Trabajo Fin de Máster

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Análisis de la cubeta de asientos 3D al paso de una tuneladora E.P.B. Aplicación al Metro de Sevilla

Autor: Álvaro Sánchez Iriarte

Tutores:

- Percy Durand Neyra, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
- Manuel Vázquez Boza, Doctor Ingeniero Industrial

Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2016

Trabajo Fin de Máster

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Análisis de la cubeta de asientos 3D al paso de una tuneladora E.P.B. Aplicación al Metro de Sevilla

Autor:

Álvaro Sánchez Iriarte

Tutores:

Percy Durand Neyra. Profesor titular

Manuel Vázquez Boza. Profesor sustituto interino

Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2016

Agradecimientos

En primer lugar, me gustaría agradecer al Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno la oportunidad que me ha brindado para realizar este Trabajo.

Cabe destacar la labor realizada por los dos tutores, D. Percy Durand Neyra y D. Manuel Vázquez Boza, a la hora de guiar este Trabajo.

Asimismo, he de expresar mi agradecimiento a la empresa Geocisa por los datos de instrumentación y auscultación aportados.

Índice de contenido

Índice de contenido ..... **i**

Índice de figuras ..... **v**

Índice de tablas ..... **xiii**

1. Capítulo 1. Introducción **1**

1.1. Antecedentes 1

1.2. Temporización 3

1.3. Justificación 4

1.4. Objetivos 5

1.5. Contenido del trabajo 6

1.6. Metodología 6

1.7. Recursos computacionales 7

1.7.1. Software de cálculo 7

1.7.2. Ordenador portátil de cálculo 8

2. Capítulo 2. Estado del conocimiento **9**

2.1. La Línea 1 del Metro de Sevilla 9

2.1.1. Antecedentes 9

2.1.2. Datos generales 10

2.1.3. Descripción sucinta del trazado 11

2.2. El terreno de Sevilla 19

2.3. Métodos de cálculo 23

2.3.1. Introducción 23

2.3.2. Métodos analíticos 24

2.3.2.1. El método de Sagaseta (1987) 26

2.3.2.2. El método de Verruijt-Booker (1996) 28

2.3.2.3. El método de Loganathan-Poulos (1998) 28

2.3.3. Métodos semiempíricos 29

2.3.3.1. El método de Peck (1969) 29
2.3.3.2. El método de Oteo (1979) 31
2.3.3.3. Modelo Madrid (1999) 32
2.3.3.4. Nuevo modelo Madrid (2011) 36
2.3.3.5. Estimación de asientos. Leyes distintas a la de probabilidad normal 37
2.3.3.6. Estimación de asientos diferidos provocados la consolidación 37
2.3.3.7. Cubeta tridimensional de asientos 38
2.3.3.8. Caso de existencia de dos estratos de propiedades distintas 38
2.3.3.9. Estimación de asientos en superficie para el caso de dos túneles paralelos 39
2.3.4. Métodos numéricos 39
2.3.4.1. Introducción 39
2.3.4.2. Aspectos más influyentes en los movimientos del suelo 41
2.3.4.3. El método de Medina-Melis 41
2.3.4.4. El método de De la Fuente y Oteo 48
2.3.4.5. A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground 49
2.3.5. Comparación de métodos de estimación de asientos en superficie 55
2.4. Proyectos con TBM en España, 1996-2011 56
2.5. Innovaciones en tuneladoras 58

3. Capítulo 3. Geología y geotecnia de la traza 65

3.1. Geología regional 65
3.1.1. Localización 65
3.1.2. El Neógeno alóctono de la Depresión del Guadalquivir 67
3.1.3. El Neógeno autóctono de la Depresión del Guadalquivir 68
3.2. Geología local 70
3.2.1. El Cuaternario antiguo 70
3.2.2. El Cuaternario medio 71
3.2.3. El Cuaternario reciente 71
3.3. Descripción geotécnica general de las unidades 72
3.3.1. Unidad I: Rellenos antrópicos 73
3.3.2. Unidad II: Arcillas arenosas 75
3.3.3. Unidad III: Gravas 79
3.3.4. Unidad IV: Margas azules 82

4. Capítulo 4. Instrumentación y auscultación 87

4.1. Introducción 87
4.2. Dispositivos de auscultación 88
4.2.1. Referencias en fachadas para nivelación 88
4.2.2. Hito de nivelación 89
4.2.3. Extensómetros de varillas nivelables o hitos profundos 90

4.2.4. Extensómetros de varillas 92
4.2.5. Extensometría incremental 95
4.2.6. Miniprismas 98
4.2.7. Tubería inclinométrica 99
4.2.8. Piezómetros de cuerda vibrante 101
4.2.9. Tubería de PVC para piezómetro abierto 102
4.3. Instrumentación en la calle San Fernando 104
4.4. Dispositivos de instrumentación seleccionados 105
4.5. Curvas longitudinales de asientos reales 106
4.6. Nivel freático 109

5. Capítulo 5. Modelo de cálculo 113

5.1. Programa Plaxis 3D Tunnel 113
5.1.1. Input 114
5.1.1.1. Definición de geometría 114
5.1.1.2. Materiales 114
5.1.1.3. Mallado 116
5.1.1.4. Condiciones de contorno 121
5.1.2. Cálculo 121
5.1.2.1. Condiciones iniciales 121
5.1.2.2. Tipos de cálculos 123
5.1.2.3. Fases de cálculo 125
5.1.3. Output 125
5.2. Geometría del modelo 126
5.2.1. Tuneladora LOVAT RME238SE 126
5.2.2. Revestimiento del túnel. Sección transversal 127
5.2.3. Dimensiones del recinto 128
5.2.4. Sistema de referencia global 129
5.2.5. Geometría en planta 129
5.2.6. Sección transversal 130
5.2.7. Sección longitudinal 131
5.3. Condiciones de contorno 132
5.3.1. Desplazamientos 132
5.3.2. Cargas en superficie 132
5.4. Parámetros geotécnicos del modelo 134
5.5. Modelización de la coraza de la TBM 136
5.6. Modelización del revestimiento 137
5.7. Modelización del Gap. Factor de contracción 138
5.8. Presión en el frente 139
5.9. Mallado 141

5.10. Fases de cálculo....142
5.10.1. Geometría de las fases constructivas adoptadas....142
5.10.2. Descripción de las fases de cálculo....144

6. Capítulo 6. Resultados del modelo. Comparación....147

6.1. Malla 3D deformada....147
6.2. Estado tensional en el frente de excavación....149
6.3. Curvas longitudinales de asientos....151
6.3.1. Comparación de resultados en función del coeficiente de contracción....151
6.3.2. Comparación de resultados para V=1%....153
6.3.3. Comparación de resultados para V=0.5%....155
6.3.4. Evolución de las curvas longitudinales de asientos medidos....156
6.3.5. Evolución de curvas longitudinales de asientos para V=1%....157
6.4. Curvas transversales de asientos calculados....158
6.4.1. Curvas para distintos planos y una misma fase....159
6.4.2. Curvas para un plano y distintas fases....160
6.5. Comparación con otros métodos....162
6.5.1. Curvas longitudinales....164
6.5.2. Curvas transversales....166
6.5.2.1. Asiento máximo, δ_{max}....168
6.5.2.2. Posición del punto de inflexión, i....169
6.6. Volumen de asientos y pérdida de terreno....171
6.6.1. Volumen de asientos calculado....171
6.6.2. Relación V_s-V_0....171

7. Capítulo 7. Conclusiones y desarrollos futuros....173

7.1. Conclusiones....174
7.2. Desarrollos futuros....176
7.3. Bibliografía....179

8. Capítulo 8. Anexos....182

8.1. Anexo I. Plano de instrumentación....182

Índice de figuras

Figura 1. Calendario académico durante el segundo cuatrimestre del segundo curso 4
Figura 2. Trazado esquemático en la calle San Fernando y zona de estudio. Fuente: Elaboración propia 5
Figura 3. Propiedades del ordenador utilizado en los cálculos 8
Figura 4. División en tramos de la Línea 1 del Metro de Sevilla. Fuente: elaboración propia 11
Figura 5. Vista general en planta del trazado de la Línea 1. Fuente: [7] 12
Figura 6. Trazado esquemático desde I-1 Ciudad Expo hasta I-3 San Juan Bajo. Fuente: elaboración propia 13
Figura 7. Estación superficial I-3 San Juan Bajo 14
Figura 8. Viaducto que parte I-3 San Juan Bajo hacia Sevilla para salvar el Guadalquivir 14
Figura 9. Trazado esquemático entre I-3 San Juan Bajo y Blas Infante. Fuente: elaboración propia 15
Figura 10. Trazado esquemático entre Blas Infante y Puerta de Jerez. Fuente: elaboración propia 15
Figura 11. Trazado esquemático entre Plaza de Cuba y San Bernardo. Fuente: elaboración propia 16
Figura 12. Trazado esquemático entre San Bernardo y Cocheras. Fuente: elaboración propia 17
Figura 13. Viaducto para salvar la SE-30 18
Figura 14. Trazado esquemático entre Cocheras y Olivar de Quintos. Fuente: elaboración propia 18
Figura 15. Corte estratigráfico general del centro de Sevilla. Fuente: [7] 20
Figura 16. Granulometría de los suelos de Sevilla. Fuente: [7] 21

Figura 17. Resistencia de las margas azules. Fuente: [7] 21
Figura 18. Tabla de propiedades geotécnicas generales de los suelos de Sevilla. Fuente: [7] 22
Figura 19. Tabla de parámetros geotécnicos adoptados para el cálculo de pantallas continuas. Fuente: [7] 22
Figura 20. Componentes de la deformación del túnel. Fuente: [17] 27
Figura 21. Perfil aproximado de asientos en superficie. Fuente: [1] 30
Figura 22. Ley semiempírica de asientos superficiales longitudinales sobre el eje del túnel. Modelo Madrid. Fuente: [20] 33
Figura 23. Definición semiempírica de la cubeta de Attewell (Deducida de análisis teóricos tridimensionales, Modelo Madrid). Fuente: [20] 33
Figura 24. Perfil esquemático para análisis de la subsidencia en Madrid. Fuente: [20]. 34
Figura 25. Gráfico para determinar el volumen de asientos. Fuente: [20] 35
Figura 26. Deducción de la posición i. Fuente: [20] 36
Figura 27. Cubeta de Attewell (Attewell et al., 1986). Fuente: [1] 38
Figura 28. Mallado, sistema de coordenadas global y proceso de construcción. Fuente: [1] 42
Figura 29. Modelizado mediante FLAC3D 2.00. Esquema del proceso de excavación. Fuente: [1] 43
Figura 30. Dimensiones del recinto analizado. Fuente: [1] 44
Figura 31. Sección transversal de la TBM. Diámetros y distintas partes. Fuente: [1] .. 47
Figura 32. Esquema de los principales elementos que intervienen en la modelización del proceso de excavación. Fuente: [1] 48
Figura 33. Ley longitudinal de asientos. Fuente: [17] 48
Figura 34. Modelización de la excavación con TBM. a) Fin del paso anterior de excavación, b) avance, c) excavación e introducción de elementos que representan la inyección y las dovelas. Fuente: [17] 50
Figura 35. Desvío vertical de la tuneladora. Fuente: [19] 51
Figura 36. Funciones de variación temporal de la rigidez y la permeabilidad del mortero de inyección. Fuente: [19] 52
Figura 37. Principales características del modelo Cam-Clay modificado. Fuente: [19] . 53
Figura 38. Malla de elementos finitos y posición de la sección de monitorización. Fuente: [19] 54
Figura 39. Cargas para la simulación del back-up. Fuente: [19] 54
Figura 40. Malla deformada para una excavación de 15 y 48. Fuente: [19] 55

Figura 41. PK 4+133, Línea 8-2. Asientos en superficie obtenidos a partir de distintos procedimientos. Fuente: [1] 56
Figura 42. Proyecto, tamaño y tipo de las TBMs y kms de túnel construidos (1996-2011). Fuente: [14] 57
Figura 43. Tuneladoras fabricadas y Proyecto base para su diseño. Fuente: [14] 58
Figura 44. Anillos flexibles o de diámetro ajustable. Fuente: [14] 64
Figura 45. Columnas tipo del cuaternario. Fuente: [23] 72
Figura 46. Carta de plasticidad de Casagrande. Nivel de arcillas arenosas (unidad geotécnica II). Fuente: [23] 76
Figura 47. Relación RCS-profundidad para la unidad geotécnica II (Arcillas arenosas). Fuente: [23] 77
Figura 48. Relación Nspt-profundidad en la unidad geotécnica II (Arcillas arenosas). Fuente: [23] 78
Figura 49. Huso granulométrico del nivel geotécnico IV (zahorras). Fuente: [23] 80
Figura 50. Relación Nspt-profundidad en la unidad geotécnica III. Fuente: [23] 81
Figura 51. Carta de plasticidad para la unidad geotécnica IV (Arcillas arenosas). Fuente: [23] 83
Figura 52. Relación RCS-profundidad para la unidad geotécnica IV (Margas azules). Fuente: [23] 84
Figura 53. Reglilla invar y clavo de nivelación instalados sobre fachada de edificio. Fuente: [21] 88
Figura 54. Base de nivelación. Fuente: [21] 89
Figura 55. Hito de nivelación. Fuente: [21] 90
Figura 56. Croquis de un extensómetro de varillas nivelable o hito profundo. Fuente: [21] 91
Figura 57. Croquis de hito de nivelación y extensómetros de varillas a distintas cotas. Fuente: [21] 92
Figura 58. Varilla y sensor potenciométrico. Fuente: [21] 93
Figura 59. Arqueta. Fuente: [21] 93
Figura 60. Varilla. Fuente: [21] 93
Figura 61. Caja de conexión (izquierda) y unidad de lectura (derecha). Fuente: [21] 95
Figura 62. Tubería de micrómetro y anillos de acople. Fuente: [21] 96
Figura 63. Croquis. Tubería de micrómetro deslizante instalada en el terreno. Disposición del equipo de lectura durante el desarrollo de la toma de lecturas. Fuente: [21] 97
Figura 64. Miniprisma. Fuente: [21] 98

Figura 65. Unidad de lectura. Taquímetro de alta precisión. Fuente: [21] 99
Figura 66. Tubería inclinométrica. Fuente: [21]..... 99
Figura 67. Torpedo de acero inoxidable. Fuente: [21] 101
Figura 68. Sonda. Fuente: [21] 101
Figura 69. Sensor cilíndrico donde se aloja el mecanismo de medida de cuerda vibrante (izquierda). Unidad portátil de lectura (derecha). Fuente: [21].....102
Figura 70. Sonda para medición del nivel de agua. Fuente: [21] 103
Figura 71. Distribución en planta de la instrumentación adoptada. Fuente: Geocisa..104
Figura 72. Simbología en los planos de instrumentación. Fuente: Geocisa.....104
Figura 73. Curva longitudinal de asientos reales. Distancia desde el frente de excavación al P.K 7+400: 27.21 m. Fuente: elaboración propia.....108
Figura 74. Curva longitudinal de asientos reales. Distancia desde el frente de excavación al P.K 7+400: 63.75 m. Fuente: elaboración propia.....108
Figura 75. Curva longitudinal de asientos reales. Distancia desde el frente de excavación al P.K 7+400: 98.65 m. Fuente: elaboración propia.....108
Figura 76. Evolución del nivel freático y posición relativa con respecto a la clave y solera del túnel. Fuente: Geocisa.....111
Figura 77. Elementos triangulares y elementos volumétricos. Fuente: [24] 116
Figura 78. Posición de los nodos y de los stress points en un elemento placa de 8 nodos. Fuente: [24].....117
Figura 79. Distribución de los nodos y los stress points en el elemento interfaz. Fuente: [24].....117
Figura 80. Pantalla de Plaxis 3D Tunnel para indicar los planos de referencia en la dirección longitudinal.....119
Figura 81. Planos verticales en la dirección longitudinal y espacio comprendido entre ellos (slices). Fuente: [24] 119
Figura 82. Vista general del mallado tridimensional.....120
Figura 83. Vista del mallado bidimensional en el plano A 120
Figura 84. Vista en sección longitudinal de los planos verticales a partir de los cuales se genera el mallado 121
Figura 85. Ventana de Plaxis 3D Tunnel para el cálculo de las tensiones efectivas iniciales 122
Figura 86. Ventana para la selección del tipo de cálculo en la subrutina de cálculo ...124
Figura 87. Ventana para seleccionar la opción de actualización de mallado.....125
Figura 88. Tabla de desplazamientos 126

Figura 89. Tuneladora LOVAT RME238SE. Fuente: [6] 127
Figura 90. Sección transversal del túnel. Fuente: elaboración propia 128
Figura 91. Dimensiones parametrizadas de la sección transversal del modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia 128
Figura 92. Sistema global de referencia. 129
Figura 93. Situación del tramo de estudio. Fuente: elaboración propia 129
Figura 94. Geometría en planta del modelo. Fase 1, fase 2 y fase 3. Fuente: elaboración propia 130
Figura 95. Sección transversal del modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia 131
Figura 96. Sección longitudinal del modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia 131
Figura 97. Condiciones de contorno en desplazamientos. Sección transversal. Fuente: elaboración propia 132
Figura 98. Condiciones de contorno en desplazamientos. Sección longitudinal. Fuente: elaboración propia 132
Figura 99. Aspecto de la carga superficial en la sección transversal del modelo 133
Figura 100. Aspecto de la carga superficial en una vista tridimensional del modelo 134
Figura 101. Presiones (bares) en el frente según datos de obra. Fuente: Geocisa 139
Figura 102. Presiones (bares) en el frente en el tramo de estudio según datos de obra. Fuente: Geocisa 139
Figura 103. Evolución de la presión en el frente y la tensión total vertical 141
Figura 104. Presión en el frente de la TBM. Ley constante y ley trapezoidal. Fuente: elaboración propia 141
Figura 105. Vista en planta de la situación de las tres fases constructivas. Fuente: elaboración propia 143
Figura 106. Geometría en planta de las fases de cálculo. Fuente: elaboración propia 143
Figura 107. Vista tridimensional de la fase 1 144
Figura 108. Vista tridimensional de la fase 2 144
Figura 109. Vista tridimensional de la fase 3 144
Figura 110. Malla deformada en la fase 1 de cálculo (escala aumentada 200 veces) 148
Figura 111. Malla deformada en la fase 2 de cálculo (escala aumentada 200 veces) 148
Figura 112. Malla deformada en la fase 3 de cálculo (escala aumentada 200 veces) 148
Figura 113. Tensiones verticales totales 149
Figura 114. Tensiones principales 149
Figura 115. Tensiones horizontales perpendiculares al eje del túnel 150
Figura 116. Tensiones horizontales en la dirección del eje del túnel 150
Figura 117. Comparación de resultados. Fase 1 de cálculo 152

Figura 118. Comparación de resultados. Fase 2 de cálculo 152
Figura 119. Comparación de resultados. Fase 3 de cálculo 153
Figura 120. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 1 de cálculo. V=1% 154
Figura 121. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 2 de cálculo. V=1% 154
Figura 122. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 3 de cálculo. V=1% 155
Figura 123. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 1 de cálculo. V=0.5% 155
Figura 124. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 2 de cálculo. V=0.5% 156
Figura 125. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 3 de cálculo. V=0.5% 156
Figura 126. Evolución de las curvas longitudinales de asientos medidos.....157
Figura 127. Evolución de las curvas longitudinales de asientos calculados.....157
Figura 128. Numeración de planos verticales en sección longitudinal 158
Figura 129. Curva transversal de asientos en el Fase 1. Comparación en los distintos planos de control.....159
Figura 130. Curva transversal de asientos en el Fase 2. Comparación en los distintos planos de control.....159
Figura 131. Curva transversal de asientos en el Fase 3. Comparación en los distintos planos de control.....160
Figura 132. Curva transversal de asientos en el Front Plane. Evolución durante las distintas fases.....160
Figura 133. Curva transversal de asientos en el Plano B. Evolución durante las distintas fases.....161
Figura 134. Curva transversal de asientos en el Plano D. Evolución durante las distintas fases.....161
Figura 135. Curva transversal de asientos en el Plano F. Evolución durante las distintas fases.....162
Figura 136. Sección longitudinal esquemática. Fuente: Peck, 1969 162
Figura 137. Sección transversal esquemática. Fuente: Peck, 1969.....163
Figura 138. Sistema de referencia en las expresiones de Sagaseta. Fuente: elaboración propia 163

Figura 139. Curvas longitudinales en la fase 1 de cálculo 165
Figura 140. Curvas longitudinales en la fase 2 de cálculo 165
Figura 141. Curvas longitudinales en la fase 3 de cálculo 165
Figura 142. Curvas transversales de asientos en la fase 1 de cálculo.....166
Figura 143. Curvas transversales de asientos en la fase 2 de cálculo.....167
Figura 144. Curvas transversales de asientos en la fase 3 de cálculo.....167
Figura 145. Cubeta de Attewell (Attewell et al., 1986). Fuente: [1] 168
Figura 146. Posición relativa del punto de inflexión y los edificios medianeros. Front plane, fase 3 169

Índice de tablas

Tabla 1. Distribución de asignaturas de Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos 2
Tabla 2. Estaciones que componen la Línea 1 del Metro de Sevilla. Fuente: elaboración propia 12
Tabla 3. Valores de Ψ. Fuente: [1] 32
Tabla 4. Valores del parámetro e. Fuente: [20] 34
Tabla 5. Procedimiento paso a paso para la simulación del avance. Fuente: [19] 50
Tabla 6. Parámetros adoptados para la simulación. Fuente: [19] 53
Tabla 7. Diámetros máximos mundiales de tuneladoras. Fuente: [14] 59
Tabla 8. Dispositivos externos empleados dependiendo del parámetro a controlar. Fuente: [21] 88
Tabla 9. Dispositivos de auscultación seleccionados para la obtención de datos 106
Tabla 10. Fecha de paso de la tuneladora. Fuente: Geocisa 106
Tabla 11. Distancias de los hitos hasta el P.K 7+400 107
Tabla 12. Lecturas del piezómetro PZ110070. Fuente: Geocisa 110
Tabla 13. Tipos de refinamiento global de la malla. Fuente: [24] 118
Tabla 14. Coordenada z de los planos verticales a partir de los cuales se genera la malla 3D 120
Tabla 15. Ficha técnica básica de la tuneladora. Fuente: [25] 127
Tabla 16. Dimensiones del revestimiento del túnel. Fuente: [25] 127
Tabla 17. Numeración y denominación de los estratos. Fuente: [26] 134
Tabla 18. Parámetros geotécnicos (D, drained; U, undrained; M-C, Mohr-Coulomb). Fuente: [26] 134
Tabla 19. Parámetros de entrada para caracterizar un material mediante el modelo de comportamiento Hardening Soil. Fuente: [24] 135
Tabla 20. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 1, 2, 3 y

6. Fuente: [26] 136
Tabla 21. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 4 y 5. Fuente: [24] y [26] 136
Tabla 22. Modelización de la TBM como un cilindro de acero 137
Tabla 23. Valores introducidos para la caracterización de la placa que modeliza la TBM 137
Tabla 24. Parámetros de rigidez del revestimiento 138
Tabla 25. Cálculo de la tensión vertical a nivel del eje del túnel 140
Tabla 26. Valores de la presión en el frente introducidos en el modelo de cálculo 140
Tabla 27. Descripción de las fases de cálculo 145
Tabla 28. Valores de los argumentos de entrada de la fórmula de Peck y el asiento máximo proporcionado 166
Tabla 29. Comparación de asientos 168
Tabla 30. Asiento máximo por fase de cálculo 168
Tabla 31. Valor del volumen de asientos para cada fase de cálculo 171
Tabla 32. Relación entre el volumen de asientos y la pérdida de terreno 172
Tabla 33. Pérdida de terreno en la Línea 1 del Metro de Sevilla 174
Tabla 34. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 1, 2, 3 y 6. Fuente: [26] 175
Tabla 35. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 4 y 5. Fuente: [24] y [26] 175

1. Capítulo 1. Introducción

1.1. Antecedentes

El presente documento se enmarca bajo la normativa de Trabajo Fin de Máster de la Escuela Superior de Ingenieros de la Universidad de Sevilla.

