Ue Universidad Europea

TRABAJO FIN DE MÁSTER

Longitud de pase de avance en la ejecución de galerías subterráneas

ESCUELA DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA Y DISEÑO

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

MADRID, 2023

EMILIO PLATERO NAVAS

DIRIGIDO POR:

DR. CARLOS BARBA ÁVILA



Agradecimientos

Este Trabajo Fin de Máster no hubiera sido posible sin el apoyo de varias personas a las que quiero mostrar mi agradecimiento.

En primer lugar a mi tutor D.Carlos Barba Ávila que ha demostrado no solo un gran conocimiento de la materia, sino también una preocupación, comprensión y empatía sin las que el trabajo no hubiera sido posible.

A mis padres, a mi hermana y a toda mi familia, gracias a quienes soy quien soy. Hacia quienes sólo puedo expresar mi sincero agradecimiento por apoyarme durante mi etapa académica y todas las etapas de mi vida. Gracias por enseñarme que con trabajo, responsabilidad y persistencia no hay nada imposible.

A mis compañeros de Máster, sin los cuales, este arduo camino habría sido mucho más complicado, juntos lo hemos conseguido.

A P.M.M. por ser una motivación constante para que no abandonase en muchos momentos. Tus palabras de aliento han sido indispensables para poder desarrollar este trabajo.



Dedicatoria

A mi hermana Cecilia

por su inspiración y fortaleza



RESUMEN

Las galerías subterráneas hidráulicas son un tipo de construcción que llevan realizándose a lo largo de toda la historia. Sin embargo, los sistemas de ejecución no han evolucionado de la misma forma, contando todavía en la actualidad, con una forma de construir este tipo de galerías manualmente. Con el fin de buscar mejoras en la seguridad y salud de los trabajadores, y evitar posibles hundimientos en la superficie, es importante buscar prácticas constructivas cada vez más seguras. El futuro es la realización de forma mecanizada, en la que la exposición al frente de excavación sin sostenimiento se reduzca lo máximo posible.

Para poder evaluar los sistemas de ejecución a proponer, se hace necesario contar con una aproximación de forma razonablemente sencilla, la estabilidad en el frente de excavación así como las deformaciones que se pueden producir en el avance. El presente Trabajo Fin de Máster plantea unas herramientas básicas y con un bajo coste, que permiten realizar una primera evaluación de la longitud de avance en galerías subterráneas. Este tipo de aproximaciones deben complementarse posteriormente con instrumentación in situ y modelización numérica, para una mayor precisión en los resultados.

ABSTRACT

Underground hydraulic tunnels are a type of construction that has been used throughout history. However, the execution systems have not evolved in the same way, and today there is still a way of constructing this type of galleries manually. In order to improve the health and safety of workers and to avoid possible subsidence on the surface, it is important to look for increasingly safe construction practices. The future involves mechanised construction, in which exposure to the unsupported excavation face is reduced as much as possible.

In order to be able to evaluate the execution systems to be proposed, it is necessary to have a reasonably simple approximation of the stability of the excavation face as well as the deformations that can occur during the advance. This Master's Thesis proposes some basic tools at a low cost, which allow a first evaluation of the advance length in underground galleries. Such approaches must be complemented on site by instrumentation and numerical modelling for more accurate results.



ÍNDICE

1	. INTRO	DUCCIÓN
	1.1. Ev	olución histórica de las galerías de servicio23
	1.2. Pl	anteamiento del problema e interés de estudio25
	1.3. Ol	ojetivos
2	. ESTAD	O DEL ARTE
	2.1. Te	nsión-deformación
	2.2. Cr	iterios de rotura del terreno34
	2.2.1.	Mohr – Coulomb (1900-1773)
	2.2.2.	Hoek-Brown (1980)
	2.2.3.	Barton - Choubey (1977) 40
	2.3. Cl	asificaciones geomecánicas41
	2.3.1.	Rock Quality Designation (1967)42
	2.3.2.	Rock Mass Quality (1974)44
	2.3.3.	RMR
	2.3.4.	Geological Strenght Index50
	2.4. M	ecanismos de colapso52
	2.4.1.	Rotura general52
	2.4.2.	Rotura local
	2.4.3.	Rotura pasiva o "Blow out"54
	2.5. Es	tabilidad del frente
	2.5.1.	Tensiones. Factor de seguridad55
	2.5.2.	Métodos basados en criterio de cuñas, bloques y curvas características 58
	2.5.2.1	Horn (1961)
	2.5.2.2	. Murayama (1966)59
	2.5.2.3	. Método de las curvas características 60
	2.5.2.4	Efecto Frente. Panet (1995)62
	2.5.2.5	. Método de Confinamiento. Panet (1995)64



	2.5.2.6.	Broere (1998,2001)	65
	2.5.2.7.	Támez (1998,2012)	
	2.5.3.	Métodos basados en el análisis límite	71
	2.5.3.1.	Broms y Bennermark (1967)	71
	2.5.3.2.	Davis <i>et al.</i> (1980)	72
	2.5.3.3.	Leca y Panet (1988)	
	2.5.3.4.	Leca y Dormieux (1990)	
	2.5.3.5.	Chambon y Corté (1989, 1994))	
2	.6. Líne	eas recientes de investigación	
2	.7. Con	clusiones del Estado del Arte	
3.	IDENTIFI	ICACIÓN DE LA NECESIDAD	
4.	PLANTE/	AMIENTO TEÓRICO DE LA RESOLUCIÓN DEL PROBLEMA	
4	.1. MAI	RCO GEOLOGICO - GEOTÉCNICO DE LA COMUNIDAD DE MADRID	
4	.2. MET	TODOLOGÍA	
4	.2.1. Te	ensiones. Factor de Seguridad	
4	.2.2. Es	stabilidad del frente	
5.	ANÁLISIS	S DE SENSIBILIDAD DE LA LONGITUD DE AVANCE EN EL FRENTE	
5	.1. CÁL	CULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD	
	5.1.1.	Galería del caso de estudio	
	5.1.2.	Análisis de la profundidad	105
	5.1.3.	Análisis de la altura y anchura de la excavación	
	5.1.2.1	Análisis de la altura de la excavación	
	5.1.2.2	Análisis de la anchura de la excavación	
	5.1.4.	Influencia del tipo de terreno	125
	5.1.4.1.	Influencia de la cohesión	
	5.1.4.2.	Influencia del ángulo de rozamiento interno	
	5.1.4.3.	Influencia de la densidad	139



5.1.5.	Conclusiones de la influencia de las distintas variables en el Factor de Seguridad
	145

5.	2. CÁL	CULO DEL EFECTO FRENTE
	5.2.1.	Galería del caso de estudio149
	5.2.2.	Influencia de la profundidad150
	5.2.3.	Influencia del diámetro de la excavación154
	5.2.4.	Influencia del tipo de terreno157
	5.2.4.1.	Influencia de la cohesión164
	5.2.4.2.	Influencia del ángulo de rozamiento interno169
	5.2.4.3.	Influencia de la densidad174
	5.2.5.	Conclusiones de la influencia de las distintas variables en el Efecto Frente 179
6.	CONCLU	SIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN182
7.	REFEREN	ICIAS
ANE	xos	
ANE	XO I. MAF	CO GEOLÓGICO DE LA COMUNIDAD DE MADRID191
ANE	XO II. MA	RCO GEOTÉCNICO DE LA COMUNIDAD DE MADRID



Índice de Tablas

Tabla 1. Factor de alteración del criterio de rotura de Hoek & Brown. (Ros Avila, 2008, tbl. 3.1;
Hoek et al., 2002)
Tabla 2. Calidad de la roca en función de RQD.(Deere et al., 1967)
Tabla 3. Índice de diaclasas. (Yepes, 2023, tbl. 2; Barton et al., 1974)
Tabla 4. Índice de rugosidad de las diaclasas. (Yepes, 2023, tbl. 3; Barton et al., 1974)45
Tabla 5. Índice de alteración de las diaclasas. (Yepes, 2023, tbl. 6; Barton et al., 1974)
Tabla 6. Índice reductor por la presencia de agua. (Yepes, 2023, tbl. 5; Barton et al., 1974) 46
Tabla 7. Coeficiente de la influencia del estado tensional. (Yepes, 2023, tbl. 7; Barton et al.,
1974)
Tabla 8. Tipos de macizos rocosos según Barton. (Ministerio de Industria, Energía y Turismo
et al., 2015, tbl. 8; Barton et al., 1974)
Tabla 9. Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR. (Ros Avila, 2008,
tbl. 3.3; Bieniawski, 1989)
Tabla 10. Clases de macizos rocosos según el índice RMR (Ministerio de Industria, Energía y
Turismo et al., 2015, tbl. 4; Bieniawski, 1989)
Tabla 11. Clasificación modificada por Romana. (Romana Ruiz, 2001, tbl. 3.1.)
Tabla 12. Resultados de laboratorio para arena y roca de Terzaghi. (Flores Alia et al., 1971, tbl.
1)
Tabla 13. Presiones de colapso de ensayo comparadas con las teóricas de Leca y Dormieux,
(1990) para el contorno superior SCS y Leca y Panet, 1988 para el contorno inferior (SCI). (Senent,
2015, tbl. 2; Chambon & Corté, 1989)
Tabla 14. Datos geotécnicos utilizados en el presente Trabajo Fin de Máster
Tabla 15. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la longitud de avance
en la galería del caso de estudio 104
Tabla 16. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z sin
avance en el frente de excavación106
Tabla 17. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z para
un avance en el frente de excavación de 1,5m107
Tabla 18. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z para
un avance en el frente de excavación de 3 m108
un avance en el frente de excavación de 3 m



Tabla 20. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la
excavación sin avance en el frente de excavación114
Tabla 21. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m
Tabla 22. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m
Tabla 23. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m
Tabla 24. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la
excavación sin avance en el frente de excavación119
Tabla 25. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m
Tabla 26. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m
Tabla 27. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m
Tabla 28. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno sin
avance en el frente de excavación126
Tabla 29. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno para
un avance en el frente de excavación de 1,5 m126
Tabla 30. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno para
un avance en el frente de excavación de 3 m127
Tabla 31. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno para
un avance en el frente de excavación de 5 m127
Tabla 32. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión sin avance
en el frente de excavación
Tabla 33. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión para un
avance en el frente de excavación de 1,5 m129
Tabla 34. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión para un
avance en el frente de excavación de 3 m130
Tabla 35. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión para un
avance en el frente de excavación de 5 m131
Tabla 36. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del ángulo de rozamiento



Tabla 37. Resultados del factor de seguridad del estudio del ángulo de rozamiento interno para
un avance en el frente de excavación de 1,5 m135
Tabla 38. Resultados del factor de seguridad del estudio del ángulo de rozamiento interno para
un avance en el frente de excavación de 3 m136
Tabla 39. Resultados del factor de seguridad del estudio del ángulo de rozamiento interno para
un avance en el frente de excavación de 5 m137
Tabla 40. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad sin avance
en el frente de excavación
Tabla 41. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad para un
avance de excavación de 1,.5 m141
Tabla 42. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad para un
avance de excavación de 3 m142
Tabla 43. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad para un
avance de excavación de 5 m143
Tabla 44. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para la galería del caso de estudio149
Tabla 45. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una profundidad de 7,5m150
Tabla 46. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una profundidad de 12m151
Tabla 47. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una profundidad de 20 m152
Tabla 48. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un diámetro de 3 m154
Tabla 49. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un diámetro de 6 m155
Tabla 50. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un diámetro de 12 m156
Tabla 51. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para el relleno antrópico
Tabla 52. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para arena de miga158
Tabla 53. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para terraza



Tabla 54. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para tosco160
Tabla 55. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para peñuela161
Tabla 56. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para arcillas162
Tabla 57. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una cohesión de 1 tn/ $m2$ 164
Tabla 58. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una cohesión de 4 tn/ $m2$ 165
Tabla 59. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una cohesión de 5 tn/ $m2$ 166
Tabla 60. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una cohesión de 7 tn/ $m2$ 167
Tabla 61. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un ángulo de rozamiento interno de 1º169
Tabla 62. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un ángulo de rozamiento interno de 15º170
Tabla 63. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un ángulo de rozamiento interno de 30º171
Tabla 64. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para un ángulo de rozamiento interno de 50º172
Tabla 65. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una densidad de 1 tn/ $m3$ 174
Tabla 66. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una densidad de 3 tn/ $m3$ 175
Tabla 67. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una densidad de 5 tn/ $m3$ 176
Tabla 68. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de
excavación para una densidad de 7 tn/ $m3$ 177
Tabla 69. Unidades litológicas de la Comunidad de Madrid
Tabla 70. Valores de las propiedades de la arena de miga.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.2) 196
Tabla 71. Valores de las propiedades de la arena tosquiza y del tosco arenoso.(Arnaiz, 2003, tbl.
2.3)



Tabla 72. Valores de las propiedades del tosco.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.4).	200
Tabla 73. Valores de las propiedades de peñuiela-tosco. (Pérez, 2011, tbl. 2.7.)	201
Tabla 74. Valores de las propiedades de la peñuela.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.5)	202
Tabla 75. Valores de las propiedades de las formaciones yesíferas. (Pérez, 2011, p. 25)	203
Tabla 76. Relación entre las facies geológicas y la nomenclatura geotécnica. (Pérez, 2011,	tbl.
2.2.)	203



Índice de Figuras

Figura 1. Cloaca Máxima, boquilla que vierte al Tíber. (Soto Saavedra, 2004, fig. 1.02)
Figura 2. Mina de Daroca. (Soto Saavedra, 2004, fig. 1.03)
Figura 3. Comienzo de ejecución de pozo sacatierras de forma manual
Figura 4. Finalización de pozo sacatierras de forma manua
Figura 5. Estado tensional en un elemento diferencial del terreno. (Barba Ávila, 2022b, p. 25).
Figura 6. Esquema de ensayo a compresión simple de un macizo rocoso. (Barba Ávila, 2022b, p.
21)
Figura 7. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una galería (Ramírez
Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 7.1.)
Figura 8. Evolución del proceso tenso deformacional en una galería subterránea. (Jiménez Salas
et al., 1980, fig. 17.3, segunda parte)
Figura 9. Estabilización de una galería con la fábrica de ladrillo. (Jiménez Salas et al., 1980, fig.
17.4, segunda parte)
Figura 10. Distribución de tensiones alrededor de una galería visitable. (Jiménez Salas et al.,
1980, fig. 17.25, segunda parte)
Figura 11. Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional
natural "in situ". (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 7.8; Hoek & Brown, 1980).
Figura 12. Variación de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de
la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural. (Ramírez Oyanguren & Alejano
Monge, 2004, fig. 7.9; Hoek & Brown, 1980)
Figura 13. Rotura al corte en un plano bidimensional. (Ministerio de Industria, Energía y Turismo
et al., 2015, fig. 1; Hoek & Brown, 1980)
Figura 14. Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura de Mohr-
Coulomb. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 2.14)
Figura 15. Envolvente de Mohr-Coulumb en el espacio de tensiones normal y tangencial.
Modificada según Melentijeciv (2005). (Ros Ávila, 2008, fig. 3.2)
Figura 16. Escala de rugosidad JRC definida por perfiles de 10 cm de Barton y Choubey. (Ramírez
Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 6.19; Barton & Choubey, 1977)
Figura 17. Procedimiento para estimación del RQD. (Deere & Deere, 1988, fig. 1)
Figura 18. Estimación del GSI. (Ros Avila, 2008, tbl. 3.5; Hoek et al., 2002)



Figura 19. b) rotura de la bóveda. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar, 2004,
fig. 1)
Figura 20. c) Rotura total del frente. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar,
2004, fig. 1)
Figura 21. Rotura por colapso de la bóveda / rotura global por falta de recubrimiento bajo el
nivel freático. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar, 2004, fig. 1)
Figura 22. Rotura global por falta de recubrimiento. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41;
Melis Maynar, 2004, fig. 1)
Figura 23. Posible inestabilidad frontal, excavación por fases según Arnaiz .(Arnaiz, 2003, fig.
5.10)
Figura 24. Efecto arco de Terzaghi. (Martin Sánchez, 2003ª, fig. 2; Terzaghi et al., 1946) 55
Figura 25. Esquema del arco de descarga de Protodyakonov.(Montalar, 2009)57
Figura 26. Coeficiente f de resistencia según Protodyakonov. (Montalar, 2009)58
Figura 27. Modelo de Horn. (Alcaide, 2011, fig. 2-10)
Figura 28. Modelo bidimensional de cuñas y bloques según Murayama (Alcaide, 2011, fig. 2-11;
Murayama, 1966)
Figura 29. Curvas características de la cavidad en terrenos reológicos.(Arnaiz, 2003, fig. 5.5). 60
Figura 30. Parámetros que se tienen en cuenta para el cálculo de la curva característica de la
excavación. (Arnaiz, 2003, fig. 5.4)61
Figura 31. Curvas características de algunos materiales.(Arnaiz, 2003, fig. 5.6; Hoek & Brown,
1980)
Figura 32. Esquema de la hipótesis de Panet62
Figura 33. Efecto del confinamiento del frente. (Arnaiz, 2003, fig. 5.8; Panet, 1995)63
Figura 34. Efecto del confinamiento del frente para obtener el desplazamiento u_o= DRi. (Celada
Tamames & Fernández Pérez, 2003, fig. 1; Panet, 1995)64
Figura 35. Método de rebanadas de Broere. (Alcaide, 2011, fig. 2-19; Broere, 2001)66
Figura 36. Mecanismos simplificados del equilibrio del frente. (Santoyo Villa et al., 2013, fig. 2;
Tamez González, 2012)
Figura 37. Diagrama de fuerzas que intervienen en el comportamiento del frente. (Santoyo Villa
et al., 2013, fig. 3; Támez González, 2012)68
Figura 38. Volumen que gravita sobre la clave de la galería. (Cornejo Álvarez, 1988, fig. 5)70
Figura 39. Esquema de colapso según Broms y Bennermark. (Arnaiz, 2003, fig. 5.12; Broms &
Bennermark, 1967)



Figura 40. Croquis de las principales variables que intervienen en la estabilidad del frente (Arnaiz,
2003, fig. 5.18; Davis et al., 1980)
Figura 41. Cotas inferiores para distintos valores de $\gamma S * DCu > 0$ en función de C/D. (Martin
Sánchez, 2003b, fig. 1.6; Davis et al., 1980)74
Figura 42. Mecanismos de rotura de la cota superior (Alcaide, 2011, fig. 2-29; Davis et al., 1980).
Figura 43. Soluciones de cota superior dependiendo del mecanismo de rotura para $\gamma S * DCu =$
0. (Martin Sánchez, 2003b, fig. 1.11; Davis et al., 1980)76
Figura 44. Soluciones de cota superior dependiendo del mecanismo de rotura para $\gamma S * DCu =$
3. (Martin Sánchez, 2003, fig. 1.12; Davis et al., 1980)76
Figura 45. Factor de estabilidad para túnel circular en deformación plana. Caso 1.(Arnaiz, 2003,
fig. 5.20; Davis et al., 1980)
Figura 46. Estabilidad en el frente en la hipótesis 2.(Arnaiz, 2003, fig. 5.21; Davis et al., 1980).
Figura 47. Mecanismo de rotura de la cota superior de la hipótesis 2.(Arnaiz, 2003, fig. 5.22;
Davis et al., 1980)
Figura 48. Factor de estabilidad. Caso 2. (Martin Sánchez, 2003, fig. 1.16; Davis et al., 1980) 79
Figura 49. Mecanismo de rotura del teorema de la cota inferior. Hipótesis 3(Barba Ávila, 2022ª,
p. 14; Davis et al., 1980)
Figura 50. Relación entre la presión en el frente y el diámetro de excavación. (Alcaide, 2011, fig.
2-38; Chambon & Corté, 1994)85
Figura 51. Roturas en el terreno en función de la profundidad.(Arnaiz, 2003, fig. 5.33; Chambon
& Corté, 1994)
Figura 52. Inestabilidad con presión no uniforme y presión interior hidrostática.(Arnaiz, 2003,
fig. 5.34; Chambon & Corté, 1994)
Figura 53. Influencia de la longitud sin revestir en el colapso para C/D=4. (Arnaiz, 2003, fig. 5.35;
Chambon & Corté, 1994)
Figura 54. Excavación del frente con máquina mini-excavadora
Figura 55. Recogida de materiales procedentes de la excavación de forma tradicional (manual).
Figura 56. Método de recogida de tierras por medios mecánicos (mini pala cargadora)93
Figura 57. Mini pala cargadora utilizada para la recogida de materiales procedentes de la
excavación



Figura 58. Sección tipo de galerías visitables con cuna y galerías de acceso en la normativa de
Canal de Isabel II. (Area Normativa Canal de Isabel II & Martín, 2020, app. 6. Plano 1.1)95
Figura 59. Galería subterránea para saneamiento con revestimiento de ladrillo
Figura 60. Equivalencia entre el diámetro circular y una galería subterránea. (Las unidades están
expresadas en metros)
Figura 61. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la longitud de
avance en la galería del caso de estudio105
Figura 62. Hipótesis para valorar la influencia de la profundidad z106
Figura 63. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad
sin avance en el frente de excavación107
Figura 64. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad
para un avance en el frente de excavación de 1,5 m108
Figura 65. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad
para un avance en el frente de excavación de 3 m109
Figura 66. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad
para un avance en el frente de excavación de 5 m110
Figura 67. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad.
Figura 68. Fuerzas que intervienen en el mecanismo del equilibrio del frente. (Contreras Carrillo,
2019, fig. 3-9)
Figura 69. Hipótesis para valorar la influencia de la anchura y la altura
Figura 70. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la
excavación sin avance en el frente de excavación114
Figura 71. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m
Figura 72. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m
Figura 73. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la
excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m
Figura 74. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la
excavación118
Figura 75. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de
la excavación sin avance en el frente de excavación120



Figura 76. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de
la excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m
Figura 77. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de
la excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m
Figura 78. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de
la excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m
Figura 79. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de
la excavación
Figura 80. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno sin
avance en el frente de excavación129
Figura 81. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno para
un avance de excavación de 1,5 m130
Figura 82. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno para
un avance de excavación de 3 m131
Figura 83. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno para
un avance de excavación de 5 m132
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túpel con la coheción del terreno
nguna 64. Vanacion dei factor de segundad dei frente dei tunei con la conesion dei terreno.
Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del
Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación
Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación
Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del133Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno sin avance en el frente de excavación.135Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.136Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.136Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.137
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación
Ingula 84. Variación del factor de segundad del mente del tuner con la conesión del terreno.133Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno sin avance en el frente de excavación.135Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.136Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.137Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.137Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.137Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento delterreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.138
133 Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 135 Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 135 Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno. 138
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 133 Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 135 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno. 138 Figura 90. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin 138
Figura 84. Variación del factor de seguridad del mente del túnel con la conesión del terreno. 133 Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 135 Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno. 138 Figura 90. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de excavación.
133 Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 135 Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno. 138 Figura 90. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de excavación. 140 Figura 91. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para
Ingula 84. Variación del factor de seguridad del mente del túnel con el ángulo de rozamiento del figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 135 Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno. 138 Figura 90. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de excavación. 140 Figura 91. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para un avance de excavación de 1,5 m.
Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación. 135 Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m. 136 Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m. 137 Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m. 138 Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno. 138 Figura 90. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de excavación. 140 Figura 91. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para un avance de excavación de 1,5 m. 141 Figura 92. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densi



Figura 93. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para
un avance de excavación de 5 m143
Figura 94. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno.
Figura 95. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión y densidad del
terreno
Figura 96. Efecto frente de Panet (1995) para la galería del caso de estudio
Figura 97. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 7,5 m
Figura 98. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 12 m
Figura 99. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 20m
Figura 100. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 20m
Figura 101. Efecto frente de Panet (1995) para un diámetro de 6m
Figura 102. Efecto frente de Panet (1995) para un diámetro de 20m
Figura 103. Efecto frente de Panet (1995) para el relleno antrópico
Figura 104. Efecto frente de Panet (1995) para arena de miga
Figura 105. Efecto frente de Panet para terraza160
Figura 106. Efecto frente de Panet para tosco161
Figura 107. Efecto frente de Panet para peñuela162
Figura 108. Efecto frente de Panet para arcillas163
Figura 109. Efecto frente de Panet para una cohesión de 1 tn $/m2$ 165
Figura 110. Efecto frente de Panet para una cohesión de 4 tn $/m2$
Figura 111. Efecto frente de Panet para una cohesión de 5 tn $/m2$
Figura 112. Efecto frente de Panet para una cohesión de 7 tn/ $m2$
Figura 113. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 1º
Figura 114. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 15º 171
Figura 115. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 30º 172
Figura 116. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 50º 173
Figura 117. Efecto frente de Panet para una densidad de 1 tn/ $m3$
Figura 118. Efecto frente de Panet para una densidad de 3 tn/ $m3$
Figura 119. Efecto frente de Panet para una densidad de 5 tn/ $m3.$
Figura 120. Efecto frente de Panet para una densidad de 7 tn/ m 3
Figura 121. Mapa de delimitación de las demarcaciones hidrográficas de España. (Ministerio
para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, s. f.)



