problemas de flujo y consolidación. (Tema 5). *Modelos numéricos en ingeniería geotécnica, UPC-ETSECCPB*, p. 12-35.

LEDESMA, A. & GENS, A. (2017): Problemas de Contorno en Geotécnica (Tema 6). *Modelos numéricos en ingeniería geotécnica, UPC-ETSECCPB*, p. 1-5.

MAIR, R.J. & TAYLOR R.N. (1993): Prediction of clay behaviour around tunnels using plastic solutions. *En T. Telford, Predictive soil mechanics*, London, p. 449-463.

MAIR, R.J. & TAYLOR R.N. (1997): Proceeding of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering. *Theme Lecture: Bored tunneling in the urban environment*, p. 2353-2385.

MANDEL, J. (1953): Consolidation des sols (étude mathématique). *Géotechnique*, Vol. 17, No.3, p. 287-289.

MATA, C. & LEDESMA, A. (2003): Permeability of a bentonite-crushed granite rock mixture using different experimental techniques. *Géotechnique* 53, Vol. 5, No.8, p. 747-758.

PLAXIS. (2012): *PLAXIS official website, PLAXIS 2D®, Material Models Manual*. Recuperado el 3 de Mayo de 2016 de <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>

POTTS, D.M. & ZDRAVKOVIC, L. (2001): Finite element analysis in geotechnical engineering. *Application*, Thomas Telford Books. London, p. 333-344.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1974): Stresses and displacements around underground openings. En E. P. H.G., *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. New York: John Wiley & Sons. p. 229-247.

PRAT, P. (2012): *Portal camins upc, Open course ware, Mecànica del sòl (Tema 3)*. Recuperado el 2 de Abril de 2017 de https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250131/2014/wm-MS3-ca.pdf.

PRAT, P. (2012): *Portal camins upc, Open course ware, Mecànica del sòl (Tema 4)*. Recuperado el 6 de Abril de 2017 de https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250131/2016/MS4-ca.pdf;jsessionid=A841D72E630E6C09EF748F2C5897F67A.

TERZAGHI, K. (1925): Theoretical soil mechanics. *Springer-Verlag*. Berlin.

TRABADA, J.; GARCÍA, P. & FERNÁNDEZ, R. (1997): Manual de túneles y obras subterráneas. *Gráficas Arias Montano*. Madrid. p. 455-472.

UPC COMMONS, ETSECCPB (2005): *Excavaciones subterráneas*. Recuperado el 21 de Abril de 2017 de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6215/00.pdf?sequence=1>.

UPC COMMONS, ETSECCPB (2005): *Modelización constitutiva*. Recuperado el 14 de Marzo de 2017 de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3260/50939-3.pdf?sequence=3>.

VAN DER BERG, J.P. (1999): Measurement and prediction of ground movements around three NATM tunnels. *PhD thesis, University of Surrey*. p. 144-162.

WONGSAROJ, J. (2005): Three-dimensional finite element analysis of short and long-term ground response to open-face tunnelling in stiff clay. *PhD thesis, University of Cambridge*.

ZIENKIEWICZ, O.C.; CHANG, & BETTESS, P. (1980): Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. *Géotechnique* 30, Vol.7, No. 4 , p. 385-395.