En el curso 2014-2015 se puso en marcha el título de Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos en la Universidad de Sevilla, único título que habilita para la profesión de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

El Plan de Estudios aprobado por la Universidad de Sevilla es de 120 ECTS repartidos en dos cursos académicos y no contempla la posibilidad de especialización.

El autor de este Trabajo Fin de Máster ha accedido al Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos a través de la titulación de Grado en Ingeniería Civil con mención en Construcciones Civiles. De esta forma y teniendo en cuenta la titulación de acceso, la distribución temporal de las asignaturas que componen los estudios de Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos son las siguientes.

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos			
Titulación de acceso: Grado en Ingeniería Civil, mención en Construcciones Civiles			
Curso	**Cuatrimestre**	**Asignatura**	**Créditos**
1º 2014-2015	1	Complementos de Transportes y Servicios Urbanos	6
		Complementos de Hidrología	6
		Historia de la Ingeniería Civil	3
		Métodos Matemáticos Avanzados en Ingeniería Civil	5
		Técnicas Computacionales en Ingeniería Civil	5
		Modelización en Ingeniería Civil	5
	2	Mecánica de los Medios Continuos	6
		Túneles y Excavaciones Profundas	6
		Análisis Avanzado de Estructuras	6
		Tipología Estructural y Puentes	6
		Abastecimiento, Saneamiento y Gestión de Residuos	6
2º 2015-2016	3	Presas y Embalses	6
		Planificación Hidrológica	6
		Planificación del Transporte	6
		Puertos y Costas	6
		Planificación Territorial y de Infraestructuras Civiles	6
	4	Emprendimiento	3
		Trabajo Fin de Máster	**12**
		Ingeniería Geotécnica (Optativa)	5
		Procedimientos Especiales de Construcción (Optativa)	5
		Teledetección en Obras de Ingeniería Civil (Optativa)	5

Tabla 1. Distribución de asignaturas de Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Como se puede observar en la tabla, el Trabajo Fin de Máster constituye una asignatura de 12 créditos correspondiente al último cuatrimestre del Plan de Estudios.

Cabe comentar que *el objetivo del Máster es formar buenos ingenieros en el campo de la ingeniería civil para que cuando accedan al mercado laboral se encuentren con una sólida base que les permita afrontar los problemas a resolver, bien directamente con los conocimientos adquiridos durante el periodo académico, bien sabiendo qué fuentes consultar o adonde dirigirse.*

Por otro lado, las competencias básicas que se pretenden adquirir a través del Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos son las siguientes.

Competencias básicas	
CB06	Poseer y comprender conocimientos que aporten una base u oportunidad de ser originales en el desarrollo y/o aplicación de ideas, a menudo en un contexto de investigación.
CB07	Que los estudiantes sepan aplicar los conocimientos adquiridos y su capacidad de resolución de problemas en entornos nuevos o poco conocidos dentro de contextos más amplios (o multidisciplinares) relacionados con su área de estudio;
CB08	Que los estudiantes sean capaces de integrar conocimientos y enfrentarse a la complejidad de formular juicios a partir de una información que, siendo incompleta o limitada, incluya reflexiones sobre las responsabilidades sociales y éticas vinculadas a la aplicación de sus conocimientos y juicios;
CB09	Que los estudiantes sepan comunicar sus conclusiones –y los conocimientos y razones últimas que las sustentan– a públicos especializados y no especializados de un modo claro y sin ambigüedades;
CB10	Que los estudiantes posean las habilidades de aprendizaje que les permitan continuar estudiando de un modo que habrá de ser en gran medida autodirigido o autónomo.

En el presente Trabajo Fin de Máster se trabajan predominantemente las competencias básicas CB06, CB08 y CB09. Además, también se desarrolla claramente la competencia específica CET01, que se enuncia como: "*Aplicación de los conocimientos de la mecánica de suelos y de las rocas para el desarrollo del estudio, proyecto, construcción y explotación de cimentaciones, desmontes, terraplenes, túneles y demás construcciones realizadas sobre o a través del terreno, cualquiera que sea la naturaleza y el estado de éste, y cualquiera que sea la finalidad de la obra de que se trate*".

El departamento adjudicador del Trabajo ha sido el Departamento de Estructuras de la Edificación e Ingeniería del Terreno, siendo los tutores D. Percy Durand Neyra y D. Manuel Vázquez Boza.

1.2. Temporización

Como ya se ha visto, el presente Trabajo Fin de Máster se desarrolla durante el segundo cuatrimestre del segundo curso del Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Asimismo, tiene asignados un total de 12 ECTS, lo cual supone un total de 300 horas de dedicación.

El periodo de realización por tanto, según se puede ver en la Figura 1, comienza el 1 de marzo de 2016, siendo el último día para entregar la documentación en Secretaría el 15 de julio de 2016.

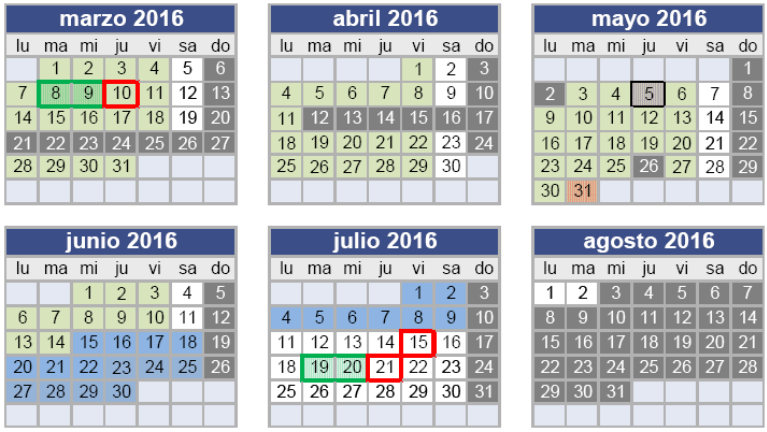


Figura 1. Calendario académico durante el segundo cuatrimestre del segundo curso

1.3. Justificación

La puesta en marcha de este Trabajo Fin de Máster tiene su origen en los estudios iniciados por D. Manuel Vázquez Boza durante su estancia como becario en el *Departamento de Estructuras de la Edificación e Ingeniería del Terreno*, que finalmente no llegaron a ver la luz. En este sentido, este Trabajo Fin de Máster pretende dar continuidad a esos estudios ya iniciados.

Cabe destacar el auge que han tenido en los últimos años las obras de transporte urbano subterráneo en todo el mundo. En este tipo de proyectos la seguridad ciudadana puede verse comprometida si no se estiman correctamente los asientos en superficie generados por la excavación de túneles. En este sentido, conviene aquí plasmar las siguientes líneas obtenidas de [1].

"La estimación o predicción de estos movimientos generados por la excavación de túneles en zonas urbanas es una labor de la máxima importancia, ya que permite elegir o desechar determinados trazados, y decidir sobre el empleo de técnicas auxiliares encaminadas a corregir esos movimientos; todo ello con la finalidad de garantizar la seguridad de los ciudadanos y edificaciones existentes en las zonas afectadas.

Existen numerosos métodos para predecir los movimientos generados en el suelo como consecuencia de la excavación de túneles: analíticos, empíricos o semi-empíricos, numéricos y métodos basados en ensayos de laboratorio. Sin ningún tipo de duda, los que

permiten un estudio más particularizado para cada caso concreto, posibilitando la incorporación de las variables más importantes que intervienen en el problema (incluyendo las fases del proceso constructivo), son los métodos numéricos."

Además, una de las motivaciones fundamentales de este Trabajo Fin de Máster es el acceso a la información de la instrumentación que se dispuso en la calle San Fernando. En efecto, estos datos reales medidos en campo durante la construcción permitirán la comparación de asientos con los obtenidos a través de un modelo numérico de cálculo.

Las conclusiones obtenidas de esta comparación serán de aplicación directa a la construcción de las futuras líneas 2,3 y 4 del Metro de Sevilla.

1.4. Objetivos

El tema de referencia fundamental al que va dirigido el presente Trabajo Fin de Máster es la construcción del tramo de la Línea 1 del Metro de Sevilla que se ejecutó mediante tuneladora E.P.B. Más concretamente, se analizará un tramo de 100 metros en la calle San Fernando comprendido entre el P.K 7+400 y el P.K 7+500. De manera esquemática, la zona de estudio se muestra en la Figura 2.

Figura 2. Trazado esquemático en la calle San Fernando y zona de estudio. Fuente: Elaboración propia

El objetivo principal es comparar los asientos medidos en campo con los obtenidos mediante un modelo de cálculo numérico basado en el Método de los Elementos Finitos. De

esta forma, se pretende obtener conclusiones acerca de la estimación de asientos superficiales en terrenos de Sevilla como consecuencia de la construcción de túneles con tuneladoras.

1.5. Contenido del trabajo

El Trabajo se estructura por Capítulos, siendo la relación de estos la siguiente.

- Capítulo 1. Introducción.
- Capítulo 2. Estado del Conocimiento.
- Capítulo 3. Geología y Geotecnia de la traza.
- Capítulo 4. Instrumentación y auscultación.
- Capítulo 5. Modelo de Cálculo.
- Capítulo 6. Resultados del modelo. Comparación.
- Capítulo 7. Conclusiones y desarrollos futuros.
- Capítulo 8. Anexos.

Sin duda, los Capítulos 5, 6 y 7 son los más interesantes y en ellos está la principal aportación de este Trabajo Fin de Máster de marcado carácter investigador.

1.6. Metodología

La metodología seguida para poder elaborar el modelo de cálculo y llegar a resultados comparables con las mediciones reales ha sido la siguiente.

1. Caracterización geológica del terreno en la zona de estudio.
    - Para ello se dispone de la Memoria del Modelo de la Estación de Puerta de Jerez, elaborada para la U.T.E Metro de Sevilla por D. José Luis de Justo Alpañés[1] así como del Anejo Nº 7 titulado "*Geotecnia del Corredor*" del Proyecto Modificado Nº4 de Construcción de la Línea 1 Interurbana del Metro de Sevilla.
2. Definición de una sección transversal de estudio que luego se extiende para formar el modelo tridimensional.
    - La sección transversal queda definida en base a los planos de Proyecto y adoptando un ancho y una profundidad que permitan hacer un análisis por el Método de los Elementos Finitos sin que los bordes tengan

[1] Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del área de Ingeniería del Terreno. Miembro de AICIA.

influencia en los resultados. Para ello se han adoptado las dimensiones que aparecen en [1].

3. Análisis de los parámetros de la tuneladora EPB.
    - Para ello se dispone del Plan de Seguridad de Obra Civil de la Línea 1 Interurbana del Metro de Sevilla. No obstante, los parámetros de rigidez EA y EI se han tenido que coger de una tuneladora de características similares ya que no están reflejados en dicho documento.
4. Análisis de la disposición en planta de la instrumentación y de sus lecturas.
    - Para el presente Trabajo Fin de Máster, la empresa de geotecnia y cimientos Geocisa ha facilitado las hojas de cálculo en las que aparecen las lecturas de la instrumentación. A partir de estos datos se han obtenido las curvas longitudinales de asientos. Nótese que no se ha podido hacer lo mismo con las curvas transversales al existir información al respecto.
5. Obtención de asientos a partir del modelo numérico.
    - Para ello se ha elaborado un modelo tridimensional con el programa Plaxis, basado en el Método de los Elementos Finitos.
6. Comparación de las curvas de asientos obtenidas numéricamente y a través de las lecturas de la instrumentación.
    - Dicha comparación se hace en una hoja de cálculo, trazando gráficas en las que se superponen los asientos calculados y los asientos medidos. Esto permite ir ajustando el modelo numérico hasta que los resultados sean similares a los medidos.
7. Obtención de conclusiones.

1.7. Recursos computacionales

El Departamento de Estructuras de la Edificación e Ingeniería del Terreno ha facilitado un ordenador portátil y un software para realizar los cálculos. Ambos son propiedad del Departamento y se han puesto temporalmente a la disposición del alumno.

1.7.1. Software de cálculo

Para realizar los cálculos se ha usado el programa Plaxis Tunnel 3D en su versión 2.4.

1.7.2. Ordenador portátil de cálculo

Dado que Plaxis Tunnel 3D funciona en el sistema operativo Windows XP, para los cálculos se ha utilizado un ordenador portátil del Departamento, concretamente el modelo Samsung R40, que tiene 1.87 Gb de memoria RAM y un procesador de 1.73 GHz.

Figura 3. Propiedades del ordenador utilizado en los cálculos

2. Capítulo 2. Estado del conocimiento

En este Capítulo se expone el Estado del Conocimiento sobre la materia que se trata en este Trabajo Fin de Máster.

Por un lado, se hace una sucinta introducción sobre la Línea 1 del Metro de Sevilla a efectos de contextualizar el estudio. Seguidamente, se habla sobre el terreno de Sevilla, caracterizándolo de manera general y haciendo referencia a los estudios existentes sobre la materia. Asimismo, uno de los puntos centrales del Estado del Conocimiento es el de los métodos de cálculo o estimación de asientos en superficie (subsidencia). Se hace referencia también a los proyectos de túneles con tuneladora construidos en España recientemente y a las innovaciones técnicas que han sufrido las TBM's en los últimos años.

2.1. La Línea 1 del Metro de Sevilla

2.1.1. Antecedentes

La construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla ha tenido dos importantes antecedentes.

Por un lado, en 1974-1975, se llevó a cabo la construcción del Pozo y Túnel experimental de la Alameda de Hércules. En dicha actuación se proyectó un pozo de 25 m de diámetro y 40 m de profundidad mediante pantallas continuas. También se hizo un tramo de túnel experimental de 25 m de longitud con revestimiento de ladrillo y excavado en las denominadas "margas azules" del Guadalquivir. Existen varias publicaciones sobre los resultados obtenidos (Uriel y Oteo, 1976; Uriel y Oteo, 1979, etc.).

Por otro lado, en 1980-1984 se realiza la construcción de las cocheras de la carretera de Su Eminencia y el tramo que venía desde esa zona hasta la Huerta del Obispo (en pantallas continuas), junto con un tramo de conexión con un pozo de ataque en dicha huerta y tres estaciones subterráneas (excavadas desde pozos de $\phi 25\,m$ al abrigo de pantallas con una variación del llamado "Método Alemán, por costillas") que se construyeron junto a la Estación de RENFE de Cádiz, en Puerta de Jerez y en Plaza Nueva. También existen varias publicaciones al respecto (Oteo, Rein y Sola, 1987; Oteo, 1994, etc).

El nuevo trazado ha aprovechado parte del trazado antiguo (túnel entre pantallas y alguna estación) en la zona de Portacoeli.

2.1.2. Datos generales

En el año 2003 la Junta de Andalucía adjudicó la concesión para la construcción y explotación de la Línea 1 del Metro de Sevilla a la UTE compuesta por Dragados, Sacyr, Gea21, Caf, Tuzsa y Tussam.

El presupuesto total fue de 428.5 millones de euros, que fueron aportados en un 50% por la Junta de Andalucía, en un 33% por la Administración Central y en un 17% por los cuatro ayuntamientos implicados (Sevilla, Dos Hermanas, Mairena del Aljarafe y San Juan de Aznalfarache).

La Línea 1 del Metro de Sevilla entró completamente en funcionamiento en noviembre de 2009, aunque en abril de 2009 ya estaba en servicio a expensas de terminar algunas estaciones. Cabe comentar que en proyecto su finalización estaba prevista a lo largo de 2008 y que se estimaba un tráfico anual de 20 millones de pasajeros.

En términos generales, la Línea 1 del Metro de Sevilla tiene 22 estaciones y una longitud de casi 19 km que discurren desde Mairena del Aljarafe hasta Montequinto, de los cuales aproximadamente una mitad son subterráneos y otra mitad superficiales. De la longitud total, el 75% es de plataforma exclusiva, esto es, sin interacción con el tráfico rodado motorizado. La plataforma no exclusiva discurre en superficie separada de las calzadas con cruces a nivel con prioridad semafórica.

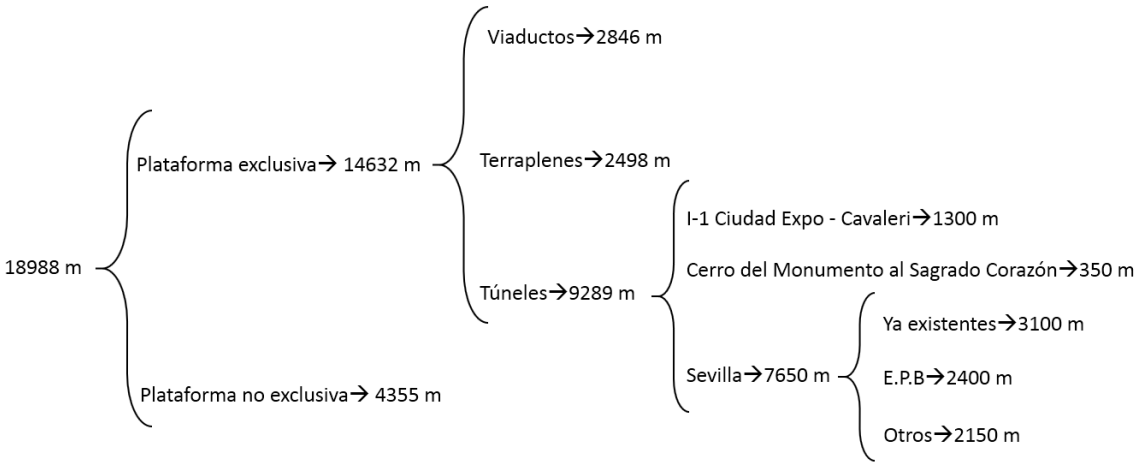


Figura 4. División en tramos de la Línea 1 del Metro de Sevilla. Fuente: elaboración propia

A grandes rasgos, el recorrido es el siguiente: Ciudad Expo (Mairena del Aljarafe) – San Juan de Aznalfarache – Avenida Blas Infante – Plaza de Cuba – Puerta de Jerez – Universidad Pablo de Olavide – Montequinto (Dos Hermanas).

2.1.3. Descripción sucinta del trazado

En este apartado se va a realizar una sucinta descripción del trazado de la Línea 1 del Metro de Sevilla. En la siguiente tabla se enumeran las estaciones que componen la línea. Nótese que la numeración adoptada tiene valor únicamente a efectos del presente Trabajo Fin de Máster. Por otra parte, conviene matizar que la estación de *Guadaíra* actualmente no está en servicio.

Tramo	Estación	Denominación	Tipo
0	1	I-1 Ciudad Expo	Superficie
0	2	Cavaleri	Subterránea
0	3	San Juan Alto	Superficie
0	4	San Juan Bajo	Viaducto
0-1	5	Blas Infante	Semienterrada
1	6	Parque de los Príncipes	Subterránea
1	7	Plaza de Cuba	Subterránea
1	8	Puerta Jerez	Subterránea
1	9	Prado San Sebastián	Subterránea
1	10	San Bernardo	Subterránea
1	11	Nervión	Subterránea
1	12	Gran Plaza	Subterránea
1	13	1º de Mayo	Subterránea
1	14	Amate	Subterránea
1	15	La Plata	Subterránea
1	16	Cocheras	Semienterrada
1	17	Guadaíra	

Tramo	Estación	Denominación	Tipo
1-2	18	Pablo de Olavide	Superficie
2	19	Condequinto	Superficie
2	20	Montequinto	Superficie
2	21	Europa	Superficie
2	22	Olivar de Quintos	Superficie

Tabla 2. Estaciones que componen la Línea 1 del Metro de Sevilla. Fuente: elaboración propia

El trazado completo de la línea es el que se muestra en la siguiente figura. Como se puede apreciar, la Línea 1 del Metro de Sevilla discurre entre Mairena del Aljarafe y Dos Hermanas (Montequinto), atravesando la ciudad de Oeste a Este.

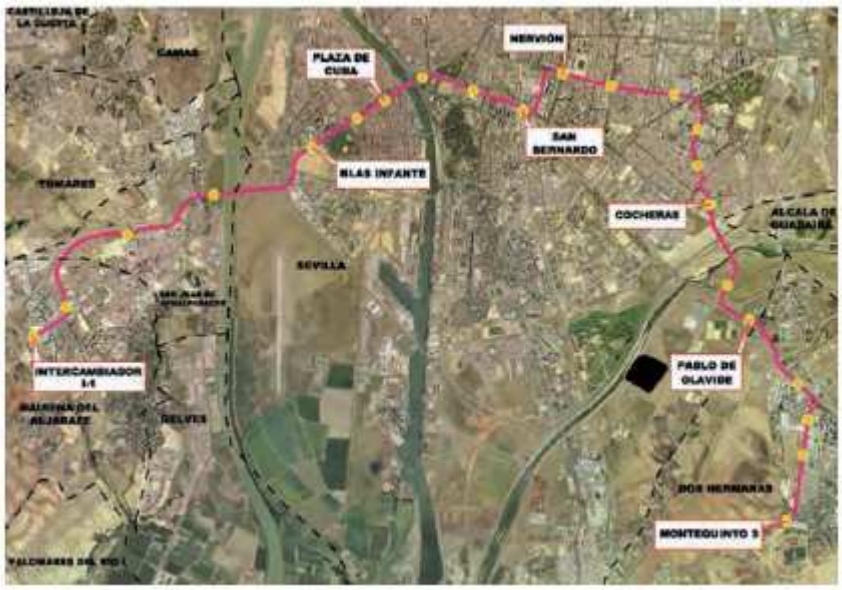


Figura 5. Vista general en planta del trazado de la Línea 1. Fuente: [7]

El trazado se inicia en su tramo 0 en Mairena del Aljarafe, donde se sitúa el intercambiador ***I-1 Ciudad Expo*** en superficie (esta estación cuenta con plazas de aparcamiento disuasorio e intercambio con autobuses). En la siguiente figura se muestra el trazado de la Línea 1 del Metro de Sevilla en la zona del Aljarafe. Conviene aclarar que en las sucesivas figuras, el trazado que se ha representado tiene validez únicamente a efectos esquemáticos.

Figura 6. Trazado esquemático desde I-1 Ciudad Expo hasta I-3 San Juan Bajo. Fuente: elaboración propia

El trazado continúa en subterráneo, mediante falso túnel, hasta llegar a la siguiente estación subterránea de ***Cavaleri.***

Tras superar esta estación, el trazado continúa a la salida del Parque de Cavaleri en superficie por la franja de terreno existente en la margen de San Juan de Aznalfarache entre la Autovía de Mairena del Aljarafe y su vía de servicio. Salva mediante dos estructuras el ramal de incorporación a San Juan de Aznalfarache, llegando a la estación intercambiador ***I-2 San Juan Alto***, que también dispone de aparcamiento disuasorio e intercambio con autobuses.

A continuación, el trazado sigue paralelo a la Variante de San Juan y salva mediante viaducto la autovía de Coria.

Más adelante discurre en falso túnel y en túnel en mina bajo el Cerro del Monumento al Sagrado Corazón.

Continúa en terraplén hasta el cruce con la carretera SE-610 y después llega al intercambiador ***I-3 San Juan Bajo***, que se encuentra en viaducto y cuenta también con aparcamiento disuasorio e intercambio con autobuses.