Figura 122. Mapa geológico de la Comunidad de Madrid, escala 1:200.000. Instituto	Geológico y
Minero de España, s. f.)	
Figura 123. Mapa geotécnico de la Comunidad de Madrid, escala 1:200.000 (Institut	to Geológico
y Minero de España, s. f.)	204



Índice de Ecuaciones

Ecuación 1. Tensiones verticales sobre el plano de estudio
Ecuación 2. Tensiones horizontales sobre el plano de estudio
Ecuación 3. Tensiones horizontales sobre el plano de estudio (en dirección perpendicular a las
de la ecuación 2)
Ecuación 4. Jiménez Salas et al (1980) 30
Ecuación 5. (Jiménez Salas et al., 1980, p. 1427)
Ecuación 6. (Jiménez Salas et al., 1980, p. 1427)
Ecuación 7. (Jiménez Salas et al., 1980, p. 1427)
Ecuación 8. Criterio de rotura del terreno de Coulomb (1773)
Ecuación 9. Criterio de rotura de Mohr-Coulumb35
Ecuación 10. Criterio de rotura de Mohr-Coulumb35
Ecuación 11. Orientación de la rotura en el interior del círculo de Mohr. (Ramírez Oyanguren &
Alejano Monge, 2004, eq. 2.33)
Ecuación 12. Tensión principal vertical. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, eq. 2.34).
Ecuación 13. Tensión principal vertical en el interior de un macizo rocoso según el criterio de
Hoek-Brown (1980)
Ecuación 14. Valor reducido de m (Hoek-Brown, 2002)
Ecuación 15. Constante del macizo rocoso. (Hoek-Brown, 2002)
Ecuación 16. Constante del macizo rocoso que depende de su calidad. (Hoek-Brown, 2002)38
Ecuación 17. Resistencia al corte a lo largo de una discontinuidad de macizo-rocoso según
criterio de Barton y Choubey (1977)40
Ecuación 18. Rugosidad entre discontinuidades según Barton y Choubey (1977)
Ecuación 19. (Deere et al. ,1967)
Ecuación 20. (Palmström, 2005)
Ecuación 21. (Palmström, 2005)
Ecuación 22. (Palmström, 2005)
Ecuación 23. (Barton et al., 1974)
Ecuación 24. Rock Mass Ratio. (Bienawski, 1989)47
Ecuación 25. Correlación RMR con Q. (Bienaski 1989)
Ecuación 26. Correlación Q con RMR. (Barton 1995)(Barton & Bieniawski, 2008, fig. 2)
Ecuación 27. (Ros Avila, 2008, eq. 3.16)50
Ecuación 28. (Ros Avila, 2008, eq. 3.17) 50



Ecuación 29. Efecto arco según Terzaghi (1946)55	5
Ecuación 30. Tensión de descarga del arco de Protodyakonov (1960)57	7
Ecuación 31. Murayama (1966)59	9
Ecuación 32. Presión ficitia del efecto frente (Arnaiz, 2003, eq. 5.8; Panet, 1995)62	2
Ecuación 33. Panet (1995)65	5
Ecuación 34. Panet (1995)65	5
Ecuación 35. Panet (1995)65	5
Ecuación 36. (Santoyo Villa et al., 2013, eq. 2; Támez González, 2012)68	3
Ecuación 37. (Santoyo Villa et al., 2013, pag.31; Támez González, 2012)69	Э
Ecuación 38. (Santoyo Villa et al., 2013, pag.31; Támez González, 2012)69	Э
Ecuación 39. (Santoyo Villa et al., 2013, eq. 3; Támez González, 2012)	Э
Ecuación 40. (Támez González, 1984, eq. 4)70)
Ecuación 41. (Támez González, 1984, eq. 4)70)
Ecuación 42. Número de estabilidad definido por Broms y Bennermark (1967)	2
Ecuación 43. Factor N de estabilidad, propuesto por Davis et al. (1980)	3
24. Ecuación 44. Relación de estabilidad para la hipótesis 1, propuesta por Davis et al. (1980)	1
Ecuación 45. Número de estabilidad para la hipótesis 2, cota inferior, propuesto por Davis et al	١.
(1980)	3
Ecuación 46. Número de estabilidad para la hipótesis 2, cota inferior, propuesto por Davis et al	١.
(1980)	3
Ecuación 47. Número de estabilidad para geometría cilíndrica, cota inferior e hipótesis 3	5,
propuesta por Davis et al. (1980)80	C
Ecuación 48. Principio de estabilidad de E. Leca & Panet (Arnaiz, 2003, eq. 5.17; E. Leca & Panet	.,
1988)	2
Ecuación 49. Principio de estabilidad de E. Leca & Paner para coeficiente de empuje pasivo	С
unitario. (Arnaiz, 2003, eq. 5.17; E. Leca & Panet, 1988)82	2
Ecuación 50. Principio de estabilidad de E. Leca & Panet, para coeficiente de empuje pasivo	С
superior a la unidad. (Arnaiz, 2003, eq. 5.19; E. Leca & Panet, 1988)	3
Ecuación 51. Número de estabilidad para coeficiente de empuje pasivo unitario, definido po	r
Leca & Panet (Arnaiz, 2003, eq. 5.19; E. Leca & Panet, 1988)83	3
Ecuación 52. Deformación radial elástica. (Salençon, 1969))
Ecuación 53. Deformación radial plástica. (Salençon, 1969)	C
Ecuación 54. Función de plastificación en la solución analítica encontrada por Salençon	۱.
(Salençon ,1969)	C



100 Ecuación 55. Radio de la zona de influencia. (Salençon ,1969)
Ecuación 56. Deformación radial (Panet, 1995)101
Ecuación 57. Distancia al frente (Panet, 1995)101
Ecuación 58. Distancia al frente (Panet, 1995)101
Ecuación 59. Presión ficitia del efecto frente (Celada Tamames & Fernandez Pérez, 2003, eq. 2)
Ecuación 60. Presión ficitia del efecto frente (Celada Tamames & Fernandez Pérez, 2003, eq. 3)



1. INTRODUCCIÓN

Los túneles y las obras subterráneas son tan antiguas como la civilización humana, de hecho, es una simbiosis histórica. La naturaleza ha proporcionado al hombre la posibilidad de solucionar obstáculos o mover elementos por las distintas obras subterráneas con las que cuenta, como son las cuevas, cursos de aguas subterráneas, etc.

Para hablar de los primeros túneles realizados por la mano del hombre, tenemos que remontarnos a la Edad de Piedra, cuando se abrían túneles para guardar materiales procedentes de la explotación de minerales, o las tumbas del Antiguo Egipto, cuyas catacumbas, con numerosas galerías de servicio, pisos y túneles, eran lugares de culto. (Soto Saavedra, 2004, p. 2).

En la antigua Babilonia, "Diodoro ya habla de un túnel bajo el Eúfrates de unos 900 m de longitud, construido hacia el 2180 a. de C." (Jiménez Salas et al., 1980, p. 1383). Existen numerosas citas históricas en las civilizaciones antiguas en las que se atestigua la realización de túneles u obras subterráneas para distintos usos, como son el hidráulico, bélico o minero.

Avanzando varios siglos, puede decirse que "la historia moderna de los túneles comienza cuando M.I. Brunnel inicia en 1825 la perforación de un túnel bajo el Támesis" (Jiménez Salas *et al.*, 1980, p. 1383). Centrándonos en túneles metropolitanos, el metro de Londres fue pionero con la apertura del tramo Bishops Road – Farringdon Street (1886-1890).

España, por su orografía variable, cuenta con numerosos túneles para las líneas de ferrocarriles. Además, existen un gran número de obras subterráneas como túneles carreteros, túneles hidráulicos, galerías, etc.

Una galería es un pequeño túnel que cuenta con una forma en bóveda, es decir, cuenta con unas paredes laterales o hastiales y una bóveda en forma circular que apoya en estas paredes.

1.1. Evolución histórica de las galerías de servicio

Para el correcto desarrollo de las áreas urbanas, son imprescindibles las distintas dotaciones de servicios a los ciudadanos. Una de las formas utilizadas en la actualidad en distintas partes del mundo, son las galerías de servicio, estas son instalaciones urbanas que permiten un fácil



acceso en los distintos puntos de su recorrido. También, pueden permitir la reparación del servicio que alberga.

Este tipo de galerías de servicio comienzan a construirse y utilizarse por la civilización romana. En concreto la famosa Cloaca Máxima, situada en la antigua Roma, cuya construcción fue iniciada en el siglo séptimo a.C. por el rey etrusco Tarquino "El Viejo". Ésta no solo era un sistema de alcantarillado, sino que además se empleó para el abastecimiento (Cantó Perelló & Cano Hurtado, 1998, p. 1).



Figura 1. Cloaca Máxima, boquilla que vierte al Tíber. (Soto Saavedra, 2004, fig. 1.02)

"El primer túnel hidráulico moderno, fue la Mina de Daroca que construyó Bedel en el siglo XVI bajo el cerro de San Jorge y que conducía las aguas, evitando los destrozos e inundaciones causadas a la ciudad antes de existir la mina" (Soto Saavedra, 2004, p. 4)



Figura 2. Mina de Daroca. (Soto Saavedra, 2004, fig. 1.03)



La reaparición de este tipo de galerías se produjo en el siglo XIX, con Napoleón III, quien encarga al Barón Haussman (1809-1891) numerosas obras para reordenar el suelo y subsuelo parisino (Cantó Perelló & Cano Hurtado, 1998, p. 2). Hausmman, junto al ingeniero Belgradn, emprende el diseño una red de galerías de servicio; de esta manera, llegaron a existir en París 132 kilómetros de conductos de agua de distintas dimensiones.

A finales del siglo XIX también en Londres se comienzan a emplear las galerías de servicio como elemento, pero sólo se centraban en recoger las aguas domésticas sucias y las pluviales.

En España, hay que destacar a la ciudad de Madrid, la cual en 1924 con el "Proyecto de red de galerías para canalizaciones del subsuelo" busca encauzar los servicios urbanos de forma definitiva, dictando una serie de reglas que deberán seguir las compañías responsables. En 1942 se obtiene regulación al respecto con el Plan Inicial de Galerías de Servicio.

1.2. Planteamiento del problema e interés de estudio

Actualmente, la ciudad de Madrid cuenta en el subsuelo con más de 144 kilómetros de galerías de servicio (Ayuntamiento de Madrid, 2022), cuya ejecución, a pesar de venir construyéndose desde hace muchos años, ha evolucionado muy poco en cuanto a procedimientos de trabajo, siendo un oficio prácticamente manual, popularmente llamado pocería. Esto se debe a las limitaciones con las que normalmente se cuenta; es decir, obras urbanas con poco espacio, en las que se debe acceder por un pozo de acceso "sacatierras" con un diámetro pequeño, justo para que entren los útiles y salga el material.



Figura 3. Comienzo de ejecución de pozo sacatierras de forma manual



Figura 4. Finalización de pozo sacatierras de forma manua

Para evitar estos colapsos, se requiere la adopción de alguna medida de sostenimiento de la propia galería de servicio (túnel), por lo que es importante poder llegar a conocer de una forma razonablemente sencilla, rápida y sin necesidad de cálculos complejos y largos, la longitud de avance máxima en pequeños túneles sin sostenimiento, lógicamente, aplicándolo a distintos terrenos con sus características geotécnicas correspondientes y valorándolo en relación a distintos parámetros.

1.3. Objetivos

En la ejecución de este tipo de galerías, distintos profesionales del sector, se han encontrado con distintas problemáticas a la hora de ejecutarlas, al contar a veces con limitados recursos y/o conocimientos en la obra para poder solucionarlos.

La ejecución de los túneles o galerías de servicio albergan numerosas dificultades, ya que suelen adolecer de estudios rigurosos en la fase de proyecto.



El objetivo planteado en el presente Trabajo Fin de Máster consiste en conocer la longitud de pase de avance de galerías de servicios del Canal de Isabel II en los suelos de la Comunidad de Madrid. Para ello se realizará un estudio de cada una de las variables que intervienen en el problema, ponderando su sensibilidad y viendo su interacción de unas con otras.

Como resultado se obtendrán unos ábacos de fácil empleo en las oficinas de proyectos, válidos para la fase de prediseño. Los resultados se calibran y verifican para un caso concreto.

Para el desarrollo de este objetivo se deberá partir con una serie de condiciones de contorno y elementos constitutivos del problema como son:

- Parámetros del terreno encontrado en la Comunidad de Madrid
- Características geotécnicas del terreno en el frente, sobre la clave, hastiales y bajo solera de la galería de servicio.
- Presencia de edificaciones o estructuras próximas.
- Hipótesis de solicitaciones de tráfico.



2. ESTADO DEL ARTE

La construcción de una galería subterránea para servicios, la cual se asemeja a un pequeño túnel, supone que el terreno existente por encima de él se descomprima, provocando una redistribución de las tensiones aplicadas a su alrededor. Este fenómeno dependiendo de lo prominente que sea, origina una serie de problemas, los cuales pueden llegar a ser de cierta envergadura como es el caso del colapso del frente de excavación. También, puede dar lugar a asentamientos en la superficie, ya que estas galerías de servicio normalmente cuentan con poco recubrimiento de terreno por encima y se encuentran en zonas urbanas, pudiendo originar afecciones a edificios y/o servicios.

Para poder dimensionar cualquier obra subterránea, es primordial conocer el estado tensional del terreno y el que va a generar la cavidad en su interior. Se conoce que las tensiones principales en un terreno se pueden reducir de forma bidimensional, en concreto:

Las que se producen en un plano vertical, correspondientes al peso propio del terreno:

 $\sigma_v = \gamma * H$ Ecuación 1. Tensiones verticales sobre el plano de estudio. Siendo: $\gamma =$ peso específico del terreno H = altura del terreno encima del túnel

• Las que se producen en el plano horizontal:

$$\label{eq:stars} \begin{split} &\sigma_{H}=k_{01}*\sigma_{\nu}\\ & \text{Ecuación 2. Tensiones horizontales sobre el plano de estudio.} \\ & \sigma_{h}=k_{02}*\sigma_{\nu}\\ & \text{Ecuación 3. Tensiones horizontales sobre el plano de estudio (en dirección perpendicular a las de la ecuación 2).} \end{split}$$

= k coeficientes dependientes del tipo de roca y profundidad del túnel





Figura 5. Estado tensional en un elemento diferencial del terreno. (Barba Ávila, 2022b, p. 25).

La particularidad de los macizos rocosos es su baja resistencia a la tracción, por lo que una primera aproximación es conocer la resistencia a compresión simple de la roca, en el que se puede obtener las tensiones verticales a aplicar en el macizo hasta su rotura.



Figura 6. Esquema de ensayo a compresión simple de un macizo rocoso. (Barba Ávila, 2022b, p. 21).

Esta relación de tensiones del macizo es muy relevante a la hora de diseñar el posible sostenimiento en una galería en roca, como se puede apreciar en la Figura 7, el cual depende del campo de tensiones de la zona donde se excave. En el análisis bidimensional simplificado que se muestra en dicha figura $\sigma_H = \sigma_h$, es decir, las ecuaciones 2 y 3 son idénticas.





Figura 7. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una galería (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 7.1.).

2.1. Tensión-deformación

Desde un punto de vista tenso – deformacional, una galería es un hueco abierto en el terreno, sometido a tensión σ que se rige por:

$$\sigma = T * n$$

Ecuación 4. Jiménez Salas *et al* (1980)
Siendo:
 $T = estado tensional previo$

Al realizar este orificio, se crea un contorno *S* y el terreno deja de estar en equilibrio, modificándose el estado tensional, propagándose a dicha cavidad abierta. Este cambio de tensión provoca unas deformaciones internas que hacen que el contorno S se convierta en un nuevo espacio S'.





Figura 8. Evolución del proceso tenso deformacional en una galería subterránea. (Jiménez Salas et al., 1980, fig. 17.3, segunda parte).

En el caso de que la galería no sea estable, estas deformaciones δ pueden ir creciendo con el tiempo hasta que el sistema de tensiones se estabiliza con la ejecución de la estructura, normalmente, de fábrica de ladrillo.



Figura 9. Estabilización de una galería con la fábrica de ladrillo. (Jiménez Salas et al., 1980, fig. 17.4, segunda parte).

En las galerías subterráneas, se puede comprobar, que las tensiones mayores se representan en la unión con las paredes del fondo y en menor medida en la bóveda.

- q= compresión uniaxial uniforme perpendicular al eje del túnel
- σ = tensión en la galería subterránea
- a= radio de la galería
- x= desplazamiento





Figura 10. Distribución de tensiones alrededor de una galería visitable. (Jiménez Salas et al., 1980, fig. 17.25, segunda parte).

Tanto en suelos como en macizos rocosos, se comprueba que cuanto mayor sea la profundidad de la galería a ejecutar, el terreno no siente la cavidad. Se deduce que, si es somera, el campo de tensiones en la misma resulta muy influyente, aunque la tensión vertical no se encuentra equilibrada con la tensión horziontal en estas profundidades. Un claro ejemplo de esta afirmación, son los datos recopilados por Hoek y Brown (1980) representados en la Figura 11, en los que se comprueba que las tensiones verticales corresponden al peso de los materiales que se encuentran encima.



TENSIÓN VERTICAL **O**_v - MPa

Figura 11. Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural "in situ". (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 7.8; Hoek & Brown, 1980).



Relacionando las tensiones con el coeficiente k (tensión horizontal/tensión vertical) con la profundidad, Hoek y Brown (1980) dedujeron que la relación tensiones es baja a grandes profundidades (0,5<k<1,5), aumentando en cotas menores (k>1,5), como se puede comprobar en Figura 12.



Figura 12. Variación de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 7.9; Hoek & Brown, 1980).

Siendo:

d: distancia desde el eje de excavación hasta la superficie.

a: radio de excavación

Ambas magnitudes medidas en las mismas unidades Se pueden establecer unos valores orientativos:

$$\frac{d}{a} > 4 \ La \ superficie \ casi \ no \ influye \ en \ la \ galería.$$
Ecuación 5. (Jiménez Salas *et al.*, 1980, p. 1427).
$$1,5 < \frac{d}{a} < 4 \ La \ superficie \ influye \ en \ algunas \ ocasiones.$$
Ecuación 6. (Jiménez Salas *et al.*, 1980, p. 1427).
$$\frac{d}{a} < 1,5 \ La \ superficie \ es \ muy \ importante.$$
Ecuación 7. (Jiménez Salas *et al.*, 1980, p. 1427).



2.2. Criterios de rotura del terreno

Uno de los aspectos iniciales que hay que conocer en una excavación, ya sea en macizo rocoso o en suelos, es el modo de rotura que puede producirse en el terreno. Para una mejor interpretación a la hora de abordar este problema, se puede diferenciar en el análisis si la excavación se encuentra más próxima o no al frente de excavación. De esta forma, si la sección de la galería estudiada es lejos del frente de excavación, se interpreta como un estado de deformación plano, realizando un análisis bidimensional. En la zona más próxima al frente de excavación, esta hipótesis ya no es aplicable. Sin embargo, dada la complejidad y extensión de abordar este problema en un tiempo razonable con los distintos procesadores de cálculo, también se han intenta simplificar a un análisis bidimensional.

2.2.1. Mohr – Coulomb (1900-1773)

Uno de los criterios de rotura más utilizado aún por su sencillez y comodidad, es el criterio de rotura de Mohr – Coulomb. Mohr (1900) utiliza el criterio lineal de Coulumb (1773), el cual evalúa la resistencia al corte teniendo en cuenta parámetros como son la cohesión y la fricción a través de las tensiones cortantes τ y la normal σ_n mediante la siguiente expresión:

 $\tau = c + \sigma_n \tan \emptyset$ Ecuación 8. Criterio de rotura del terreno de Coulomb (1773) Siendo: c: cohesión $\emptyset: ángulo de rozamiento interno o fricción$ $\tau: tensión tangencial en el plano de rotura$ $\sigma_n: tensión normal en el plano de rotura$





Figura 13. Rotura al corte en un plano bidimensional. (Ministerio de Industria, Energía y Turismo et al., 2015, fig. 1; Hoek & Brown, 1980).

Mohr (1900) relaciona la tensión tangencial y la tensión normal y esta ecuación la representa en una recta tangente a los círculos de rotura Mohr que corresponden a los distintos campos tensionales. Si se expresan las tensiones tanto normal como cortante en función de las tensiones principales representadas en la Figura 13 resulta:

> $\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta$ Ecuación 9. Criterio de rotura de Mohr-Coulumb. $\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$ Ecuación 10. Criterio de rotura de Mohr-Coulumb.





Figura 14. Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 2.14).

La orientación en el plano tangente es:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

Ecuación 11. Orientación de la rotura en el interior del círculo de Mohr. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, eq. 2.33).

Aplicándolo a la expresión de resistencia al corte a lo largo de un plano "ab" de la Figura 13, se obtiene:

$$\sigma_{1} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \sigma_{3} \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Ecuación 12. Tensión principal vertical. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004,
eq. 2.34).

De esta forma, el estado tensional de los puntos del terreno que se encuentren por debajo de la envolvente de Mohr no está en rotura.




Figura 15. Envolvente de Mohr-Coulumb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Modificada según Melentijeciv (2005). (Ros Ávila, 2008, fig. 3.2).

Se ha comprobado que este criterio de rotura es más idóneo utilizarlo en suelos, suponiendo que este es homogéneo, isótropo y elástico. También se puede utilizar para macizos rocosos, aunque no es lo más adecuado, puesto que no tiene en cuenta la variación de la resistencia de los macizos rocosos de baja calidad en función del nivel de tensiones y las envolventes de la resistencia en macizos rocosos no son lineales.

2.2.2. Hoek-Brown (1980)

En este sentido, para macizos rocosos, es más adecuado utilizar el criterio de rotura de Hoek-Brown (1980), el cual partiendo del criterio de rotura de Mohr – Coulumb es uno de los criterios que geotécnicamente ha podido explicar de forma razonable la rotura teniendo en cuenta las discontinuidades en el conjunto de los macizos rocosos. De hecho, la mayor parte de los autores, se basan en este criterio de rotura no lineal, casi siempre enfocándolo dentro del problema bidimensional. Hoek-Brown intentó hallar una relación entre los estados tensionales y la profundidad a la que se encuentra la excavación. La representación gráfica es una curva de tipo cóncavo. Los parámetros de la roca que se consideran para valorar la resistencia al corte son la resistencia a compresión simple y la constante del material rocoso. Se puede utilizar tanto para roca intacta como para macizos rocosos diaclasados pero con una serie de limitaciones en cuanto a las familias de discontinuidades. La enorme acogida que ha tenido este criterio de



rotura, utilizándolo en otros ámbitos para el que no fue propuesto, ha provocado que haya sufrido modificaciones introduciendo nuevos parámetros, quedándose invariable desde 2002, año en la que se produjo la última revisión.

$$\sigma_{1} = \sigma_{3} + \sigma_{ci} \left(m_{b} \frac{m * \sigma_{3}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a}$$
Ecuación 13. Tensión principal vertical en el interior de un macizo rocoso según el criterio de Hoek-Brown (1980).

$$m_{b} = m \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$
Ecuación 14. Valor reducido de m (Hoek-Brown, 2002).

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$
Ecuación 15. Constante del macizo rocoso. (Hoek-Brown, 2002).

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI} / 15 - e^{-20} / 3 \right)$$
Ecuación 16. Constante del macizo rocoso que depende de su calidad. (Hoek-Brown, 2002).

Siendo:

 $\sigma_1 y \sigma_3$: tensiones principales efectivas mayor y menor en rotura

 σ_{ci} : resistencia a compresión uniaxial del material intacto

 m_b : valor reducido de m.

- m: constante del macizo rocoso, el cual depende de la calidad del macizo rocoso y del tipo de roca. Es el incremento de la resistencia al corte del material.
- s: constante del macizo rocoso, el cual depende de la calidad del macizo rocoso y del tipo de roca. Es la medida de la disminución de la resistencia a compresión de la roca debido a la fracturación.

a: depende de la calidad del macizo rocoso.

- **GSI:** Geological Strength Index
- D: factor de daño, depende del grado de alteración del macizo rocoso. (Tabla 1)



Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante.	D=0
	Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance. la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.	D=1.0 Production blasting
	En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=0.7 Mechanical excavation

Tabla 1. Factor de alteración del criterio de rotura de Hoek & Brown. (Ros Avila, 2008, tbl. 3.1; Hoek et al., 2002).

Hay que mencionar que en túneles someros no sería muy adecuado la utilización de este criterio. También cuenta con algunas limitaciones a la hora de valorar las familias de discontinuidades. Una práctica habitual es utilizar los dos criterios anteriormente expuestos en los modelos numéricos como son Phase2, Zsoil, Plaxis y Flac.



2.2.3. Barton - Choubey (1977)

Por el conocimiento con el que se cuenta del macizo rocoso, se sabe que existen numerosas discontinuidades, en las que su rugosidad es muy irregular, por lo que el criterio de cortes de juntas de Barton – Choubey (1977), el cual es un criterio empírico, con el que intentaron determinar la resistencia al corte de las discontinuidades a escala local, sería más adecuado. Estas rugosidades suponen un desplazamiento cortante del macizo rocoso. Esta clasificación depende del ensayo que se realice en la discontinuidad, ya que se tiene en cuenta la longitud de la discontinuidad, y como es lógico, no es igual observar una discontinuidad de 1 metro que una de 10 cm.

$$\tau = \sigma'_{n} * tag \left[JRC * log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_{n}} \right) + \phi_{r} \right]$$

Ecuación 17. Resistencia al corte a lo largo de una discontinuidad de macizo-rocoso según criterio de Barton y Choubey (1977).
$$JRC = \frac{\alpha - \phi_{r}}{log \left(\frac{JCS}{\sigma'_{n}} \right)}$$

Ecuación 18. Rugosidad entre discontinuidades según Barton y Choubey (1977).

Siendo:

 σ_n = esfuerzo normal sobre la discontinuidad

 τ = esfuerzo tangencial sobre la discontinuidad

 $Ø_r$ = ángulo de rozamiento residual

JRC= coeficiente de rugosidad de la discontinuidad. Se puede determinar por perfiles de discontinuidad.¹

JCS: σ_c resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad.