Figura 7. Estación superficial I-3 San Juan Bajo

Figura 8. Viaducto que parte I-3 San Juan Bajo hacia Sevilla para salvar el Guadalquivir

La traza continúa en viaducto salvando así el Río Guadalquivir.

Tras salvar el río Guadalquivir, el trazado prosigue en viaducto salvando la SE-30 y continúa en terraplén hasta llegar a la estación semienterrada de ***Blas Infante***, donde se inicia el tramo 1.

Figura 9. Trazado esquemático entre I-3 San Juan Bajo y Blas Infante. Fuente: elaboración propia

A partir de la estación de Blas Infante, la Línea 1 del Metro de Sevilla continúa en túnel entre pantallas por la Avenida Blas Infante hasta llegar a la estación subterránea de ***El Parque de los Príncipes***, que se ubica bajo la Glorieta cruce de la Avenida de República Argentina y Calle de López de Gomara.

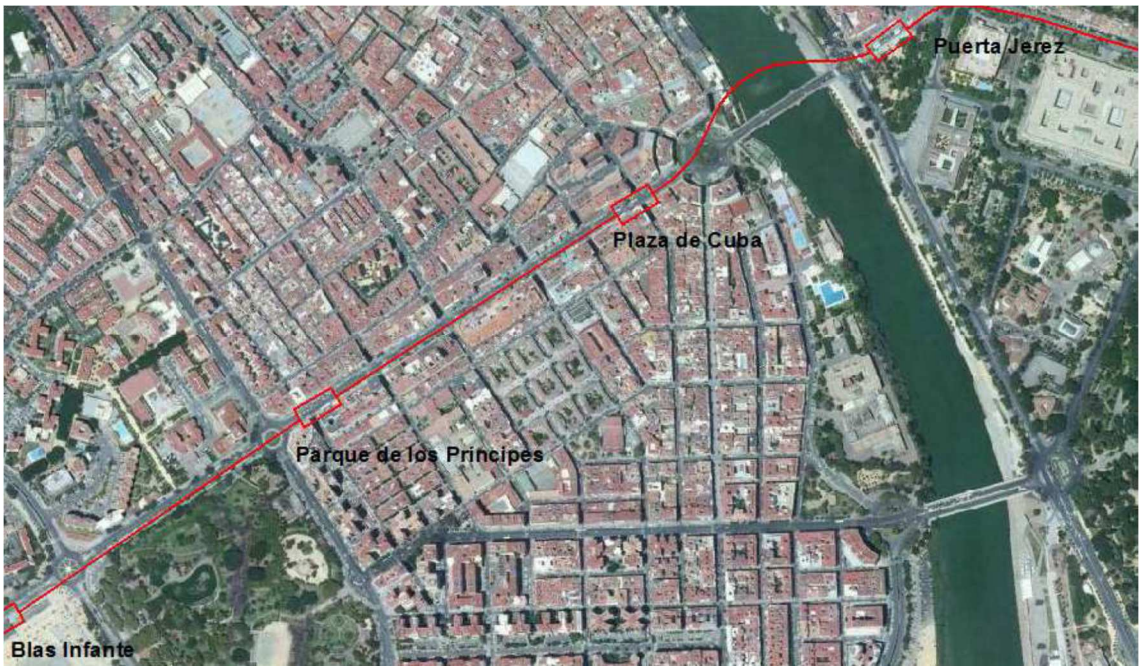


Figura 10. Trazado esquemático entre Blas Infante y Puerta de Jerez. Fuente: elaboración propia

Precisamente es desde esta estación donde se inicia el túnel gemelo ejecutado con tuneladora E.P.B, que tendrá su primera parada en la estación subterránea de ***Plaza de Cuba***, tras recorrer la Avenida de la República Argentina.

Con el objeto de evitar afecciones a la cimentación del Puente de San Telmo (inaugurado en el año 1931), el trazado de doble túnel se torna hacia el Norte, pasando en primer lugar bajo el aparcamiento subterráneo de la Plaza de Cuba y posteriormente bajo la dársena o cauce histórico del río Guadalquivir.

Superada la dársena del Guadalquivir, el trazado continúa bajo el aparcamiento subterráneo de la Avenida de Roma para llegar a la siguiente estación, denominada ***Puerta de Jerez***.

El tramo ejecutado con tuneladora prosigue por la emblemática calle San Fernando y la Avenida Carlos V hasta llegar a la estación subterránea de ***Prado de San Sebastián*** (futuro intercambio con la Línea 3).

Figura 11. Trazado esquemático entre Plaza de Cuba y San Bernardo. Fuente: elaboración propia

La tuneladora continúa su excavación por la Avenida Carlos V hasta llegar a la estación subterránea de ***San Bernardo***, donde se tuvieron que perforar las pantallas de la línea de RENFE y donde finalmente se extrajo la tuneladora. Dicha estación permite el intercambio con la Red de Cercanías de RENFE.

Figura 12. Trazado esquemático entre San Bernardo y Cocheras. Fuente: elaboración propia

Continúa ya el trazado en túnel único bajo la avenida San Francisco Javier hasta llegar a la estación de ***Nervión.***

La traza prosigue por el túnel ya existente, ejecutado entre pantallas, bajo la Avenida de Eduardo Dato hasta llegar a la estación subterránea de ***Gran Plaza.***

Continúa por la Calle Marqués de Pickman y la Calle Federico Mayo Gayarre hasta llegar a la estación subterránea que lleva el nombre de ***1º de Mayo.***

El túnel gira hacia el sur, hacia la Avenida de los Gavilanes, donde se ubican las estaciones subterráneas de ***Amate y La Plata.***

Tras esta estación, la traza pasa de ser en vía única a ser en vía doble y acto seguido llega a la estación de ***Cocheras.***

Seguidamente, el trazado sale a superficie y continúa en viaducto.

Figura 13. Viaducto para salvar la SE-30

Una vez se ha superado la ronda de circunvalación SE-30, la próxima estación en servicio es la de ***Pablo de Olavide***, que da comienzo al tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Sevilla. Finalmente, el trazado concluye en la estación de ***Olivar de Quintos,*** pasando previamente por las estaciones de ***Montequinto y Europa.***

Figura 14. Trazado esquemático entre Cocheras y Olivar de Quintos. Fuente: elaboración propia

2.2. El terreno de Sevilla

El terreno de Sevilla ha sido objeto de diversos estudios. En términos generales, puede decirse que se trata de terrenos bien conocidos y caracterizados dentro de lo imprevisible de la Geotecnia. A continuación se citan algunos de los estudios más relevantes llevados a cabo en este campo:

- A principios de la década de los 70 del Siglo XX, durante la redacción del Proyecto del Metro de Sevilla del Ministerio de Obras Públicas.
- Al realizarse (1974-1975) el pozo y el túnel experimental de la Alameda de Hércules (Uriel y Oteo, 1976; Uriel y Oteo, 1977; Uriel y Oteo, 1979).
- En los años 80, al construirse varios kilómetros de túnel artificial y las tres estaciones subterráneas del centro de Sevilla (Oteo y otros, 1986; Oteo, Rein y Sola, 1987).
- Al redactarse, ya en el siglo XXI, el nuevo Proyecto de licitación de la Concesión y durante la construcción de la Línea 1.

Cabe destacar otros estudios de índole más académica y de reciente publicación, como son los siguientes:

- Comportamiento del terreno durante las obras de construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla en los tramos de túnel entre pantallas y en las estaciones subterráneas. Tesis Doctoral. Curso 2012-2013. Alumno: Pedro Arozamena Cagigal. Director: Dr. Antonio Jaramillo Morilla. Director: Dr. Carlos Oteo Mazo. Universidad de Sevilla.

- Comportamiento triaxial consolidado y sin drenaje de la marga azul del Guadalquivir con modelos elastoplásticos y elementos finitos axilsimétricos. Curso 2014-2015. Alumno: Antonio Tejedor Linares. Tutor: Percy Durand Neyra. Universidad de Sevilla.

En definitiva, la recopilación de los estudios geotécnicos realizados hasta la actualidad permite elaborar una imagen geotécnica bastante verosímil de los terrenos de la ciudad de Sevilla. Un corte estratigráfico simple, correspondiente al centro de la ciudad, es el que se muestra en la siguiente figura.

Figura 15. Corte estratigráfico general del centro de Sevilla. Fuente: [7]

A continuación se describen sucintamente los distintos estratos de menor a mayor profundidad.

- El primer estrato está constituido principalmente por rellenos de origen antrópico, como consecuencias de las civilizaciones que se asentaron en la ciudad de Sevilla desde tiempos inmemoriales. El espesor varía entre 4 y 8 m.
- El segundo estrato característico está constituido por depósitos cuaternarios, arenas flojas y arcillas blandas a medias.
- El tercer estrato característico se compone de gravas cuaternarias que se presentan en todo el ámbito de la Vega del Río Guadalquivir. Las gravas suelen tener tamaños que varían entre los 20 y 80 mm, con algunas capas arenosas intercaladas. Cabe matizar que en algunas zonas de la ciudad se presentan niveles cementados de gravas (el "derretío"), que aportan extraordinaria cohesión a las gravas, en espesores de 40-100 cm. Generalmente los valores del S.P.T en las gravas están en torno a 25 golpes/30 cm y rechazo.
- El cuarto estrato característico, el sustrato, está constituido por las denominadas "margas azules del Guadalquivir". Se trata de arcillas miocenas fisuradas, con 12-15% de CaO, de plasticidad media a alta (límite líquido de 45 a 65), algo expansivas (principalmente en superficie), con resistencia a compresión simple variable entre 0.3 y 1.4 MPa en el centro de la ciudad (Uriel y Oteo, 1976; Oteo y Sola, 1993). También se pueden denominar como "arcillas margosas" o simplemente "margas".

En la siguiente figura se muestra la granulometría típica de estos terrenos.

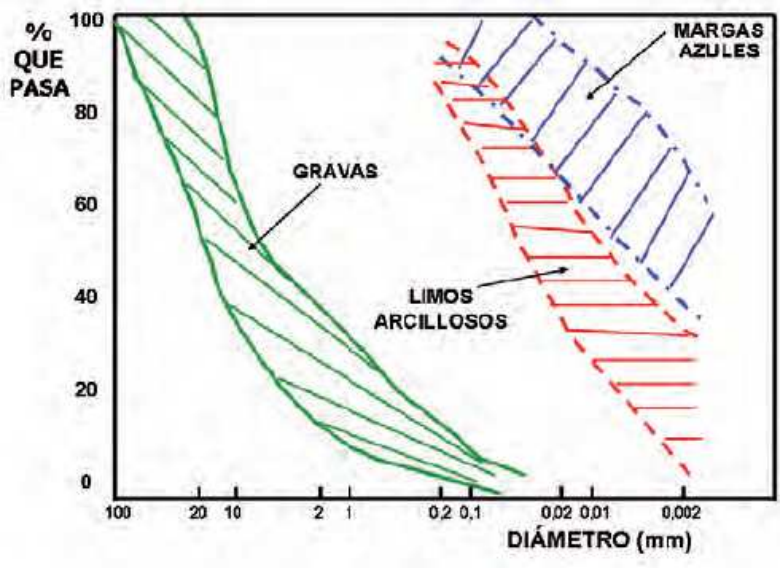


Figura 16. Granulometría de los suelos de Sevilla. Fuente: [7]

Asimismo, en la Figura 17 se muestra la distribución de resistencias a compresión simple de las margas azules (Uriel y Oteo, 1976).

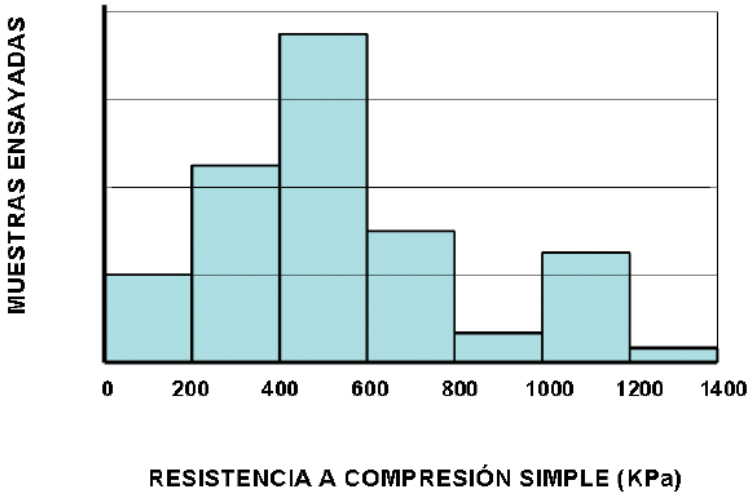


Figura 17. Resistencia de las margas azules. Fuente: [7]

En la siguiente tabla se recogen una serie de propiedades geotécnicas generales de los materiales típicos del subsuelo de Sevilla (Oteo, 1994).

Propiedad	Material			
	Arcillas arenosas		Gravas	Arcillas azules
	Fracción plástica	No plástica		
% < tamiz 10	100	90-100	15-44	100
% < tamiz 200	83-96	12-82	1-8	91-100
% < 0,002 mm.	9-36	7	–	37-66
Límite líquido	30-60	N.P.	–	40-70
Límite plástico	15-35	N.P.	–	25-45
% CO_2	–		5-9 **	10-15
Humedad (%)	15-40		5-10	20-30
Densidad seca (g/cm³)	1, 2-2, 0 (1, 6 - 1, 8)*		2,1	1,4 - 1,8 (1, 5-1,7)*
Indice de compresión, C_c	0,070-0,300		–	0,055-0,150
Indice de entumecimiento, C_s	0,010-0,080		–	0,036-0,120
Resistencia a compresión simple (kp/cm²)	0,50-3,0	0,17-0,90	–	4,6 y 10 - 12
Cohesión efectiva media C' (t/m²)	1,1	0	0	1, 2-3, 0
Rozamiento efectivo medio, ø'	27,5	35,0	35-45	25 - 34
Módulo de deformación en placa de carga (kp/cm²)	–		260-540	Horiz. 1200 - 5700 Vert. 500 - 3100
Módulo de deformación en ensayos triaxiales (kp/cm²)	–		–	Sin drenaje 560 Sin drenaje 350
Módulo edométrico en dispositivo de entumecimiento (decompresión) (kp/cm²)	–		–	440 - 1900

(*) (1, 6 - 1,8) = intervalor de mayor acumulación
(**) En las muestras cementadas: 20-25%

(***) Los resultados de laboratorio pueden estar muy afectados por la toma de muestras.

Figura 18. Tabla de propiedades geotécnicas generales de los suelos de Sevilla. Fuente: [7]

En cuanto al nivel freático general, se encuentra a unos 4-6 m de profundidad.

En el caso de los tramos de la Línea 1 del Metro de Sevilla entre pantallas continuas, cabe comentar que los parámetros de cálculo utilizados son los que se muestran en la siguiente figura. Según los autores, los resultados obtenidos han sido buenos en comparación con la instrumentación realizada.

TABLA 2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ADOPTADOS PARA EL CÁLCULO DE PANTALLAS CONTINUAS (OTEO, 2003)

LITOLOGÍA	CÁLCULOS ELÁSTICOS		PESO ESPECÍFICO AP. (T/m³)	RESIST. AL CORTE	
	MÓDULO DEFORM. (T/m²)	MÓDULO POISSON		COHESIÓN (T/m²)	ROZ. INTERNO (°)
RELLENOS	1.000	0,30	2,00	0,5	25
ARENAS	3.000	0,30	2,10	1,0	32
LIMOS-ARCILLAS	2.500	0,35	2,00	2,0	28
GRAVAS	6.000	0,30	2,10	0,0	37
"MARGAS"	8.500	0,35	2,05	4,0	28

Figura 19. Tabla de parámetros geotécnicos adoptados para el cálculo de pantallas continuas. Fuente: [7]

2.3. Métodos de cálculo

2.3.1. Introducción

La excavación de un túnel produce una alteración en el estado de equilibrio tensional original del suelo. Temporalmente hablando, estos cambios tensionales o descarga del terreno tienen lugar hasta que se alcanza un nuevo estado de equilibrio, mientras que, geométricamente se producen antes y hasta una razonable distancia del frente de excavación. Conviene poner claramente de manifiesto que en la zona del frente de excavación el problema tiene un marcado carácter tridimensional, y sólo en zonas de considerable distancia respecto del frente de excavación el comportamiento podría modelizarse en condiciones de deformación plana.

Las deformaciones que se producen como consecuencia de la excavación son de dos tipos. Por un lado, aparecen deformaciones inmediatas y por otro lado, se producen deformaciones diferidas o en función del tiempo. Estas deformaciones que se producen en superficie, originadas por alteraciones en el equilibrio interno del terreno y no por sobrecargas directamente aplicadas en ella, constituyen el fenómeno denominado *subsidencia*. En general y como producto de la excavación subterránea, los desplazamientos tienen un carácter radial hacia el centro del túnel, pudiendo afectar a los edificios próximos al originar movimientos en sus cimientos, ya sean superficiales o profundos. Por otra parte, además de los asientos, que son los desplazamientos que más frecuentemente se evalúan, debe prestarse asimismo atención a los movimientos horizontales, cuya influencia puede ser más dañina.

Los movimientos finales dependen de un gran número de variables, como la geometría del problema, heterogeneidad del terreno, presencia de agua, proceso constructivo, deformabilidad relativa entibación-terreno y su evolución en el tiempo, los huecos entre terreno y sostenimiento, el tiempo que transcurre hasta que se realizan las inyecciones de contacto, etc.

Llegados a este punto, conviene aclarar la diferencia entre el sostenimiento y el revestimiento. El revestimiento es aquello que hace que la obra sea adecuada al uso para el cual se destina. En general, el revestimiento se coloca una vez que la excavación ya ha sido estabilizada por el sostenimiento. Por tanto, estructuralmente el revestimiento tiene su utilidad en caso de que el sostenimiento se deteriore o para soportar fenómenos de carga diferidos en el tiempo. En este sentido, a pesar de que los asientos superficiales se producen, en general, de forma rápida tras el paso del frente del túnel, también pueden darse

situaciones en las que el tiempo juega un papel importante como por ejemplo los movimientos producidos por la consolidación de las arcillas o marga azul del Guadalquivir.

Como es natural, uno de los requerimientos primordiales en el diseño de túneles en general, y de túneles urbanos en particular, es que su construcción no debe causar daños en las inmediaciones (edificios, aparcamientos subterráneos, puentes, tuberías y redes urbanas, etc.). Por este motivo es especialmente importante determinar, de la manera más acertada posible, los movimientos del suelo originados por la construcción del túnel.

La estimación teórica de estos movimientos es muy difícil debido a la gran cantidad de variables que intervienen en el fenómeno (además se trata de un problema tridimensional y variable en el tiempo). Por ello, siempre deben asumirse algunas hipótesis empíricas acerca del comportamiento del suelo, incluso cuando se utilice el Método de los Elementos Finitos o en general cualquier método numérico (los estudios numéricos con los que permiten mayor versatilidad y la inclusión de mayor número de variables).

Sin embargo, hay que tener presente que antes de proceder a estimar los movimientos en superficie es necesario verificar que el frente de excavación es estable ya que, en caso de no ser estable, pueden aparecer mecanismos de plastificación en el suelo del frente, con grandes asientos en superficie que pueden llegar a provocar hundimientos repentinos con víctimas mortales y grandes daños materiales.

Existen métodos teóricos o analíticos, empíricos y numéricos que permiten estimar la ley de asientos en la superficie del terreno, de forma que pueda analizarse su influencia sobre las cimentaciones de edificios próximos a la excavación del túnel. A continuación se expone una revisión del estado del conocimiento en esta materia.

2.3.2. Métodos analíticos

Los métodos analíticos constituyen una primera aproximación al problema de la estimación de los movimientos que se producen en superficie como consecuencia de la excavación de un túnel.

Sin embargo, dado que su fundamento es teórico y el problema que se está tratando no es ideal, se ha comprobado que se adaptan peor a la realidad que otros métodos menos rigurosos. En cualquier caso, cabe comentar que constituyen los patrones de referencia para los resultados de los métodos numéricos, que permiten el análisis cualitativo de la influencia de las distintas variables que intervienen y que proporcionan resultados de

manera sencilla que pueden ser de utilidad práctica, directamente o con la inclusión de alguna corrección empírica.

Llegados a este punto, conviene exponer la siguiente frase célebre (Sagaseta, 1973):

"La complejidad de los cálculos matemáticos no nos debe concebir falsas ilusiones sobre la precisión de los resultados, que será, como máximo, igual a la de las hipótesis de partida."

En efecto, la excavación de un túnel es un problema muy complejo ya que involucra a un gran número de variables e incógnitas. Esto hace necesario adoptar una serie de hipótesis simplificativas.

Lombardi (1974) adopta las siguientes hipótesis:

- El túnel es de gran longitud y puede dividirse en tramos independientes para el estudio.
- Las heterogeneidades del terreno se ignoran.
- El terreno se comporta de manera isótropa.
- El terreno es continuo.
- El campo de tensiones iniciales es lineal.

Además de estas hipótesis, conviene añadir que:

- Los modelos analíticos representan el comportamiento del terreno a través de un número finito de parámetros numéricos.
- El método de construcción, cuando es considerado, se divide en un número de operaciones elementales individuales.
- Sólo tratan secciones del túnel suficientemente alejadas del frente como para despreciar los efectos tridimensionales que se producen en el mismo.

Las investigaciones realizadas en el campo de los modelos analíticos se pueden clasificar en dos grupos dependiendo de la geometría adoptada. Por un lado, están aquellos que consideran el terreno como un espacio indefinido en todas las direcciones (para ello el túnel tiene que estar suficientemente profundo como para considerar que la superficie del terreno está a una distancia infinita del centro del túnel). Por otro, están aquellos que consideran el terreno como un semiespacio y por tanto tienen en cuenta el efecto de la superficie.

2.3.2.1. El método de Sagaseta (1987)

La aproximación analítica más rigurosa y realista efectuada hasta el momento fue la desarrollada por Sagaseta (1987). Originalmente, su solución está restringida para suelos homogéneos, isótropos, incompresibles y con K_0=1. Posteriormente, extendió la solución a suelos elásticos anisótropos y a suelos elásticos isótropos con $K_0 \neq 1$ (Sagaseta, 1988). La influencia de la compresibilidad del terreno fue analizada en Sagaseta (1988) y Uriel y Sagaseta (1989).

Para el caso de un túnel excavado a una profundidad del eje H, los movimientos en la superficie vienen dados por las siguientes expresiones.

$$\begin{cases} \delta_x = -\dfrac{V_s}{2\pi} \cdot \dfrac{x}{x^2+H^2} \cdot \left[1 + \dfrac{y}{\sqrt{x^2+y^2+H^2}}\right] \\ \delta_y = \dfrac{V_s}{2\pi} \cdot \left[\dfrac{1}{\sqrt{x^2+y^2+H^2}}\right] \\ \delta_z = \dfrac{V_s}{2\pi} \cdot \dfrac{H}{x^2+H^2} \cdot \left[1 + \dfrac{y}{\sqrt{x^2+y^2+H^2}}\right] \end{cases}$$

El sistema de coordenadas está centrado en la superficie, en la vertical del frente de excavación, los asientos llevan la dirección del eje z, el eje y lleva la dirección y el sentido de avance el túnel, y el eje x es ortogonal a ellos formando un triedro dextrógiro.

V_S es un parámetro que representa el volumen comprendido entre las posiciones inicial y final de la superficie del suelo y se denomina volumen de asientos. Es habitual expresarlo por unidad de longitud del túnel y como porcentaje del área excavada.

Para grandes distancias al frente de excavación, esto es, cuando $y \to \infty$, el problema se puede modelizar asumiendo que es de deformación plana. En este caso, las expresiones de los movimientos se simplifican notablemente:

$$\begin{cases} \delta_x(y \to \infty) = -\dfrac{V_s}{\pi} \cdot \dfrac{x}{x^2+H^2} \\ \delta_z(y \to \infty) = \dfrac{V_s}{\pi} \cdot \dfrac{H}{x^2+H^2} \end{cases}$$

Sagaseta comparó los resultados ofrecidos por estas expresiones teóricas con mediciones efectuadas durante la construcción del Metro de Caracas, encontrando un buen ajuste entre la solución analítica y los datos de campo. Sin embargo, el problema fundamental de la solución propuesta por Sagaseta es que, implícitamente, E y ν del suelo están incluidos en el término V_S, perdiendo así parte de su interés como estudio analítico.

Posteriormente, Verruijt y Booker (1996), Sagaseta y González (1999) y Sagaseta y González (2001) mejoraron el planteamiento original de Sagaseta.

En Sagaseta y González (2001) se considera simultáneamente la pérdida de terreno (*ground loss*), la ovalización (distorsión del túnel sin cambio de sección) y la compresibilidad, resultando la siguiente expresión:

$$\delta_z(x) = 2\epsilon R\left(\frac{R}{H}\right)^{2\alpha-1} \cdot \frac{1}{(1+\bar{x}^2)^{\alpha}} \cdot \left(1+\rho\frac{1-\bar{x}^2}{1+\bar{x}^2}\right)$$

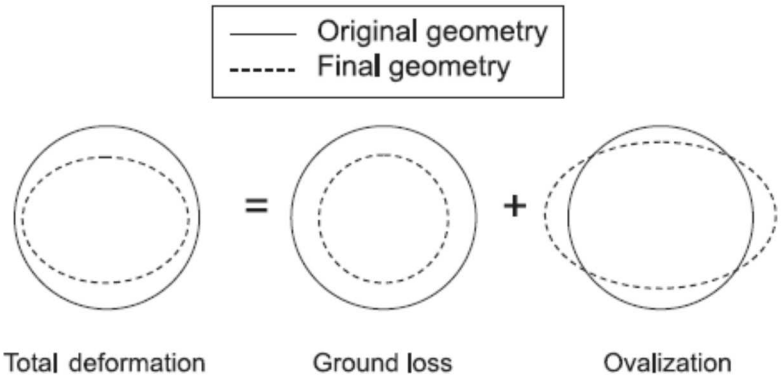


Figura 20. Componentes de la deformación del túnel. Fuente: [17]

Donde,

- R es el radio del túnel.
- ϵ es la deformación radial.
- $\bar{x}$ es la distancia relativa al eje del túnel, $\bar{x} = \frac{x}{H}$.
- ρ es la ovalización relativa. $\rho = \delta/\epsilon$. Tiene valores comprendidos entre 0 y 1, pudiendo ser mayor que 1 se inyecta con mortero a presión para rellenar el gap.
- δ es la ovalización. $\delta = \frac{máximo\ desplazamiento\ radial}{radio}$
- α es un parámetro para tener en cuenta el hecho de que las deformaciones volumétricas en el rango plástico pueden también contribuir a generar unas leyes de asientos más concentradas que aquellas correspondientes a los casos sin drenaje y volumen constante. Esto es así porque en un medio no elástico, los desplazamientos en la zona plástica se atenúan con el cuadrado de la distancia. El método propone utilizar $\alpha = 1.0$ en suelos arcillosos (al menos para las deformaciones instantáneas). En suelos granulares, se aconseja tomar $\alpha > 1$, adoptando como límite superior razonable $\alpha = 2$. Todos estos parámetros dependen del suelo y del procedimiento de excavación y se debe determinar a partir de datos de monitorización.

La deformación radial ϵ normalmente es menor del 1%, aunque puede alcanzar valores del 5%. En condiciones no drenadas ($V_S = V_0$) ϵ se puede expresar como porcentaje a partir de V_S según:

$$\epsilon = \frac{V_S}{2}$$

En cualquier caso, las expresiones de Sagaseta son el comienzo de la transición hacia los métodos semiempíricos, ya que el volumen de asientos V_S es un parámetro que se obtiene a partir de mediciones reales.

2.3.2.2. El método de Verruijt-Booker (1996)

El método de Verruijt-Booker (Verruijt y Booker, 1996) es una generalización de la solución de Sagaseta para suelos compresibles (valores arbitrarios del coeficiente de Poisson ν) y tiene en cuenta el efecto de la ovalización.

$$\delta_z(x) = 4\epsilon R^2(1-\nu)\frac{H}{x^2+H^2} - 2\delta R^2\frac{H(x^2-H^2)}{(x^2+H^2)^2}$$

Donde δ se ha definido previamente. El área de la ley de asientos se obtiene integrando la expresión anterior desde $-\infty$ hasta $+\infty$, resultando que:

$$A = 4(1-\nu)\epsilon\pi R^2$$

Y por tanto,

$$\epsilon = \frac{A}{4(1-\nu)\pi R^2} = \frac{V_s}{4(1-\nu)}$$

2.3.2.3. El método de Loganathan-Poulos (1998)

En el método analítico de Loganathan-Poulos (Loganathan y Poulos, 1998) se tiene que,

$$\delta_z(x) = (1-\nu)\frac{H}{x^2+H^2}\cdot(4gR+g^2)\cdot e^{\frac{-1.38x^2}{(H+R)^2}}$$

Donde g es el parámetro de gap sin drenaje (*undrained gap parameter*), que puede ser estimado mediante la siguiente expresión.

$$g = G_p + U_{3D} + \omega$$

Donde G_p es el gap propiamente dicho, esto es, el espacio geométrico que queda entre la coraza de la tuneladora y el revestimiento, U_{3D} es la deformación elastoplástica equivalente tridimensional en el frente de excavación y ω tiene en cuenta la calidad de la

ejecución del proceso constructivo. Si se inyecta mortero para rellenar el gap físico, G_p puede considerarse como un 7-10% de su valor original.

Cuando se usan tuneladoras tipo E.P.B, la deformación elastoplástica tridimensional en el frente de excavación puede ser despreciada en comparación con el término G_p.

Por otro lado, si se considera que la ejecución del procedimiento de construcción mediante tuneladora tipo E.P.B es buena, entonces se tiene que $\omega \simeq 0$ y por tanto $g \simeq G_p$.

2.3.3. Métodos semiempíricos

La excavación de un túnel produce una relajación de las tensiones normales en la zona que rodea al túnel. El volumen de suelo descomprimido que se introduce en la excavación original, expresado en términos de unidad de longitud del túnel, se denomina *pérdida de terreno* (V_0), siendo lo más habitual expresarla como porcentaje de la sección transversal excavada. Por otro lado, el volumen comprendido entre las posiciones inicial y final de la superficie del suelo se denomina *volumen de asientos* (V_S), siendo también habitual expresarlo por unidad de longitud del túnel y como porcentaje del área excavada.

Para suelos cohesivos, V_0 y V_S son prácticamente iguales. Sin embargo, en suelos granulares la relación entre ellos no es inmediata lo cual hace que la predicción de asientos superficiales sea mucho más difícil en suelos no cohesivos que en cohesivos.

La pérdida de terreno V_0 depende fundamentalmente del tipo de suelo, el tamaño del túnel y su profundidad, la velocidad de avance del frente de excavación, el factor de estabilidad y el procedimiento constructivo. Uriel y Sagaseta (1989) han determinado diferentes expresiones para evaluar V_0.

Otros autores han propuesto valores aproximados tanto para V_0 como para V_s. Pueden consultarse en Cording y Hansmire (1975), Glossop (1977), Oteo y Moya (1979), Mair (1979), Clough y Schmidt (1981), O'Reilly y New (1982), Mitchell (1983), Attewell y Yates (1984), Attewell et al. (1986), Rankin (1987) y Melis Maynar et al. (1997).

En cualquier caso, como orden de magnitud orientativo puede considerarse que $V_S \simeq (0.65 - 0.75) \cdot V_0$ (Melis Maynar et al., 1997; Jiménez Salas, 1980), y que el rango de V_S suele estar entre el 0.5 y el 2% para suelos rígidos, mientras que en suelos blandos puede alcanzar el 5%.

2.3.3.1. El método de Peck (1969)

El método de Peck está basado en los estudios de Peck (1969) y en posteriores aportaciones como las de Atkinson and Potts (1997) y Clough y Schmidt (1981).

Se trata del método más empleado para determinar el valor de los asientos superficiales y se basa en suponer que la forma de dicha ley de asientos se asemeja a la de una campana de Gauss invertida en el caso de un único túnel circular. (Para dos túneles gemelos, Peck indica que el procedimiento sigue siendo válido si se emplea con un radio equivalente igual al de un túnel más la semidistancia entre los dos túneles).

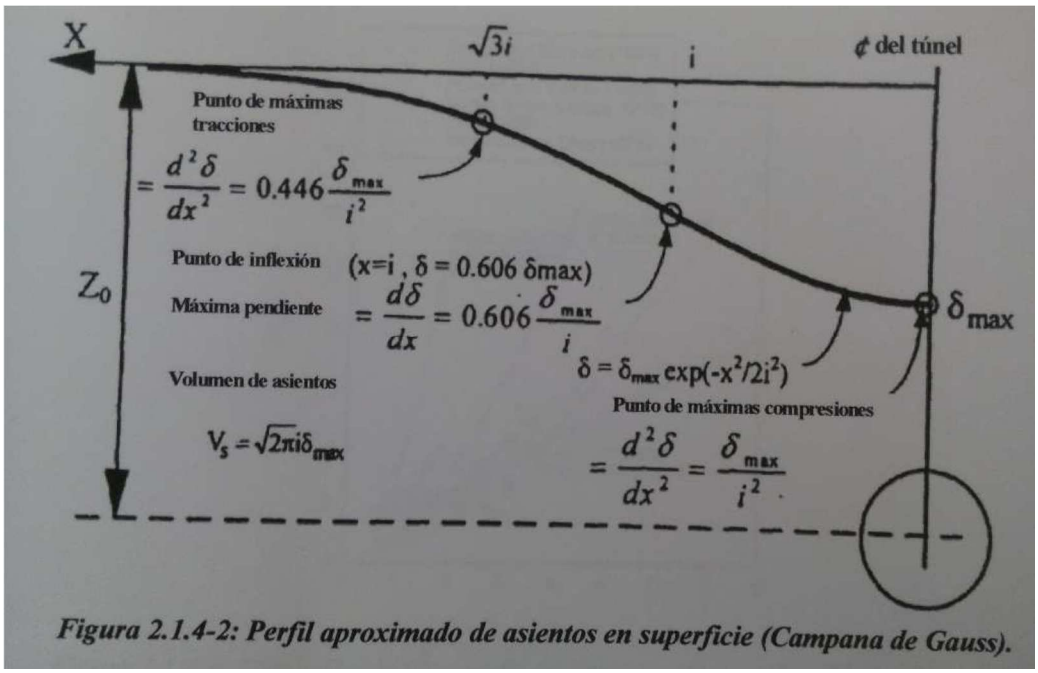


Figura 21. Perfil aproximado de asientos en superficie. Fuente: [1]

Para la mayoría de los suelos e independientemente del sistema de excavación adoptado, esta función se ajusta bien a la de asientos medidos en la realidad. Además, simplifica notablemente el problema al venir definida únicamente por dos parámetros, que son el asiento máximo δ_{max} (que se produce en la vertical del eje del túnel), y la abscisa del punto de inflexión, i, siendo la relación entre ellos la siguiente.

$$\delta_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \simeq \frac{V_s}{2.5i}$$

La ley de asientos en función de la distancia x al eje del túnel viene dada por:

$$\delta_x = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} = \delta_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

Nótese la importancia de determinar el punto de mayor curvatura de la ley de asientos, pues es aquí donde se producen los mayores asientos diferenciales en superficie y los máximos desplazamientos horizontales, que son los más perjudiciales para las estructuras cercanas. El punto de mayor curvatura se sitúa a una distancia de $\sqrt{3} \cdot i \simeq 1.73 \cdot i$ del eje

de simetría, por lo que en definitiva la correcta determinación del punto de inflexión es primordial.

2.3.3.2. El método de Oteo (1979)

Este método semiempírico está basado en los trabajos que llevó a cabo Oteo durante 30 años y que se reflejan en Oteo y Moya, 1979 y en Sagaseta et al., 1980.

Sagaseta y Oteo obtuvieron, a través de un análisis por elementos finitos, las siguientes expresiones para determinar el asiento máximo en superficie δ_{max} y el movimiento horizontal máximo en superficie u_{max}.

$$\delta_{max} = \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu)$$

$$u_{max} = \frac{\gamma D^2}{E}(0.27 - 0.3\nu)$$

No obstante, conviene aclarar que estas expresiones no tienen en cuenta el proceso constructivo, por lo que Oteo y Moya (1979) introdujeron el denominado Factor de Subsidencia, Ψ, que permite tener en cuenta la velocidad de avance, la acción del sostenimiento, etc., resultando la siguiente expresión.

$$\delta_z = \Psi \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu) e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

De donde se deduce que el máximo desplazamiento vertical es:

$$\delta_{max} = \Psi \cdot \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu)$$

Como valores de Ψ se pueden emplear los que se recogen en la siguiente tabla.

Clasificación del tipo en relación con diferentes situaciones	**Manual**	**E.P.B (A)**	**E.P.B (C)**
	Excavación por el método tradicional Belga, Alemán, galerías entibadas	Tuneladora con frente abierto	Tuneladora con frente cerrado
Caso 1: Con recubrimiento $> 0.5D$ sobre clave de terreno tipo Terciario roco o inalterado: - Sin agua - Con agua y fracción fina (1) > 50%	0.6	0.2	0.1
Caso 2:	0.9	0.4	0.3

Con recubrimiento >0.5D sobre clave de terreno tipo Terciario rocoso o inalterado: - Con agua y fracción fina (1) < 50%			
Caso 3: En situaciones diferentes a las contempladas en los casos 1 y 2	3.5 (2)	2.0 (2)	1.5 (3)

(1) Porcentaje en peso de partículas que pasan por el tamiz 0.080 UNE.

(2) Existe riesgo de colapso o formación de chimeneas que aconsejan medidas complementarias del tipo drenaje previo, tratamientos de consolidación u otros. Se deberán adoptar, como valores mínimos orientativos para la previsión, los indicados en la tabla.

(3) En un Caso 3, cuando se trate de terreno Terciario alterado o Cuaternario con >50% de finos, las condiciones pueden ser las de E.P.B (A), al poder no existir presión en la cámara.

Tabla 3. Valores de Ψ. Fuente: [1]

La posición del punto de inflexión, i, de la ley de asientos se obtiene a partir de la siguiente expresión (Sagaseta et al., 1980).

$$\frac{i}{R} = \eta\left(1.05\frac{H}{D} - 0.42\right)$$

Donde η es un parámetro que depende de las propiedades del suelo.

2.3.3.3. Modelo Madrid (1999)

Los Planes de Auscultación desarrollados por la Comunidad de Madrid para controlar los movimientos inducidos en el terreno y estructuras próximas con motivo de las obras de ampliación del Metro de Madrid, junto con análisis numéricos realizados a posteriori, permitieron la propuesta del Modelo Madrid para la estimación de asientos en superficie.

El Modelo Madrid para predicción de subsidencias supone los siguientes ítems:

- La cubeta superficial de asientos se puede definir según se indica en la Figura 22 y Figura 23.

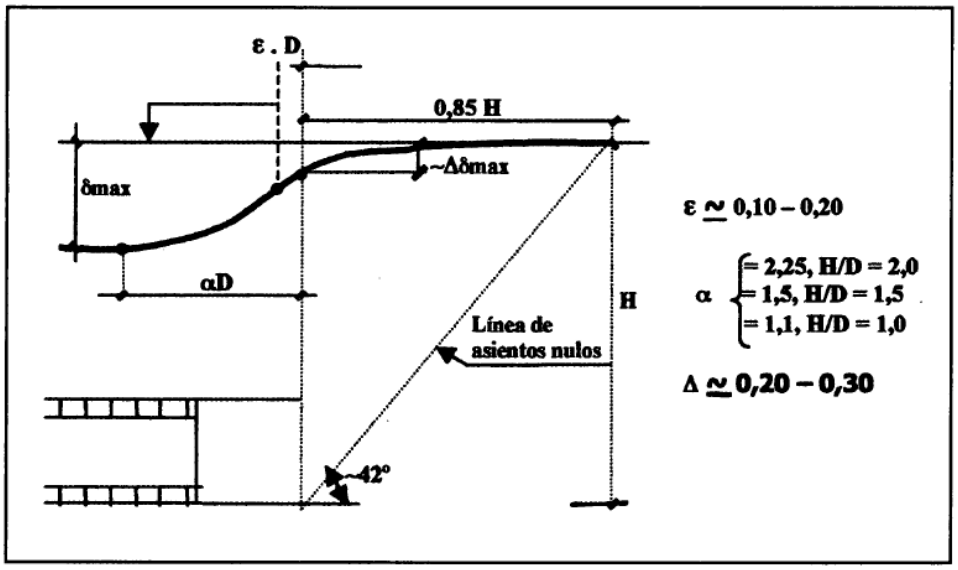


Figura 22. Ley semiempírica de asientos superficiales longitudinales sobre el eje del túnel. Modelo Madrid. Fuente: [20]

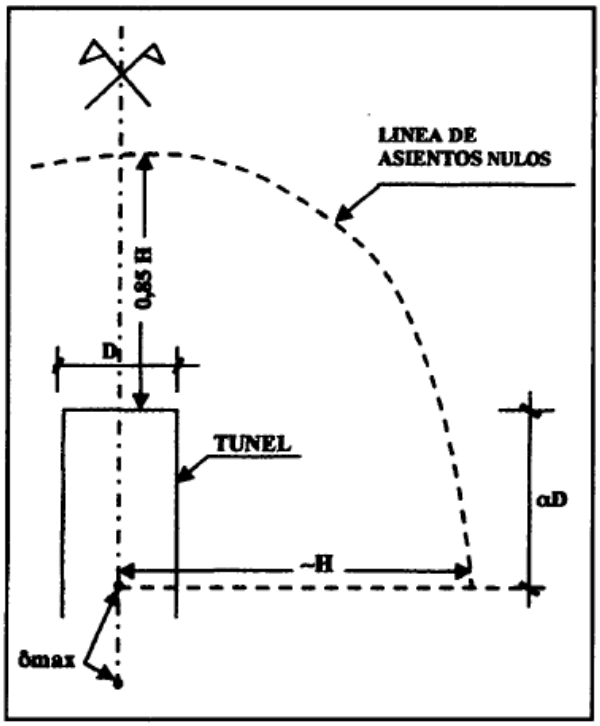


Figura 23. Definición semiempírica de la cubeta de Attewell (Deducida de análisis teóricos tridimensionales, Modelo Madrid). Fuente: [20]

- Para la estimación de movimientos superficiales horizontales se aplica la expresión: $u_{max} = e \cdot \delta_{max}$

Situación	Valor del parámetro e
Suelos normalmente consolidados y suelos preconsolidados con pequeñas profundidades.	0.3
Suelos preconsolidados con profundidad mayor que cinco veces el diámetro.	1
Suelos preconsolidados con profundidades intermedias.	0.65

Tabla 4. Valores del parámetro e. Fuente: [20]

- La ley de movimientos horizontales puede verse en OTEO y Sagaseta (1996).
- La ley de asientos superficiales es una campana de Gauss. El volumen de asientos puede tomarse de la Figura 25. La posición de i se deduce de la Figura 26. Para el caso de otras ciudades que no sean Madrid pero con un esquema estratigráfico similar al de la Figura 24 , bastaría afectar a los valores deducidos de la Figura 25 con un valor igual a la relación entre el módulo de deformación del lugar y el de Madrid.

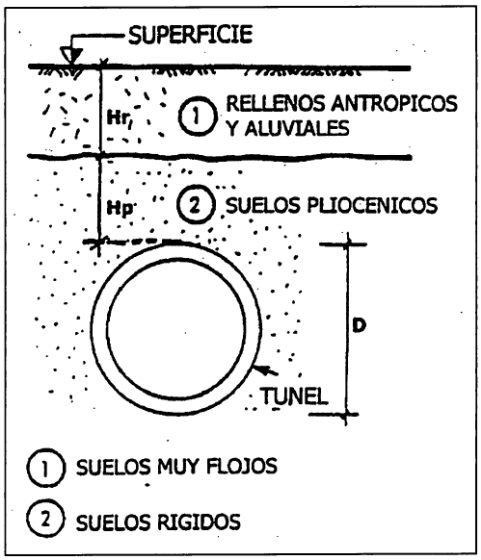


Figura 24. Perfil esquemático para análisis de la subsidencia en Madrid. Fuente: [20]

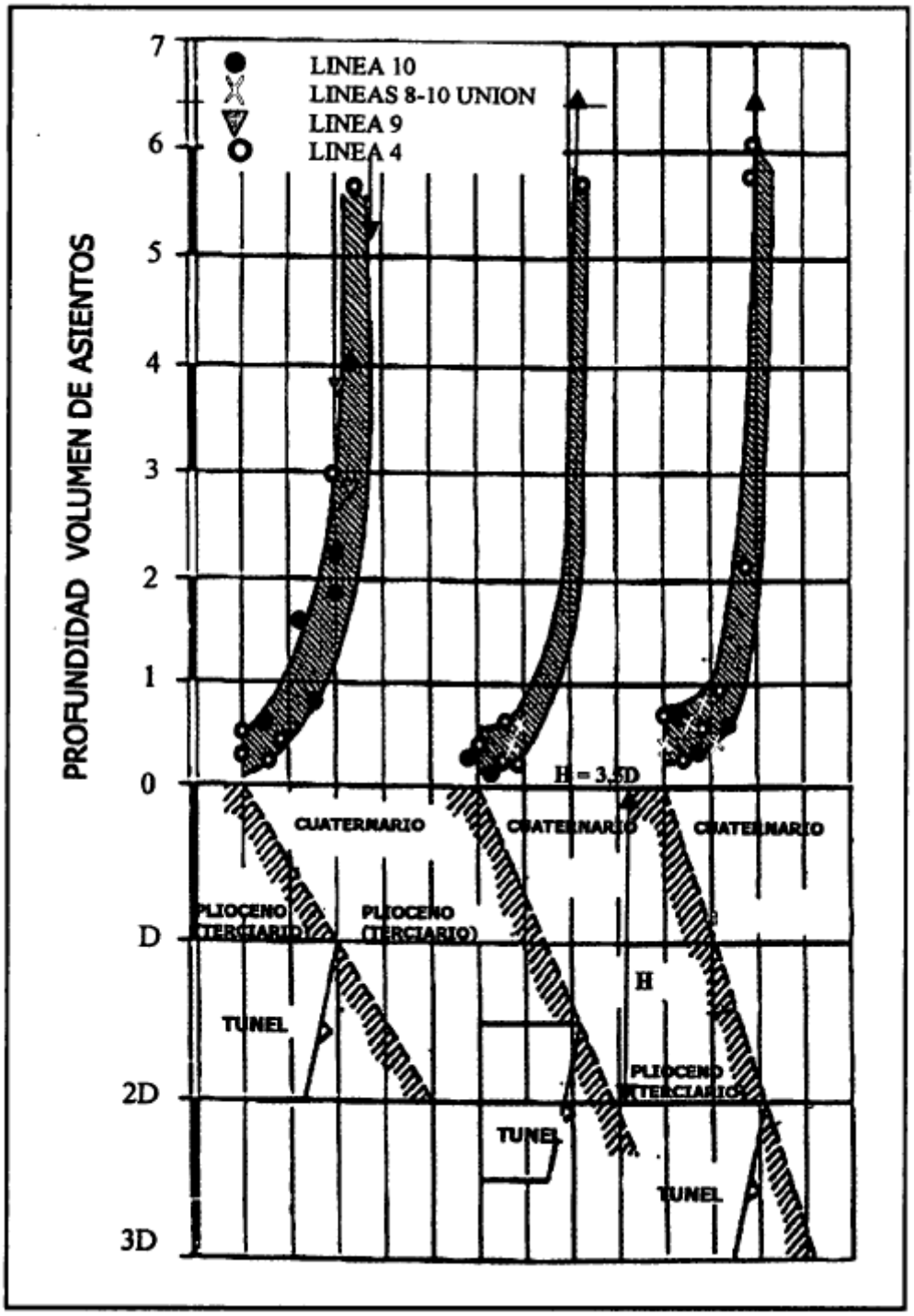


Figura 25. Gráfico para determinar el volumen de asientos. Fuente: [20]