 α =valor que se obtiene por el ensayo tilt test.

¹ Ver Escala de rugosidad JRC definida por perfiles de 10 cm de Barton y Choubey. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 6.19; Barton & Choubey, 1977)Figura 16.



	PERFILES DE RUGOSIDAD	JRC		
1		0 - 2		
2		2 - 4		
3		4 - 6		
4		6 - 8		
5		8 - 10		
6		10 - 12		
7		12 - 14		
8	~	14 - 16		
9		16 - 18		
10		18 - 20		
0 5 10 cm				

Figura 16. Escala de rugosidad JRC definida por perfiles de 10 cm de Barton y Choubey. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, fig. 6.19; Barton & Choubey, 1977).

2.3. Clasificaciones geomecánicas

Para macizos rocosos, uno de los primeros aspectos que hay que considerar a la hora de ejecutar una galería subterránea o túnel, es la de caracterizar el comportamiento del terreno. Realizar esta labor eligiendo una clasificación adecuada es imprescindible para afrontar una obra de este calibre. Poder contar con la experiencia previa y distintos ensayos, ha permitido a distintos autores elaborar una serie de métodos desde un enfoque empírico, las cuales nos facilitan la valoración de ciertos parámetros como pueden ser la resistencia y deformabilidad



del macizo rocoso. Es importante recalcar que no es lo mismo realizar un túnel en un macizo rocoso que en un suelo.

Sobre la mecánica de suelos existe numerosa bibliografía al respecto, pero no es algo tan común conocer la mecánica de rocas, por lo que en este punto se pretende contar con algunas nociones para poder ahondar con mayor profundidad en caso de que tuviese que afrontarse la ejecución de una galería subterránea en un macizo rocoso.

La mayoría de los problemas existentes en la estabilidad de un túnel en un macizo rocoso se deben a la intersección de una sección, con los distintos planos de discontinuidad que puedan existir. Para poder caracterizar el macizo rocoso, hay que tener en cuenta una serie de parámetros como son:

- Resistencia y deformabilidad
 - Resistencia de la matriz rocosa
 - > Resistencia al corte de las discontinuidades
 - Resistencia del macizo rocoso
 - Deformabilidad del macizo rocoso
- Magnitud y dirección de las tensiones naturales
- Caudales y presiones de agua

(Barba Ávila, 2022b, pp. 41-42)

2.3.1. Rock Quality Designation (1967)

Por la relevancia en varios métodos de los que se tratarán más adelante, hay que comenzar por mencionar el índice Rock Quality Designation (RQD), (Deere *et a*l., 1967), el cual nos permite conocer la calidad del macizo rocoso. Este índice se basa en el porcentaje de la relación entre la suma de las longitudes de testigos ejecutados en sondeos que son mayores de 10 cm y la longitud total del sondeo.

$$RQD = \frac{\sum tramos \ de \ testigo>10 \ cm}{longitud \ total \ del \ testigo} *100$$

Ecuación 19. (Deere et al. ,1967).





Figura 17. Procedimiento para estimación del RQD. (Deere & Deere, 1988, fig. 1).

Cuando no se puede disponer de sondeos, el RQD se puede estimar según J_V el número de juntas o diaclasas por unidad de volumen m^3 , con las siguientes ecuaciones. (Palmström, 2005).

$$\begin{aligned} RQD &= 115 - 3,3 J_V \qquad Para J_V > 4,5 \\ \text{Ecuación 20. (Palmström, 2005).} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} RQD &= 100 \qquad Para J_V \leq 4,5 \\ \text{(normalmente para rocas blandas)} \\ \text{Ecuación 21. (Palmström, 2005).} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} RQD &= 0 \qquad Para J_V > 35 \\ \text{Ecuación 22. (Palmström, 2005).} \end{aligned}$$



RQD %	Calidad
<25	Muy Mala
25 – 50	Mala
50 -75	Media
75 – 90	Buena
90 - 100	Muy Buena

Tabla 2. Calidad de la roca en función de RQD.(Deere et al., 1967)

Hay que tener en cuenta que el RQD es un parámetro que puede variar según el grado de alteración y el número de fracturas del macizo rocoso, la inclinación con la que se ejecuten los sondeos, tampoco tiene en cuenta la presencia de agua o su presión, el número de fracturas con el que cuenta el macizo.

2.3.2. Rock Mass Quality (1974)

Otro de los parámetros con los que puede caracterizar el macizo rocoso es el índice Rock mass quality (Q), (Barton et al., 1974), el cual puede obtenerse según la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$
Ecuación 23. (Barton *et al.,* 1974).

Siendo:

 $J_n = el$ índice del número de familias de diaclasas o discontinuidades

 $J_r = el$ índice de rugosidad de la discontinuidad más desfavorable

 $J_a = el$ índice de alteración (meteorización) de la diaclasa más débil

 $J_w = el$ índice reductor por la presencia de agua

Strees Reduction Factor(S.R.F.) = coeficiente de influencia del estado tensional



Descripción	Jn
Roca masiva	0,5 - 1
Una familia de diaclasas	2
Una familia de diaclasas y algunas diaclasas ocasionales	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias de diaclasas y algunas diaclasas ocasionales	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias de diaclasas y algunas diaclasas ocasionales	12
Cuatro o más familias de diaclases, roca muy fracturada	15
Roca triturada terrosa	20
En boquillas, se utiliza $2 \cdot J_n$ y en túneles, $3 \cdot J_n$	

Tabla 3. Índice de diaclasas. (Yepes, 2023, tbl. 2; Barton et al., 1974).

Contacto entre las dos caras de las diaclasas			
	Juntas discontinuas	4	
	Juntas rugosas o irregular ondulada		
Deceleramiento lateral de	Suave ondulada		
Desplazamiento lateral de	Espejo de falla, ondulada	1,5	
menos de 10 cm	Rugosa o irregular, plana	1,5	
	Suave plana	1	
	Espejo de falla, plano	0,5	
No existe contacto entre las dos caras de las diaclasas suficientemente gruesas para impedir el contacto entre las caras de las diaclasas			
Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras de las diaclasas			

Tabla 4. Índice de rugosidad de las diaclasas. (Yepes, 2023, tbl. 3; Barton et al., 1974).

Descripción	Ja	Φº
Contacto entre las dos caras de las diaclasas		
Junta sellada, dura, sin reblandecimiento impermeable como, por ejemplo, cuarzo	0.75	25 - 30
en paredes sanas		
Caras de la junta únicamente manchadas	1	25 - 30
Las caras ca la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no blandos,	2	25 - 30
partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla	-	20 00
Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandecible	3	20 - 25
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita,		
clorita, talco, yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los	4	8-16
recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 o 2 mm		
Contacto entre las dos caras de la diaclasa < 10 cm desplazamient	o lateral	-
Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla	4	25 - 30
Fuertemente consolidados rellenos de minerales arcillosos no blandos. Los	6	16-24
recurimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor	0	10-24
Sobreconsolidación media a baja, blandos, rellenos de minerales arcillosos. Los		12 - 16
recubrimientos son continuos de < 5 mm de espesor	0	12 - 10
Rellenos de arcilla expansiva, de espesor continuo de 5 mm. El valor Ja dependerá	8 - 12	6-12
del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva	0-12	0-12
No existe contacto entre las dos caras de la diaclasa cuando esta	cizallada	-
Zonas o bandas de roca desintegrada o manchada y arcilla	6-8-12	6-24
Zaonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fricción de arcilla no blanda	5	6-24
Granos arcillosos gruesos	13 - 20	6-24

Tabla 5. Índice de alteración de las diaclasas. (Yepes, 2023, tbl. 6; Barton et al., 1974).



Descripción	J _w	Presión del agua kg/cm ²		
Excavaciones secas o de influencia poco importante	1	< 1		
Fluencia o presión medias. Ocasional lavado de los rellenos de las diaclasas	0,66	1-2,5		
Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las diaclasas	0,33*	2,5 - 10		
Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas, decayendo con el tiempo	0,1-0,2*	> 10		
Fluencia o presión de aguas excepcionalmente altas y continuas, sin disminución	0,05 - 0,01*	> 10		
Los valores presentados con el signo $*$ son solo valores estimados. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w				

-1000000000000000000000000000000000000
--

Descripción				SRF
	Muchas zonas débiles con arcilla o roca desintegrada, roca muy			
Excavación	descomprimida			10
atravesada por	Zonas individuales débiles, con arcilla o	roca triturada, p	profundidad de	5
zonas blandas de	la excavación < 50 m			
rocas que pueden	Ídem profundidad > 50 m			2,5
ocasionar	Muchas zonas de cizallamiento en roca	competente sin	arcilla, roca	75
desompresión o	descomprimida			7,5
desprendimiento de	Zonas individuales de cizallamiento en l	roca competente	e sin arcilla,	5
rocas al excavar el	profundidad < 50 m			5
túnel	Ídem profundidad > 50 m			2,5
	Juntas abiertas, muy diaclasado			5
		σ_c/σ_1	σ_c/σ_3	SRF
	Baja tensión, cerca de la superficie	> 200	> 13	2,5
Roca competente, problemas de tensión en la roca	Tensión media	10 - 200	0,66 - 13	1
	Alta tensión, roca resistente	10 - 5	0,33-0,66	0,5 - 2
	Explosiones en roca masiva de rocas pequeñas	5 – 2,5	0,16-0,33	5 – 10
	Explosiones grandes de roca masiva	< 2,5	< 0,16	10 - 20
				SRF
Roca fluyente o	Poca presión de fluencia			5 - 10
plástica	Presión grande de fluencia			10 - 20
Poco ovpansiva	Poca presión de hinchamiento			5 - 10
Roca expansiva	Presión grande de hinchamiento	10 - 15		

Tabla 7. Coeficiente de la influencia del estado tensional. (Yepes, 2023, tbl. 7; Barton et al., 1974).

Los distintos cocientes tienen un sentido:

- $\frac{RQD}{J_n}$ representa el tamaño del bloque medio
- • $\frac{J_r}{J_a}$ reúne términos de rugosidad, fricción y relleno de las juntas y representa la

resistencia al corte entre bloques de roca.

• $\frac{J_w}{SRF}$ combina condiciones de agua y tensión y, por tanto, puede representar una tensión activa o eficaz.

Dependiendo del valor este índice Q se clasifican los macizos rocosos en una serie de clases:



TIPO DE MACIZO ROCOSO	VALOR DE Q
Excepcionalmente malo.	10 ⁻³ a 10 ⁻²
Extremadamente malo.	10 ⁻² a 10 ⁻¹
Muy malo.	10 ⁻¹ a 1
Malo.	1 a 4
Medio.	4 a 10
Bueno.	10 a 40
Muy buena.	40 a 100
Extremadamente bueno.	100 a 400
Excepcionalmente bueno	400 a 1000

Tabla 8. Tipos de macizos rocosos según Barton. (Ministerio de Industria, Energía y Turismo et al., 2015, tbl. a	8;
Barton et al., 1974).	

2.3.3. RMR

Una de las clasificaciones geomecánicas más usadas, es la elaborada por Bienawski (1973), la cual ha sido constantemente mejorada, siendo la más utilizada la del año 1989. En esta clasificación se utilizan 6 parámetros del macizo rocoso como son:

- Resistencia a compresión simple de la roca (1)
- Índice RQD (2)
- Espaciamiento entre discontinuidades (3)
- Estado de las discontinuidades (4), se incluyen:
 - Longitud de la discontinuidad
 - Abertura
 - Rugosidad
 - ➢ Relleno
 - Alteración
- Presencia de agua (5)
- Orientación de las discontinuidades. (6)

Se valoran todos estos parámetros y se suman para obtener el RMR

RMR = (1) + (2) + (3) + (4) + (5) +(6) Ecuación 24. *Rock Mass Ratio.* (Bienawski, 1989).



Parámetro					Rango de vale	ores			
	Resis ncia	ste Ensayo carga de puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
1	la roca intac	a simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MP	<1 MPa
		valor	15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	,	25%	
4		valor	20	17	13	8		3	
3		Espaciado de las discontinuidades	> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	<	6 cm	2
		valor	20	15	10	8		5	
4		Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	>	> 20 m	i.
	[Valor	6	4	2	1		0	
	ides	Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	>	5 mn	1
	nuida	Valor	6	5	3	1		0	
	scontir	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	•	Suave	
4	as di	Valor	6	5	3	1		0	
	do de l	Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relle >	no bla 5 mn	ando 1
	Esta	Valor	6	4	2	2		0	
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Desc	ompu	esta
		valor	6	5	3	1		0	
	Flujo de	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5		> 0,5	
5	agua en las junta s	Condiciones Generales	Completament e secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua	a fluye	endo
		valor	15	10	7	4		0	

Los valores que se asignan a cada parámetro se representan en la siguiente tabla:

Tabla 9. Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR. (Ros Avila, 2008, tbl. 3.3; Bieniawski, 1989)

La clasificación RMR divide los macizos en cinco clases y se encuentra comprendida entre 0 y 100, estas clases se denominan con los números romanos de forma decreciente con la calidad del macizo rocoso.

CLASE DE ROCA					
R.M.R.	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
CLASE	T	П	ш	IV	V
DESCRIPCIÓN	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala

Tabla 10. Clases de macizos rocosos según el índice RMR (Ministerio de Industria, Energía y Turismo et al., 2015, tbl.4; Bieniawski, 1989).



Tanto Barton como Bienaski publicaron una correlación con el índice de su homónimo.



No obstante, "la clase IV (mala) es demasiado amplia" (Romana Ruiz, 2001, p. 21), por lo que Romana propone sustituir este sistema de 5 clases por el de 10 subclases. Romana realiza una revisión del sistema de Bieniawski. Para ello, correlaciona la anterior división seguido de una letra, dividiendo cada clase en dos subclases.

RMR	N	MODIFICADO	BIENIAWSKI ORIGINAL		
	CLASE	DENOMINACIÓN	DENOMINACIÓN	CLASE	
100 —					
	la	EXCELENTE	MUY BUENA	1	
90	lb	MUY BUENA			
80 —	ll a	BUENA A MUY BUENA			
70 —			BUENA	н.	
	ll b	BUENA A MEDIA			
60	lii a				
50			MEDIA	111	
40	III b	MEDIA A MALA			
40 -	IV a	MALA A MEDIA			
30 —			MALA	IV	
20	IV b	MALA A MUY MALA			
10	Va	MUY MALA	MUY MALA V		
10	Vb	PÉSIMA			

Tabla 11. Clasificación modificada por Romana. (Romana Ruiz, 2001, tbl. 3.1.)



Es importante recalcar, que no se puede asegurar que un RMR < 10 pueda asimilarse a una masa rocosa, ya que sería más adecuado equipararlos geomecánicamente a suelos. Con el valor obtenido de RMR, se pueden como parámetros de resistencia al corte globales del conjunto del macizo rocoso.

c = 5 RMR (KPa)Ecuación 27. (Ros Avila, 2008, eq. 3.16) $\emptyset = 5 + \frac{RMR}{2} (deg)$ Ecuación 28. (Ros Avila, 2008, eq. 3.17)

2.3.4. Geological Strenght Index

Para macizos rocosos débiles, con la aparición del criterio de rotura de Hoek and Brown el cual se ha tratado en el capítulo 2.2, se antoja más adecuado utilizar la clasificación geomecánica Geological Strength Index (GSI) (Hoek, 1994; Hoek *et al.* 1995), el cual tiene en cuenta el nivel de alteración del macizo rocoso. Para su estudio, se debe observar esta alteración y la rugosidad de la roca, para escoger la situación que más se aproxima. Los valores más próximos al uno son macizos rocosos de mala calidad y los próximos al cien corresponden a macizos rocosos de buena calidad.





Figura 18. Estimación del GSI. (Ros Avila, 2008, tbl. 3.5; Hoek et al., 2002)



2.4. Mecanismos de colapso

Como se ha mencionado anteriormente, la excavación de un túnel supone una descompresión del terreno, provocando una redistribución de las tensiones actuantes sobre él. Es por ello por lo que, para contar con una visión adecuada en la materia, es importante conocer los distintos tipos de roturas o colapsos del terreno que pueden producirse.

De forma resumida podría decirse que existen tres tipos de roturas en el frente de excavación:

- Rotura general
- Rotura local
- Rotura pasiva o "Blow-out"

2.4.1. Rotura general

Un colapso acaecido en los túneles del tren de Paddington-Heathrow (1996) en Londres, provocó que la Health and Safety Executive estudiase distintos tipos de colapsos producidos en numerosos túneles, realizando un informe agrupándolos en distintas categorías.

Este informe, sirvió para que Melis (2004) ahondase más en la problemática y las recopilase. En concreto, las principales formas de rotura o colapso del frente se pueden resumir en rotura de la destroza en avance, rotura de la bóveda, rotura total del frente, rotura parcial del frente, rotura por colapso de la bóveda, rotura global por falta de recubrimiento bajo el nivel freático y rotura por falta de recubrimiento. (Melis Maynar, 2004, fig. 1)



Figura 19. b) rotura de la bóveda. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar, 2004, fig. 1). (c) Full face failures



Figura 20. c) Rotura total del frente. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar, 2004, fig. 1).





Figura 21. Rotura por colapso de la bóveda / rotura global por falta de recubrimiento bajo el nivel freático. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar, 2004, fig. 1).



Figura 22. Rotura global por falta de recubrimiento. (Health and Safety Executive, 1996, p. 41; Melis Maynar, 2004, fig. 1).

En este tipo de roturas generales un gran volumen de terreno se mueve hacia el interior del túnel.

2.4.2. Rotura local

Este tipo de rotura suele afectar al frente de excavación o a los hastiales y se caracteriza por ser un desprendimiento de pequeñas dimensiones. Según (Arnaiz, 2003), el cual en su Tesis doctoral ahondó sobre el tema:

Se forma una caverna que no llega a progresar hasta la superficie si se actúa rápidamente corrigiéndola. Las causas de la inestabilidad local del frente suele asociarse a que se corta un nivel de baja calidad y/o a la presencia de bolsas de arena con agua colgada, ésta última suele ser una situación que se presenta con relativa frecuencia en los terrenos de Madrid. (p.218)





a) Rotura local (agua)
 b) Rotura general (agua, huecos, rellenos, etc.)
 Figura 23. Posible inestabilidad frontal, excavación por fases según Arnaiz .(Arnaiz, 2003, fig. 5.10).

2.4.3. Rotura pasiva o "Blow out"

Este tipo de rotura o colapso "consiste en una rotura general del terreno como consecuencia de un exceso de presión en el interior del túnel" (Barba Ávila, 2022ª, p. 8), es decir, sería el problema contrario a una rotura general producido por un exceso de presión en el soporte del frente de excavación. En la práctica es un caso muy poco frecuente, ya que necesita una presión muy elevada para que se diese.

2.5. Estabilidad del frente

La estabilidad en el frente de excavación ha sido una problemática más compleja a la hora de estudiarlo por los distintos autores, por lo que no existe una metodología en concreto que sea la más adecuada, si no que cada autor se puede aplicar para un caso en concreto. Algunos han utilizado mecanismos de roturas por el efecto silo, otros por bloque de cuñas, otros por análisis limite. Todos estos criterios son simplificaciones del problema de estabilidad del frente, ya que como se ha mencionado anteriormente, cuanto más cerca se está del frente de excavación, habría que estudiarlo de una forma tridimensional. Con la aparición de los modelos numéricos utilizados, ha resultado más fácil estudiar esta problemática.



2.5.1. Tensiones. Factor de seguridad

El padre de la mecánica de suelos, el cual también aportó a la mecánica de rocas, fue Karl Von Terzaghi. A través de su Teoría de la Carga en Roca (1946), por la cual clasifica el terreno en diez categorías y proporciona la "tensión vertical que soportarían las cerchas de un túnel" (Martin Sánchez, 2003ª, p. 3)



Figura 24. Efecto arco de Terzaghi. (Martin Sánchez, 2003ª, fig. 2; Terzaghi et al., 1946).

En su hipótesis, supone un arco de descarga por encima del túnel, con un peso de tierras encima de la clave del túnel w, que tiene una altura por encima de la clave del túnel H_p y en la que el ancho de dicho arco B_l se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$B_l = 2\left(\frac{B}{2} + H_t \tan(45 - \frac{\varphi}{2})\right)$$

Ecuación 29. Efecto arco según Terzaghi (1946).



Siendo:

 $H_t = altura \ del \ t$ únel.

 $arphi/_2=$ ángulo de 45º del arco de descarga con la solera del túnel.

Terzaghi estimó unas alturas máximas de descarga, diferenciando para rocas y suelos. Además, dictaminó que para grandes profundidades el arco de descarga no llega hasta la superficie, por lo que sería de aplicación para túneles no muy profundos.

ΜΔΤΕΒΙΔΙ	Sobre la capa freática		Bajo la capa freática	
	H _d minima	H _d máxima	H _d mínima,	H _d máxima
Arena Inicial densa Final Arena Inicial suelta Final	$\begin{array}{c} 0,27 \ (B + H_t) \\ 0,31 \ (B + H_t) \\ 0,47 \ (B + H_t) \\ 0,54 \ (B + H_t) \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,60 \ (B + H_t) \\ 0,69 \ (B + H_t) \\ 0,60 \ (B + H_t) \\ 0,69 \ (B + H_t) \\ 0,69 \ (B + H_t) \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,54 \ (B+H_t) \\ 0,62 \ (B+H_t) \\ 0,94 \ (B+H_t) \\ 1,08 \ (B+H_t) \end{array}$	1,20 $(B + H_t)$ 1,38 $(B + H_t)$ 1,20 $(B + H_t)$ 1,38 $(B + H_t)$
Roca poco cuarteada	H _đ ir H _đ i	nicial == 0, aumen == 0,35 nicial == 0,60 (<i>B</i> - == 1,10	tando hasta H_d ($B + H_t$). $+ H_t$), idem H_d f ($B + H_t$).	iinal <u>—</u> inal <u>—</u>

Tabla 12. Resultados de laboratorio para arena y roca de Terzaghi. (Flores Alia et al., 1971, tbl. 1).

Siendo:

$H_d = altura \ del \ arco \ de \ des \ carga$

Actualmente no es una metodología muy utilizada, aunque se ha demostrado que se obtienen buenos resultados en suelos granulares secos y profundidades no muy elevadas. Además, sirvió como base a muchos autores posteriores.

Existen una serie de ellos, los cuales no tienen en cuenta la profundidad del túnel para calcular las tensiones a las que está sometido el túnel. "Estas teorías se encuentran descritas por Szechy (1966)" (Alcaide, 2011, p. 21). Una de lo más representativas es la presentada por Protodyakonov (1960), cuyo planteamiento es muy parecido al expuesto anteriormente por Terzaghi (1946), utilizado en la Normativa SNIP II-D3-62 de la URSS hasta los años 70. Protodyakonov describía un arco de descarga en forma de parábola encima de la excavación, el cual trabaja a compresión y como se puede apreciar en la Figura 25 plantea un equilibrio de fuerzas horizontales y verticales, con lo que busca la altura h de forma que sea estable.





Figura 25. Esquema del arco de descarga de Protodyakonov. (Montalar, 2009).

Por encima de esta parábola, en el terreno se producirá el conocido "efecto silo" y el sostenimiento aguantará los esfuerzos sometidos por el terreno que se encuentra dentro de la parábola, cuya ecuación será:

$$\sigma = rac{\gamma * B}{3f}$$
Ecuación 30. Tensión de descarga del arco de Protodyakonov (1960).

Siendo:

 $\gamma = densidad \ del \ material$

- B = ancho del arco de descarga
- $f = coeficiente de resistencia^2$.

² Consultar Figura 26.



Categoría	Descripción	f
Exceptional	Cuarcita, basaltos y rocas de resistencia excepcional	20
Alta resistencia	Granito, areniscas silíceas y calizas muy competentes	15-10
Resistencia media	Caliza, granito algo alterado y areniscas	
	Areniscas medias y pizarras	
	Lutitas, areniscas flojas y conglomerados friables	
	Lutitas y esquistos, margas compactas	3
	Calizas y lutitas blandas, margas, areniscas friables, gravas y	
	bolos cementados, morrenas	2
Resistencia baja	bolos cementados, morrenas Terrazas, lutitas fisuradas y rotas, gravas compactas y arcillas preconsolidadas	1,5
	Arcillas y gravas arcillosas	1,0
Resistencia muy baja	Suelos vegetales, turbas y arenas húmedas	0,6
	Arenas y gravas finas, derrubios	
	Limos, loess, fangos, etc.	0,3

Figura 26. Coeficiente f de resistencia según Protodyakonov. (Montalar, 2009).

2.5.2. Métodos basados en criterio de cuñas, bloques y curvas características.

2.5.2.1. Horn (1961)

Uno de los primeros autores que estudia el criterio de rotura realizando un esquema por bloques y cuñas es Horn (1961), que plantea el problema como una cuña en el frente de excavación del túnel y por encima de éste un bloque rectangular con una altura H de peso de tierras.



Figura 27. Modelo de Horn. (Alcaide, 2011, fig. 2-10).



Horn (1961) no llegó a proponer formulación, pero el esquema planteado en la Figura 27 sirvió a muchos otros autores para sus estudios y análisis.

2.5.2.2. Murayama (1966)

Murayama (1966) también continúa estudiando la estabilidad del frente de excavación con un método basado en la estabilidad de cuñas y bloques, en concreto, en una espiral logarítmica, "calculando la carga vertical a partir del efecto arco descrito por Terzaghi" (Senent, 2015, p. 14).



Figura 28. Modelo bidimensional de cuñas y bloques según Murayama (Alcaide, 2011, fig. 2-11; Murayama, 1966).