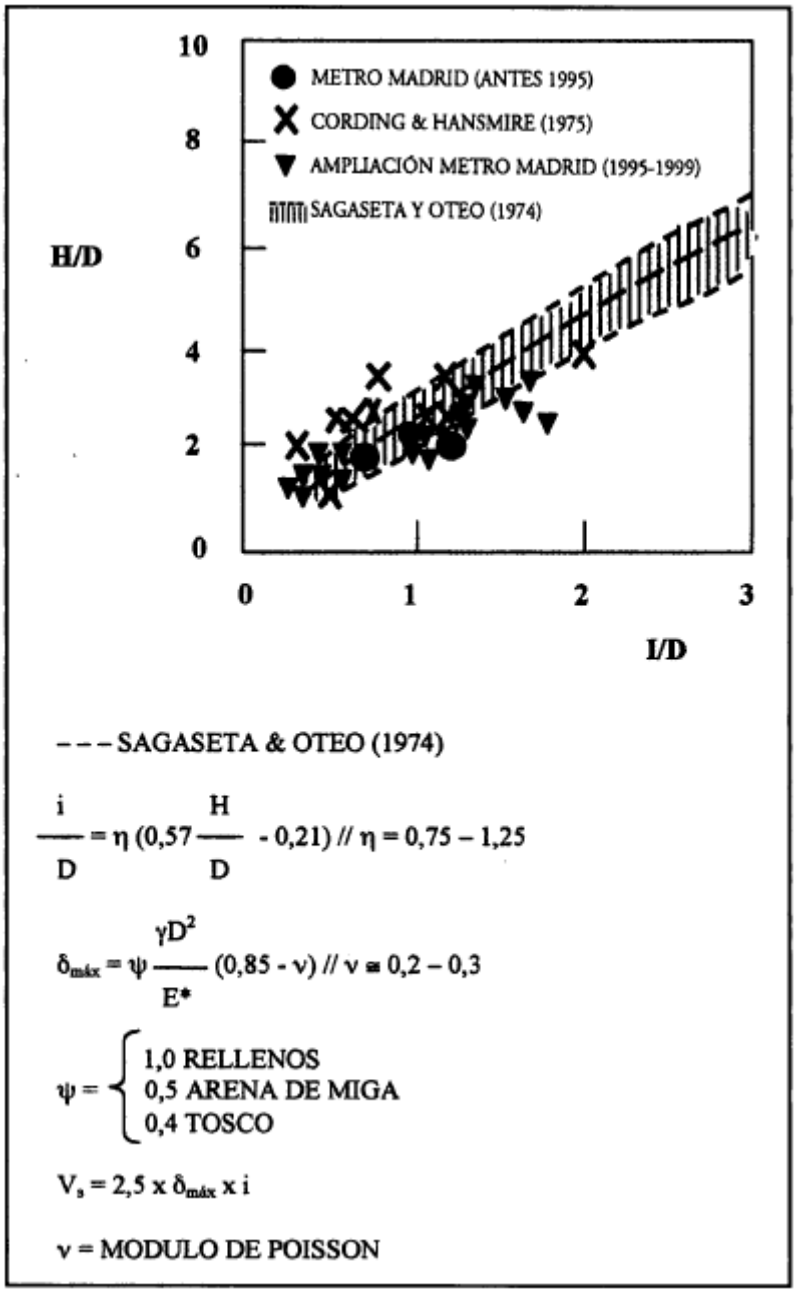


Figura 26. Deducción de la posición i. Fuente: [20]

2.3.3.4. Nuevo modelo Madrid (2011)

En la Tesis Doctoral elaborada por Fernando Díez Rubio y dirigida por Carlos S. Oteo Mazo, titulada *"Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras E.P.B de gran diámetro",* se ha desarrollado un modelo empírico que se complementa a otro previo de 1999.

La estimación de asientos en las diversas ampliaciones de la red del Metro de Madrid y otras obras singulares en la ciudad de Madrid se realizaba en una primera aproximación con los modelos existentes, principalmente con el modelo Madrid (Oteo et al, 1999). En

general, se ha podido comprobar que los asientos medidos durante la ejecución de las obras son inferiores a los estimados. Por tal motivo y disponiendo de los datos de la auscultación llevada a cabo durante la ejecución de la ampliación de la red de Metro de Madrid (periodo 2003-07, en la que se realizaron 41 km con tuneladora de los 83,5 km totales), se ha desarrollado un modelo empírico que se complementa a otro previo de 1999. El modelo relaciona el volumen de asientos (independiente del diámetro de la tuneladora) con el recubrimiento resistente relativo (espesor del sustrato terciario por encima de la clave del túnel dividido por el diámetro de la tuneladora).

Para poder establecer dicho modelo, se ha llevado a cabo una metodología aplicada en diferentes fases.

- Estimación del volumen de asientos con los modelos de cálculo habitualmente empleados y se compara con el volumen de asientos deducido con los datos de la instrumentación dispuesta.
- Tras un tratamiento estadístico de los datos, se establece una ley de variación basada en diversos criterios (por unidad geotécnica, presión de la cámara, etc.). Dicha ley se propone en dos tramos: logarítmico y constante, con un intervalo de variación.
- Se comprobó y validó con los datos disponibles de la instrumentación de la ampliación de la red de Metro de Madrid (periodo 2007-11, donde se han ejecutado 10 km de túnel con tuneladora).
- Por último, se establecen unas limitaciones al modelo y unas recomendaciones para minimizar las subsidencias producidas (peso del material excavado, aseguramiento de un gradiente de presiones en la cámara de la tuneladora, etc.).

2.3.3.5. Estimación de asientos. Leyes distintas a la de probabilidad normal

Para estimar los asientos en superficie se han propuesto otras leyes distintas a la de probabilidad normal, entre las que cabe destacar la de Sagaseta (1987), que viene dada por:

$$\delta_x = \delta_{max} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{x}{H}\right)^2}$$

2.3.3.6. Estimación de asientos diferidos provocados la consolidación

Además de estimar los asientos instantáneos debidos a la pérdida de terreno V_0, cuando se esté tratando con suelos compresibles, como las arcillas blandas saturadas, es preciso

estimar los asientos diferidos que vienen provocados por el fenómeno de la consolidación. La contribución de la consolidación debe añadirse a los movimientos generados inmediatamente después del paso del frente de excavación. Se han recogido en Attewell et al. (1986) distintas formas de evaluar estos asientos causados por la consolidación.

2.3.3.7. Cubeta tridimensional de asientos

Si se consideran simultáneamente las leyes de asientos transversales y longitudinales, se obtiene que la deformada que adopta la superficie del suelo durante el paso de la tuneladora es una cubeta tridimensional que recibe el nombre de *cubeta de asientos* o de Attewell.

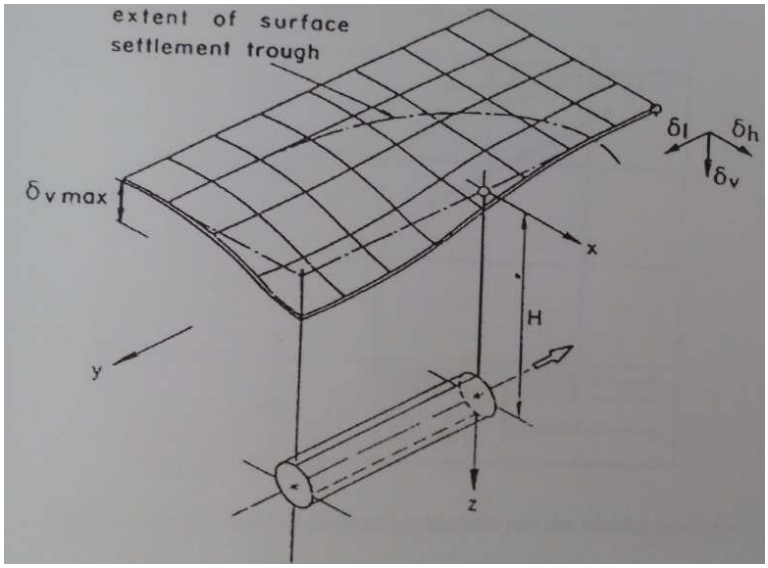


Figura 27. Cubeta de Attewell (Attewell et al., 1986). Fuente: [1]

2.3.3.8. Caso de existencia de dos estratos de propiedades distintas

Selby (1995) realizó una doble aproximación para abordar el problema de la estimación de movimientos superficiales en un suelo compuesto por dos estratos de propiedades distintas, concretamente un túnel en suelo granular sobre suelo cohesivo y viceversa. Por una parte extendió las expresiones anteriores para determinar δ_{max} e i, y por otra parte desarrolló un modelo de elementos finitos. Las soluciones obtenidas con los dos procedimientos fueron similares excepto cuando el estrato superficial tiene un espesor considerable y el túnel es poco profundo. Al comparar los resultados obtenidos mediante sus aproximaciones con los datos disponibles de los túneles del aeropuerto de Heathrow y del Metro de Caracas se encontró un buen ajuste.

2.3.3.9. Estimación de asientos en superficie para el caso de dos túneles paralelos

Por último, conviene mencionar los procedimientos de cálculo semiempíricos para estimar asientos en superficie cuando se excavan dos túneles paralelos (como ha sido el caso de la Línea 1 del Metro de Sevilla). El análisis es similar al visto hasta ahora pero introduciendo la separación entre hastiales, *b*.

En términos generales, si la separación entre túneles es $b > 3D$, se puede asumir que no hay interferencia entre ellos y los asientos superficiales que produce cada uno pueden determinarse de manera independiente. En realidad, esta distancia depende del tipo de suelo y del sostenimiento empleado.

Sin embargo, lo habitual es que la separación entre hastiales sea aproximadamente igual al diámetro, $b \simeq D$. Para este valor y para profundidades $\frac{H}{D} \simeq 2 - 3$, según los análisis teóricos llevados a cabo en Ghaboussi y Ranken (1977) y Oteo y Sagaseta (1978), el incremento del volumen de asientos adicional por la presencia de dos túneles gemelos, ΔV, resulta ser del orden del 75% del volumen de asientos de un túnel aislado, lo cual pone de manifiesto una clara interacción. Además, conviene indicar que se ha comprobado que la forma del perfil de asientos no es simétrica, sino que se suelen producir mayores asientos en la zona próxima al túnel que se ejecutó en primer lugar (Terzagui, 1943; Cording y Hansmire, 1975; Attewell, 1977).

2.3.4. Métodos numéricos

2.3.4.1. Introducción

Los métodos teóricos (Sagaseta, 1987; Verruijt y Booker, 1996; Loganathan y Poulos, 1998) y semiempíricos (Peck, 1969; Oteo y Moya, 1979) son sencillos de aplicar y su utilidad radica a la hora de obtener primeras aproximaciones al problema de la estimación de los movimientos producidos por la excavación de túneles. Conviene indicar que esto no quiere decir que sean poco realistas. Sin embargo, hay que tener presente que cualquiera de estos métodos introduce una serie de hipótesis que pueden significar grandes diferencias con la realidad:

a) No tienen en cuenta la estratigrafía del terreno ni su posible heterogeneidad y anisotropía.
b) No tienen en cuenta la deformabilidad lateral del terreno.
c) No tienen en cuenta el estado tensional original del suelo.
d) La situación del punto de inflexión, *i,* se fija a partir de la extrapolación de otros

casos observados, en ocasiones muy distintos al que se está estudiando.

e) El cálculo de la pérdida de terreno, V_0, o del volumen de asientos, V_S, se suele realizar sin tener en cuenta la posición de la superficie del terreno y a partir de la extrapolación de medidas procedentes de anteriores túneles.

f) No se tiene en cuenta el proceso constructivo, ni siquiera la velocidad de excavación y colocación del revestimiento.

g) No se consideran ni la plastificación progresiva del terreno, o su comportamiento reológico en general.

h) No se obtiene información sobre los desplazamientos horizontales del suelo.

La repercusión de las obras subterráneas, especialmente en túneles urbanos, hace necesario un análisis más profundo del campo de desplazamientos producido. En definitiva, es preciso recurrir a estudios elasto-plásticos tridimensionales del problema real (que tengan en cuenta las relaciones tensión-deformación en carga, descarga y extensión del terreno). Este estudio no puede hacerse analíticamente debido a la complejidad del contorno y de las propiedades del material, por lo que hay que recurrir a métodos numéricos, principalmente el Método de los Elementos Finitos aunque también existen programas comerciales que implementan el Método de las Diferencias Finitas.

Durante la década comprendida entre 1985 y 1995, la firma comercial Itasca C.G.Inc. lanzó al mercado una serie de programas comerciales (FLAC, FLAC^{3D}, UDEC, etc.) basados en un esquema de diferencias finitas explícitas.

En definitiva, los métodos numéricos permiten analizar un caso particular cualquiera, teniendo en cuenta los diversos factores enumerados anteriormente. Conviene incidir en que el problema que se está tratando es de marcado carácter tridimensional y que por tanto, las aproximaciones numéricas que simulen únicamente el estado final (análisis en deformación plana) son insuficientes cuando se pretende abordar un problema concreto de forma más rigurosa.

Los estudios más destacables en el campo de los modelos numéricos son los llevados a cabo por Sagaseta y Oteo (1974), Sagaseta et al. (1980), Oteo (1993), Mair et al. (1981), Rowe y Kack (1983) y Benmebarek et al. (1998).

En este apartado se comentarán únicamente con más detalle los estudios de Medina y Melis (2000) y De la Fuente y Oteo (1996), prestando especial atención al primero de ellos pues de su estudio se desvelan algunas de las claves para modelizar adecuadamente el fenómeno que se estudia.

2.3.4.2. Aspectos más influyentes en los movimientos del suelo

Para poder modelizar de la forma más realista los movimientos del suelo que origina la excavación de un túnel, es necesario saber cuáles son los factores más influyentes.

En cuanto a los factores relacionados con él proceso constructivo, Benmebarek et al. (1998) concluyeron que los más significativos son los siguientes:

- La presión de tierras en el frente.
- La sobreexcavación (espacio comprendido entre la excavación y la tuneladora).
- La velocidad de avance del frente.
- La acción del sostenimiento.

2.3.4.3. El método de Medina-Melis

En el año 1995 comenzó a construirse la Ampliación del Metro de Madrid (1995-1999), que comprendió un total de 56.5 km y 39 estaciones. Del total de la longitud ampliada, el 64% fue realizada con tuneladoras tipo E.P.B.

En diciembre de 1999 se publica en A Coruña la Tesis Doctoral titulada *"Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid"*. Dicha Tesis Doctoral fue dirigida por Manuel Melis Maynar, siendo el autor Luis Medina Rodríguez.

El punto de referencia fundamental al que va dirigida esta Tesis Doctoral son los túneles excavados para la Ampliación del Metro de Madrid (1995-1999). Uno de los objetivos perseguidos con la elaboración de dicha Tesis Doctoral es el de elaborar un modelo numérico tridimensional que reproduzca el proceso de excavación de túneles haciendo especial énfasis en las principales etapas del proceso constructivo. Además, dicho modelo numérico se aplica al caso concreto de los túneles construidos con motivo de la Ampliación del Metro de Madrid (1995-1999) con el objeto de comprobar si los movimientos previstos se ajustan con los medidos.

En las siguientes líneas se exponen los aspectos fundamentales del modelo numérico realizado en esta Tesis Doctoral.

Programa utilizado

La modelización numérica del proceso de excavación mediante E.P.B de los túneles correspondientes a la Ampliación del Metro de Madrid se ha llevado a cabo con el programa comercial *FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions).* Se trata de

un programa comercial basado en un esquema explícito de diferencias finitas, y que permite simular el comportamiento elasto-plástico de suelos, rocas u otros materiales estructurales. Está escrito en ANSI C++ y se podía ejecutar tanto en entorno Windows (Windows 95, 98 ó NT) como en entorno DOS.

Dominio y sistema global de coordenadas

Para la simulación se adoptó un dominio de suelo cuyo sistema de ejes cartesianos es el que se muestra en la siguiente figura. El eje y coincide con el eje del túnel, y su sentido es el de avance de la tuneladora; el eje z es vertical y con sentido ascendente; el eje x está orientado de forma que el triedro resultante sea dextrógiro. El origen de coordenadas se encuentra en la sección de comienzo de la malla.

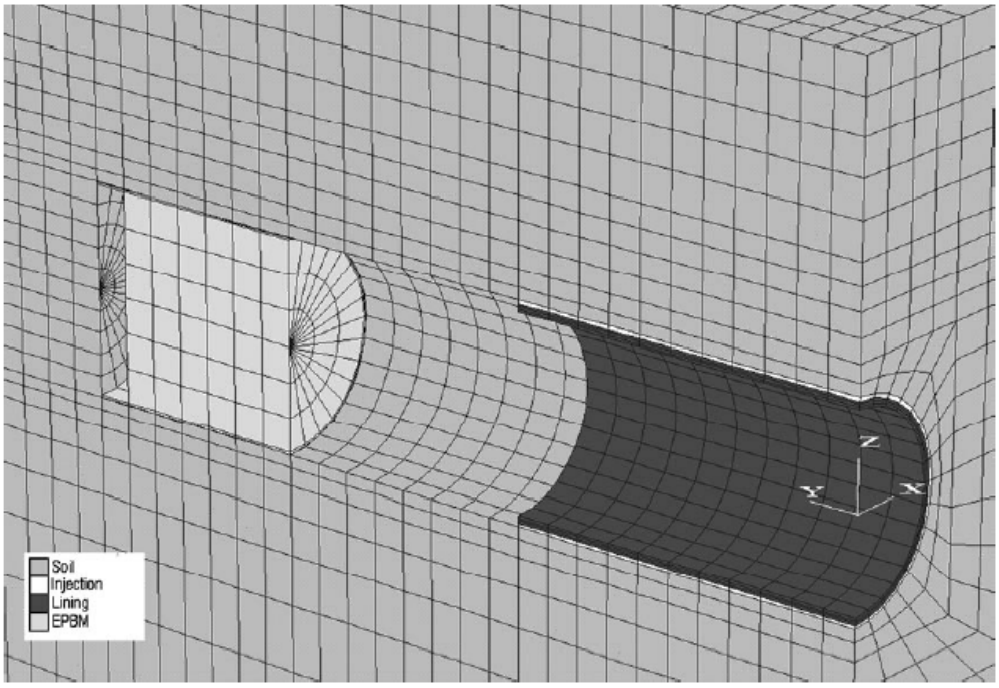


Figura 28. Mallado, sistema de coordenadas global y proceso de construcción. Fuente: [1]

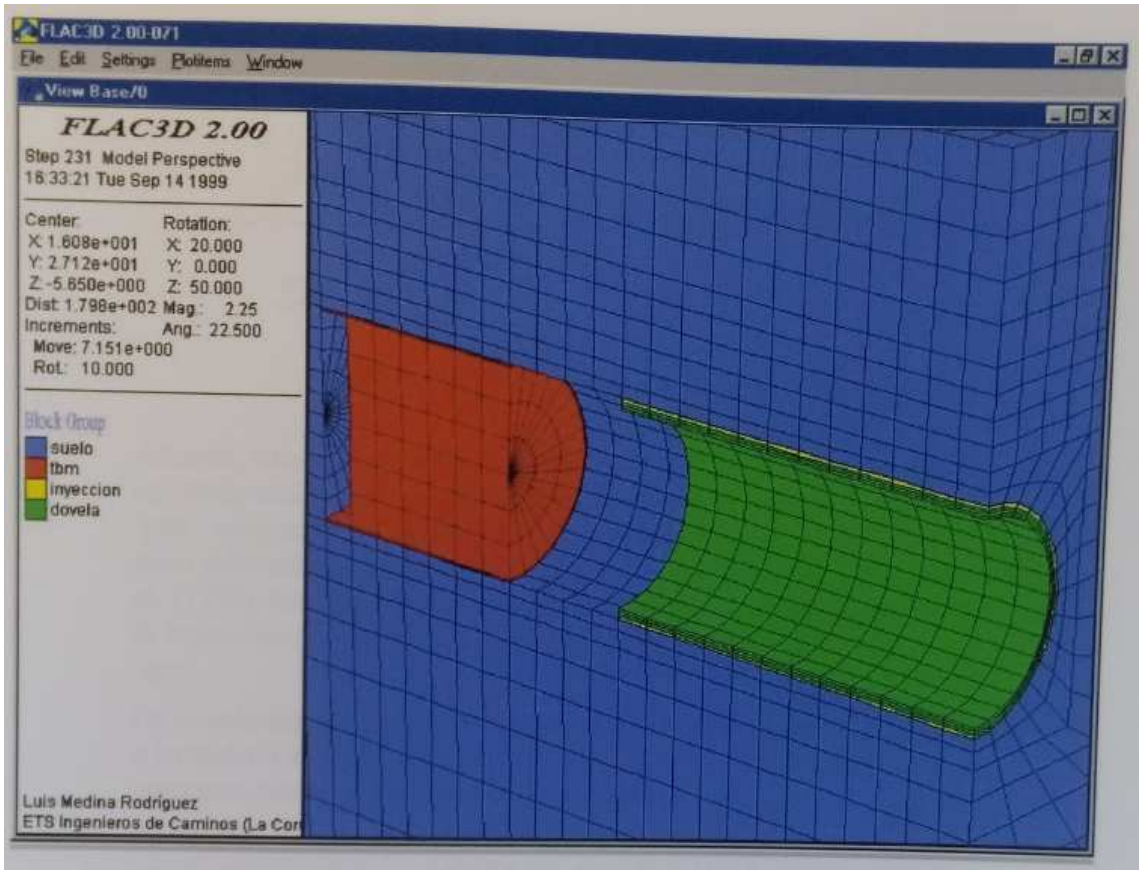


Figura 29. Modelizado mediante FLAC3D 2.00. Esquema del proceso de excavación. Fuente: [1]

Las dimensiones adoptadas para el dominio se muestran en la siguiente figura.

- Longitud=4D+H+D (m).
- Anchura=3H (m).
- Altura=H+4D (m).

Siendo D el diámetro del túnel y H la profundidad a la que se encuentra el eje del mismo.