La presión se calcula a partir de un bloque que se encuentra limitado por la clave, el frente del túnel y una curva definida con un ángulo de la base del túnel y es perpendicular con la línea de la prolongación de la clave.

"El empuje a aplicar en el frente se calcula igualando los momentos estabilizadores con los momentos volcadores" (Alcaide, 2011, p. 23), según la expresión:

$$Ea = rac{Gl_g + qLl_q - c(r_d^2 - r_a^2)}{l_p}$$
Ecuación 31. Murayama (1966)



2.5.2.3. Método de las curvas características

También es relevante a la hora del estudio de la estabilidad de la sección del túnel considerar la interacción entre el terreno y el revestimiento, ya que intervienen distintos factores como son el comportamiento tenso-deformacional, el método constructivo y el tipo de revestimiento. El factor del tiempo juega una gran importancia en la construcción del túnel, es decir, el comportamiento reológico de los materiales.

Para ello se utiliza el método de las curvas características de los materiales o diagrama convergencia-confinamiento, en el que se aprecian las tensiones que actúan y sus desplazamientos.



Figura 29. Curvas características de la cavidad en terrenos reológicos.(Arnaiz, 2003, fig. 5.5).

Este método consiste en calcular la curva característica de la excavación y del material que conforma el sostenimiento o el revestimiento. Por un lado, la excavación cuenta con su curva característica en la que se tienen en cuenta la presión radial de la pared P_i y el desplazamiento radial u_r .





Figura 30. Parámetros que se tienen en cuenta para el cálculo de la curva característica de la excavación. (Arnaiz, 2003, fig. 5.4).

Por otro lado, el material del revestimiento o sostenimiento, según sea el caso, cuenta con su curva característica, en la que se tienen en cuenta el diagrama tensión-deformación del material.



Figura 31. Curvas características de algunos materiales.(Arnaiz, 2003, fig. 5.6; Hoek & Brown, 1980). Calculadas estas dos curvas características se superponen en un diagrama y se calcula el punto de equilibrio, definiendo la presión del terreno que se ejerce sobre el revestimiento P_e y la deformación alcanzada por este u_e . El revestimiento se coloca a una distancia al frente de



excavación y en un cierto momento, por lo que se produce un desplazamiento u_o , el cual resulta complicado obtenerlo en este método.

2.5.2.4. Efecto Frente. Panet (1995)

Por todo lo expuesto en el acápite anterior, Panet (1995) plantea calcular el efecto frente, valorando una presión radial interior ficticia P_f del frente de excavación; esto se explica ya que cuando se excava y no se coloca revestimiento, el frente aguanta, aunque no exista la presión radial del revestimiento. Esta presión radial ficticia disminuye al aumentar la distancia al frente x, pudiéndose calcular con la siguiente expresión:

$$P_f = \frac{2}{3} e^{\left(-\frac{x}{0,7*R}\right)} P_o$$

Ecuación 32. Presión ficitia del efecto frente (Arnaiz, 2003, eq. 5.8; Panet, 1995).

Siendo:

 P_f : presión radial ficticia proporcionada por el frente del túnel en una sección transversal situada a una distancia X del frente.

Po: tensión inicial del terreno

R : radio de la excavación

x: distancia al frente de excavación



Figura 32. Esquema de la hipótesis de Panet.



Tal y como se representa en la Figura 33, de toda esta expresión puede considerarse que el efecto de confinamiento del frente es nulo cuando la distancia al frente es tres veces superior al radio del túnel.



Figura 33. Efecto del confinamiento del frente. (Arnaiz, 2003, fig. 5.8; Panet, 1995).

Con este método se puede combinar el efecto confinante del frente con la curva característica del revestimiento, consiguiendo evaluar la pérdida de confinamiento que se ha producido en el terreno al colocar el sostenimiento. Para ello, se supone que, en las inmediaciones del frente, actúa una presión radial en el perímetro de la excavación que tiende a contrarrestar la ejercida por el terreno, o bien suponer que el terreno modifica su módulo de elasticidad con la distancia al frente de excavación.





Figura 34. Efecto del confinamiento del frente para obtener el desplazamiento u_o= DRi. (Celada Tamames & Fernández Pérez, 2003, fig. 1; Panet, 1995).

2.5.2.5. Método de Confinamiento. Panet (1995)

La modelización de un túnel en una sección bidimensional está plenamente justificada salvo en las inmediaciones del frente de excavación, donde el efecto del núcleo de terreno que constituye el frente, ejerce un papel activo de sostenimiento que, en sentido estricto, sólo se puede cuantificar correctamente con un modelo de tres dimensiones.

Sin embargo, la simulación del efecto frente cuando se modelizan problemas planos, puede realizarse suponiendo que, en las inmediaciones del frente, actúa una presión radial en el perímetro de la excavación que tiende a contrarrestar la ejercida por el terreno; o bien, suponer que el núcleo de roca varía su módulo de elasticidad con la distancia al frente.

Antes de instalar el sostenimiento el terreno se relajará. Debido a esta relajación de tensiones, se producen desplazamientos radiales directamente relacionados con la pérdida del suelo a cota del túnel.

Es por ello por lo que Panet (1995), con el método de convergencia- confinamiento, plantea calcular la presión radial del núcleo. Panet propone que la presión radial ejercida por el núcleo,



que hace el papel de sostenimiento transitorio, puede calcularse mediante las expresiones siguientes:

$$P_i = (1 - \lambda)P_o$$

Ecuación 33. Panet (1995).
$$\lambda = \lambda_o + (1 - \lambda_o)m$$

Ecuación 34. Panet (1995).
$$m = 1 - e^{\left[-\frac{x}{0,7*r_i}\right]}$$

Ecuación 35. Panet (1995).

En caso de medios elásticos y excavaciones circulares, resulta ser:

$$\lambda_o \approx \frac{1}{3}$$

Siendo:

 λ =factor de descarga o coeficiente de relajación

r_i: radio de excavación

x: distancia al frente de excavación

Con estas expresiones se calcula, para cada uno de los pases de avance correspondientes a los distintos casos de cálculo, la presión de confinamiento equivalente.

2.5.2.6. Broere (1998,2001)

La gran mayoría de autores han realizado sus estudios en terrenos homogéneos, siendo Broere (1998,2001) uno de los primeros en estudiar la estabilidad del frente en terrenos heterogéneos, para ello y basándose en el modelo de Horn (1961), divide el terreno o bloque de rotura en pequeñas rebanadas, cada una de ellas corresponden a un tipo de terreno.

Para cada una de estas rebanadas, tiene en cuenta las propiedades geotécnicas de cada tipo de terreno. Presenta un esquema de fuerzas actuantes en cada estrato como se presenta en la Figura 35, en la que cada bloque estás sometido a la resultante de fuerzas del bloque superior y del bloque inferior.





Figura 35. Método de rebanadas de Broere. (Alcaide, 2011, fig. 2-19; Broere, 2001).

Siendo:

- $T^{(i)}$: Resultante de la fuerza de rozamiento lateral en la rebanada
- $E^{(i)}$: Resultante del empuje de tierras en la rebanada
- $S^{(i)}$: Empuje total
- $R^{(i)}$: Fuerza de rozamiento en el plano de rotura
- $K^{(i)}$: Resultante de la fuerza de rozamiento en el plano de rotura
- $G_w^{(i)}$: Peso de la rebanada
- $G_s^{(i)}$: Peso sobre la rebanada

Broere (1998, 2001) obtiene la presión mínima necesaria en el frente, la cual depende de las tensiones. Para el cálculo, realiza una serie de leyes, obteniendo una serie de conclusiones. Sostiene que el frente tiene un grado de infiltración y define la estabilidad del frente como la estabilidad de las pequeñas partículas del terreno. También, concluyó que el estrato superior tiene un mayor efecto en el valor de la presión de colapso.

2.5.2.7. Támez (1998,2012)

Otro sistema de estudio de la estabilidad del frente utilizando el criterio de cuñas y bloques, se produjo a raíz de la excavación de una estación de metro de la ciudad de México, en la que Támez (1984, 2012) aportó el Método Simplificado de Estabilidad en Túneles (MSET), el cual supone una solución a la estabilización del frente partiendo del estudio del colapso de numerosos túneles.



Este sistema analiza el factor de seguridad durante la ejecución y el comportamiento del túnel (Támez *et al.*,1997); para ello, se obtiene dos factores de seguridad, uno en la clave y otro en el frente, para finalmente alcanzar un factor de seguridad general.

En la zona afectada por el colapso del frente se pueden distinguir tres zonas con sus correspondientes deformaciones. Tal y como se aprecia en la Figura 36, el prisma central que se encuentra entre *cdhf* cae de forma vertical sin sufrir grandes deformaciones. En los dos lados de este prisma, es decir, los prismas *acf* y *bdh*, se observan grandes deformaciones, en los que los desplazamientos son producidos por esfuerzos cortantes verticales. Debajo del prisma central, se encuentra una zona *fhi* que se encuentra detrás del plano vertical del frente, se observan desplazamientos verticales y horizontales producidos por esfuerzos cortantes.



Figura 36. Mecanismos simplificados del equilibrio del frente. (Santoyo Villa et al., 2013, fig. 2; Tamez González, 2012).

Según Támez (2012) la estabilidad del frente cumple que H- Z_d =0, no considerando avance, por lo que el fallo se reduce a los prismas 1 y 2 de la Figura 37, siendo:



$$FS_{f} = \frac{cN_{1} - \frac{1}{2}\gamma AN_{2}}{\gamma (\frac{A}{3} + H) + q_{s}} \quad Imponiendo FS_{f} > 2$$

Ecuación 36. (Santoyo Villa et al., 2013, eq. 2; Támez González, 2012).

Siendo:

 N_1 : función del ángulo de fricción. Comprendido entre 10 – 50. (Támez *et al.,* 1997)

 N_2 : función del ángulo de fricción. Comprendido entre 1 – 5. (Támez *et al.,* 1997)

A: longitud de avance sin sostenimiento

- c: cohesión del suelo
- γ : peso especifico del suelo
- H: profundidad de la clave



Figura 37. Diagrama de fuerzas que intervienen en el comportamiento del frente. (Santoyo Villa et al., 2013, fig. 3; Támez González, 2012).

Donde:

- D: ancho del túnel
- A: altura del túnel
- H: profundidad de la clave
- A: longitud de avance sin sostenimiento
- c: cohesión del suelo
- γ : peso especifico del suelo



- p_a : presión de apoyo de la clave
- p_f : presión del frente
- q_s: magnitud de sobrecarga en la superficie
- Sm_2 : resistencia media en la cara uv del prisma 2 de la Figura 37
- Sm_3 : presión media en la cara mn del prisma 3 de la Figura 37
- Z_d : altura de la descarga

 K_p : coeficiente de empuje pasivo.

 $K_p = tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) = \frac{1 + sen\emptyset}{1 - sen\emptyset}$ Ecuación 37. (Santoyo Villa et al., 2013, pag.31; Támez González, 2012). $L = A tan \left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$ Ecuación 38. (Santoyo Villa et al., 2013, pag.31; Támez González, 2012).

Para calcular la estabilidad de la clave, se supone un cierto avance a, se compara la fuerza que se desarrolla Z_d encima representado en el prisma 3 de la Figura 37, con el peso total del prisma.

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{2[K_f c + 0, 17\gamma (H - Z_d)]^{Z_d}/D} - 1 \text{ Imponiendo } FS_f \ge 2$$

Ecuación 39. (Santoyo Villa et al., 2013, eq. 3; Támez González, 2012).

Analizando una sección completa, Támez (1984) valora la estabilidad general de la misma, como una relación entre los momentos de las fuerzas resistentes, representadas en los laterales de los prismas 2 y 3 de la Figura 37; y actuantes, representadas en el peso de los prismas 1,2 y 3 de la Figura 37, en el túnel.





Figura 38. Volumen que gravita sobre la clave de la galería. (Cornejo Álvarez, 1988, fig. 5).

Las siguientes ecuaciones indican el factor de seguridad del frente del túnel teniendo en cuenta las rebanadas (1+2) y la rebanada 3.

$$FSF_{(1+2)} = \frac{2\left[1 + \frac{1}{1 + \frac{a}{h}} * \frac{b}{h}\right] \frac{h_1}{b} + \frac{3.4}{\left(1 + \frac{a}{h}\right)^2}}{\left[1 + \frac{2h}{3z\left(1 + \frac{a}{h}\right)^2}\right]} \left[\frac{C}{\gamma * z - P_E}\right]$$

Ecuación 40. (Támez González, 1984, eq. 4).

$$FSF_{(3)} = \frac{2C}{\gamma * z - P_E} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right]$$

Ecuación 41. (Támez González, 1984, eq. 4).

Siendo:

- C: Cohesión
- γ: Peso específico



- PE: Presión de estabilización
- b: Anchura del túnel
- a: avance del frente
- h: altura del túnel
- h_{1:} Datos geométricos. Consultar Figura 38
- Z: Datos geométricos. Consultar Figura 38

Este criterio se ha demostrado válido para túneles tanto someros como profundos en suelos.

2.5.3. Métodos basados en el análisis límite

2.5.3.1. Broms y Bennermark (1967)

Para realizar una primera estimación de la estabilidad en el frente a corto plazo, la cual se antoja decisiva, uno de los primeros métodos en suelos cohesivos es el realizado por los autores Broms y Bennermark (1967), que resulta muy práctico por su sencillez. Puede considerarse un método casi empírico, ya que, se basaron en un accidente ocurrido en un túnel en Suecia.



Figura 39. Esquema de colapso según Broms y Bennermark. (Arnaiz, 2003, fig. 5.12; Broms & Bennermark, 1967).

Estos autores propusieron un número de estabilidad en el frente, teniendo en cuenta la presión vertical p_z exterior sobre el túnel, la presión interior p_a del túnel y la c_u resistencia al corte sin drenaje del terreno.



$$N = \frac{p_z - p_a}{C_u}$$

Ecuación 42. Número de estabilidad definido por Broms y Bennermark (1967).

Siendo:

$$p_z = \gamma * H$$

γ: peso específico H: profundidad de la clave del túnel

Con este número de estabilidad, definieron unos baremos en los que el túnel es estable:

- Si N<6 el frente del túnel es estable.
- Si N>6 el frente del túnel es inestable.

Aunque es un método muy rápido y sencillo de utilizar, cuenta con algunas limitaciones, puesto que sólo tienen en cuenta la profundidad del túnel y la resistencia al corte sin drenaje, factor que supone un problema en el caso de terrenos heterogéneos y túneles de gran diámetro.

El método de Broms y Bennemark (1967) ha servido para que muchos autores posteriores formulasen sus hipótesis.

2.5.3.2. Davis et al. (1980)

Posteriormente, llegaron autores basándose en la estabilidad del frente de forma analítica. Una de las primeras soluciones, utilizando el concepto del análisis límite mediante los teoremas de la cota inferior y superior de la teoría de la plasticidad, fue Davis *et al.* (1980). Con esta teoría, se pretendía determinar la estabilidad del frente en túneles someros en terrenos cohesivos, en condiciones no drenadas. Se pretendía conocer la estabilidad del frente en diferentes circunstancias, en concreto en tres hipótesis.

Para poder realizarlas, se tienen en cuenta una serie de parámetros que intervienen como son: el diámetro del túnel D, la profundidad de éste C, la longitud sin revestir P, en esta longitud actúa una presión uniforme σ_T , la sobrecarga en la superficie σ_S , el peso especifico del suelo γ_S y la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje C_U , el cual caracteriza el terreno y aunque se conoce que varía linealmente con la profundidad, en el análisis se supone constante con la


profundidad. Con un número de estabilidad, acotaron el dominio de la estabilidad. Definen un factor de carga N.

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T + \gamma_s \left(C + \frac{D}{2}\right)}{C_u}$$
Ecuación 43. Factor N de estabilidad, propuesto por Davis *et al.* (1980).

El cual es una adaptación del número de estabilidad de Broms y Bennermark (1967). En las tres hipótesis que se estudian, se puede obtener la cota superior e inferior que limitan con el factor de carga N, el cual garantiza la estabilidad general del frente en función de la profundidad relativa C/D y el peso de las tierras excavadas $\gamma_s * D/C_u$ adimensionalizado con la resistencia al corte sin drenaje.

A continuación, se sintetizan las principales hipótesis de estudio que realizaron.

Hipótesis 1.

Túnel circular sin revestir sometido a una presión uniforme radial en un estado de tensióndeformación plana. El factor de estabilidad corresponde con el factor de carga en la pared del túnel, N_i siendo $\sigma_T = P$ y el peso de la superficie igual a 0, $\sigma_S = 0$



Figura 40. Croquis de las principales variables que intervienen en la estabilidad del frente (Arnaiz, 2003, fig. 5.18; Davis et al., 1980).



• Suponiendo $\gamma_S * {}^D/C_u = 0$

$$\left(\sigma_{S}-\sigma_{T}\right)/C_{u}=2\ln\left(\frac{2C}{D+1}\right)$$

Ecuación 44. Relación de estabilidad para la hipótesis 1, propuesta por Davis *et al.* (1980).

• Suponiendo
$$\gamma_S * \frac{D}{C_u} > 0$$



Figura 41. Cotas inferiores para distintos valores de $\gamma_s * {}^D/_{C_u} > 0$ en función de C/D. (Martin Sánchez, 2003b, fig. 1.6; Davis et al., 1980).

Para la cota superior, se suponen cuatro mecanismos de roturas, el mecanismo A es un mecanismo para rotura en bóveda, el mecanismo B para rotura de bóveda y hastiales, ambos son casos particulares del mecanismo C, mientras que el mecanismo D afecta a la bóveda, hastiales y contrabóveda.





Figura 42. Mecanismos de rotura de la cota superior (Alcaide, 2011, fig. 2-29; Davis et al., 1980).





Figura 43. Soluciones de cota superior dependiendo del mecanismo de rotura para $\gamma_s * {}^D/_{C_u} = 0$. (Martin Sánchez, 2003b, fig. 1.11; Davis et al., 1980)



Figura 44. Soluciones de cota superior dependiendo del mecanismo de rotura para $\gamma_s * {}^D/_{C_u} = 3$. (Martin Sánchez, 2003, fig. 1.12; Davis et al., 1980)



Con las figuras anteriores (Figura 43 y Figura 44) se puede observar que el mecanismo más crítico es el C para valores bajos de C/D, en cambio para valores altos, el más crítico es el mecanismo D.

En base a la cota superior e inferior, se obtienen unos valores en función de la relación entre la profundidad del túnel y el diámetro C/D, para terrenos caracterizados por su densidad y su resistencia al corte sin drenaje.



Figura 45. Factor de estabilidad para túnel circular en deformación plana. Caso 1.(Arnaiz, 2003, fig. 5.20; Davis et al., 1980).

Interpretando los resultados de esta hipótesis, se puede deducir que para valores C/D mayores que 3, los límites superiores e inferiores no varían significativamente dependiendo de la relación $\gamma_S * {}^D/C_u$. Para túneles someros (valores C/D menores que 3), no se cuenta con esta independencia, por lo que es conveniente tomar $\gamma_S * {}^D/C_u = 0$ para estar del lado de la seguridad a la hora de determinar la carga de colapso que debe aplicarse en el interior del túnel.



Hipótesis 2

Túnel circular revestido hasta el mismo frente, también sometido a un estado de deformación plana. Las soluciones obtenidas, se corresponden en una situación en la que no se contempla el peso propio del suelo. En caso de que el peso del suelo $\gamma_S \neq 0$ se pueden utilizar las mismas soluciones que las anteriores sin prejuicio de quedar fuera del lado de la seguridad.



Figura 46. Estabilidad en el frente en la hipótesis 2. (Arnaiz, 2003, fig. 5.21; Davis et al., 1980).

En el caso de la cota inferior las soluciones que se obtienen se deducen utilizando geometrías triangulares y cuadrangulares con tensiones isótropas.

$$N = 2 + 2 \ln\left(\frac{C}{D} + 1\right)$$

Ecuación 45. Número de estabilidad para la hipótesis 2, cota inferior, propuesto por Davis *et al.* (1980).

En el caso de la cota superior se supone un mecanismo de rotura que se obtiene:

$$N = 4 * \sqrt{\frac{C}{D} + \frac{1}{4}}$$

Ecuación 46. Número de estabilidad para la hipótesis 2, cota inferior, propuesto por Davis *et al.* (1980).

$$\tan \alpha = \tan \beta = 2 * \sqrt{\frac{c}{D} + \frac{1}{4}}; \delta = \frac{\pi}{2}$$





Figura 47. Mecanismo de rotura de la cota superior de la hipótesis 2. (Arnaiz, 2003, fig. 5.22; Davis et al., 1980)

Aplicando los dos límites, se obtienen las soluciones representadas en la Figura 48.



Figura 48. Factor de estabilidad. Caso 2. (Martin Sánchez, 2003, fig. 1.16; Davis et al., 1980)

Hipótesis 3

Se hace referencia al caso estudiado por Broms & Bennermark (1967) particularizándolo para la longitud de avance sin revestir P y el diámetro de la excavación D, P/D=O, estudiando el problema tridimensionalmente. En esta hipótesis no se considera el peso propio del terreno $\gamma_S * \frac{D}{C_u} = 0$. En el caso de la cota inferior, se calcula con dos hipótesis del campo de presiones. Una de ellas es tomando un cilindro grueso en torno a la excavación.





Ecuación 47. Número de estabilidad para geometría cilíndrica, cota inferior e hipótesis 3, propuesta por Davis *et al.* (1980).



Section X-X

Figura 49. Mecanismo de rotura del teorema de la cota inferior. Hipótesis 3(Barba Ávila, 2022ª, p. 14; Davis et al., 1980)

La segunda hipótesis es tomando una esfera gruesa de suelo en torno a la excavación.



Figura 50. Esquema de discontinuidades para hallar la cota inferior tomando una esfera gruesa de suelo en torno a la excavación. (Martin Sánchez, 2003, fig. 1.18; Davis et al., 1980)



Respecto a la cota superior se hace al igual que en la hipótesis 2. En el caso que N<6 el túnel es estable en profundidad, por lo que coincide Broms y Bennermark (1967). Sin embargo, en túneles someros el criterio de la cota superior es más estricto.



Figura 51. Dominio de estabilidad a partir de las soluciones de contorno inferior y superior hipótesis 3r. (Senent, 2015, fig. 27; Davis et al., 1980).

2.5.3.3. Leca y Panet (1988)

También basándose en el análisis limite, en concreto en el teorema de la cota inferior y dando una solución a un problema planteado por Mühlhaus (1985), representado en la Figura 52, Leca y Panet (1988) hallan el límite inferior de la presión en el frente del túnel. Estudian el supuesto de una rotura parcial y un *blow-out*, para ello suponen que entre el radio S1 de la zona del frente sin revestir P, existe una tensión interna esférica uniforme σ_T .





Figura 52. Definición de la geometría y las cargas aue intervienen en la estabilidad del frente según Mühlhaus (1985), en el que se basan Leca y Panet, 1988. (Arnaiz, 2003, fig. 5.28; Mühlhaus, 1985).

En el caso de una inestabilidad del terreno hacia el túnel (rotura parcial), obtiene la siguiente ecuación:

$$\begin{split} \frac{P^2}{D^2} &= \left(2\frac{\mathcal{C}}{D}+1\right)^2 * \frac{\left(k_p-1\right)\frac{\sigma_T}{\sigma_C}+1}{\left(k_p-1\right)\frac{\sigma_s}{\sigma_C}+1} * \frac{1}{k_p-1}-1\\ &\quad Si \ k_p > 1 \end{split}$$
Ecuación 48. Principio de estabilidad de E. Leca & Panet (Arnaiz, 2003, eq. 5.17; E. Leca & Panet, 1988).
$$\begin{aligned} \frac{P^2}{D^2} &= \left(\frac{2\frac{\mathcal{C}}{D}+1}{exp\frac{\sigma_s-\sigma_T}{2*\sigma_C}}\right)^2 - 1\\ &\quad Si \ k_p = 1 \end{aligned}$$
Ecuación 49. Principio de estabilidad de E. Leca & Paner para coeficiente de empuje pasivo unitario. (Arnaiz, 2003, eq. 5.17; E. Leca & Panet, 1988). \end{split}



Siendo:

 σ_T : presión uniforme que se aplica en el frente del túnel

 σ_s :sobrecarga en la superficie

$$\sigma_c = 2 \frac{c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$k_p = \frac{1 + sen \emptyset}{1 - sen \emptyset}$$

D: diámetro del túnel

C: cobertura por encima del túnel

También hallaron una expresión para P/D

$$\left(2\frac{\mathcal{C}}{D}+1\right)^2 * \left(\frac{1}{k_p}-1\right) \leq \frac{\left(k_p-1\right)\frac{\sigma_S}{\sigma_C}+1}{\left(k_p-1\right)\frac{\sigma_T}{\sigma_C}+1} \leq \left(2\frac{\mathcal{C}}{D}+1\right)^{2*\left(k_p-1\right)}$$

Si $k_p > 1$

Ecuación 50. Principio de estabilidad de E. Leca & Panet, para coeficiente de empuje pasivo superior a la unidad. (Arnaiz, 2003, eq. 5.19; E. Leca & Panet, 1988).

$$\frac{\sigma_{S} - \sigma_{T}}{\sigma_{C}} = 4ln\left(2\frac{C}{D} + 1\right)$$

Si $k_{p} = 1$

Ecuación 51. Número de estabilidad para coeficiente de empuje pasivo unitario, definido por Leca & Panet (Arnaiz, 2003, eq. 5.19; E. Leca & Panet, 1988).