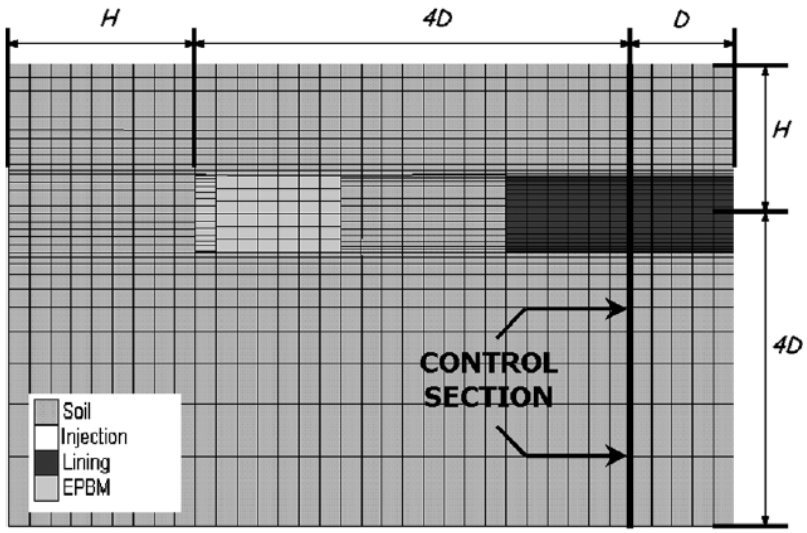


Figura 30. Dimensiones del recinto analizado. Fuente: [1]

El plano y=D es donde se estudian los movimientos finales del suelo tras el paso de la tuneladora con objeto de evitar las posibles perturbaciones ocasionadas por el borde de la malla y=0.

Mallado

En cuanto a la Discretización del medio en elementos, en las secciones perpendiculares al eje del túnel se sigue el criterio general de aumentar la densidad de la malla en aquellas zonas que presenten mayor gradientes de tensiones (las proximidades del túnel, en concreto). Asimismo, es más tupida por encima que por debajo del eje, ya que es allí donde ocurren los fenómenos que más interesa conocer y los que, por lo tanto, con mayor precisión deben ser reproducidos.

Con esta discretización del dominio, la malla se compone de unos 11.000 elementos y unos 13.000 nodos.

Tiempo de computación

El proceso completo de excavación se resolvía en unas 7 horas en un Pentium III a 750 MHz y 256 MBytes de memoria RAM.

Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos que se emplearon en la modelización fueron los siguientes:

- Modelo elástico lineal, con módulos de deformación obtenidos a partir de ensayos triaxiales con muestras inalteradas.

- Modelo elásto-plástico de Mohr-Coulomb, con los parámetros resistentes obtenidos a partir de ensayos triaxiales con muestras bloque inalteradas.
- Modelo de Estado Crítico Cam-Clay Modificado, con los parámetros obtenidos a partir de correlaciones empíricas.

Los terrenos analizados eran muy rígidos y con tensiones de rotura elevadas, por lo que la utilización de un modelo elasto-plástico frente al modelo elástico-lineal no aportó considerables ventajas, puesto que la zona de suelo que plastifica es pequeña, afectando solo a los elementos colindantes a la excavación y repercutiendo de modo poco significativo en los movimientos del terreno.

Estado tensional inicial

El estado tensional inicial del suelo se determina, en función de la profundidad *h,* mediante las siguientes expresiones.

$$\sigma_z(h) = \int_0^h \rho(z) \cdot g \cdot dz$$

$$\sigma_x(h) = \sigma_y(h) = \sigma_z(h) \cdot K_0$$

Siendo K_0 el coeficiente de empuje al reposo, que puede obtenerse, por ejemplo, a partir de la ecuación de Alpan:

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{ff}$$

Donde K_{0nc} es el coeficiente de empuje al reposo para el caso en que el suelo esté normalmente consolidado; OCR (*OverConsolidation Ratio*) es el grado de sobreconsolidación del suelo y *ff* es un parámetro que depende del suelo.

Modelización del proceso de excavación mediante E.P.B

El avance de la tuneladora se consideró como discontinuo, esto es, se excavan instantáneamente cilindros de túnel de longitud igual a la de los anillos del revestimiento. Tras la excavación de cada uno de estos bloques, se permite el reajuste del estado tensional en la malla.

El modelo permite decidir si la perforación se lleva a cabo con frente abierto (sin presión de tierras) o con frente cerrado (presurizando las tierras contenidas en la cámara frontal de la E.P.B para evitar problemas de inestabilidad en dicho frente).

El modelo trabaja con la geometría deformada de la malla (grandes deformaciones). Con el tipo de suelos que se trataban en este análisis no se producían movimientos tan importantes en el terreno que justificasen esta decisión, sin embargo, el objetivo fundamental del empleo de grandes deformaciones es conseguir una simulación más correcta de la interacción entre tuneladora y suelo.

También se reproduce la forma troncocónica de la tuneladora.

En cada paso de excavación se realizan las siguientes operaciones:

1. Eliminación de los elementos correspondientes al frente del túnel (en una longitud correspondiente a un anillo).
2. Generación de una interfaz en la superficie libre originada por la excavación. Al trabajar en el modo de grandes deformaciones, la malla se deforma, la interfaz creada permite detectar y reproducir los correspondientes esfuerzos entre las mallas de la tuneladora y el suelo cuándo y dónde las mismas estén en contacto.
3. Avance de la tuneladora una distancia igual a la longitud de túnel excavada.
4. Aplicación de la presión de inyección, tras el paso de la tuneladora, sobre las paredes del túnel. A poca distancia de la cola de la E.P.B la inyección está sin fraguar (no tiene rigidez), por lo que el sostenimiento aún no puede recibir los empujes del suelo. Se supone que la inyección fragua a las 12 horas de ponerse en obra. Como el avance medio de la E.P.B puede estimarse en 1 m/hora (Melis y Maynar et al., 1997), la zona en la que se aplica la presión de inyección, manteniendo inactivo el sostenimiento, se toma igual a 12 metros. La inyección del hueco existente entre la sección de excavación y el trasdós de las dovelas (gap) tiene una doble finalidad, por una parte minimizar la pérdida de terreno (V_0) y por consiguiente reducir los asientos en el terreno circundante, y por otra genera un anillo de mortero que constituya una primera barrera de impermeabilización del túnel.
5. Fraguado de la inyección a 12 metros de la cola de la E.P.B. A partir de esta distancia, se aplican los parámetros elásticos correspondientes a la inyección endurecida. De esta forma, el suelo puede ya transmitir esfuerzos sobre el sostenimiento.
6. Generación de los elementos que modelizan los anillos.
7. Aplicación de la presión de tierras en el frente (en el caso de que se trabaje con frente cerrado y se emplee dicha presión para mejorar las condiciones de estabilidad del frente).

8. El peso del Back-up de la tuneladora se añade al peso de los anillos del sostenimiento, en el tramo de túnel correspondiente a la longitud de aquel.

Un aspecto fundamental en la modelización de la excavación es la determinación del gap entre excavación y sostenimiento así como la holgura entre excavación y tuneladora. El diámetro de la tuneladora es ligeramente inferior al de la excavación (unos 30 mm). A este hueco se le denomina holgura. Para mantener el "centro geométrico" de la máquina (que no se vaya hacia el interior de la Tierra), a la zona de contacto con el suelo se le sueldan unas pletinas de 15 mm de espesor.

El gap se determina como diferencia entre el diámetro de la excavación y el diámetro exterior del anillo (en los túneles perforados con E.P.B de la Ampliación del Metro de Madrid, el diámetro de excavación era de 9.38 m siendo el gap de 310 mm.

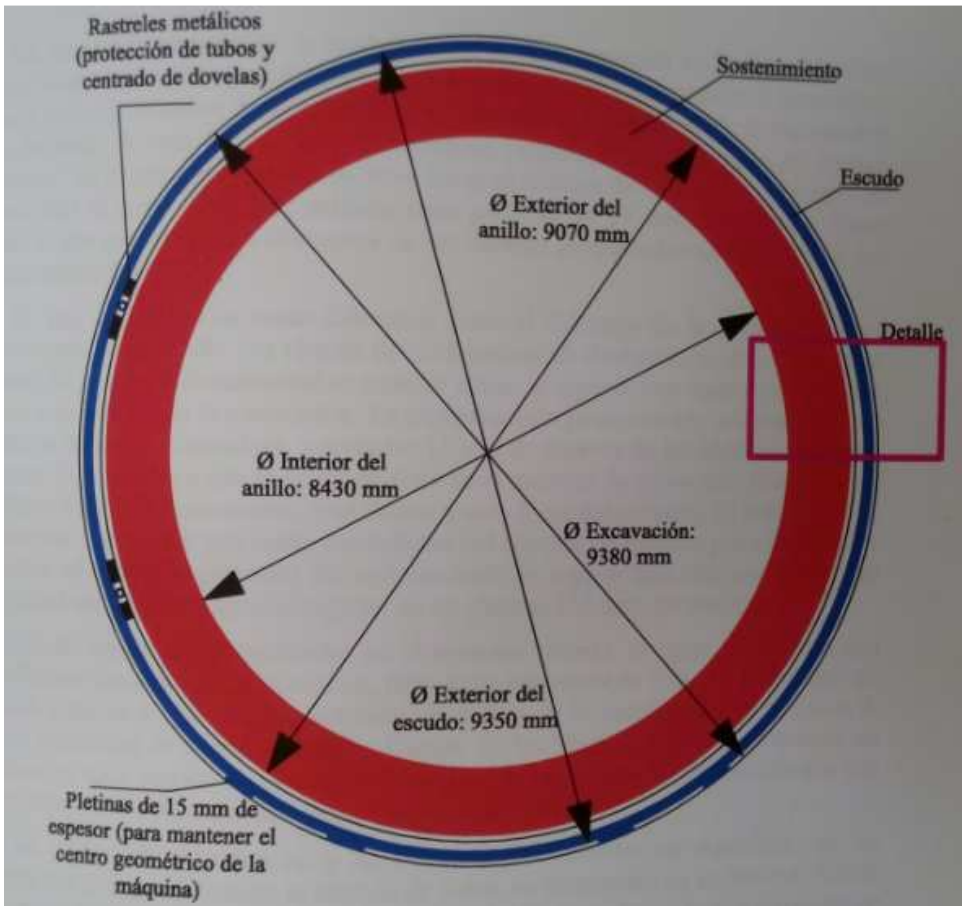


Figura 31. Sección transversal de la TBM. Diámetros y distintas partes. Fuente: [1]

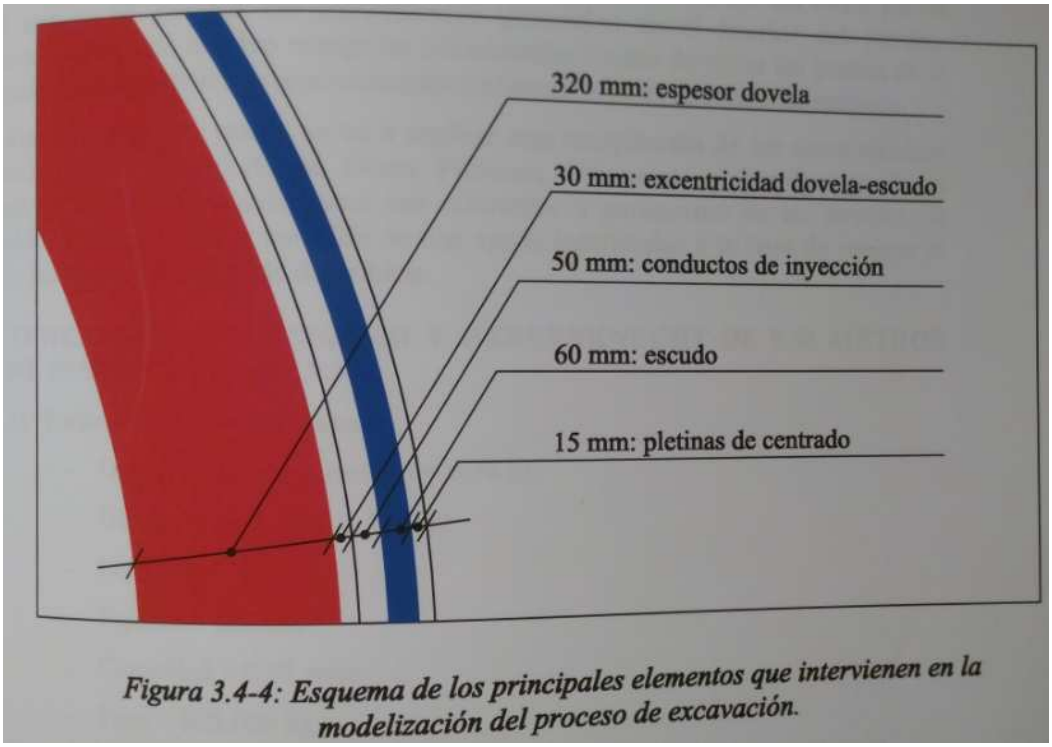


Figura 32. Esquema de los principales elementos que intervienen en la modelización del proceso de excavación. Fuente: [1]

2.3.4.4. El método de De la Fuente y Oteo

El método de De la Fuente y Oteo (De la Fuente y Oteo, 1996) está basado en un análisis mediante Método de los Elementos Finitos.

El modelo permite realizar una fácil y rápida estimación de la curva longitudinal de asientos, según el esquema que se muestra en la siguiente figura.

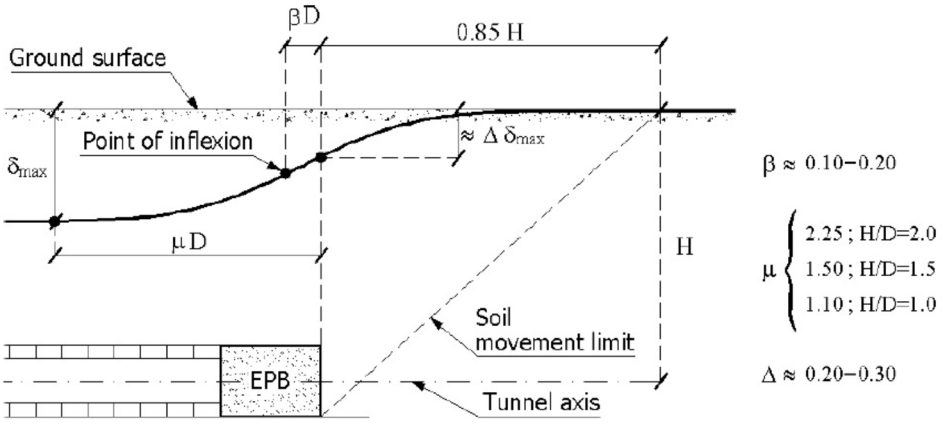


Figura 33. Ley longitudinal de asientos. Fuente: [17]

Los asientos superficiales, que empiezan a producirse a una distancia de 0.85H desde el frente de excavación y alcanzan el máximo $\Delta\delta_{max}$ en el frente de excavación, en la zona ya excavada se estabilizan, concretamente a una distancia de μD, donde se produce el

máximo asiento δ_{max}. Nótese que Δ y μ son coeficientes. El punto de inflexión propuesto está a una distancia de βD antes de alcanzar el frente de excavación, siendo β un coeficiente. El asiento máximo δ_{max} puede ser obtenido a partir de la siguiente expresión del Método de Oteo. Los valores para los coeficientes μ, β y Δ están indicados en la figura.

$$\delta_{max} = \Psi \frac{\gamma D^2}{E}(0.85 - \nu)$$

2.3.4.5. A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground

Este artículo fue publicado en el año 2004 en la revista *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* y se titula *"A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground"*. Los autores son Thomas Kasper y Günther Meschke.

En él se presenta una simulación tridimensional de la excavación de un túnel poco profundo en suelo blando mediante una tuneladora tipo *hidroescudo* utilizando el Método de los Elementos Finitos. Para ello, los autores han empleado el programa comercial de Elementos Finitos *MARC*. El diámetro del túnel es de D=6.3 m y se encuentra a una profundidad de $1.5 \cdot$ D=9.45 m. El nivel freático se considera a nivel de la superficie.

El modelo tiene en cuenta todos los componentes más significativos del proceso de construcción, esto es, el suelo y el agua freática, la tuneladora y la interacción tuneladora-suelo, los gatos hidráulicos, el revestimiento y el relleno de mortero a presión, siendo todos ellos considerados como componentes separados (obsérvese la siguiente figura). La tuneladora se modeliza como un sólido rígido móvil con interacción con el suelo y se define mediante superficies que representan su conicidad y la cabeza de corte. Teniendo en cuenta la fricción entre el suelo y la coraza de la tuneladora, los desplazamientos de los nodos de los elementos de suelo en contacto con la coraza está obligados a deslizar a lo largo de la superficie de la coraza. Los gatos hidráulicos se modelizan mediante elementos viga de dos nodos, los cuales están conectados a los nodos de los elementos del revestimiento y de la cabeza de corte.

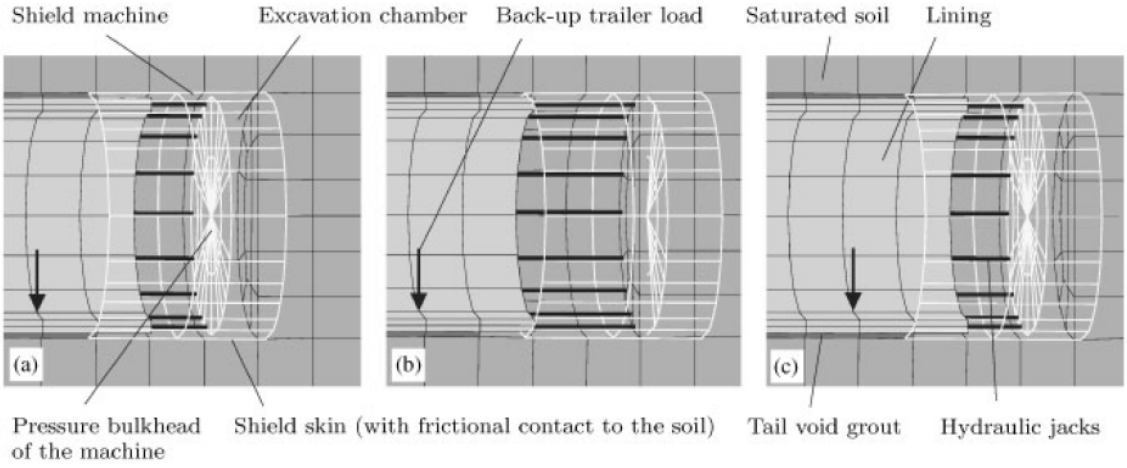


Figure 1. 3D computational model for TBM tunnelling: Components and step-by-step simulation procedure: (a) End of previous excavation step; (b) advance of the TBM; and (c) excavation of the soil and introduction of elements representing the tail void grout and the lining.

Figura 34. Modelización de la excavación con TBM. a) Fin del paso anterior de excavación, b) avance, c) excavación e introducción de elementos que representan la inyección y las dovelas. Fuente: [17]

La simulación del avance se realiza mediante un procedimiento de *paso a paso.*

Paso	Denominación	Explicación
0	***Cálculo del estado original de tensiones y desplazamientos***	En el comienzo de la simulación, las tensiones, desplazamientos y presiones intersticiales en el suelo se inicializan para tener en cuenta el estado original que había antes de comenzar la construcción.
1	***Final del paso de excavación previo***	
2	***Avance de la tuneladora***	La tuneladora avanza debido a la extensión de los elementos viga que representan los gatos hidráulicos (Figura 1b). Este avance deja temporalmente un hueco entre el suelo y el revestimiento del túnel.
3	***Excavación del suelo. Introducción de nuevos elementos para el mortero y el revestimiento***	En el tercer paso, la excavación se simula reajustando la malla en el frente de excavación (quitando elementos, recolocando nodos en el contorno prescrito de excavación y transfiriendo todas las variables de la malla antigua a la nueva). Para modelizar la inyección de mortero, se introducen nuevos elementos y las condiciones de contorno de presión que deben simular la presión a la que el mortero se inyecta. En cada iteración, la tuneladora avanza una cantidad igual a la anchura de las dovelas del revestimiento y se introducen nuevos elementos que representan las nuevas dovelas, conectándose los gatos hidráulicos a los nodos de estos nuevos elementos.

Tabla 5. Procedimiento paso a paso para la simulación del avance. Fuente: [19]

Además, las posiciones de los puntos de aplicación de cargas que representan el peso propio del back-up se actualizan (todos los componentes son considerados con su peso propio). El peso de la tuneladora y la presión en la cámara de excavación se tienen en cuenta mediante un momento y una fuerza aplicados en los nodos de traslación y rotación del sólido rígido.

Temporalmente hablando, el modelo tiene en cuenta la parada en el proceso de excavación que supone la colocación de un nuevo anillo de dovelas del revestimiento.

La extensión de los elementos que representan los gatos hidráulicos se hace imponiendo una deformación inicial de acuerdo con la longitud deseada de avance. En consonancia con la práctica habitual de construcción de túneles con tuneladoras, se implementa en el modelo un algoritmo para prescribir en cada gato hidráulico un movimiento distinto que hace que la tuneladora mantenga la dirección adecuada y no se desvíe debido a su peso propio (lo cual es especialmente importante en suelos blandos), como se indica esquemáticamente en la siguiente figura. Este algoritmo permite también la simulación de trazados curvos.

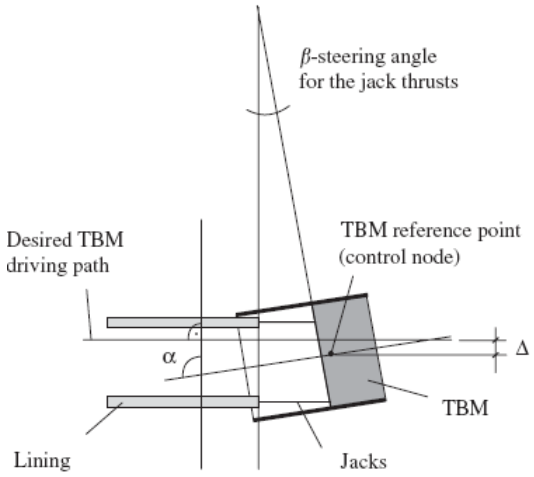


Figura 35. Desvío vertical de la tuneladora. Fuente: [19]

El modelo se desarrolla asumiendo la hipótesis de pequeñas deformaciones. El suelo y el mortero son modelizados como materiales porosos saturados. Se asumen condiciones cuasiestáticas y se considera que tanto los granos de suelo como el agua freática son incompresibles. El endurecimiento del mortero se considera simplificadamente a través de un módulo de elasticidad y una permeabilidad que dependen del tiempo.

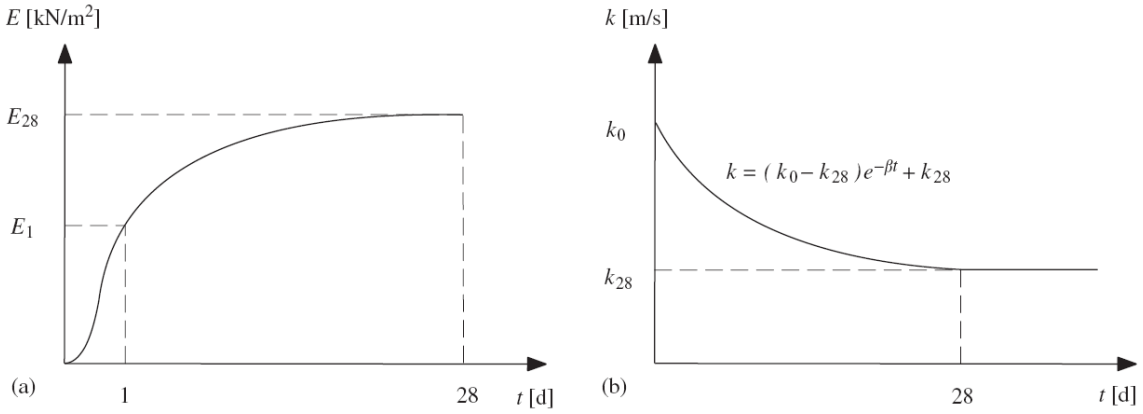


Figura 36. Funciones de variación temporal de la rigidez y la permeabilidad del mortero de inyección. Fuente: [19]

El revestimiento se modeliza como un tubo elástico continuo, no considerándose la colocación individual de cada dovela durante la parada de excavación.