2.5.3.4. Leca y Dormieux (1990)

Posteriormente, basados en el criterio de Davis *et al.*, Leca y Dormieux (1990) proponen tres formas de rotura o colapso formados por conos con los que calculan la cota superior de la presión del frente del túnel.





Figura 53. Mecanismos de roturas propuestos por Leca y Dormieux (Alcaide, 2011, fig. 2-35; Leca & Dormieux, 1990).



Para ello, toman en cuenta una sobrecarga del terreno σ_s , el peso del terreno y σ_T la tensión que se aplica en el frente del túnel, ya que no se considera ninguna distancia sin revestir. Todos estos conos cuentan con una apertura que supone dos veces el ángulo de rozamiento del material en el frente del túnel. Tanto el mecanismo (a), como el (b) son colapsos activos y el mecanismo (c) se corresponde a un blow out.

2.5.3.5. Chambon y Corté (1989, 1994))

Posteriormente, estas soluciones teóricas fueron comparadas con ensayos en arena por Chambon y Corté 1989 y 1994, analizando las presiones de colapso para la estabilidad del frente y la longitud máxima que se puede avanzar sin necesidad de sostenimiento. Estos autores llegaron a una serie de conclusiones:

Si la presión en el frente de excavación es uniforme, el parámetro que influye en el colapso no es la profundidad, sino que es el diámetro del túnel. Llegando a la superficie solo en el caso de túneles poco profundos como se aprecia en la Figura 50.



Figura 50. Relación entre la presión en el frente y el diámetro de excavación. (Alcaide, 2011, fig. 2-38; Chambon & Corté, 1994)





Figura 51. Roturas en el terreno en función de la profundidad.(Arnaiz, 2003, fig. 5.33; Chambon & Corté, 1994)

 Si la presión no es uniforme, el colapso ocurre de forma inmediata únicamente en la parte superior, llegando hasta la superficie, pero siempre y cuando se deje de aplicar presión en la clave y el resto cuente con una presión hidrostática.



Figura 52. Inestabilidad con presión no uniforme y presión interior hidrostática.(Arnaiz, 2003, fig. 5.34; Chambon &

Corté, 1994)



- Cuanto mayor sea la longitud sin revestir L, la presión a la que se produce la inestabilidad es mayor.



Figura 53. Influencia de la longitud sin revestir en el colapso para C/D=4. (Arnaiz, 2003, fig. 5.35; Chambon & Corté, 1994).

Como se puede comprobar en la Tabla 13 los ensayos se aproximan bastante con los resultados teóricos para el contorno superior, existiendo mayor discordancia en los resultados teóricos para el contorno inferior.

C/D		Presión de colapso (kPa)				
	γ (kN/m ³)	Ensayos de	Análisis Límite			
		laboratorio	SCS	SCI		
1,0	15,3	6	2	29		
1,0	16,1	3	3	29		
2,0	15,3	4	2	46		
2,0	16,1	4	3	44		

Tabla 13. Presiones de colapso de ensayo comparadas con las teóricas de Leca y Dormieux, (1990) para el contorno superior SCS y Leca y Panet, 1988 para el contorno inferior (SCI). (Senent, 2015, tbl. 2; Chambon & Corté, 1989).



2.6. Líneas recientes de investigación

Los modelos numéricos ofrecen una serie de soluciones no tan restrictivas como los métodos anteriormente descritos, ya que ayudan a discretizar de una mejor manera el contorno y proporcionan soluciones no lineales. Facilitan información sobre la estabilidad y desplazamientos en el frente del túnel, ya que son capaces de simular los mecanismos de fallo en el frente de excavación.

Uno de los primeros autores fue Sempricho (1980), el cual analiza las deformaciones cercanas al frente de excavación mediante elementos finitos. Baumann *et al.* (1997) combina los elementos finitos con el modelo constitutivo de Mohr- Coulomb para estudiar la estabilidad del frente en suelos y rocas blandas. Vermeer *et al.* (2002) analizan las superficies de desplazamientos para tres casos con diferentes parámetros de resistencia en suelos cohesivos friccionantes. Además, estos modelos pueden evaluar el efecto del flujo del agua en la estabilidad, como en el trabajo de Anagnostou et al. (2018)

Los modelos numéricos suelen utilizarse a través de softwares informáticos, los cuales se basan en la modelización y análisis por elementos finitos. Existen numerosos en el mercado, entre los más destacados se encuentra FLAC3D, de ITASCA, el cual permite simular el comportamiento de suelos, rocas y otros materiales estructurales. Es compatible con modelos elásticos, elastoplásticos y viscoelásticos en dos y tres dimensiones. Otro programa bastante similar de cálculo en dos y tres dimensiones es el PLAXIS. El software PHASE 2, de ROCSCIENCE, trabaja en dos dimensiones en modelos elasto-plásticos de análisis de esfuerzos para las excavaciones subterráneas.



2.7. Conclusiones del Estado del Arte

Como hemos podido comprobar, no existe un método en concreto para conocer la estabilidad del frente, puesto que existen diversos métodos aplicables a distintas circunstancias de la excavación.

Por supuesto que la gran mayoría de metodologías, parten de los criterios de roturas de Mohr - Coulomb (1900- 1773) y Hoek - Brown (1980) y en menor medida Barton – Choubey (1977) puesto que es un criterio de rotura para obtener la resistencia al corte de las discontinuidades a escala local, no del macizo rocoso generalizado, para realizar las distintas hipótesis.

Otro de los referentes, es Karl Von Terzaghi, ya que, con su Teoría de la Carga en Roca, clasificó el terreno en diez categorías y sentó las bases del cálculo del arco de descarga por encima del túnel. En base a este criterio, Horn (1961) estudió el criterio de rotura y realizó un esquema por bloques y cuñas, dicho esquema ha servido para el análisis de otros autores posteriores.

Uno de los más representativos que se basa en esta teoría, es Támez (1998,2001), el cual analiza el comportamiento de distintos túneles para formular un factor de seguridad, uno en la clave de la galería y otro en el frente, para alcanzar un factor de seguridad general. Valora la estabilidad general del frente, como una relación entre los momentos de las fuerzas resistentes y actuantes de los distintos bloques que representa.

Panet (1995) basándose en el método de las curvas características y método de confinamiento, formuló el conocido como efecto frente, por el que supone que existe una presión radial en el perímetro de la excavación que contrarresta la ejercida por el terreno.

Broms y Bennermark (1967), los cuales pueden considerarse los pioneros en los métodos basados en el análisis límite, propusieron un número de estabilidad en el frente. Además, fue uno de los primeros métodos en suelos cohesivos.

Davis *et al.* (1980), determinaron la estabilidad del frente en túneles someros en terrenos cohesivos, en condiciones no drenadas con los teoremas de la cota inferior y superior, en concreto con tres hipótesis.

89



También basándose en el teorema de la cota inferior, Leca y Panet (1988), hallaron el límite inferior de la presión en el frente suponiendo una rotura parcial y un blow-out.

Leca y Dormieux (1990), calculan la cota superior de la presión del frente del túnel. Chambon y Corté 1989 y 1994, analizan estas soluciones teóricas y analizan las presiones de colapso para la estabilidad del frente y la longitud máxima que se puede avanzar sin necesidad de sostenimiento.

En la actualidad, gracias a la aparición de los modelos numéricos, estas metodologías se han ido integrando en ellas, llegando a una mejor estimación en aras de una mejor seguridad en la ejecución de los túneles.

En síntesis, el estado del arte, antes de la integración de los modelos numéricos en esta problemática, ha pivotado sobre el cálculo de equilibrio de fuerzas y momentos en distintas potenciales geometrías de rotura que intervienen en el problema, teniendo en cuenta el sentido perpendicular al puro modelo bidimensional. Cada autor ha considerado diferentes áreas de contribución y diferentes ponderaciones de las mismas, dentro de las simplificaciones que proponen.



3. IDENTIFICACIÓN DE LA NECESIDAD

La estabilidad del frente de excavación es un aspecto fundamental, desde el punto de vista de la seguridad, tanto en el interior como en la superficie, imprescindible a considerar en la ejecución de las galerías subterráneas. Es importante recalcar que este fenómeno siempre ha sido controvertido, ya que, cuando el frente no es estable, pueden ocurrir colapsos del terreno, en los que estamos hablando de una gran probabilidad de poner en riesgo vidas humanas. De hecho, a lo largo de la historia se han producido distintos accidentes, provocando incluso el fallecimiento de trabajadores. Sin ir más lejos, en el año 2020, en la ciudad de Madrid, un operario murió por el derrumbe de tierras en la construcción de una galería de servicio de aguas fecales (Europa Press, 2020).

Los profesionales dedicados a la construcción, en la realidad que se vive hoy día, en la que se deben compaginar distintos tipos de obras a la vez con un gran volumen de trabajo, cuando deben enfrentarse a la ejecución de galerías subterráneas en entornos urbanos, se percatan que no se cuenta con amplios conocimientos en este tipo de obras. Además, por la particularidad de este tipo de trabajos, existe un especial respeto a la hora afrontarlo.

En la gran mayoría de ocasiones y con gran acierto, se da mucha confianza a la experiencia de los operarios, en este caso, los llamados poceros. Este oficio, casi heredado de padres a hijos, cuenta con unos dilatados conocimientos en la ejecución, como pueden ser la estabilidad del frente en los distintos tipos de terrenos existentes con solo "escucharlo". También, poseen conocimientos sobre la forma de sostenimiento más adecuado, la necesidad de mantener el frente dependiendo del tiempo de abertura de la excavación, etc. Sin embargo, un problema endémico del sector es la ausencia, cada vez más, de este tipo de profesionales, ya que no se está efectuando un adecuado relevo generacional.

En la construcción de este tipo de obras, independientemente del tipo de terreno encontrado, el procedimiento de trabajo consiste en el picado de forma manual o ayudado por martillo (pistolete) neumático avanzando en el frente de excavación 1 metro o 1,5 metros al día, realizando el perfilado del terreno, para posteriormente revestir dicho frente con fábrica de ladrillo perforado.

Lógicamente, en el transcurso de tiempo hasta que el frente de excavación queda revestido, los trabajadores se encuentran expuestos a posibles colapsos. Es importante recalcar, que toda obra subterránea urbana cuenta con terreno heterogéneo, en muchas ocasiones encontrándonos rellenos antrópicos u otro tipo de estrato no del todo adecuado.



Para el sostenimiento de estas galerías subterráneas, en la práctica, se intenta que el terreno aguante por sí mismo, pero cuando no es posible este sostenimiento, se contiene el frente de excavación utilizando cerchas metálicas o de madera.

Como se ha mencionado en el *capítulo 1.2*, la ejecución de este tipo de obras ha evolucionado muy poco a lo largo de la historia reciente. Las nuevas formas de ejecución que se avecinan, siempre buscando una mayor seguridad y rendimiento, hacen que todo se vaya mecanizando. Últimamente, se han introducido medios mecánicos para la excavación y recogida de los materiales, de forma que los operarios se encuentran menos expuestos en el frente sin sostener, evitándolo en un 85% de su jornada laboral.



Figura 54. Excavación del frente con máquina mini-excavadora



Figura 55. Recogida de materiales procedentes de la excavación de forma tradicional (manual).



Figura 56. Método de recogida de tierras por medios mecánicos (mini pala cargadora).



Figura 57. Mini pala cargadora utilizada para la recogida de materiales procedentes de la excavación.



Por la experiencia propia en el sector, ejecutando una obra de colectores de galerías subterráneas hidráulicas para el Canal de Isabel II en el municipio de Fuenlabrada, en la que no se cuenta con ninguna herramienta para conocer la estabilidad del frente excavado, surge la necesidad de la elaboración del presente Trabajo Fin de Máster, en la que se pretende proponer unas herramientas básicas, válidas a nivel de prediseño que permitan con un bajo coste, una primera aproximación a la estabilidad y longitud de pase de avance. Para ello, se hace necesario poder comprobar la estabilidad del frente de excavación, para ello se realizan distintas comprobaciones del factor de seguridad, así como el efecto frente que se produce.

En este sentido, en la Comunidad de Madrid, para la ejecución de estas galerías de pequeñas dimensiones, se deben seguir las dimensiones establecidas en la normativa de la empresa público-privada Canal de Isabel II que gestiona el ciclo integral del agua en casi toda la Comunidad de Madrid.

Dependiendo del caudal que se necesite transportar, existen unas dimensiones mínimas o máximas de este tipo de galerías, los cuales se dividen en cuatro tipos que se pueden consultar en la Figura 58. La solera de la galería se ejecuta en hormigón y los hastiales y la clave en ladrillo perforado.





	GALERÍA TIPO	A	В	с	н	N
0	0,80 x 1,80	0,80	0,30	0,45		0,10
Т	1,00 x 1,80	1,00	0,40	0,60	1 90	0,10
н	1,20 x 1,80	1,20	0,50	0,65	1,00	0,15
ш	1,40 x 1,80	1,40	0,60	0,70		0,15

Figura 58. Sección tipo de galerías visitables con cuna y galerías de acceso en la normativa de Canal de Isabel II. (Área Normativa Canal de Isabel II & Martín, 2020, app. 6. Plano 1.1).

Normalmente, suelen realizarse en terrenos urbanos, por lo que en gran medida nos encontraremos con suelos, aunque en ocasiones, podremos encontrar macizos rocosos de calidad muy mala con el índice Rock Mass Rating (RMR) < 20.





Figura 59. Galería subterránea para saneamiento con revestimiento de ladrillo.

La sección de esta galería subterránea consiste en la excavación aproximada de 6 m3 por cada metro lineal de avance, posteriormente utilizando para el revestimiento 2,5 m3 de ladrillo perforado tosco colocados en pie y medio.



4. PLANTEAMIENTO TEÓRICO DE LA RESOLUCIÓN DEL PROBLEMA

4.1. MARCO GEOLOGICO - GEOTÉCNICO DE LA COMUNIDAD DE MADRID

Para poder afrontar el estudio de sensibilidad del presente Trabajo Fin de Máster es imprescindible conocer el marco geológico – geotécnico de la Comunidad de Madrid, ya que, a partir de estos datos podremos conocer las propiedades tales como la cohesión o la densidad, de los suelos con los que posteriormente se realizarán las distintas hipótesis.

Para efectuar los cálculos analíticos se utilizarán los valores de la Tabla 14, la cual se han obtenido a partir de los numerosos ensayos realizados en distintos estudios, proyectos y construcciones, sobre todo, realizados para las ampliaciones del metro de Madrid, por distintos autores.

U.G.	Densidad aparente (KN/m2)	Contenido en finos (%)	LL	IP	Cohesión efectiva (kPa)	Ángulo de fricción efectivo	Módulo de deformación (Mpa)	Coeficiente de Poisson	Densidad seca (t/m3)	Peso de las partículas sólidas	Permeabilidad (rango)	Permeabilidad (valor)
Rellenos antrópicos	18	47	41	16	0	28	8-10;	0.35	1.635	2.72	10-1 a 10-4 cm/s	10-3 cm/s
Aluvial	20	40	41	19.5	0	32	10-15	0.32	1.65	2.72	10-1 a 10-4 cm/s	10-2 cm/s
Arena de miga	17	25	31	13	24	35	10-15	0.32	1.84	2.72	10-1 a 10-4 cm/s	10-2 cm/s
Terraza	19	51	50	17	10	26	10-15	0.32	1.48	2.72	10-1 a 10-4 cm/s	10-2 cm/s
Tosco	21	78	61	21	30	30	242	0.3	1.41	2.72	10-5 a 10-6 cm/s	10-5 cm/s
Peñuela	19	97	69	28	50	28	400	0.28	1.39	2.72	Peñuelas alteradas (<19 m profundidad): 10- 4 a 10-6 cm/s Peñuelas: 10-6 a 10-7 cm/s	10-5 cm/s > 19m 10-6 cm/s < 19m
Arcillas Negras con Yesos	19.3	96	61	27	50	28	1028	0.28	1.55	2.72		10-5 cm/s

Tabla 14. Datos geotécnicos utilizados en el presente Trabajo Fin de Máster.



4.2. METODOLOGÍA

4.2.1. Tensiones. Factor de Seguridad

Como vimos en el Capítulo 2.5 la estabilidad del frente es un aspecto fundamental, desde el punto de vista de la seguridad, durante la ejecución de un túnel, tanto en su interior como en superficie, sobre todo si se trata de un túnel con poco recubrimiento como es el caso. Antes de instalar el sostenimiento, existe una porción de terreno que se debe mantener estable.

Para obtener el factor de seguridad se utilizará el Método Simplificado de Estabilidad en Túneles (MSET) de Támez (1984), por lo que se elaborará una herramienta con Microsoft Excel que recoge la formulación descrita en el acápite 2.5.2.7, en concreto la Ecuación 40 y Ecuación 41.

4.2.2. Estabilidad del frente

Para el cálculo de la estabilidad del frente, como hemos mencionado en el acápite 2.5.2.5 cuanto más nos alejamos del frente de excavación estamos hablando de un problema tridimensional, pero se puede obtener una primera aproximación simulando el efecto del frente a un problema bidimensional. Para ello, se utilizarán las fórmulas de Panet (1995) mencionadas en el acápite 2.5.2.5.

Como se ha dicho anteriormente, la simulación del efecto frente cuando se modelizan problemas planos, puede realizarse suponiendo que, en las inmediaciones del frente, actúa una presión radial en el perímetro de la excavación que tiende a contrarrestar la ejercida por el terreno; o bien, suponer que el núcleo de terreno varía su módulo de elasticidad con la distancia al frente. Con las expresiones mencionadas, se calcula, para cada uno de los pases de avance correspondientes a los distintos casos de cálculo, la presión de confinamiento equivalente.

Para los cálculos realizados en este trabajo a grandes profundidades, esta formulación anteriormente expuesta, resulta algo imprecisa, ya que, dada la gran profundidad y las propiedades geotécnicas del terreno, la excavación responderá de una forma elasto-plástica, mientras que dicha formulación está desarrollada para modelos elásticos.

Una aproximación para el caso elasto-plástico es suponer que los desplazamientos son homotéticos respecto a los obtenidos en caso elástico con centro en el origen y razón $1/\xi$, siendo ξ la relación entre la deformación elástica del túnel y la deformación total (elasto-plástica) para una presión de confinamiento nula.



De esta manera, se ha preparado una hoja electrónica de cálculo, en Microsoft Excel, que permite obtener el valor de ξ a partir de la formulación de Salençon (1969) para la determinación de curvas características mediante las siguientes fórmulas:

Siendo:

ur, elas= es la deformación elástica radial.

Ur= es la deformación elasto-plástica radial.

 P_o = presión de campo inicial.

 P_o = presión de confinamiento.

a= radio de la excavación.

r=distancia al centro de la excavación.



q= 2 · Coh · tan (45+ ϕ /2).

$$K_p = (1 + \operatorname{sen} \phi) / (1 - \operatorname{sen} \phi).$$

 K_{ps} = (1+sen ψ)/(1-sen ψ).

 ψ = dilatancia

La deformación radial en función de la distancia al frente se obtiene de la formulación de Panet (1995) corregida para el caso elasto-plástico mediante las siguientes expresiones:

$$u_r = \frac{1}{\xi} \alpha(DF) \frac{P_0 * R}{2G}$$

Ecuación 56. Deformación radial (Panet, 1995).
$$\alpha(DF) = \alpha_0 + (1 - \alpha_0) * \alpha(DF)$$

Ecuación 57. Distancia al frente (Panet, 1995).
$$\alpha(DF) = 1 - \left(\frac{m * R}{m * R + \xi DF}\right)^2$$

Ecuación 58. Distancia al frente (Panet, 1995).

Siendo:

DF= distancia al frente y particularizando para la mayor parte de condiciones de contorno de las excavaciones subterráneas más habituales, los valores de α_0 =0,25 y m= 0,75.



5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA LONGITUD DE AVANCE EN EL FRENTE

Para analizar la estabilidad del frente en una galería subterránea de forma analítica, en primer lugar, se han de realizar una serie de simplificaciones con el fin de facilitar los cálculos, ya que es una primera aproximación que permite obtener una idea de los valores.

Para poder trabajar de una forma acorde a distintos parámetros, se buscará una excavación totalmente circular por lo que hay que aplicar un diámetro equivalente a la sección de la galería subterránea. En este caso, dado que la excavación de la galería del caso de estudio son aproximadamente 6 m3, se utilizará una circunferencia de diámetro de 3 metros con el fin de contar con el mismo volumen de excavación.



Figura 60. Equivalencia entre el diámetro circular y una galería subterránea. (Las unidades están expresadas en metros).

En la galería de nuestro caso de estudio nos encontramos con un suelo de arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 , una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35º. Se realizan pases de excavación de 1,5 m. de longitud.



5.1. CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD.

Cada obra urbana dentro de la Comunidad de Madrid es diferente a la anterior; dependiendo de la disposición geográfica dentro de la región, se contará con un tipo de suelo distinto con sus correspondientes parámetros geotécnicos. Las obras de servicios urbanos, en las que existen otros tipos de elementos subterráneos, no podrán situarse en las mismas profundidades. Se asume que, por encima de la clave del túnel, a partir de una altura determinada, el terreno no gravita sobre ésta, formándose el efecto silo tratado en el acápite 2.5.1.

Con el fin de simplificar los cálculos, este efecto silo se sustituye por el volumen prismático de la Figura 38, en el que se establecen las fuerzas actuantes y se obtiene el factor de seguridad del frente. Para poder calcularlo, se aplicarán las ecuaciones mencionadas en el epígrafe 4.2.1.

Para poder sacar unas conclusiones sobre qué parámetro es más influyente en la variación del Factor de seguridad, se realizarán distintas hipótesis de cálculo.

En primer lugar, se analizará cada parámetro en solitario, para finalmente sacar una conclusión sobre su influencia en el factor de seguridad.

Para poder evaluar la longitud del pase de avance, en cada una de las variables se analizarán sin avance de excavación, con un pase de excavación de 1,5 m que es el caso de estudio por el que surge la elaboración del presente Trabajo Fin de Máster y un pase de avance de 3 m y 5m. de longitud.

En el caso en el quede que no existe avance en el frene de excavación, no existe Factor de seguridad 3, esto se debe a que es el que se produce justo por encima del frente de excavación.

Las curvas propuestas tienen una precisión del 100% (con las simplificaciones del método) en los puntos de cálculo. Lo que hay entre puntos de cálculo simplemente tiene validez a efectos de estimación razonable.

5.1.1. Galería del caso de estudio

En primer lugar, vamos a valorar la influencia de la longitud de avance del frente de excavación en la galería del caso de estudio. Para ello, se utilizarán los datos de la galería estudiada, en este caso con un diámetro de 3 metros. El terreno que se encuentra es arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de



rozamiento interno (fricción) de 35 º, un coeficiente de reparto de tensiones de 0,426. La altura de la galería es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 t/m2.

En la práctica, se ejecutan pases de avance de 1,5 m de longitud, sin embargo, se puede observar por la siguiente tabla que existen otras longitudes en los pases de avance en los que el factor de seguridad es igual o mayor que dos y por lo tanto cumpliría.

Longitud de Avance (m)	FS 1+2	FS 3
0,00	4,14	-
0,50	3,25	6,93
1,00	2,74	4,11
1,50	2,43	3,17
2,00	2,22	2,70
2,50	2,07	2,41
2,80	2,00	2,29
3,00	1,96	2,22
3,50	1,88	2,09
4,00	1,81	1,99
4,50	1,76	1,91
5.00	1.72	1.85

Tabla 15. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la longitud de avance en la galería del caso de estudio.





Figura 61. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la longitud de avance en la galería del caso de estudio.

5.1.2. Análisis de la profundidad

Para valorar la influencia de la profundidad de la galería en el factor de seguridad se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre el mismo diámetro de 3 metros y con el mismo tipo de terreno. El escogido será arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35 º, un coeficiente de reparto de tensiones de 0,426. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 t/m2.

Se estudiará el Factor de seguridad cambiando la altura de terreno sobre la bóveda z :





Figura 62. Hipótesis para valorar la influencia de la profundidad z.

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia de la profundidad en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones de profundidad z planteadas.

Profundidad (m)	FS 1+2
3	4,16
5	4,15
7,5	4,14
10	1,94
15	1 36
15	1,50
20	1,05
25	0,85
30	0.72
30	0,72
50	0,44

Sin avance en el frente de excavación

Tabla 16. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z sin avance en el frente de excavación.





Figura 63. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad sin avance en el frente de excavación.

Profundidad (m)	FS 1+2	FS 3
3	2,56	3,17
5	2,47	3,17
7,5	2,43	3,17
10	1,00	1,18
15	0,68	0,79
20	0,51	0,59
25	0,41	0,47
30	0,34	0,39
50	0,21	0,24

Avance en el frente de excavación de 1,5 m

Tabla 17. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z para un avance en el frente de excavación de 1,5m.





Figura 64. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.

Avance en el frente de excavación de 3 m

Profundidad (m)	FS 1+2	FS 3
3	2,04	2,22
5	1,99	2,22
7,5	1,96	2,22
10	0,77	0,83
15	0,52	0,55
20	0,39	0,42
25	0,31	0,33
30	0,26	0,28
50	0,16	0,17

Tabla 18. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z para un avance en el frente de excavación de 3 m.




Figura 65. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad para un avance en el frente de excavación de 3 m.

Avance en el frente de excavación de 5 m

Profundidad (m)	ES 1+2	EC 3
Fioralialaad (III)	13112	135
3	1,76	1,85
5	1,73	1,85
7,5	1,72	1,85
10	0,66	0,69
15	0,44	0,46
20	0,33	0,35
25	0,27	0,28
30	0,22	0,23
50	0.13	0.14

Tabla 19. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la profundidad z para un avance en el frente de excavación de 5 m.