El comportamiento del material (suelo cohesivo blando) se modeliza a través del modelo Cam-Clay. Este modelo requiere cinco parámetros que se enumeran a continuación.

- Índice de compresión, λ.
- Índice de hinchamiento, κ.
- Coeficiente de Poisson, ν.
- Pendiente de la línea de estado crítico, M.
- Valor inicial para la presión de preconsolidación, p_c.

Los aspectos básicos del modelo se muestran en la siguiente figura.

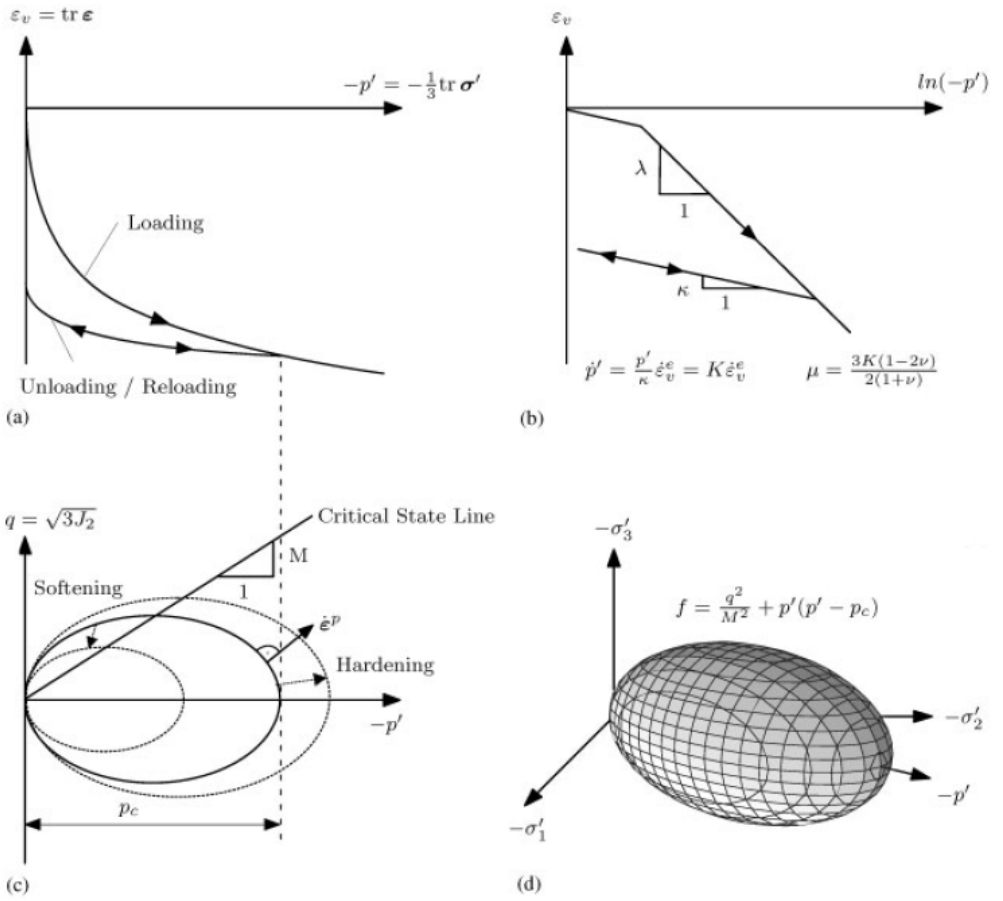


Figura 37. Principales características del modelo Cam-Clay modificado. Fuente: [19]

Los parámetros que requiere el modelo se recogen en la siguiente tabla.

Table I. Parameters for the simulation of the tunnel.

Soil		*Tail void grout*	
Compression index λ	-0.05	Young's modulus	1×10^6 kN/m^2
Swelling index κ	-0.01	after 28 days	
Poisson ratio	0.35	Young's modulus	5×10^5 kN/m^2
Slope M of the Critical	1.0	after 1 day	
State Line		Poisson ratio	0.3
Preconsolidation pressure $p_{c,0}$	see Figure 7	Initial permeability	1×10^{-4} m/s
Permeability	1×10^{-7} m/s	Permeability after	1×10^{-8} m/s
Bulk density (saturated)	18 kN/m^3	28 days	
		Parameter β for the	0.0535
TBM (*Hydroshield*)		permeability (Figure 4)	
Diameter at the face	6.6 m	Bulk density	21 kN/m^3
Diameter at the tail	6.54 m		
Length	4.9 m	*Back-up trailer* (*Figure* 9)	
Weight	4000 kN	Total length	72 m
Friction coefficient	0.2	Total weight	3980 kN
soil—shield skin			
		Face support pressure	170 kN/m^2
Tunnel lining		(in the tunnel axis)	
Outer diameter	6.3 m	Grouting pressure	150 kN/m^2
Thickness	0.35 m	(in the tunnel axis)	
Ring length	1.5 m	Time for erection of	0.5 h
Assumed Young's modulus	3.15×10^7 kN/m^2	one lining ring	
Poisson ratio	0.2	Excavation velocity	1.5 m/h
Bulk density	25 kN/m^3		

Tabla 6. Parámetros adoptados para la simulación. Fuente: [19]

La malla usada para la simulación de 48 m de avance de túnel se muestra en la siguiente figura.

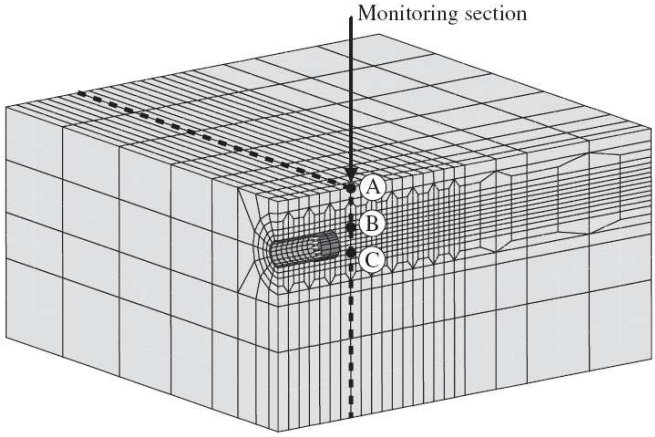


Figura 38. Malla de elementos finitos y posición de la sección de monitorización. Fuente: [19]

El dominio tiene una longitud de 108 m, un ancho de 106 m y una altura de 55 m. La malla consta de 2972 elementos tipo "ladrillo" de 20 nodos para mallar el suelo y el mortero. La función de forma para los desplazamientos es cuadrática y lineal para la presión intersticial. El revestimiento se malla con 576 elementos tipo "ladrillo" de 20 nodos y 9 elementos viga que representan los gatos hidráulicos. El modelo tiene en total 16622 nodos y 62603 grados de libertad.

En la siguiente figura se muestra el sistema de cargas que representa el back-up.

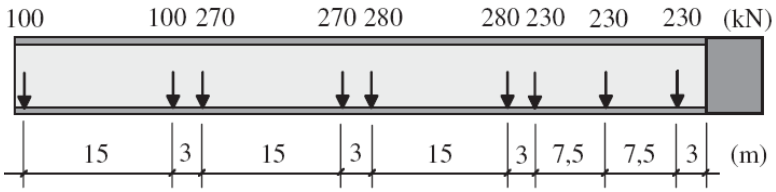


Figura 39. Cargas para la simulación del back-up. Fuente: [19]

La excavación de los 48 m de túnel se considera que se hace en 48 h, por tanto no se contemplan posibles paradas por mantenimiento y/o averías.

La conicidad de la tuneladora se considera de 6 cm de diferencia entre el diámetro de la cabeza y el de la cola.

Tras la excavación de los 48 m de túnel, se analizan a largo plazo el fenómeno de consolidación debido a la disipación de las presiones intersticiales en exceso.

La malla deformada para una excavación de 15 y 48 m se muestra en la siguiente figura.

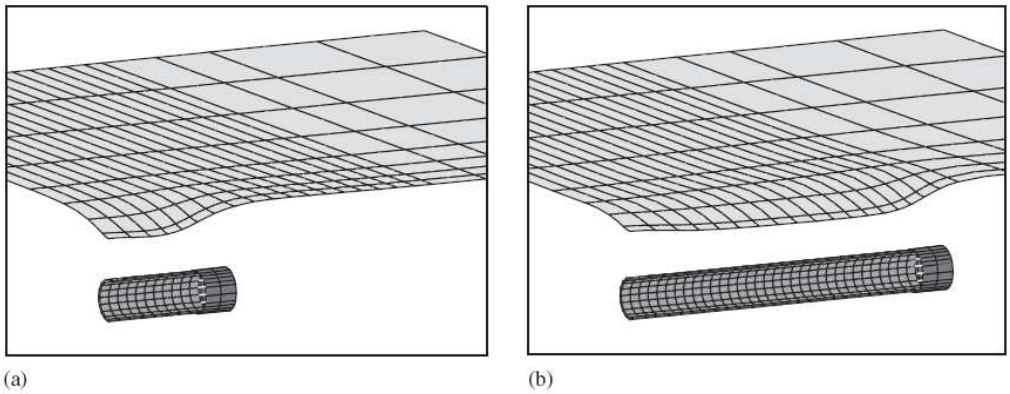


Figure 13. Computed surface settlements: (a) after 15 m; and (b) after 48 m tunnel advance (150-fold magnification of the surface deformation).

Figura 40. Malla deformada para una excavación de 15 y 48. Fuente: [19]

2.3.5. Comparación de métodos de estimación de asientos en superficie

En el Capítulo 2 de la Tesis Doctoral *"Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid"* [1], se hace un ejemplo de aplicación a un caso real con el fin de contrastar los resultados que se obtienen a partir de los distintos métodos de estimación de subsidencias descritos en los apartados anteriores. En concreto, se estudian los movimientos de la superficie del suelo en el PK 4+133 de la Línea 8-2 correspondiente a la Ampliación del Metro de Madrid. En esta sección hay un único material predominante (el tosco arenoso), lo cual facilita el estudio. Por otra parte, existen 7 hitos de nivelación.

La profundidad del eje, H, es de 15 m, y el diámetro del túnel, D, es igual a 9.38 m. La excavación se llevó a cabo mediante tuneladora tipo E.P.B y frente cerrado. Los materiales perforados fueron toscos arenosos inalterados.

En la siguiente figura se muestran los perfiles de asientos en superficie previstos por Sagaseta (1987), Peck (1969) y Oteo y Moya (1979). Asimismo, se añaden las medidas reales disponibles para esta sección, y los resultados de la modelización numérica. A modo de comentarios sobre gráfica comparativa, podrían señalarse los siguientes puntos:

- Puede verse como la solución propuesta por Sagaseta genera una cubeta muy ancha y minusvalora el asiento máximo.
- El método de Peck sobreestima notablemente los asientos. Además, se ha visto que, para su aplicación, presenta el importante problema de tener que estimar el volumen de asientos y la posición del punto de inflexión, *i*.
- Resultados mucho más ajustados se han obtenido con el método de Oteo y Moya.

- El modelo numérico elaborado con motivo de dicha Tesis Doctoral minusvalora los asientos en cada uno de los 7 hitos de nivelación.

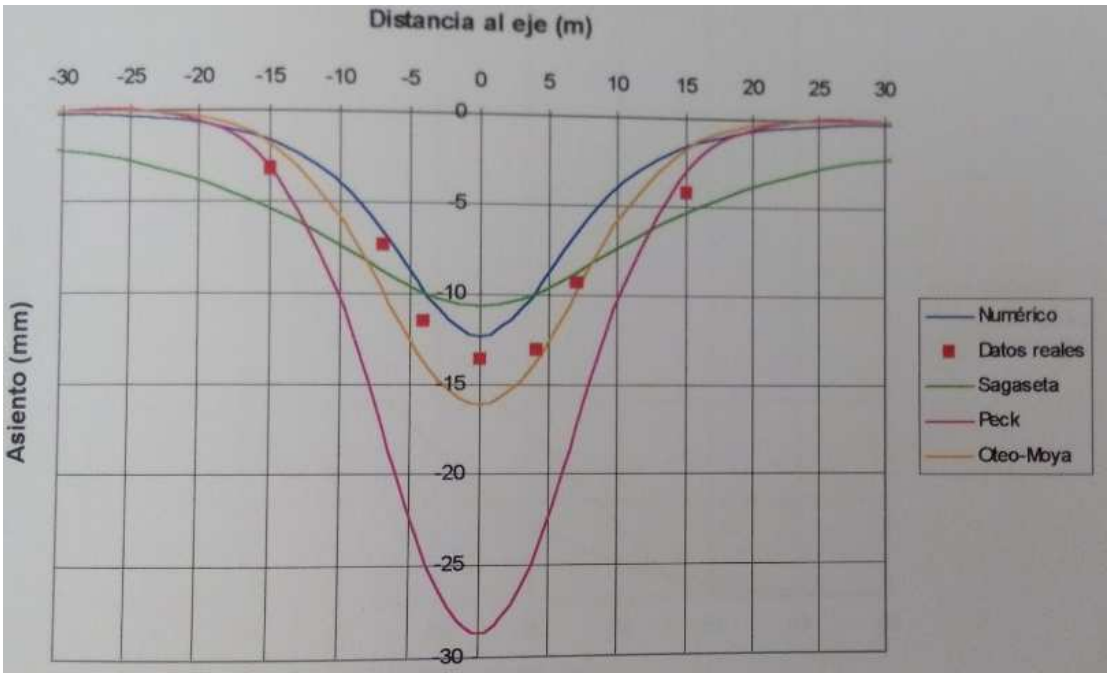


Figura 41. PK 4+133, Línea 8-2. Asientos en superficie obtenidos a partir de distintos procedimientos. Fuente: [1]

2.4. Proyectos con TBM en España, 1996-2011

En España se han construido, sólo con motivo de infraestructuras del transporte, un total de 405 km de túneles con tuneladora entre 1996 y 2012. Lo que supone, en este periodo, una media de 27 km construidos en cada uno de los 15 años transcurridos.

En este apartado se comentan muy sucintamente dichos proyectos y se comentan las principales mejoras adoptadas en las tuneladoras, de las cuales algunas se probaron y adoptaron por primera vez en España.

El gran desarrollo de la construcción de túneles en España se plasmó principalmente en los proyectos para las infraestructuras ferroviarias urbanas de las grandes ciudades y para las nuevas Líneas de Alta Velocidad Española (AVE), siendo menos abundantes las inversiones en túneles de carretera o para Proyectos hidráulicos. A continuación se enumeran los Proyectos más relevantes llevados a cabo desde 1996.

- Túneles de las ampliaciones del Metro de Madrid.
- Túneles de las nuevas líneas de ferrocarril de alta velocidad.
- Túneles ferroviarios de la Dirección General de ferrocarriles del Ministerio de Fomento.

- Túneles del Gobierno Autónomo de Cataluña.
- Túneles de la Línea 1 del Metro de Sevilla.
- Túneles de la "Calle 30" de Madrid.

La distribución de la longitud total de los túneles construidos, en función del proyecto, diámetro de la sección y tecnología aplicada a su construcción con TBM, se muestra en la siguiente figura.

Cuadro nº 1. Proyecto, tamaño y tipo de las TBMs y kms de túnel construidos (1996-2011)
Table nº 1. Project, size and type of TBM, total length tunnelled in km (1996-2011)

Ø excavación/*excavation*	Ø < 7 m	7 m < Ø < 10 m				Ø: 10- 12 m	Ø > 12 m
Tipo de TBM/*TBM-type*	EPB	EPB	D.E./*D.S.*	S.E./*S.S.*	Grip	EPB	EPB
OBRAS FERROCARRIL/ ***RAILWAY PROJECTS:***							
Metro Madrid	16,0 km	92,0 km	—	—	—	—	—
AVE Guadarrama	—	—	57,0 km	—	—	—	—
AVE Abdalajis	—	—	14,6 km	—	—	—	—
AVE Perthus	—	—	17,0 km	—	—	—	—
AVE Cabrera	—	—	15,0 km	—	—	—	—
AVE Sorbas	—	—	12,0 km	—	—	—	—
AVE Pajares	—	—	6,0 km	50,0 km	—	—	—
AVE Pajares V	—	—	—	12,0 km	—	—	—
AVE San Pedro	—	—	—	—	4,0 km	—	—
AVE Quejigares	—	6,8 km	—	—	—	—	—
Unión Est. Madrid	—	7,0 km	—	—	—	—	—
Aeropuerto Madrid	—	2,8 km	—	—	—	—	—
AVE acceso Vigo	—	—	16,6 km	—	—	—	—
Metro Barcelona	—	13,7 km	—	—	—	19,0 km	—
Terrasa + Sabadell	9,4 km	—	—	—	—	—	—
Metro Sevilla	5,0 km	—	—	—	—	—	—
AVE Montcada	—	—	—	—	—	3,0 km	—
AVE Sants-Sagrera	—	—	—	—	—	5,0 km	—
AVE Gerona	—	—	—	—	—	3.0 km	—
M. Gijón y otros	—	—	—	—	—	12.0 km	—
OBRAS CARRETERA/ ***ROAD PROJECTS:***							
M-30 Madrid	—	—	—	—	—	—	7,0 km
SUMA: 405,9 km	**30.4 km**	**122.3 km**	**138.2 km**	**62 km**	**4 km**	**42 km**	**7 km**

Tipología de TBMs: D.E. "doble escudo" / S.E. "escudo simple" / Grip. "Roca dura con grippers"/
TBM-types: D.S. "double shield" / S.S. "single shield" / Grip. "Hard rock TBM with grippers

Figura 42. Proyecto, tamaño y tipo de las TBMs y kms de túnel construidos (1996-2011). Fuente: [14]

En cuanto a los tipos de tuneladoras empleadas, las 40 máquinas fabricadas (de las que 3 son adaptaciones de otras existentes) se resumen en la siguiente figura.

Cuadro nº 2. Tuneladoras fabricadas y Proyecto base para su diseño
Table nº 2. Tunnel boring machines made and base Project for their designs

TIPO TBM Y 1ER PROYECTO *TBM TYPE & 1st PROJECT* ↓	FABRICANTE *MANUFACTURER* → $\varnothing_{ex}$ (m) / $\varnothing_{i}$ (m)	LOVAT Inc	HERRENKNECHTAG (HIMS)	MITSUBISHI Ltd.	NFM Tecnologies	WIRTH Group	TOTAL por tipo *per type*
TOPO (Roca extradura)/ *HARD ROCK TBM*							
San Pedro	9.5 / 8.5	—	2*	—	—	—	
	SUMAS	—	2*				2
ESCUDO SIMPLE (Roca)/ *SINGLE SHIELD (Rock)*							
Pajares	9.5 / 8.5	—	1	1	2	—	
	SUMAS	—	1	1	2	—	4
DOBLE ESCUDO (Roca)/ *DOUBLE SHIELD (Rock)*							
AVE Guadarrama	9.6 / 8.5	—	2	—	—	2	
AVE Abdalajis	10.1 / 8.8	—	—	2	—	—	
AVE Perthus	9.9 / 8.5	—	2	—	—	—	
AVE Cabrera	9.7 / 8.5	—	1	—	—	—	
Galería Pajares	10.1 / 8.5	—	1	—	—	—	
	SUMAS	—	6	2	-	2	10
ESCUDO EPB (Terrenos mixtos)/ *EPB SHIELD (Mixed ground)*							
Metro Sevilla	6.04 / 5.3	1	—	—	—	—	
F.C. Terrasa	6.84 / 6.0	2	—	—	—	—	
F.C. Sabadell	6.84 / 6.0	—	1	—	—	—	
Metro de Madrid	7.3 / 6.7	1*	—	—	—	—	
Metro de Madrid	9.4 / 8.43	—	5	—	2	—	
Union Est. Madrid	9.4 / 8.43	—	1	—	—	—	
Metro de Madrid	10.6 / 9.6	—	1	—	—	—	
Metro de Gijón	10.6 / 9.6	—	1	—	—	—	
AVE Montcada	11.7 / 10.4	—	1	—	—	—	
AVE Sants-Sagrera	11.5 / 10.4	—	1	—	—	—	
AVE Atocha-Chamartin	11.5 / 10.4	—	1	—	—	—	
Metro Barcelona	12.06 / 10.9	—	2	—	1	—	
AVE Gerona	15.20 / 13.45	—	1	—	—	—	
M-30 Madrid		—	1	1	—	—	
	SUMAS	4 (1*)	16	1	3	—	24
TOTAL	UDS./*UTS.* (%)	4 (10%)	25 (62.5%)	4 (10%)	5 (12.5%)	2 (5%)	40 (100%)

*Máquina existente readaptada/*Adaptation of a previous machine*

Figura 43. Tuneladoras fabricadas y Proyecto base para su diseño. Fuente: [14]

2.5. Innovaciones en tuneladoras

Los valores nominales máximos del **par de giro M** y la **fuerza de empuje F** de los mayores Escudos E.P.B actuales, son los siguientes.

$$M = \alpha \cdot D_{exc}^{3}$$

Donde M está dado en unidades de [kN · m] y D en [m]. En la actualidad puede considerarse que $\alpha \simeq 20$, mientras que en un futuro cercano se espera llegar a $\alpha \simeq 25 - 27$.

Por otro lado,

$$F = 100 \cdot K \cdot S_{exc}$$

Donde F se expresa en unidades de [kN] y S_{exc} en unidades de [m^2]. En la actualidad se han conseguido valores de $K \simeq 12$, mientras que en un futuro cercano se espera llegar a $K \simeq 15 - 17$.

Para los hidroescudos puede tomarse el 80% de estos valores.

En cuanto a los **diámetros de excavación**, los tamaños máximos de los diversos tipos de tuneladoras se enumeran a continuación.

Tipo	Diámetro (m)	Ciudad
Hidroescudo	19.20	St. Petersburgo
E.P.B	15.20	Madrid
Doble escudo (roca)	12.34	Brisbane
Topos (roca dura)	12.40	Jinping – China

Tabla 7. Diámetros máximos mundiales de tuneladoras. Fuente: [14]

En cuanto a los **diseños más frecuentes,** estos son los diseños duales de los escudos, tanto el "Escudo E.P.B / Escudo abierto" como el "Hidroescudo / Escudo abierto". La diferencia con la etapa anterior está en la mejora de los reconocimientos, de forma que previamente se pueden elegir los tramos del túnel que se excavan de uno u otro modo. La "configuración en abierto" se puede utilizar para el reconocimiento y/o tratamiento del terreno desde el frente.

En cambio, también existen otros **diseños menos frecuentes**. En los casos de obligado trabajo con frente en presión a lo largo de todo el trazado del túnel, las características de los terrenos pueden plantear la necesidad de un diseño dual "Hidroescudo / Escudo E.P.B". Como ejemplo de proyecto en el que se aplicó esta técnica, cabe citar el del Túnel de la Autopista A-86 de París, de 10.5 km de longitud y 11.56 m de diámetro de excavación. Los cambios a realizar en la TBM se idearon para poderlos realizar en obra en un periodo de unas 3 semanas. Solo se tuvo que realizar una transformación a lo largo de los 10.5 km de longitud. En cualquier caso, el interés de este diseño dual se ve hoy día limitado también por la posibilidad de ampliación del campo de utilización de los tipos básicos de escudos de frente en presión

En cuanto al **sistema de transporte de escombro,** hay tres alternativas:

- Trenes de vagones.
- Dumpers.

- Cinta continua.

La opinión actual más generalizada es que la solución de cinta continua ofrece capacidades muy sobradas para el transporte de escombro en túneles de gran sección ($\phi > 9\,m$) aunque la TBM esté avanzando al ritmo máximo. En este caso, la ventilación del túnel se mejora notablemente ya que se reduce la presencia de vehículos con motores de explosión.