Figura 66. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad para un avance en el frente de excavación de 5 m.

Se presenta en la siguiente figura un resumen de los datos obtenidos que expresan la influencia de la profundidad en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones de profundidad z planteadas.





Figura 67. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la profundidad.

Se puede observar que es un aspecto crucial a la hora de valorar el factor de seguridad, siendo representativo a partir de una cierta profundidad. Se puede observar que, con el aumento de la longitud del pase de avance, el factor de seguridad va reduciéndose, pero en menor porcentaje que en los primeros metros de excavación. En concreto, hasta la longitud de avance de 3 m, hasta los 7 m. de profundidad sí que nos encontramos con que cumple la condición de que el factor de seguridad sea mayor que 2.





Figura 68. Fuerzas que intervienen en el mecanismo del equilibrio del frente. (Contreras Carrillo, 2019, fig. 3-9).

Sin embargo, a partir de esta profundidad y en concreto a partir de los 10 m, el factor de seguridad se reduce de forma drástica. Desde esta profundidad continúa reduciéndose, pero en menor porcentaje que en los primeros metros de excavación.

Esto se debe a que en el avance de la excavación se produce una descarga sobre la base del prisma, a la cual se contrapone una presión interior, que ocasiona un diagrama de esfuerzos verticales. Esta presión se va reduciendo desde la clave de la galería hasta una altura Zd, representada en la Figura 68, que delimita la zona de descarga y es clave en el Factor de Seguridad.

Como podemos apreciar, con el aumento de la profundidad, esta altura de la chimenea Zd, produce que el factor de seguridad vaya reduciéndose en menor medida pudiendo llegar a ser casi constante, llegando un punto, aproximadamente los 30 m. de profundidad, en los que en todos los casos de avance tienden a cero.



5.1.3. Análisis de la altura y anchura de la excavación

Para valorar la influencia de la altura y la anchura de la excavación de la galería en el factor de seguridad se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad z que será de 7,5 metros y con el mismo tipo de terreno. El escogido será arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 , con una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35 º, un coeficiente de reparto de tensiones de 0,426. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 .



Figura 69. Hipótesis para valorar la influencia de la anchura y la altura

5.1.2.1 Análisis de la altura de la excavación

En primer lugar, se estudiará la altura de la excavación, manteniendo la anchura constante a 2,2 m.

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia de la altura de la excavación en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones.



Sin avance en el frente de excavación

Altura de la excavación (m)	FS 1+2
1	7,29
2	4,81
3	3,82
4	3,22
5	2,80
6	2,48
7	2,22

Tabla 20. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la excavación sin avance en el frente de excavación



Figura 70. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la excavación sin avance en el frente de excavación



Altura de la excavación (m)	FS 1+2	FS 3
1	2,54	3,17
2	2,47	3,17
3	2,40	3,17
4	2,32	3,17
5	2,21	3,17
6	2,09	3,17
7	1,97	3,17

Avance en el frente de excavación de 1,5 m

 Tabla 21. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.



Figura 71. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.



Avance en el frente de excavación de 3 m

Altura de la excavación (m)	FS 1+2	FS 3
1	1,91	2,22
2	1,97	2,22
3	1,97	2,22
4	1,95	2,22
5	1,92	2,22
6	1,87	2,22
7	1.80	2 22

Tabla 22. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m.



Figura 72. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m.



Altura de la excavación (m)	FS 1+2	FS 3
1	1,71	1,85
2	1,71	1,85
3	1,72	1,85
4	1.72	1.85
5	1,72	1,85
6	1,7	1,85
7	1.67	1.85

Avance en el frente de excavación de 5 m

 Tabla 23. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la altura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m.



Figura 73. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m.



Se presenta en la siguiente figura un resumen de los datos obtenidos que expresan la influencia de la altura de la excavación en el factor de seguridad.



Figura 74. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la altura de la excavación.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, el Factor de Seguridad 3 (FS3) siempre se mantiene constante para todos los casos de avance, esto se debe a que este bloque contiene unas fuerzas actuantes a compresión, por lo que no debe aguantar la resistencia al corte. En el caso del Factor de Seguridad 1+2 (FS1+2), la altura de la galería no es un parámetro representativo, puesto que, para una misma profundidad, cuanto más alta es la galería, menor altura de la chimenea debe aguantar el frente de excavación.

Hay que mencionar que, a partir de los 3 m de avance, aunque por poco, no cumpliría con el factor de seguridad, ya que debe ser mayor que dos. En nuestro caso de estudio, en el que la



profundidad media es de 7 m y el avance es de 1,5 m el factor de seguridad no cumple por poco, es decir, no es mayor o igual a dos.

5.1.2.2 Análisis de la anchura de la excavación

También, se estudiará la anchura de la excavación, manteniendo la altura constante a 2,6 m.

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia de la anchura de la excavación en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones.

Sin avance en el frente de excavación

Anchura de la excavación (m)	FS 1+2
1	6,51
2	4,34
3	3,62
4	3,26
5	3,04
6	2,90
7	2,79
8	2,72
9	2,66
10	2,61

Tabla 24. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la excavación sin avance en el frente de excavación.





Figura 75. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de la excavación sin avance en el frente de excavación

Anchura de la excavación (m)	FS 1+2	FS 3
1	4,20	4,71
2	2,58	3,29
3	2,04	2,82
4	1,77	2,59
5	1,61	2,45
6	1,5	2,35
7	1,42	2,29
8	1,36	2,24
9	1,32	2,2
10	1,28	2,16

Avance en el frente de excavación de 1,5 m

 Tabla 25. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la excavación para un avance

 en el frente de excavación de 1,5 m.





Figura 76. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.

Anchura de la excavación (m)	FS 1+2	FS 3
1	3,61	3,76
2	2,10	2,35
3	1,60	1,88
4	1,35	1,65
5	1,20	1,51
6	1,10	1,41
7	1,03	1,34
8	0,98	1,29
9	0,94	1,25
10	0.90	1,22

Avance en el frente de excavación de 3 m

Tabla 26. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m.





Figura 77. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 3 m.

Anchura de la excavación (m)	FS 1+2	FS 3
1	3,31	3,39
2	1,85	1,98
3	1,37	1,51
4	1,12	1,27
5	0,98	1,13
6	0,88	1,04
7	0,81	0,97
8	0,76	0,92
9	0.72	0,88
10	0,69	0,85

Avance en el frente de excavación de 5 m

Tabla 27. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la anchura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m.





Figura 78. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de la excavación para un avance en el frente de excavación de 5 m.

Se presenta en la siguiente figura un resumen de los datos obtenidos que expresan la influencia de la anchura de la excavación en el factor de seguridad.





Figura 79. Variación del factor de seguridad del frente del túnel dependiendo de la anchura de la excavación.

En este sentido, la anchura de la excavación se aprecia como un parámetro bastante representativo, ya que con el aumento de ésta, el factor de seguridad va reduciéndose. Esto se debe a que al aumentar el área en la clave de la galería, ésta va debilitándose para hacer frente a las presiones a compresión en el caso del FS3 y las producidas por la altura de la chimenea Zd en el caso del FS 1+2.

Sin contar el caso en el que no existe avance en la galería, en el resto, a partir de los 4 m ya no cumplirían con el factor de seguridad, ya que seria menor de 2. Si llevamos este parámetro al extremo, en todos los casos en los que existe avance de excavación, el factor de seguridad tiende a igualarse en todos los casos de avance.

Estudiando nuestro caso, para la anchura de la galería y el avance con el que se cuenta, manteniendo el resto de los parámetros iguales, el factor de seguridad sí que cumpliría, ya que sería mayor que dos.



5.1.4. Influencia del tipo de terreno

Para estudiar la influencia del tipo de terreno, en primer lugar, se ha realizado una primera hipótesis con los parámetros geotécnicos de los terrenos que se encuentran en la Comunidad de Madrid mencionados en la Tabla 14. Posteriormente se han analizado cada uno de estos parámetros como son la cohesión, el ángulo de rozamiento interno y la densidad del material.

Para valorar la influencia del tipo de terreno donde se excava la galería para el factor de seguridad se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 .

Caso 1 – Relleno antrópico

Se estudiará el Factor de Seguridad suponiendo que el terreno de excavación es un relleno antrópico con una cohesión de 0 tn/ m^2 , una densidad de 1,8 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 28º.

Caso 2 – Arena de miga

Se estudiará el Factor de Seguridad suponiendo que el terreno de excavación es arena de miga con una cohesión de 2,4 0 tn/ m^2 , una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35º.

Caso 3 - Terraza

Se estudiará el Factor de Seguridad suponiendo que el terreno de excavación es terraza con una cohesión de 10 tn/ m^2 , una densidad de 1,9 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 26º.

Caso 4 - Tosco

Se estudiará el Factor de Seguridad suponiendo que el terreno de excavación es tosco con una cohesión de 30 tn/ m^2 , una densidad de 2,1 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 30º.

Caso 5 - Peñuela



Se estudiará el Factor de Seguridad suponiendo que el terreno de excavación es peñuela con una cohesión de 50 tn/ m^2 , una densidad de 1,9 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 28º.

Caso 6 - Arcillas

Se estudiará el Factor de Seguridad suponiendo que el terreno de excavación son arcillas con una cohesión de 50 tn/ m^2 , una densidad de 1,93 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 28 º.

Se presenta en las siguientes tablas, los datos obtenidos que expresan la influencia del tipo de terreno de la excavación en el factor de seguridad, calculados con los distintos casos de avance.

Sin avance en el frente de excavación

Tipo de terreno	FS 1+2
Relleno antrópico	0,00
Arena de miga	4,14
Terraza	1,31
Tosco	4,09
Peñuela	7,67
Arcillas	7,55

Tabla 28. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno sin avance en el frente de excavación.

Avance en el frente de excavación de 1,5 m

Tipo de terreno	FS 1+2	FS 3
Relleno antrópico	0	0
Arena de miga	2,44	3,17
Terraza	0,87	1,18
Tosco	2,48	3,2
Peñuela	4,66	5,9
Arcillas	4,58	5,81

Tabla 29. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.



Avance en el frente de excavación de 3 m

Tipo de terreno	FS 1+2	FS 3
Relleno antrópico	0,00	0,00
Arena de miga	1,97	2,22
Terraza	0,72	0,83
Tosco	2,01	2,25
Peñuela	3,75	4,15
Arcillas	3,69	4,08

Tabla 30. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.

Avance en el frente de excavación de 5 m

Tipo de terreno	FS 1+2	FS 3
Relleno antrópico	0,00	0,00
Arena de miga	1,72	1,85
Terraza	0,64	0,69
Тоѕсо	1,75	1,87
Peñuela	3,26	3,44
Arcillas	3,21	3,39

Tabla 31. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del tipo de terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m.

Como se puede apreciar por los resultados, los terrenos que cuentan con una mayor cohesión son los que cumplen en todos los casos de avance. Sin embargo, no es el único parámetro representativo, ya que la Terraza tiene una mayor cohesión que la arena de miga, pero al contar con una mayor densidad y un ángulo de rozamiento interno menor, provoca que su factor de seguridad se reduzca.

En los terrenos con mayor cohesión como son la Peñuela y las Arcillas, hay que mencionar, que independientemente del grado de avance, llega un momento en el que el factor de seguridad prácticamente se mantiene constante.

En el caso de estudio, que nos encontramos con una arena de miga, podríamos avanzar cumpliendo el factor de seguridad hasta los 3m., ya que es mayor que dos, en ese momento en el



cual el frente dejaría de cumplir con dicho factor, es decir, no es el factor de seguridad mayor o igual a dos.

5.1.4.1. Influencia de la cohesión

Para valorar la influencia de la cohesión del terreno en la excavación de la galería en el factor de seguridad se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 . Se escogerán el resto de los parámetros geotécnicos de la arena de miga, es decir, una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35 º.

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia de la cohesión del terreno de la excavación en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones.

Cohesión (tn/m2)	FS 1+2
0	0,00
1	1,61
2	3,42
3	5,23
4	7,04
5	8,85
6	10,66
7	12,47

Sin avance en el frente de excavación

Tabla 32. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión sin avance en el frente de

excavación.





Figura 80. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno sin avance en el frente de excavación.

Cohesión (tn/m2)	FS 1+2	FS 3
0	0	0
1	0,98	1,32
2	2,02	2,64
3	3,06	3,96
4	4,1	5,28
5	5,13	6,6
6	6,17	7,91
7	7,21	9,23

Avance en el frente de excavación de 1,5 m

Tabla 33. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.





Figura 81. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno para un avance de excavación de 1,5 m.

Avance	en	el	frente	de	excavación	de	3	mç

Cohesión (tn/m2)	FS 1+2	FS 3
0	0,00	0,00
1	0,81	0,93
2	1,64	1,85
3	2,47	2,78
4	3,30	3,71
5	4,13	4,63
6	4,96	5,56
7	5,79	6,49

Tabla 34. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión para un avance en el frente de excavación de 3 m.





Figura 82. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno para un avance de excavación de 3 m.

Cohesión (tn/m2)	FS 1+2	FS 3
0	0	0
1	0,71	0,77
2	1,43	1,54
3	2.15	2.31
4	2,87	3,08
5	3.59	3.85
6	4.32	4.62
7	5,04	5,39

Avance en el frente de excavación de 5 m

Tabla 35. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la cohesión para un avance en el frente de

excavación de 5 m.





Figura 83. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno para un avance de excavación de 5 m.

Se presenta en la siguiente figura un resumen de los datos obtenidos que expresan la influencia de la cohesión en el factor de seguridad.





Figura 84. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión del terreno.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, la cohesión juega un papel fundamental en el factor de seguridad, puesto que, si el ángulo de rozamiento interno se mantiene constante o fuese cero, la cohesión es el único parámetro que produce resistencia al corte.

Por lo tanto, al aumentar la cohesión, el factor de seguridad también lo hace. Cuando un suelo es más cohesivo, es más fácil que este pueda mantenerse estable ante una excavación, puesto que mayor cohesión produce una mayor resistencia al corte. Si la cohesión es baja el terreno puede romper con facilidad.

Independientemente del avance de excavación, a partir de una cohesión de $3 \text{ tn}/m^2$, en todos los casos el factor de seguridad cumpliría, ya que sería mayor que dos. Hay que mencionar, que la cohesión es algo tan representativo en la resistencia al corte del terreno que provoca que no existan grandes diferencias entre el FS3 y el FS 1+2. De hecho, si llevásemos este parámetro al límite, todas las longitudes de avance producirían un factor de seguridad total en cualquier avance del frente de excavación, es decir, el terreno se sostendría por si mismo.



En el caso particular que estamos estudiando, con el terreno encontrado de arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^3 , cumpliría perfectamente con el factor de seguridad, ya que seria mayor que dos.

5.1.4.2. Influencia del ángulo de rozamiento interno

Para valorar la influencia del ángulo de rozamiento interno del terreno en la excavación de la galería en el factor de seguridad se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 . Se escogerán el resto de los parámetros geotécnicos de la arena de miga, es decir, una cohesión de 2,4 tn/ m^2 y una densidad de 1,7 tn/ m^3 .

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia del ángulo de rozamiento interno del terreno de la excavación en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones.

Ángulo de rozamiento interno (º)	FS 1+2
0	3,72
15	3,83
20	3,89
25	3,95
30	4,04
40	4,28
50	4,7

Sin avance en el frente de excavación

Tabla 36. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación del ángulo de rozamiento sin avance en el

frente de excavación.





Figura 85. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno sin avance en el frente de excavación.

|--|

Ángulo de rozamiento interno (º)	FS 1+2	FS 3
0	2,63	3,17
15	2,53	3,17
20	2,50	3,17
25	2,48	3,17
30	2,45	3,17
40	2,42	3,17
50	2,41	3,17

Tabla 37. Resultados del factor de seguridad del estudio del ángulo de rozamiento interno para un avance en el frente

de excavación de 1,5 m.





Figura 86. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 1,5 m.

Avance en el frente de excavación de 3 m

Ángulo de rozamiento interno (º)	FS 1+2	FS 3
0	2,16	2,22
15	2,06	2,22
20	2,03	2,22
25	2,01	2,22
30	1,99	2,22
40	1,95	2,22
50	1,93	2,22

Tabla 38. Resultados del factor de seguridad del estudio del ángulo de rozamiento interno para un avance en el frente

de excavación de 3 m.





Figura 87. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 3 m.

Avance en el frente de excavación de 5 m

Ángulo de rozamiento interno (º)	FS 1+2	FS 3
0	1,87	1,85
15	1,79	1,85
20	1,77	1,85
25	1,75	1,85
30	1,73	1,85
40	1,71	1,85
50	1,69	1,85

Tabla 39. Resultados del factor de seguridad del estudio del ángulo de rozamiento interno para un avance en el frente

de excavación de 5 m.





Figura 88. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno para un avance en el frente de excavación de 5 m.

Se presenta en la siguiente figura un resumen de los datos obtenidos que expresan la influencia del ángulo de rozamiento interno en el factor de seguridad.



Figura 89. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con el ángulo de rozamiento del terreno.



Para el FS3 es un valor que siempre se mantiene constante, puesto que no existe plano de rotura encima de la clave de la galería.

Entre los bloques FS 3 y FS1+2 el rozamiento interno apenas se nota cuanto menos pesa el terreno.

Para el FS 2+1 como se puede apreciar en los resultados obtenidos, aunque el factor de seguridad va disminuyendo, este lo va haciendo de forma muy reducida. También se puede apreciar, que no es un aspecto muy representativo en el avance de excavación, ya que, nos encontramos con valores muy próximos en todos los pases de avance. Lógicamente esto se debe a que las tensiones normales producidas son las que dan una mayor influencia en la resistencia al corte.

Para nuestro caso de estudio, con un ángulo de rozamiento interno de 35º en el pase de avance de 1,5 m si que cumpliría con el factor de seguridad, ya que es mayor que dos.

5.1.4.3. Influencia de la densidad

Para valorar la influencia de la densidad del terreno en la excavación de la galería en el factor de seguridad se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7 m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 . Se escogerán el resto de los parámetros geotécnicos de la arena de miga, es decir, una cohesión de 2,4 tn/ m^2 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35 º.

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia de la densidad del terreno de la excavación en el factor de seguridad, calculados con las distintas variaciones de densidad.



Densidad (tn/m3)	FS 1+2
0,5	14,57
1	7,19
1,5	4,72
2	3,49
2,5	2,75
3	2,26
3,5	1,91
4	1,64
5	1,28

Sin avance en el frente de excavación





Figura 90. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno sin avance en el frente de excavación.



Densidad (tn/m3)	FS 1+2	FS 3
0,5	8,41	10,76
1	4,18	5,38
1,5	2,77	3,59
2	2,06	2,69
2,5	1,64	2,15
3	1,36	1,79
3,5	1,16	1,54
4	1,00	1,35
5	0,79	1,08

Avance en el frente de excavación de 1,5 m

Tabla 41. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad para un avance de excavación

de 1,.5 m.



Figura 91. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para un avance de excavación de 1,5 m.



Densidad (tn/m3)	FS 1+2	FS 3
0,5	6,75	7,56
1	3,36	3,78
1,5	2,23	2,52
2	1,67	1,89
2,5	1,33	1,51
3	1,11	1,26
3,5	0,94	1,08
4	0,82	0,95
5	0,65	0,76

Avance en el frente de excavación de 3 m

Tabla 42. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad para un avance de excavación

de 3 m.

Figura 92. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para un avance de excavación de 3 m.

Densidad (tn/m3) Factor de seguridad



Densidad (tn/m3)	FS 1+2	FS 3
0,5	5,87	6,28
1	2,93	3,14
1,5	1,95	2,09
2	1,46	1,57
2,5	1,17	1,26
3	0,97	1,05
3,5	0,83	0,9
4	0,72	0,79
5	0,58	0,63

Avance en el frente de excavación de 5 m

Tabla 43. Resultados del factor de seguridad del estudio de la variación de la densidad para un avance de excavación

de 5 m.



Figura 93. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno para un avance de excavación de 5 m.

Se presenta en la siguiente figura un resumen de los datos obtenidos que expresan la influencia de la densidad en el factor de seguridad.





Figura 94. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la densidad del terreno.

Al igual que la cohesión, la densidad juega un papel fundamental en el factor de seguridad. Para todos los casos de avance, al aumentar, el factor de seguridad va reduciéndose. No obstante, llega un momento en el que todos tienden a igualarse, para los casos en los que existe avance es aproximadamente a los 7 tn/ m^3 . Si llevásemos este parámetro al límite, no existiría factor de seguridad ninguno, ya que sería 0. Esto es debido a que lo que más pondera son las fuerzas gravitatorias en el equilibrio entre las estabilizantes y desestabilizantes, para valores de densidad muy elevados, son muy superiores las segundas.

Esto se produce debido a que cuanto mayor densidad tenga un suelo, el túnel debe hacer frente a una mayor presión, por lo que su presión de estabilización deberá ser mayor.


La densidad al estar relacionada con el esfuerzo normal según el criterio de rotura de Mohr -Coulumb, provoca que cuanto mayor sea esta, mayor será el esfuerzo normal y mayor será la tensión para causar la rotura.

Para el caso de estudio en el que la densidad es de 1,7 tn/ m^3 y un pase de avance de 1,5 m, el factor de seguridad si que cumpliría, ya que es mayor que dos.

5.1.5. Conclusiones de la influencia de las distintas variables en el Factor

de Seguridad

El factor de seguridad está muy relacionado y se suele determinar en función de la resistencia al corte del terreno, puesto que es la cantidad que afecta a la estabilidad con mayor incertidumbre.

Es por ello por lo que tanto la cohesión como la densidad son los parámetros más importantes a la hora de valorar el factor de seguridad del frente de excavación. Aunque la cohesión cuenta con un aumento del factor de seguridad en forma de función lineal tanto para el FS 1+2 como para el FS 3, la densidad dibuja una disminución en forma de función exponencial para el FS 1+2 y una disminución en forma de función lineal para el FS3. Si nos centramos en unos valores normales, es decir, los que podemos encontrar en la naturaleza, como pueden ser para la densidad entre 1 y 3 tn/ m^3 y para la cohesión entre 2 y 5 tn/ m^2 , no se podría dilucidar cuál de ellos es más relevante, puesto que la conjunción de ambos es lo que hará que el frente de excavación sea más o menos estable. Estos parámetros son los que se tienen en cuenta en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (1900-1773), aunque la densidad lo hace relacionada con el esfuerzo normal.





Figura 95. Variación del factor de seguridad del frente del túnel con la cohesión y densidad del terreno.

Respecto a los parámetros físicos de la galería, está claro que el parámetro determinante es la anchura de la excavación, ya que el aumento de esta supone una disminución muy significativa del factor de seguridad dentro de los rangos en los que se habla de estabilidad en el



frente, es decir, un factor de seguridad mayor que dos. Esto se debe a que al aumentar el área en la clave de la galería, ésta va debilitándose para hacer frente a las presiones de compresión en el caso del FS3 y las producidas por la altura de la chimenea Zd en el caso del FS 1+2.

También hay que tener en cuenta la profundidad a la que excavemos, puesto que a partir de una cierta profundidad, el frente se hace totalmente inestable. Esto se debe a que en el avance de la excavación se produce una descarga sobre la base del prisma, a la cual se contrapone una presión interior, que ocasiona un diagrama de esfuerzos verticales. Esta presión se va reduciendo desde la clave de la galería hasta una cierta altura, que delimita la zona de descarga y es fundamental en el Factor de Seguridad.

Para la galería del caso estudiado, en el que nos encontramos con una profundidad media de 7,5 m., una altura de la galería de 2,6 m., una anchura de 2,2 m. Además de contar con un terreno como es la arena de miga que cuenta con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35°, tanto la cohesión como la densidad serían los parámetros más determinantes a la hora de poder evaluar la estabilidad del frente, ya que, son los que afectan directamente a la resistencia al corte del terreno. Sin embargo, la profundidad también es determinante, porque si se llegase a una profundidad mayor de 9 metros, la clave de la galería aguantaría una altura de la chimenea en la que el frente de excavación sería totalmente inestable, teniendo que realizar sostenimientos con longitudes de avance menores de 1 m. de longitud.

En el caso estudiado, se realizan unos avances en el frente de excavación de una longitud de 1,5 m. y el factor de seguridad cumpliría, ya que sería mayor que dos. Si continuase esta tipología de terreno con estas mismas características, la profundidad fuese constante y la geometría también, se podría avanzar con un factor de seguridad en la que el frente fuese estable hasta una longitud de 2,8 m.



5.2. CÁLCULO DEL EFECTO FRENTE

Para el cálculo de la estabilidad del frente nos encontramos en una excavación con radio de excavación R y una distancia al frente de excavación sin sostener x. Por encima de la clave de la galería existe un volumen de tierras H.

Para entender el procedimiento de cálculo, hay que tener en cuenta que inicialmente, el terreno cuenta con una presión inicial, momento en el que la galería todavía se encuentra lejos de esta zona del terreno, es decir, el terreno no conoce que le va a llegar esta excavación y todavía no se ha producido ninguna deformación.

Conforme va avanzando la excavación de la galería, el terreno empieza a deformarse, bajando la presión inicial del terreno o presión *in situ* (la geoestática). Cuanto más se va avanzando en la excavación, las deformaciones irán aumentando, hasta el momento en el que se coloca el sostenimiento o el revestimiento de fábrica de ladrillo. Desde este momento, se produce una interacción o transmisión de esfuerzo entre el terreno y el sostenimiento.

A partir de aquí, el frente de excavación se va alejando y el terreno deja de sostener por si mismo el túnel. Sin embargo, el terreno trata de deformarse contra el sostenimiento, por lo que la fábrica de ladrillo va cogiendo las cargas del terreno. Este proceso continua, el terreno va transmitiendo cargas al sostenimiento y el sostenimiento también se ha deformado y por acción y reacción transmite la misma carga contra el terreno hasta una situación de equilibrio en la que ya ha desaparecido el efecto frente.

En todos los casos, se estudiará un avance de excavación de 1,5 m, 3 m y 5 m para conocer las deformaciones producidas en la excavación hasta el punto donde habría que colocar el sostenimiento. Sin avance se ha tenido en cuenta que la relación entre la presión radial ficticia y la presión inicial del terreno se encuentra en un 71% de relajación o un 29 % de confinamiento. Posteriormente, esta relación entre la presión inicial y la ficticia, es diferente en cada caso, en función de la distancia al frente. En consecuencia, varía también la deformación radial.

Cuando la curva característica deja su rama elástica (parte recta), el terreno no ha plastificado. Sin embargo llega un momento en el que con pequeñas variaciones del frente, las deformaciones radiales se disparan por que la curva característica ha entrado en su tramo curvo.



5.2.1. Galería del caso de estudio

Longitud de avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	19
3	23
5	24 9

Tabla 44. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para la galería del caso de estudio.



Figura 96. Efecto frente de Panet (1995) para la galería del caso de estudio.



5.2.2. Influencia de la profundidad

Para valorar la influencia de la profundidad de la galería en el efecto frente se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre el mismo diámetro de 3 metros y con el mismo tipo de terreno. El escogido será arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 , una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 39 º. El módulo de deformación es de 12 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,32.

Profundidad por encima de la clave del túnel de 7,5 m

En la siguiente tabla se recogen las deformaciones radiales previsibles, producidas para los distintos casos de avance.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	22
5	23.9

Tabla 45. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una profundidad de 7,5m.







Figura 97. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 7,5 m.

Profundidad por encima de la clave del túnel de 12 m

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	30,9
3	40
5	44

Tabla 46. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

profundidad de 12m.





Figura 98. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 12 m.

Profundidad por encima de la clave del túnel de 20 m

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	54
3	77
5	92

Tabla 47. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

profundidad de 20 m.





Figura 99. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 20m.

El hecho de que cambie la profundidad provoca que también lo haga la presión inicial del terreno. Como se puede apreciar por los datos obtenidos, las deformaciones radiales van aumentando de manera significativa cuanto mayor es la profundidad, haciéndolo también cuanto mayor es el avance de excavación.

Para nuestro caso de estudio, en el que nos encontramos con una profundidad media de 7,5 m y un pase de excavación de 1,5 m, antes de colocar el sostenimiento, nos encontramos con una deformación radial ínfima de 19 mm., por lo que la probabilidad de inestabilidad en el frente es mínima.



5.2.3. Influencia del diámetro de la excavación

Para valorar la influencia del diámetro de la excavación en el efecto frente se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad z que será de 7,5 metros y con el mismo tipo de terreno. El escogido será arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 , una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 39 º . El módulo de deformación es de 12 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,32.

Diámetro de excavación de 3 m

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	22
5	23.9

Tabla 48. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un diámetro de 3 m.

Presión radial adimensionalizada con la presión de campo; (Pi/PO) (%) CURVA CARACTERISTICA PANET (1995) Avance 1,5m Avance 3m Avance 5m θ -10 -8 -2 -6 -4 **Desplazamiento radial (mm)** Distancia al frente (m)

Figura 100. Efecto frente de Panet (1995) para una profundidad de 20m.



Diámetro de excavación de 6 m.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	30,9
3	37
5	43

Tabla 49. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un diámetro de 6 m.



Figura 101. Efecto frente de Panet (1995) para un diámetro de 6m.



Diámetro de excavación de 12 m.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	50
3	63
5	71

Tabla 50. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un diámetro de 12 m.



Figura 102. Efecto frente de Panet (1995) para un diámetro de 20m.

Las deformaciones radiales van aumentando de forma significativa cuanto mayor es el diámetro de excavación. También, aumentan en mayor proporción cuanto mayor es el pase de avance de excavación. Esto provoca que, para grandes diámetros, sin ningún tipo de sostenimiento, el frente sea inestable. Cuando el diámetro es pequeño, el terreno, independientemente del grado de avance, no siente la excavación. Esto se puede comprobar, ya que para diámetro de 3m, las deformaciones radiales no sufren apenas variación.



Para nuestro caso de estudio, en el que contamos con un diámetro de excavación de 3m, la deformación radial antes del sostenimiento es de 19 mm, por lo que la la deformación radial no llega a exceder la máxima del tramo elástico de la curva característica.

5.2.4. Influencia del tipo de terreno

Para estudiar la influencia del tipo de terreno en el efecto frente, en primer lugar, se ha realizado una primera hipótesis con los parámetros geotécnicos de los terrenos que se encuentran en la Comunidad de Madrid mencionados en la Tabla 14. Posteriormente se han analizado cada uno de estos parámetros como son la cohesión, el ángulo de rozamiento interno y la densidad del material.

Para valorar la influencia del tipo de terreno donde se excava la galería para el efecto frente se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7,5 m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m.

Caso 1 – Relleno antrópico

Se estudiará el efecto frente suponiendo que el terreno de excavación es un relleno antrópico con una cohesión de 0 tn/ m^2 , una densidad de 1,8 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 28º. El módulo de deformación es de 9 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,35.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	70
3	230
5	560

Tabla 51. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para el

relleno antrópico.





Figura 103. Efecto frente de Panet (1995) para el relleno antrópico.

Caso 2 – Arena de miga

Se estudiará el efecto frente suponiendo que el terreno de excavación es arena de miga con una cohesión de 2,4 0 tn/ m^2 , una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 35°. El módulo de deformación es de 12 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,32.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	22
5	23,9

Tabla 52. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para arena

de miga.





Figura 104. Efecto frente de Panet (1995) para arena de miga.

Caso 3 - Terraza

Se estudiará el efecto frente suponiendo que el terreno de excavación es terraza con una cohesión de 10 tn/ m^2 , una densidad de 1,9 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 26º. El módulo de deformación es de 13 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,32.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	34
3	58
5	74

Tabla 53. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para

terraza.





Figura 105. Efecto frente de Panet para terraza.

Caso 4 - Tosco

Se estudiará el efecto frente suponiendo que el terreno de excavación es tosco con una cohesión de 30 tn/ m^2 , una densidad de 2,1 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 30º El módulo de deformación es de 242 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,3.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	1,2
3	1,6
5	1,75

Tabla 54. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para





Figura 106. Efecto frente de Panet para tosco.

Caso 5 - Peñuela

Se estudiará el efecto frente suponiendo que el terreno de excavación es peñuela con una cohesión de 50 tn/ m^2 , una densidad de 1,9 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 28 º. El módulo de deformación es de 400 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,28.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	0,6
3	0,7
5	0,75

Tabla 55. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para

peñuela.





Figura 107. Efecto frente de Panet para peñuela.

Caso 6 - Arcillas

Se estudiará el efecto frente suponiendo que el terreno de excavación son arcillas con una cohesión de 50 tn/ m^2 , una densidad de 1,93 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 28 º. El módulo de deformación es de 1028 MPa y se considera un coeficiente de Poisson de 0,28.

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	0,25
3	0,27
5	0,29

Tabla 56. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para

arcillas.





Figura 108. Efecto frente de Panet para arcillas.

Como se puede apreciar por los resultados, los terrenos que cuentan con una mayor cohesión y un ángulo de rozamiento entre los 28-35º son los que cuentan con unas deformaciones radiales menores, independientemente del avance en el frente de excavación.

Es bastante significativo el caso de la peñuela y las arcillas, en las que prácticamente no existen deformaciones radiales, e incluso son iguales en todos los casos de avance.

El tosco es otro tipo de terreno en el que las deformaciones radiales son prácticamente nulas, aunque si que existe un pequeño aumento cuanto mayor es el grado de avance de excavación.

Aquí es donde entra la influencia del módulo de Young. Las arcillas, peñuelas y tosco, con los módulos de Young que presentan altos, son muy rígidas, para las condiciones de contorno restantes, y la curva característica sólo muestra su tramo recto con elevada pendiente.

La terraza, a pesar de contar con una cohesión mayor que la arena de miga, también cuenta con una mayor densidad y un ángulo de rozamiento interno menor, por lo que hace que sea un tipo de terreno más inestable. Para un avance de excavación de 5m ya nos encontramos con unas deformaciones radiales a tener en cuenta.

Lógicamente, realizar cualquier tipo de excavación en un relleno antrópico, supone una inestabilidad total del frente, en el que no existe ningún tipo de seguridad ante roturas generales



del terreno o asentamientos en la superficie. Al ser un terreno sin ningún tipo de cohesión (un echadizo), no se podría trabajar con él.

Para nuestro caso de estudio, en el que contamos con una arena de miga con una cohesión de 2,4 tn/ m^2 , un ángulo de rozamiento interno de 35º y una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un pase de excavación de 1,5 m, antes de colocar el sostenimiento, nos encontramos con una deformación radial ínfima de 18 mm, por lo que la deformación radial no llega a exceder la máxima del tramo elástico de la curva característica.

5.2.4.1. Influencia de la cohesión

Para valorar la influencia de la cohesión del terreno en la excavación de la galería en el efecto frente se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 . Se escogerán el resto de los parámetros geotécnicos de la arena de miga, es decir, una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 39 º

Cohesión de 1 tn/m²

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	20
3	28
5	33

Tabla 57. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una cohesión de 1 tn/ m^2 .





Figura 109. Efecto frente de Panet para una cohesión de 1 tn/ m^2

Cohesión de 4 tn/m²

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	20,2
5	21,3

Tabla 58. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

cohesión de 4 tn/ m^2 .





Figura 110. Efecto frente de Panet para una cohesión de 4 tn $/m^2$.

Cohesión de 5 tn/m²

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	20
5	20,7

Tabla 59. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

cohesión de 5 tn/ m^2 .





Figura 111. Efecto frente de Panet para una cohesión de 5 tn/ m^2 .

Cohesión de 7 tn/ m^2

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	20
5	20,7

Tabla 60. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

cohesión de 7 tn/ m^2 .





Figura 112. Efecto frente de Panet para una cohesión de 7 tn/ m^2 .

Como se puede observar, la cohesión juega un papel fundamental. Cuanto mayor es, las deformaciones radiales van reduciéndose. Esto supone que el terreno puede sostenerse por si mismo.

Independientemente del grado de avance de excavación, para una misma cohesión, las deformaciones son prácticamente iguales, no suponiendo casi incrementos. Esto se aprecia cada vez más, cuanto mayor es la cohesión.

Sin embargo, aunque llevásemos la cohesión hasta valores límites, a partir de los 5 tn/m2, las deformaciones radiales no sufren variación, siendo constantes en todos los pases de avance.

Para nuestro caso de estudio, en el que contamos con una cohesión de 2,4 tn/m2 y un pase de excavación de 1,5 m, antes de colocar el sostenimiento, nos encontramos con una deformación radial ínfima de 19 mm.,



5.2.4.2. Influencia del ángulo de rozamiento interno

Para valorar la influencia del ángulo de rozamiento interno del terreno en la excavación de la galería en el efecto frente se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 . Se escogerán el resto de los parámetros geotécnicos de la arena de miga, es decir, una cohesión de 2,4 tn/ m^2 y una densidad de 1,7 tn/ m^3 .

Se presenta en la siguiente tabla los datos obtenidos que expresan la influencia del ángulo de rozamiento interno del terreno de la excavación en las deformaciones radiales que, en el tramo curvo de la curva característica aumentan y pueden llegar a ser incompatibles con la estabilidad del frente y el pase sin revestir, calculados con las distintas variaciones.

Ángulo de rozamiento interno de 1º

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	13000
3	43000
5	63000

Tabla 61. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un ángulo de rozamiento interno de 1º.





Figura 113. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 1º.

Ángulo de rozamiento interno de 15º

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	83
3	170
5	215

Tabla 62. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un

ángulo de rozamiento interno de 15º.





Figura 114. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 15º.

Ángulo de rozamiento interno de 30º

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	26
3	42
5	50

Tabla 63. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un

ángulo de rozamiento interno de 30º.





Figura 115. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 30º.

Ángulo de rozamiento interno de 50º

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	18
3	22
5	24.5

Tabla 64. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para un

ángulo de rozamiento interno de 50º.







Figura 116. Efecto frente de Panet para un ángulo de rozamiento interno de 50º.

El ángulo de rozamiento interno también juega un papel clave en la estabilidad del frente. Si no existiese, nos encontramos ante un frente totalmente inestable, en el que no se podría trabajar ni aún con elementos de sostenimiento. Habría que realizar alguna mejora previa del terreno para poder excavar con unas condiciones mínimas de seguridad.

Como se puede apreciar con los datos obtenidos, cuanto mayor es el ángulo de rozamiento interno, se van reduciendo las deformaciones radiales. Aunque si que aumentan conforme va aumentando el avance de excavación.

No obstante, llega un momento en el que la reducción de las deformaciones radiales prácticamente es nula, manteniéndose constante. A excepción del ángulo de rozamiento interno 50^o, nos encontramos siempre en zona de plastificación del terreno. Hay que mencionar que en algunas de las hipótesis estudiadas se enmarcan en el estudio académico del análisis de sensibilidad de la variable analizada, ya que valores del ángulo rozamiento interno superiores a



48º no se encuentran en la naturaleza.

Para nuestro caso de estudio, en el que contamos con un ángulo de rozamiento interno de 35º y un pase de excavación de 1,5 m. nos encontramos con una deformación radial ínfima de 19 mm.,

5.2.4.3. Influencia de la densidad

Para valorar la influencia de la densidad del terreno en la excavación de la galería en el efecto frente se estudiarán varios casos. En esta hipótesis se utilizará siempre la misma profundidad, en este caso de 7m de terreno por encima de la clave de la galería, el mismo diámetro de excavación que serán 3 m. La altura del túnel es de 2,6 m y la anchura de 2,2 m. La presión de estabilización se valorará como 0 tn/ m^2 . Se escogerán el resto de los parámetros geotécnicos de la arena de miga, es decir, una cohesión de 2,4 tn/ m^2 y un ángulo de rozamiento de rozamiento interno (fricción) de 39 º.

Densidad de 1 tn/ m^3

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	10,5
3	11,9
5	12,5

Tabla 65. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una densidad de 1 tn/ m^3 .





Figura 117. Efecto frente de Panet para una densidad de 1 tn/ m^3 .

Densidad de 3 tn/ m^3

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	34,5
3	45,5
5	51

Tabla 66. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

densidad de 3 tn/ m^3 .





Figura 118. Efecto frente de Panet para una densidad de 3 tn/m^3 .

Densidad de 5 tn/ m^3

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	61
3	89
5	105

Tabla 67. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

densidad de 5 tn/ m^3 .





Figura 119. Efecto frente de Panet para una densidad de 5 tn/ m^3 .

Densidad de 7 tn/ m^3

Avance (m)	Deformación radial (mm)
1,5	90
3	135
5	172

Tabla 68. Deformación radial del efecto frente para los distintos casos de avance en el frente de excavación para una

densidad de 7 tn/ m^3 .





Figura 120. Efecto frente de Panet para una densidad de 7 tn/ m^3 .

La densidad es otro de los parámetros a tener en cuenta en la estabilidad del frente de excavación. Como se puede apreciar en los valores obtenidos, cuando la densidad es pequeña, las deformaciones radiales sufren un incremento poco significativo.

Sin embargo, conforme va aumentando la densidad, las deformaciones radiales entre un pase de avance y otro son bastante considerables. De hecho, a partir de 5 tn/ m^3 nos encontramos con un frente bastante inestable, ya que cuenta con unas deformaciones radiales de 61mm para un avance de excavación de 1,5m y de 105 mm para un avance de excavación de 5 m.

Al igual que con el rozamiento interno, si llevásemos la densidad a valores extremos, llegaría un momento en que no se podría trabajar en unas condiciones mínimas de seguridad sin realizar previamente algún tipo de mejora del terreno, ya que, a la mínima se produciría una rotura total del frente de excavación.



Hay que mencionar que algunas de las hipótesis se enmarcan en el estudio académico del análisis de sensibilidad de la variable estudiada, ya que valores de densidad mayores a 3 tn/ m^3 no se encuentran en la naturaleza.

Para nuestro caso de estudio, en el que contamos con una densidad de 1,7 tn/ m^3 y un pase de excavación de 1,5 m. nos encontramos con una deformación radial ínfima de 19 mm.

5.2.5. Conclusiones de la influencia de las distintas variables en el Efecto Frente

Con los valores obtenidos de las distintas hipótesis, podemos comprobar que la cohesión del terreno juega un papel fundamental en las deformaciones radiales del frente, siendo uno de los parámetros que más influye a la hora de poder avanzar más longitud en el frente de excavación. Un terreno con una cohesión elevada supone que el frente puede sostenerse por sí mismo sin necesidad de sostenimiento. Sin embargo, aunque se llegase a estos valores al extremo, no existe la deformación radial cero, ya que, siempre existe una pequeña deformación radial. En todos los supuestos, se observa que la curva característica es bastante recta, es decir, que se encuentra en la zona elástica y no plástica que sería lo que produciría grandes deformaciones radiales para pequeñas variaciones del confinamiento.

Dentro de los parámetros del terreno, a parte de la cohesión, se observa que la densidad juega un papel clave en la longitud de avance en el frente de excavación. Para una misma distancia al frente, al aumentar la densidad, se aprecia cómo va aumentando la parte elástica de la curva característica, aun en valores de densidad bastante bajos.

El parámetro que sufre una mayor modificación en las distintas distancias al frente de excavación se observa que es el ángulo de rozamiento. En todos los casos de avance en el frente de excavación, su parte recta de la curva característica es bastante corta, por lo que cuenta con muchas zonas que se encuentran en la zona plástica, esto quiere decir que sus deformaciones radiales también son elevadas. Lógicamente, si llevásemos este parámetro al extremo, cosa que



no es posible por no encontrarse dentro de los valores que tenemos en la naturaleza, la curva características sería totalmente elástica y no sufriría apenas deformación radial.

Respecto a los parámetros geométricos, claramente el más influyente es el diámetro de la excavación, ya que, aunque su curva característica casi siempre se encuentra dentro de la rama elástica, el incremento de deformaciones radiales conforme va aumentando el diámetro es considerable. Si bien es cierto, que no existen grandes variaciones en las deformaciones radiales producidas en las distintas longitudes de avance estudiadas.

En el caso de nuestra galería, en el que nos encontramos con una tipología de terreno con la densidad baja, un ángulo de rozamiento interno moderado, unos buenos parámetros de cohesión, además de un diámetro pequeño, podemos afirmar que nos encontramos en la zona elástica de la curva característica y las deformaciones radiales son pequeñas. Es cierto que tampoco sería conveniente contar con longitudes de avance mayores a 1,5 m. – 2m. , puesto que es el momento en el que el terreno comienza a plastificar.

Si tuviésemos que estudiar otras tipologías del terreno, en las que es bastante probable que la curva característica que nos vamos a encontrar se encuentra en gran parte en la parte plástica, se podría realizar las hipótesis teniendo en cuenta dos soluciones, una para túneles que plastifiquen de forma moderada y otra para frentes que plastifiquen de forma intensa. Para las excavaciones en la que la plastificación sea moderada, se puede estimar mediante la fórmula de Bulychev y Fotieva (2003):

$$P_f = 0.6 P_o e^{\left(-\frac{1.38x}{R}\right)}$$

Ecuación 59. Presión ficitia del efecto frente (Celada Tamames & Fernandez Pérez, 2003, eq. 2)

Siendo:

 P_f : presión radial ficticia proporcionada por el frente del túnel en una sección transversal situada a una distancia X del frente.

Po: tensión inicial del terreno

R : radio de la excavación


x: distancia al frente de excavación

Si la plastificación es intensa, se puede aplicar la expresión recomendada por Geocontrol, en concreto por Celada y Fernández (2004)

$$P_f = 0,127 P_o e^{\left(-\frac{0,485x}{R}\right)}$$

Ecuación 60. Presión ficitia del efecto frente (*Celada Tamames & Fernandez Pérez, 2003, eq. 3*)

Siendo:

 P_f : presión radial ficticia proporcionada por el frente del túnel en una sección transversal situada a una distancia X del frente.

- Po: tensión inicial del terreno
- R : radio de la excavación
- x: distancia al frente de excavación

En el caso de la galería de estudio, calibrando los resultados de convergencias medidas en obra, con el Efecto frente calculado por Panet (1995) y, sobre todo, calibrado mediante modelos numéricos, se podría llegar a proponer una expresión similar a las indicadas más arriba del tipo exponencial en base al número 2.



6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La ejecución de un túnel o una galería produce una descompresión del terreno que se encuentra por encima, con la consiguiente redistribución de tensiones. Este tipo de construcciones, pueden llegar a causar ciertas dificultades, tanto para los trabajadores que la ejecutan como en la superficie. Uno de los problemas que se pueden originar es el colapso del frente de excavación.

Con los distintos accidentes acaecidos en la ejecución de túneles a lo largo de la historia, muchos autores empezaron a investigar sus causas para ver qué es lo que lo provocaban. Todos ellos parten de la premisa de los criterios de roturas de Mohr - Coulomb (1900- 1773) y Hoek - Brown (1980).

No existe una metodología exacta para calcular la estabilidad del frente. Partiendo del arco de descarga planteado por Terzaghi (1946), Horn (1961) expuso la teoría de bloques, Broms y Bennermark (1967) propusieron el número de estabilidad, Davis et al.(1980) el teorema de la cota superior e inferior, Panet (1988) y Leca (1990) la presión en el frente, encontrándose el planteamiento de la solución analítica exacta todavía sin resolver. Sólo a través del planteamiento del problema mediante métodos numéricos, es posible alcanzar dicha exactitud.

Del estudio de sensibilidad del factor de seguridad del frente realizado en base a la formulación de Támez (1980), la cohesión y densidad del terreno son los parámetros que más influyen en el mismo. Ambos se encuentran en el criterio de rotura de Mohr - Coulumb.

Respecto a la geometría, la anchura, es la proporción geométrica con mayor peso en el cálculo del factor de seguridad. La profundidad no es determinante hasta que se alcanza un determinado valor, el cual se encuentra en función de los parámetros del terreno y de las dimensiones de la excavación.

Del análisis de sensibilidad de las deformaciones según la teoría del Efecto Frente de Panet (1995), la cohesión es el parámetro con mayor peso, al reducir la zona plástica de la curva característica del terreno. Respecto a la densidad, su aumento incrementa el campo elástico, retarda la aparición de la zona de plastificación de la curva característica y también amplifica esta zona de plastificación, lo que produce unos grandes valores deformaciones radiales. Por su parte,



el ángulo de rozamiento interno es el parámetro que más afecta a las distintas distancias al frente de excavación, ya que su decremento supone una disminución de la zona elástica. Finalmente, el diámetro de la excavación es un parámetro que al aumentar también lo hacen sus deformaciones radiales, a pesar de que su curva característica casi siempre se encuentra en el tramo elástico.

Los resultados obtenidos para el cálculo de factor de seguridad del frente y para el cálculo del efecto frente son complementarios y sirven para una primera aproximación para decidir la longitud del pase de avance de este tipo de galerías.

Evaluando nuestro caso de estudio, para el avance de excavación que se ejecuta de longitud de 1,5 m, nos encontramos en todo momento en la zona elástica de la curva característica, lo que supone unas deformaciones radiales pequeñas de 19 mm, un FS(1+2) de 2,43 y un FS(3) de 3,17, valores adecuados al ser mayores que dos, barrera numérica bajo la cual se considera que no se puede trabajar con este tipo de metodología analítica de cálculo. Para una longitud de avance de 3 m ya contaríamos con una deformación radial de 23 mm, un FS(1+2) de 1,96 y un FS(3) de 2,22, por lo que hablamos de un frente que no cumple con los valores de la metodología estudiada. Se ha comprobado, que se podría avanzar en el frente de excavación hasta los 2,8 m, lugar en el que se cuenta con una deformación radial de 22,8 mm. y se cumpliría justo con el factor de seguridad, ya que cuenta con un FS(1+2) de 2,00 y un FS(3) de 2,70.

Analizada la longitud de pase de avance de galerías mediante el factor de seguridad y el efecto frente, para establecer las condiciones de trabajo con seguridad, la alternativa constructiva a mantener dicha seguridad y aumentar los rendimientos de ejecución sería la microtunelación. Sin embargo, los fuertes condicionantes de trazado y costes no le permiten competir, muchas veces, con la pocería tradicional.

Hay que mencionar que el estado del arte actual tiende a resolver este problema mediante la calibración de modelos numéricos alimentados de datos reales de instrumentación de obra.



Futuras líneas de investigación

Se considera necesario el aumento del número de casos de estudio del análisis de sensibilidad realizado, de cara a obtener unos ábacos de prediseño de la longitud de pase de avance para cualquier suelo, geometría y condiciones de contorno en general. Dichos ábacos permitirían correlacionar las deformaciones previsibles con el factor de seguridad, para distintas longitudes de pase y de este modo predefinir el sostenimiento previsible, y en consecuencia, el plazo de ejecución.

En paralelo y dada la posibilidad de abordar en la actualidad este problema de forma numérica, se debería proceder al cálculo del factor de seguridad y el efecto frente para los casos estudiados en este Trabajo Fin de Máster y para la propuesta de aumento del número de casos de estudio, concluyendo con el grado de confianza de las formulaciones analíticas empleadas, y con la reelaboración de los ábacos de prediseño anteriormente referidos como futuras líneas de investigación.

En el caso de la galería de estudio, calibrando los resultados de convergencias medidas en obra, con el Efecto frente calculado por Panet (1995) y, sobre todo, calibrado mediante modelos numéricos, se podría llegar a proponer una expresión de la presión ficticia en el frente como una función exponencial en base 2.

Finalmente, se hace necesario proseguir con la incorporación de los elementos de sostenimiento dentro de la curva característica del terreno, realizando un análisis de sensibilidad de los mismos, con la influencia de todas las variables estudiadas.



7. REFERENCIAS

- Alcaide, J. M. (2011). Procedimiento de estimación de la presión de trabajo óptima en la cámara de mezclado de un escudo de presión de tierras. Implicación en los parámetros de diseño del escudo. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Anagnostou, G., Vrakas, A., & Schuerch, R. (2018). *Tunnel face stability and tunnelling induces settlements under trasient conditions*. ETH Zurich, Zurich.
- Área Normativa Canal de Isabel II, & Martín, R. P. (2020). Normas para Redes de Saneamiento. Versión 3. Canal de Isabel II.
- Arnaiz, M. (2003). Sobre la Inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid perforadZos con tuneladora. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Ayala, F. J., Peña, J. L., & Sarti, A. (1986). *Estabilidad de taludes en las formaciones blandas de la Comunidad de Madrid*. Instituto Geológico y Minero de España.
- Ayuntamiento de Madrid. (2022). Galerías de servicio, a punto—Ayuntamiento de Madrid. https://www.madrid.es/portales/munimadrid/es/Inicio/Actualidad/Noticias/El-Ayuntamiento-aprueba-un-nuevo-contrato-para-la-inspeccion-conservacion-y-controlde-las-galerias-deservicio/?vgnextfmt=default&vgnextoid=4ea8ca08fc390810VgnVCM1000001d4a900aRC

RD&vgnextchannel=a12149fa40ec9410VgnVCM100000171f5a0aRCRD#:~:text=La%20ci udad%20de%20Madrid%20dispone,y%20tuber%C3%ADas%20de%20abastecimiento%2 0de

- Barba Ávila, C. (2022a). *Inestabilidad de frentes y movimientos inducidos por ejecución de túneles*. (Temario académico). Universidad Europea de Madrid.
- Barba Ávila, C. (2022b). Introducción a la mecánica de rocas y las obras subterráneas. Clasificaciones geomecánicas. (Temario académico). Universidad Europea de Madrid.



- Barton, N., & Bieniawski, Z. T. (2008). RMR and Q Setting records Straight. *Tunels and Tunnelling international*, 26-29.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mech. 10.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 6 (4), 189-236.
- Bauman, T. (1997). *Face stability of tunnels in soft rock*. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Hamburgo
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications: *A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering.* John Wiley & Sons
- Bores Gamundi et al. (22-24 de octubre de 1998). *Historia de la construcción*. Actas del Segundo Congreso Nacional de Historia de la construcción, Universidad de A Coruña.
- Broere, W. (1998). Face stability calculations for a slurry shield in heterogeneous soft soils. 215-218.
- Broere, W. (2001). Tunnel face stability & new CPT applications. Tesis Doctoral, University of Delft.
- Broms, B. B., & Bennermark. (1967). Stability of clay at vertical opening. *American Society of Civil Engineers*, 93(1), 23.
- Cantó Perelló, J., & Cano Hurtado, J. (1998). *Evolución histórica de las galerías de servicio*. Actas del Segundo Congreso Nacional de Historia de la construcción, 5. A Coruña
- Celada Tamames, B., & Fernandez Pérez, M. (2003). Consideraciones del efecto del frente de excavación de un tíunel en los cálculos bidimensionales. *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, 115, 16-22.
- Chambon, P., & Corté, J. F. (1989). *Stabilité du front de taille d'un túnel faiblement enterré: Modélisation en centrifugeuse*. Proc. International Conference of Tunneling and Microtunneling in Soft Ground: From Field to Theory, 307-315. París



- Chambon, P., & Corté, J. F. (1994). Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of túnel face. Journal of Geotechnical Engineering, 120(7), 1148-1165.
- Contreras Carrillo, D. (2019). Sistemas de pre-refuerzo en frentes de excavación de túneles en suelo y roca. Tesis Doctoral, Universidad de Bogotá.
- Cornejo Álvarez, L. (1988). El fenómeno de la inestabilidad del frente de excavación y su repercusión en la construcción de túneles. Congreso Tunnels and water, Madrid.
- Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., & Seneviratne, H. N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Geotechnique*, 30, 397-416.
- Deere, D. U., & Deere, D. W. (1988). The rock quality designation (RQD) index in practice. *Rock* classification systems for engineering purposes, 91-101.
- Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and nearsurface construction in rock. *Society of Mining engineers of AIME*.
- Díez, F. (2010). Nuevo modelo Madrid para la Estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Europa Press. (2020). Muere un obrero sepultado por un derrumbe cuando trabajaba en una galería subterránea de Madrid. 20 minutos. https://www.20minutos.es/noticia/4176805/0/muere-obrero-derrumbe-galeria-madrid/
- Flores Alia, J., Abajo Martín, P., & Herrero Fernández-Pacheco, E. (1971). Cálculo de túneles de sección circular en terrenos blandos (arenas, arcillas y margas), con las hipótesis de Terzaghi de sobrecarga, adaptando a las mismas el método de Brodov-Gorelik. *Revista de Obras Públicas*, 3078, 20.
- Health and Safety Executive. (1996). Safety of new Austrian tunnelling method (NATM) tunnels. (p. 137).

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Underground excavations in rock. CRC Press



- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion*. Proc. North American Rock Mechanics Society Symposium.
- Horn, N. (1961). Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren. Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie, 7-16. Hungría

Instituto Geológico y Minero de España. (s. f.-a). Mapa geológico de la Comunidad de Madrid

Instituto Geológico y Minero de España. (s. f.-b). Mapa geotécnico de la Comunidad de Madrid [Map].

- Jiménez Salas, J. A., Cañizo Perate, L. del, Escario Ubarri, V., Faraco Muñoz, C., Fort Lopez-Tello, L.
 F., De Justo Alpañes, J. L., Llorens Alcon, M., Lorente de No, C., Marsal Monzon, R., Molina
 Fernandez, R., Muzas Labad, F., Oteo Mazo, C., Rodriguez Ortiz, J. M., Romana Ruiz, M.,
 Serrano Gonzalez, A. A., Soriano Peña, A., Uriel Ortiz, A., & Uriel Romero, S. (1980).
 Geotecnica y Cimientos III. Segunda parte. Editoria Rueda, Vol. 3
- Leca, E. M., & Dormieux, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, 40, 581-606.
- Leca, E., & Panet, M. (1988). Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel. *Revue Française de Géotechnique*, 43.
- Martin Sánchez, D. (2003a). *El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas*. (Temario académico). Universitat Politècnica de Catalunya.
- Martin Sánchez, D. (2003b). *Estabilidad de frentes*. (Temario académico).Universitat Politècnica de Catalunya.
- Melis Maynar, M. (2004). El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas. *Revista de Obras Públicas*, 3450, 20.
- Melis Maynar, M. (2005). El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas (Segunda parte). *Revista de Obras Públicas*, 3458, 17.



- Ministerio de Industria, Energía y Turismo, Universidad Politécnica de Madrid, & Laboratorio Oficial J.M. Madariaga. (2015). Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (p. 316).
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. (s. f.). Delimitación de las demarcaciones hidrográficas.
- Montalar, E. (2009). La clasificación geomecánica de Protodyakonov [Blog]. *El blog de Enrique Montalar*. https://enriquemontalar.com/clasificacion-geomecanica-de-protodyakonov/
- Mühlhaus, H. B. (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37-52.
- Murayama, S. (1966). Review of excavation performance of mechanized shield from viewpoint of soil mechanics. 1st Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Palmström, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnelling and underground space technology*, 20 (4), 362-377.
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses Ecole National Ponts et Chaussées.
- Pérez, I. (2011). *Caracterización geotécnica de los suelos de Madrid mediante la técnica REMI.* Tesis Doctoral, Universidad Complutense de Madrid.
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.* Red DESIR.
- Riveiro Valiño, J. A., Marey Perez, M., Díaz Varela, E. R., & Álvarez López, C. J. (2009). *La galería de servicios como elemento para la regeneración de centros históricos: El caso de Pamplona*. XIII Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos, Badajoz.
- Romana Ruiz, M. (2001). Recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles. *Revista de Obras Públicas*, 3408.



- Ros Avila, J. (2008). Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Rosas Tlalolini, M. A. (2019). Estabilidad de frente en túneles considerando flujo de agua en condiciones transitorias. Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Santoyo Villa, E., Bermúdez González, E., & Contreras Galván, R. (2013). El método Támez y sus contribuciones al diseño y construcción de túneles. *Geotecnia. Órgano oficial de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.*, 229, 29-33.
- Semprich, S. (1980). Berechung der Spannungen und Verformungen im Bereich der Ortsbrust von Tunnelbauwerken in Fels. *Report of the Inst. of Geotech. Engng. of the RWTH.*, 8.
- Senent, S. (2015). La estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos o con un criterio de rotura no lineal. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

Soto Saavedra, P. R. (2004). Construcción de túneles. Tesis Doctoral, Universidad Austral de Chile.

- Tamez González, E. (1984). *Estabilidad de Túneles Excavados en Suelos*. Trabajo académico, Academia Mexicana de Ingenieria.
- Tamez González, E., Rangel Núñez, J. L., & Holguín, E. (1997). *Diseño geotécnico de túneles*. TGC Geotecnia.
- Terzaghi, K. von, (1946). Rock Defects and Loads on Tunneling Supports, in Proctor, R. V., & White, T. (eds.) Rock Tunneling with Steel Supports. Harvard University.
- Vermeer, P. A., Ruse, N., & Marcher, T. (2002). Tunnel heading stability in drained ground. *Felsbau*, 8-18.
- Yepes, V. (2023). Sostenimiento de un túnel según el índice Q de Barton. (Temario académico). Universitat Politècnica de València.



ANEXOS

ANEXO I. MARCO GEOLÓGICO DE LA COMUNIDAD DE MADRID

La Comunidad de Madrid se encuentra enclavada entre la Cordillera Central y Cuenca Hidrográfica del Río Tajo. Cuenta con una orografía muy irregular, entre otros aspectos, cuenta con una diferencia de altitud entre su punto más alto y bajo de 2000 metros y por ser el norte de la comunidad la zona divisoria entre las Cuencas Hidrográficas del Duero y el Tajo.



Figura 121. Mapa de delimitación de las demarcaciones hidrográficas de España. (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, s. f.)

La Comunidad de Madrid se enmarca dentro la cuenca endorreica del Río Tajo, para facilitar el compendio de datos y de forma resumida, puede diferenciarse geológicamente en tres grandes zonas, las cuales coinciden con el mapa físico de la Comunidad y discurren perpendicularmente a la sierra en dirección Suroeste:

 Zona geológica del Sistema Central, constituye una franja que discurre desde el Norte hasta el Suroeste de la Comunidad. En esta zona se presentan sedimentos detríticos procedentes del macizo rocoso de la Sierra de Guadarrama. En esta zona se encuentra facies detríticas, compuestas por arenas arcósicas con finos, arcillas algo arenosas y



arcillas preconsolidadas, las cuales se conocen popularmente como "arenas de miga", "arenas tosquizas" y "toscos".

- Zona geológica de la Submeseta Sur, en esta zona se encuadra la Villa de Madrid, así como la mayor parte de las ciudades del sur de la Comunidad como Alcorcón, Fuenlabrada, Getafe, Móstoles y Parla. Es una zona de transición, compuesta por materiales de las facies detríticas mencionadas anteriormente y las facies intermedias o de transición, compuestas por arcillas muy preconsolidadas de expansividad variable, conocidas popularmente como "peñuelas".
- Zona geológica de la Cuenca del Río Jarama, que a su vez coincide con la depresión del Río Tajo. En esta zonas se encuentran las facies intermedias y centrales o evaporíticas, compuestas por peñuelas y yesíferos.

A continuación, se definirán las distintas unidades litológicas con mayor detalle.

TERCIARIO. MIOCENO – PLIOCENO:

- Facies Detrítica
- Arcosas gruesas y medias: Arenas de consistencia areniscosa de colores amarillentos u ocres con gravilla, en ocasiones puede presentar algún nivel limo-arcillosos. Son materiales permeables ya que cuentan con una granulometría variable, es decir, zonas con mayor granulometría hasta llegar a ser arcilloso.
- Arcosas finas: Son más arcillosos que las arcosas gruesas y medias, en concreto son limos arcillo-arenosos de color amarillento u ocre.
- > Facies de transición
- Arcosas finas con arcillas: parecidas a las anteriores, presentan una transición de las constituidas en la facies detrítica a las facies centrales
- Arcillas consolidadas: arcillas limosas de color marrón, aunque puede ser gris verdoso cerca de yesos. Son conocidas popularmente como "*peñuelas*"
- Facies centrales o evaporíticas:
- Formaciones yesíferas: son zonas de yesos pero que en ocasiones presentan tramos limoarcillosos consolidados. (Pérez, 2011)

CUATERNARIO:

 Terrazas y depósitos de fondo de valle: aparecen alrededor de dos de los mayores ríos de la Comunidad, como son el Río Jarama y el Río Manzanares.



Ambos Valles se encuentran constituidos por gravas y cantos, lo que varia de una a otro son los bloques que están compuestos por distintos materiales. A su vez, en el Valle del Río Manzanares, estos bloques cambian de aguas arriba a aguas abajo.

- Glacis: son variables dependiendo de la zona de la Comunidad en la que se encuentren, pudiendo ir desde materiales arenosos a cantos de caliza.
- Rellenos antrópicos: son materiales de aportación artificial, sobre todo abundantes en zonas urbanas, constituidos por terrenos movidos por construcciones y residuos urbanos. (Pérez, 2011)

Edad	Facies	Terreno
		Depósitos aluviales
Cuaternario		Glacis
		Rellenos antrópicos
Terciario	Detrítica	Arcosas gruesas y medias
	Detritica	Arcosas finas
	Transisión	Arcosas finas con arcillas
	Transicion	Peñuelas
	Central	Yesos con arcillas

Tabla 69. Unidades litológicas de la Comunidad de Madrid





Figura 122. Mapa geológico de la Comunidad de Madrid, escala 1:200.000. Instituto Geológico y Minero de España, s. f.)



ANEXO II. MARCO GEOTÉCNICO DE LA COMUNIDAD DE MADRID

En este punto se desarrollarán las principales características geotécnicas de las formaciones que se han descrito en el apartado 5.1.1. Geología de los suelos de la Comunidad de Madrid.

Rellenos antrópicos

Son materiales son materiales de aportación artificial, sobre todo abundantes en zonas urbanas, constituidos por terrenos movidos por construcciones y residuos urbanos. Precisamente por su diversidad, resulta complicado definir unas características geotécnicas del mismo. Por practicidad a la hora de estudiarlos, se le suele asignar una densidad aparente de 1,80 t/m3. Tienen una gran deformabilidad, esto se debe a la mala compacidad y la presencia de humedad, además, suelen ser muy permeables pudiendo llegar al colapso cuando se saturan.

Arenas de miga

Este tipo de arena presenta un color amarillento. Ya que cuenta con poco porcentaje de fracción de finos, su plasticidad es baja. Cuenta con una compacidad alta. También presentan una resistencia a la penetración estándar (N_{SPT}) muy variable dependiendo de la profundidad a la que se encuentre, en la superficie puede encontrar valores que rondan los 30, pudiendo llegar al rechazo en profundidades entre los 30-40 metros de profundidad.



Propiedades	Máximo	Mínimo	Media	Desviación tipica	N° de muestras
Densidad seca	2,12	1,15	1,87	0.14	106
(t/m3)	2,18	1,52	1,82	0,13	80
				1	
Humodad	43,4	4,00	11,60	4,40	196
numedad	26,8	2,10	12,30	4,9	171
Límite líquido. LL	65,5	18,50	31,20	5,30	263
	53,7	21,50	30,20	4,8	121
Indice de pJasticidad,	39	1,80	12,50	5,30	258
P	30	2,40	12,20	5,2	121
Resistencia a	790	19,60	166,70	167,50	41
compresión simple, $q_u({ m kPa})$	164,8	5,90	47,40	45,5	22
		1	1	1	
Cohesión efectivas	20	0.0	5,00	8,60	4
c'(kPe) (Iriaxial)	37,7	0.0	4,14	9,8	15
Angulo de roz. interno efectivo, \$' (°) (tnaxiel)	37	30,80	35,10	2,50	4
	39,8	30,40	35,60	2,6	15
Cohesión efectiva,	70	10,00	39,30	17,30	9
c'/Pa) (corte)	29,4	0,00	10,00	11,3	5
				1	
Angulo de mz.	51	39,00	46,30	3,30	9
interno efectivo, \$' ("} {corte)	47	37,40	40,30	3,5	5
Módulo presiométrico (kg/cm*)	2693,8	10,20	717,00	470,90	49
	2406,4	145,50	947,40	547,4	56
El valor superior corresponde al casco urbano de Madrid, y el inferior a la zona sur					

Tabla 70. Valores de las propiedades de la arena de miga.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.2)



Arenas tosquizas y tocos arenosos

Es una formación que presenta valores intermedios entre las arenas de miga y el tosco. Cuenta con una baja plasticidad, es un material normalmente arcilloso, aunque puede presentar limos. Tiene mayores valores del límite líquido y el índice de plasticidad que la arena de miga.



Propiedades	Máximo	Mínimo	Media	Desviación tipica	N° de muestras
Densided as a (t/m2)	2.16	1.1	1.87	0.14	456
Densidad seca (t/m3)	2.19	1.48	1.88	0.12	346
				-	
Humodod	79.4	2,00	14.3	4.6	555
numedad	45	2.6	13.6	4.2	433
		r			
Límite líquido. L	153.3	15.4	35.2	7.9	942
	113	19.8	34.7	7.9	515
Indice de pJasticidad,	76.1	20,00	6.8	6.6	939
P	72.2	3.6	16.5	6.2	514
				-	
Resistencia a	2460.0	45.1	404.5	295.6	420
compresión simple, q_u (kPa)	1179.8	0.69	412.1	231	202
				-	
Cohosián ofostivas	200	0.0	36.6	45.4	48
c'(kPe) (Iriaxial)	183.9	0.0	27.5	36.8	49
Angulo de roz. interno . efectivo, \$' (°) (tnaxiel)	47.8	20.5	29.9	5.6	48
	38.2	15.4	30.1	5.2	49
				1	
Cohesión efectiva,	650.0	0.0	76.2	109.0	33
c'/Pa) (corte)	88.3	0.2	34.2	20.9	31
		[ſ	
Angulo de mz. interno	55.5	26,00	33.2	6.1	33
efectivo, \$' ("} {corte)	58.8	21.4	32.8	7.3	31
Módulo presiométrico (kg/cm*)	4560	77.8	965.4	781.4	66
	3245.8	37.4	1024.5	663.7	106
El valor superior corresponde al casco urbano de Madrid, y el inferior a la zona sur					

 Tabla 71. Valores de las propiedades de la arena tosquiza y del tosco arenoso.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.3)



> Toscos

Es un material con un color marrón ocre y en el que predominan las arcillas. Cuentan con una plasticidad media - baja. Se asocian con la expansividad y puede llegar a ocasionar problemas por encima del nivel freático o próximos a la superficie.

Suelen encontrarse fuertemente consolidados, por lo que tienen una elevada resistencia y capacidad portante.



Propiedades	Máximo	Mínimo	Media	Desviación tipica	N° de muestras
Densidad seca	2.16	1,21	1,77	0,18	226
(t/m3)	2,09	1,10	1,62	0,21	184
Li	97,9	1,80	19,50	8,50	267
Humedad	51,1	6,60	23,10	8,3	220
Límite líquido. L	105	25,00	43,50	10,80	448
	119,9	27,50	52,00	17,2	265
Indice de pJasticidad,	60,1	2,50	22,60	8,90	448
P	75,8	6,40	26,10	11	265
Resistencia a	1765,3	43,30	428,10	288,70	227
compresión simple, $q_u $ (kPa)	1422	3,10	361,40	238	115
				,	
Oskasián ofostivos	242,8	0.0	42,60	51,50	51
c'(kPe) (Iriaxial)	80,8	0.0	39,60	23,7	13
Angulo de roz.	45,7	9,50	27,20	5,60	51
interno efectivo, \$' (°) (tnaxiel)	35,4	16,50	28,20	5,5	13
Cohesión efectiva,	167	0.0	56,50	48,70	12
c'/Pa) (corte)	126,5	0,00	46,20	33,7	13
Angulo de mz.	50,2	18,00	30,20	9,30	12
interno efectivo, \$' ("} {corte)	36,6	12,90	29,70	5,7	13
Módulo	5643	169,00	1659,00	1061,40	54
presiométrico (kg/cm*)	3843,2	197,20	1687,00	1020	53
El valor superior corresponde al casco urbano de Madrid, y el inferior a la zona sur					

Tabla 72. Valores de las propiedades del tosco.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.4).



Peñuela- Tosco

Es un material muy heterogéneo con unas características geotécnicas muy variables. Esta formado desde arcillas arenosas, arcillas carbonatadas y arcillas verdes-azuladas con presencia de materiales como la sepiolita, el silex y bentonitas. En concreto, son arcillas con plasticidad media – alta e importante variabilidad en sus características resistentes.

Propiedades	Valores
Peso específico aparente (tim"}	1,42 - 2,12
Peso específico seco (tim°)	0,9 - 1,87
Humedad (%)	13,1 - 69
Paso por el T.UNE 0,08 (%)	3,3 - 100
Limite Liquido	29 - 169
Limite Plástico	15,3 - 79
Indice de plasticidad	5 - 90

Tabla 73. Valores de las propiedades de peñuiela-tosco. (Pérez, 2011, tbl. 2.7.).

Peñuela

Es un material en su mayoría arcilloso, en las que se pueden encontrar lisos con son planos de falla que condicionan sus condiciones geotécnicas. Es un material muy plástico, muy compacto y resistente.



Propiedades	Máximo	Mínimo	Media	Desviación tipica	N° de muestras	
Densidad seca	1,79	0,95	1,42	0,16	145	
(t/m3)	1,64	1,34	1,43	0,08	19	
Humedad	79,5	9,30	33,70	10,00	165	
numedau	35,4	22,40	30,70	3,4	19	
				[
Límite líquido. LL	220,5	39,00	68,40	16,40	232	
	91	54,60	70,40	8,8	24	
				ſ		
Indice de pJasticidad,	157,8	7,00	32,40	14,20	232	
P	51,3	25,90	35,10	6,6	24	
				[
Resistencia a	4740	46,00	591,20	714,00	150	
compresión simple, q_u (kPa)	366,8	121,60	205,70	71	13	
Cohesión efectivas	531,6	25,10	187,60	142,20	15	
c'(kPe) (Iriaxial)	-	-	-	-	-	
Angulo de roz. interno efectivo, \$' (°) (tnaxiel)	65	20,30	36,80	11,70	15	
	-	-	-	-	-	
				ſ		
Cohesión efectiva,	170	10,00	62,80	53,60	8	
c'/Pa) (corte)	-	-	-	-	-	
Angulo de mz.	52	22,00	37,00	8,50	8	
interno efectivo, \$' ("} {corte)	-	-	-	-	-	
Módulo	6507	82,40	975,20	1004,00	43	
presiométrico (kg/cm*)	1736	720,80	1146,50	353	6	
El valor superior corresponde al casco urbano de Madrid, y el inferior a la zona sur						

Tabla 74. Valores de las propiedades de la peñuela.(Arnaiz, 2003, tbl. 2.5)



Formaciones yesíferas

Es un material muy expansivo, que cuenta con resistencias muy variables y suele dar rechazo a la penetración estándar. Viene unido a los fenómenos de karstificación, que generan problemas geotécnicos, como son la formación de cavidades, las cuales pueden dar lugar a cavidades.

Propiedades	Valores
Yesos masivos	80 - 220 kp/cm2
Yesos con arcilla	18 - 70 kp/cm2
Arcillas yesiferas	1,5 - 10 kp/cm2

Tabla 75. Valores de las propiedades de las formaciones yesíferas. (Pérez, 2011, p. 25)

	Nomenclatura Geométrica	Facies Geológicas	Clasificación de Suelos
	Arena de Miga	Arcosas gruesas y	Arenas limpias y arenas con indicios de limos y/o arcillas
	Arena de Miga	medias	Arenas con algo de limos y/o arcillas
			Arenas con bastantes limos y/o arcillas
ETRÍTICA	Arenas tosquizas	Arcosas medias y finas	Arenas limosas y/o arcillosos
CIES DE	Tosco arenoso		Limos y arcillas arenosas
FAC		Arcosas finas	Limos y arcillas con bastante arena
	Tosco		Limas y arcillas con algo de arena
			Limos y arcillas, y limos y arcillas con indicias de arena
cies Sición	Transición Tosco-Peñuela	Arcosas finas con arcillas	Arcillas de alta plasticidad
FAC TRANS	Peñuela	Arcillas consolidadas	Arcillas da alta plasticidad
IES RAL	Arcillas con yesos		Arcillas con yesos
FACI	Yesos con arcillas		Yesos masivos con arcillas

Tabla 76. Relación entre las facies geológicas y la nomenclatura geotécnica. (Pérez, 2011, tbl. 2.2.)





Figura 123. Mapa geotécnico de la Comunidad de Madrid, escala 1:200.000 (Instituto Geológico y Minero de España, s. f.)