En cuanto a las **novedades actuales en las herramientas de las tuneladoras,** en las TBMs de roca dura, aunque lo más frecuente es usar cortadores de disco de $\phi = 17''$, se han vuelto a montar cortadores de disco de $\phi = 19''$ para casos de rocas muy duras. En cuanto a la detección de los desgastes, la solución más habitual consiste en disponer puntos de detección instalados dentro de piezas de acero fijadas a la estructura de la rueda en posiciones similares a las de las herramientas y conectados a un "circuito hidráulico" a presión. La posición del punto de detección coincide con el desgaste máximo admisible, por lo que cuando se alcanza éste, el circuido hidráulico se vacía, con pérdida total de presión, transmitiéndose una alarma a las pantallas de operación de la tuneladora. Los ensayos de sensores montados en el filo de algunos cortadores, están a nivel de prototipo con buenos resultados, por lo que es de esperar una pronta aplicación comercial. Asimismo, puede decirse que en todas las tuneladoras modernas no presurizadas se pueden cambiar las herramientas de corte desde el interior de la cámara a presión atmosférica, pero por lo que se refiere a la mayoría de los escudos de frente en presión el recambio de herramientas, cuando la máquina trabaja como tal, exige una intervención hiperbárica, que puede llegar a requerir de 4 a 5 turnos de trabajo. Ahora bien, desde hace una década, en hidroescudos de gran diámetro se diseñaron brazos radiales huecos, que se pueden aislar del resto de la cámara, y acceder a ellos, a través de la junta giratoria, para sustituir herramientas trabajando a presión atmosférica. Actualmente, hay aplicaciones japonesas que están en fase de diseño para dotar de esta posibilidad a los escudos E.P.B.

En cuanto a **equipos complementarios de las TBMs**, se pueden nombrar las básculas de pesaje del material excavado. Estas se montan en la cinta primaria de la máquina y son el complemento necesario para el control real de la operación correcta de una TBM. Son inaplicables al caso de los hidroescudos pero se consideran imprescindibles para operar los escudos E.P.B. También se utilizan desde hace media década perforadoras a rotopercusión montadas en la máquina para hacer talados exteriores a la sección de excavación con el fin de detectar presencia de agua, huecos, cambios de terreno, etc. Los taladros pueden tener una longitud de 30 m como máximo. Cabe comentar también la

exploración continua del terreno próximo al avance a través de la técnica de ondas acústicas, que se basa en la emisión, recepción y análisis de ondas reflejadas que muestran alteraciones debidas a la presencia de obstáculos o a la variación de la geología del terreno. Esta técnica se ha aplicado satisfactoriamente en hidroescudos, presentando importantes mejoras recientes en los últimos 3 años, que han permitido reconocer el terreno hasta 30 a 40 m por delante de la rueda de corte. En cambio, su aplicación a los escudos E.P.B sólo es posible si no se emplean espumas, ya que impiden la transmisión de las ondas que necesariamente han de atravesar la cámara de tierras y el terreno que rellena las aberturas de la ruda.

En cuanto a **novedades en componentes y equipos auxiliares de las TBMs**, en los escudos E.P.B deben señalarse las siguientes:

- Equipos automáticos para relleno del *gap* terreno/escudo. El producto más utilizado es el lodo bentonítico con inyección automática a presión (en general, del orden de 0.2 a 0.3 Bar por encima de la presión de confinamiento de la cámara). Hay variantes del sistema para aplicar morteros inertes que, en general, son sensiblemente más caras.
- Equipos automáticos para mantenimiento de la presión de confinamiento en la cámara. Son equipos de inyección de lodos bentoníticos con capacidad para asegurar de inmediato el restablecimiento de la presión de confinamiento y se aplican tanto en el proceso de avance, como en las paradas programadas y en la preparación de las intervenciones hiperbáricas. El depósito principal de lodos debe tener una capacidad importante, del orden de 1/3 del volumen de la cámara.
- Otras novedades a señalar son: el desplazamiento axial de la rueda de corte, del orden de los 200 mm como mínimo, que facilita el recambio de herramientas; el sistema anti-rolling, por inclinación de los gatos de empuje, para contrarrestar la tendencia al giro del escudo sobre su eje; las Células de presión sustituibles en carga, desde la cara posterior del mamparo y el Control automático de la temperatura del escombro en la cámara, con sensores colocados en la pared del mamparo. Por último, los Detectores de metales en la cinta primaria (o cinta continua), para avisar de la posible rotura de herramientas o placas de protección pesadas, transmitiendo una alarma a las pantallas del operador.

Por otra parte, en los hidroescudos, la presión de confinamiento, tanto en la cámara como en el *gap* escudo/terreno, se controla y mantiene por el sistema de bombeo de lodo ben-

tonítico con burbuja de aire en tabique sumergido, que es la base moderna de esta tecnología. Los restantes equipos de control (células de presión, temperatura de la mezcla) pueden ser análogos a los de los escudos E.P.B.

Para finalizar, se ha considerado oportuno incluir en este apartado la **situación actual y nuevas tendencias en los revestimientos prefabricados de los escudos.**

Anillos armados sólo con fibras

El proyecto del CTRL, la línea de alta velocidad que une el Túnel del Canal de la Mancha con Londres, fue la primera obra importante en que se aplicó esta variante. Las principales circunstancias y características que concurrieron en el proyecto fueron estas: los estudios se basaron en ensayos a escala real de la resistencia de las dovelas a las cargas esperables y al fuego, es decir, no hubo cálculo estructurales propiamente dichos; en general, los terrenos (suelos cohesivos y rocas blandas arcillosas) presentaban condiciones favorables al trabajo del anillo a compresión; de todas formas, el número de dovelas fue mayor que el habitual en anillos armados con acero redondo; en la dovela se tendió más a la forma de losa que a la de arco y el acopio se hizo en posición vertical para simplificar la manipulación y lograr una resistencia uniforme.

Por otra parte, y si bien se añadieron fibras de polipropileno no estructurales para aumentar la resistencia al fuego, en muchos casos se considera que bastan las fibras de acero para resolver este problema.

Aumento de resistencia en anillos con armadura convencional

En la mayoría de los proyectos actuales, la resistencia a las cargas del terreno se confía a una armadura convencional de acero de alta resistencia, pero se añaden fibras de acero (dosificación de 15 a 25 kg/m^3) para aumentar la resistencia a tracción en bordes y esquinas, además de la resistencia al fuego.

Por otra parte, se están utilizando hormigones de alta resistencia ($f_{ck} = 100 - 110\ MPa$) para aumentar la de los anillos sin variar su geometría, y poder ser utilizados en los tramos del trazado de empujes elevados del terreno, con el fin de garantizar la estabilidad de la obra a largo plazo. Una solución de este tipo se ha aplicado a los túneles gemelos de SORBAS (L.A.V Murcia-Almería) en un tramo con presencia de anhidritas.

Mortero bicomponente para el relleno del trasdós de los anillos

El producto usual para el relleno del trasdós de los anillos es el mortero de cementos compuestos (portland con bentonita o con cenizas volantes o, simplemente, con polvo calizo) que tenga una f_{ck}=1.2 MPa a las 24 horas y un inicio de fraguado entre 5 y 9 horas, con final a las 3 o 4 horas adicionales. No obstante, en los últimos 3 años, se ha venido utilizando un mortero bicomponente formado por lechada de cemento portland y silicato. En general, es necesaria una amplia experiencia para evitar incidentes por atascos en las TBM en que se hace la inyección de mortero por cola, aunque si el mortero se bombea a través de los orificios de las dovelas, el proceso se domina con más facilidad.

Anillos armados flexibles

Se han ensayado con éxito prototipos de anillos flexibles o de diámetro ajustable (véase Figura 44) para su aplicación a casos de esfuerzos extraordinarios del terreno, como sucede a veces en tramos de roca muy alterada de túneles con recubrimientos importantes en los que puede quedar atrapado el escudo. Tal aplicación se podría combinar con el empleo de hormigones de alta resistencia.

De estos anillos armados flexibles, puede decirse que, al comprimirse, crean nuevos caminos a la deformación de la roca, reduciendo su estado tensional y, en consecuencia, la presión sobre el revestimiento hasta llegar a un equilibrio de tensiones y fuerzas.

La puesta a punto de los diseños y los ensayos a escala real de su capacidad portante se llevaron a cabo en la Universidad Politécnica de Bochum (Alemania) y, por otra parte, el segundo tubo proyectado para el túnel del Tauern pudo ser excavado con escudo en zonas de falla de pésima calidad, gracias al empleo de anillos ajustables.

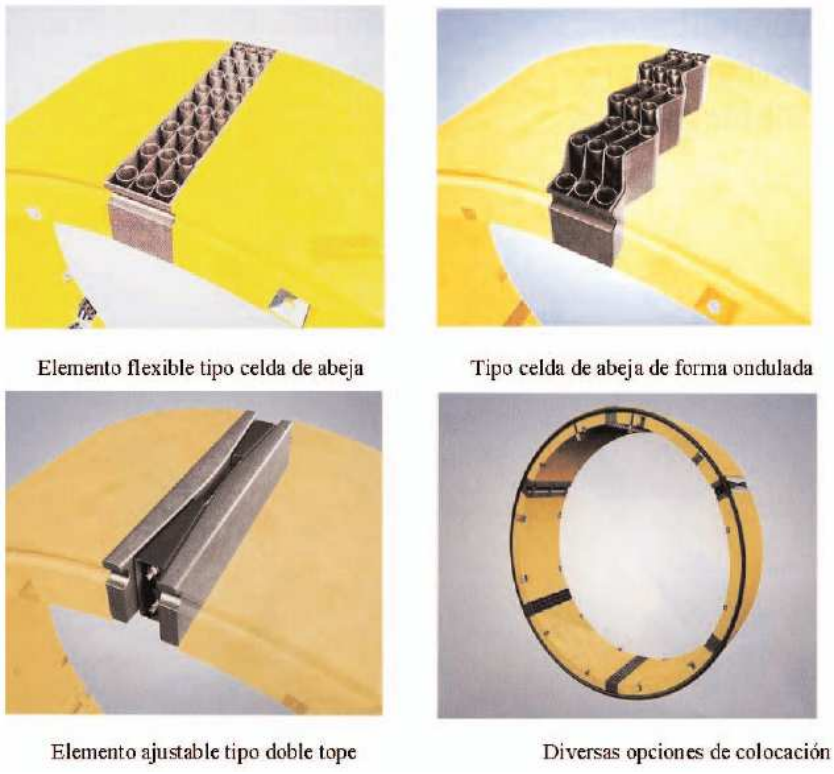


Figura 44. Anillos flexibles o de diámetro ajustable. Fuente: [14]

3. Capítulo 3. Geología y geotecnia de la traza

3.1. Geología regional

3.1.1. Localización

La Cuenca del Guadalquivir se desarrolla sobre el zócalo Hercínico orientado hacia el Sur-Sureste y sobre una delgada cobertera Mesozoica, que ocupa una amplia zona de varios miles de kilómetros cuadrados y que se extiende desde Cádiz hasta Villacarrillo, Jaén (*Tsiege, 1997*).

Esta cuenca está limitada al Norte por Sierra Morena, perteneciente al macizo Hespérico; al Sur por las Unidades Béticas, que representan una cadena alpina que se extiende desde Cádiz hasta la costa meridional de la Comunidad Valenciana. El contacto entre ambas formaciones es de origen tectónico, existiendo gran número de interpretaciones sobre esta falla. Parece que al final se trata de un sistema de fallas sensiblemente paralelas, que hunden paulatinamente el macizo Hespérico, en forma de horst, hacia el Sur. Estas fallas se datan en la edad alpídica.

Los materiales que caracterizan el macizo Hespérico son precámbricos y paleozoicos. Predominan las rocas cristalinas, filones, cuarcitas, pizarras, areniscas y rocas metamórficas afectadas por la orogenia hercínica. Sobre ello aparece, en forma discordante, un permo-estefaniense. En los terrenos estefanienses se encuentran conglomerados, areniscas y pizarras junto con carbones, mientras que el pérmico viene caracterizado por areniscas, conglomerados y arcillas.

El límite Sur de la cuenca neógena del Guadalquivir está formado por las estribaciones de las cordilleras Béticas, en las cuales, por efecto de los grandes empujes alpinos, existe

una gran complejidad tectónica, favorecida por la gran acumulación de espesores de materiales margo-yesíferos del Trías sobre los que, casi a modo de islotes, se hallan sedimentos jurásicos y cretácicos predominantemente calizos, o paleógenos predominantemente margosos.

Sobre este zócalo se asienta el neógeno autóctono de la depresión del Guadalquivir.

Según algunas investigaciones realizadas (*Portero et al., 1983; y Roldán, 1988*), la edad de la Depresión se sitúa entre el Tortoniense y el Plioceno.

El esquema de la evolución de la Cuenca del Guadalquivir asumido por la mayoría de los investigadores analiza la tectónica de la misma dividiéndola en cuatro etapas que han servido como punto de partida para entender la evolución de la Cuenca en su conjunto (*Viger, 1977*).

- La primera fase se desarrolla al final del Mioceno. Se identifica por el hundimiento de la cuenca a causa de la subsidencia del zócalo, con más de 2.000 metros de profundidad, con una importante flexura de dirección Este-Noreste y Oeste-Suroeste que en parte dibuja el contacto del Valle del Guadalquivir y Sierra Morena. Esta fase es la responsable de la instalación de la cuenca.
- La segunda fase sucede en el límite del Mioceno al Plioceno. En ella se produce un reajuste en el borde Norte de la cuenca quedando la subsidencia de la misma paralizada ó haciéndose más débil.
- La tercera fase se produce en el límite Plioceno-Cuaternario y está caracterizada por la formación de una serie de fracturas y fallas, dentro de las cuales tenemos una flexura en dirección Este-Noreste y Oeste-Suroeste que sería paralela a la supuesta falla del Guadalquivir, y otras fallas normales aproximadamente en dirección Norte-Sur (zona de Sevilla).
- La cuarta y última fase tiene lugar durante el Cuaternario antiguo (Villafranquiense) en la cual se produce un reajuste del zócalo y con ello el juego de ciertas fallas.

Durante el final del Mioceno y hasta el Cuaternario antiguo, toda la cuenca se deforma en distensión, aunque más acentuada en el borde meridional de la Meseta.

El desarrollo del relleno de la cuenca está íntimamente relacionado con su evolución Neógena, que se caracteriza por diferentes etapas tectónicas y en cierto modo está ligada a la actividad del borde activo de la cuenca, las Cordilleras Béticas.

Los sedimentos que rellenan la Cuenca del Guadalquivir son de edad Neógena, fundamentalmente el Neógeno superior, y están representados principalmente por materiales de ambos bordes de la depresión. Durante el Mioceno inferior y medio, estos materiales presentan importantes intercalaciones de masas Olistostrómicas con escamas y mantos peliculares en contacto mecánico (*Perconing, 1964a y 1964b*). Durante el Neógeno y el Cuaternario la cuenca se rellena con diversos sedimentos que afloran hasta 800 m sobre el nivel del mar.

Los materiales son principalmente de origen marino y de naturaleza predominantemente clástica, con una potencia que puede sobrepasar los 2000 metros, distribuidos de forma bastante asimétrica dentro de la cuenca. Aún en su parte baja se depositan materiales de colmatación que todavía están en proceso de realización (zona de las marismas del Guadalquivir).

En general, los materiales depositados en la cuenca han sido agrupados en dos grandes unidades, la unidad alóctona, correspondiente a los materiales procedentes de otras áreas, y la unidad autóctona, compuesta por materiales de relleno propiamente dichos, formados en la misma Cuenca.

3.1.2. El Neógeno alóctono de la Depresión del Guadalquivir

Se trata de un material sedimentario originados por procesos de deslizamiento gravitacional y constituido por una mezcla caótica de materiales clásticos de diversa naturaleza: arcillas, margas, margo-calizas, areniscas, yesos y dolomías, en forma de bloques y de elementos de olistolitos. El tamaño de dichos olistolitos suele oscilar entre algunos metros y varios hectómetros cúbicos. Estos olistolitos se encuentran inmersos en una matriz lutítico-arenosa y conservan su textura y estructura original. Los materiales son en su mayoría de edad triásica y en menor proporción, cretácica y terciaria. Su origen está asociado a un borde de la cuenca con actividad tectónica de levantamiento, siendo el área fuente de los deslizamientos el frente de las zonas externas de las Cordilleras Béticas. Estos materiales tienen una amplia representación en el borde sur de la cuenca extendiéndose desde las inmediaciones de la Sierra de Cazorla hasta las proximidades de Jerez de la Frontera.

La edad de esta unidad arroja un intervalo de tiempo entre el Langhiense superior y el Serravaliense inferior-medio. La potencia total de esta unidad no sobrepasa los 200 metros, aunque este valor es difícil de estimar con alta precisión.

3.1.3. El Neógeno autóctono de la Depresión del Guadalquivir

Dentro de esta unidad autóctona se encuentran los materiales que han rellenado la cuenca durante el Neógeno y el Cuaternario, incluyendo los sedimentos y terrazas más actuales. Comprende los terrenos pertenecientes al Mioceno y Plioceno. El Mioceno comprende una serie estratigrafica marina completa, con una transgresión y una regresión.

De muro a techo, la correlación litostratigráfica se puede resumir en las siguientes unidades:

- Facíes del Mioceno transgresivo del borde Norte de la Cuenca del Guadalquivir.
- Formación de Arcillas Azules (comúnmente denominadas Margas Azules).
- Formación detrítica y bioclástica (Arenas de Huelva).
- Plioceno.
- Cuaternario.

Las facies del Mioceno transgresivo se puede decir que conforman el muro de las Arcillas Azules y se disponen discordantemente sobre el Paleozoico o sobre los materiales mesozoicos de la parte nororiental de la Depresión, formando una franja de más de 1 kilómetro de anchura a lo largo del borde Norte. La composición estratigráfica de esta unidad contiene los siguientes materiales: Arenas amarillas o gris-azuladas más o menos consolidadas, con algunos fósiles y más arcilla cerca del contacto con las margas superiores. Su espesor medio es de 10 metros. Molasa compacta muy fosilífera de color amarillo, espesor de 10 a 20 metros y conglomerado de base con elementos rodados procedentes del zócalo paleozoico, con un espesor medio de 1 a 2 metros. La edad de esta unidad está situada en el Tortoniense superior.

Sobre la unidad anterior se colocan los materiales correspondientes a la formación de Arcillas Azules, siendo éstos de características arcillo margosas. La época de sedimentación de estas arcillas culmina hacia el Andaluciense, en la que se depositó la llamada serie de transición.

Los materiales que pertenecen a esta unidad se localizan en toda la Cuenca del Guadalquivir, con una extensión muy amplia. Se extienden desde Huelva hasta Jaén. La disposición de los mismos es casi horizontal y con bastante continuidad lateral a lo largo de toda la Depresión. Al Norte descansan directamente sobre la unidad anterior, formando una serie monoclinal normal, mientras que al Sur su contacto con las otras formaciones

están trastocados, puesto que a la vez que se depositaban dichos materiales, se deslizaban hacia el Norte los mantos de corrimiento subbéticos.

El aspecto de esta formación se corresponde con una arcilla margosa de color gris azulado y verdoso, en ocasiones intercalados con niveles arenosos lenticulares de areniscas. También se encuentran niveles muy finos de yesos intercalados que se asocian a las fisuras existentes.

El espesor de la formación de Arcillas Azules varía según la zona donde se encuentren, destacando un aumento grande hacia el sur. Existen datos que determinan espesores medios de 200-250 metros en la parte septentrional meridional y central, y espesores de hasta casi 1000 metros en las Marismas del Guadalquivir. Algunos autores consideran que el espesor de esta capa puede llegar a los 2000 metros (*Galán et al., 1993*). En cualquier caso, y si nos circunscribimos al casco urbano de Sevilla, puede ser considerado como un sustrato indefinido a efectos de un proyecto de obra civil ó arquitectónica.

La edad de estos materiales está muy bien determinada gracias a la abundancia de microfósiles presentes en esta unidad que la colocan cerca del Tortoniense superior. Tanto en su parte superior como inferior pasan a margas arenosas de un modo gradual. Son generalmente compactas y a veces plásticas. Esta marga es normalmente gris azulada, pero en superficie toma un color amarillento debido a la meteorización y la presencia de sales de hierro.

La formación detrítica y bioclástica (también denominada "arenas de Huelva") se trata de un conjunto de materiales de tipo nerítico-litoral. Las distintas facies son muy constantes en la zona del bajo Guadalquivir y se caracterizan por un conjunto de arenas finas amarillas con fósiles, areniscas y calcarenitas. Están cubiertas por materiales procedentes del Plioceno continental y del Cuaternario antiguo. La potencia media de esta formación es de unos 30 metros, que pueden llegar hasta los 80 metros en el centro de la cuenca. Su edad se ubica en el Tortoniense superior (Andaluciense) y a veces, en el Saheliense.

El Plioceno, según las zonas, es marino (zona de Sevilla), lacustre ó continental. Durante esta etapa, en la cuenca hubo un amplio y generalizado proceso de sedimentación, dando lugar a materiales de diversas facíes. Se trata de marga plástica de color verde con intercalaciones de bancos decimétricos de areniscas de grano fino y mediano. También existen intercalaciones pequeñas de bancos de calizas blancas desmenuzables. La potencia de esta unidad suele ser pequeña, entre los 10 metros y los 30 metros.

La última etapa geológica considerada, el Cuaternario, define la unidad más reciente de todas las expuestas, y va a ser comentada en profundidad en el siguiente apartado.

3.2. Geología local

La zona urbana de Sevilla ocupa en la actualidad terrenos de ambas márgenes del curso más reciente del Río Guadalquivir. Se encuentra, por tanto, desde un punto de vista geológico, dentro de la cuenca de dicho río.

Dado que la ciudad de Sevilla descansa sobre un Cuaternario fluvial de terrazas, se ha dejado la descripción de éste para tratarlo como geología local. Abordaremos en este apartado la estratigrafía asociada al Cuaternario y la geomorfología fluvial.

Durante el Cuaternario se han depositado terrazas fluviales continentales a lo largo de los ríos y los arroyos, terrazas marinas y dunas en el litoral, capaz de tipo fluvio-marino en las zonas actuales de las marismas así como potentes acumulaciones detríticas en la depresión de Granada.

Se han distinguido tres niveles principales, llamados Cuaternario antiguo, medio y reciente, que se individualizan fácilmente tanto por sus facies como por su posición relativa. Sin embargo, un estudio más detallado podría poner en evidencia la presencia de cuatro y tal vez cinco niveles, especialmente en las zonas de Carmona y Niebla. Estos tres niveles están normalmente encajados y la diferencia de cota entre ellos va decreciendo desde los cursos altos hacia los bajos, hasta el punto de confundirse en la entrada a las marismas, zona donde las terrazas de encajadas pasan a ser superpuestas.

Es de señalar que, en el Valle del Guadalquivir, entre Córdoba y Sevilla, la sucesión Cuaternario antiguo, medio y reciente, aparece según el sentido Sur-Norte, lo que deja suponer una traslación del curso del río hacia el Norte durante el Cuaternario, movimiento que podría corresponder a la continuación actual de la tectónica terciaria (Figura 45).

3.2.1. El Cuaternario antiguo

Se encuentra por todas partes, pero su extensión más amplia se encuentra entre Sevilla y Córdoba, donde forma un nivel muy constante. Este nivel baja hasta el río Guadalquivir, es decir, hacia el Norte con una pendiente suave de 1.5% y muchas veces se encuentra erosionado por los arroyos más reciente hasta hacer aparecer las margas tortonienses subyacentes.

Su altura sobre el nivel del río Guadalquivir disminuye desde el Este hacia el Oeste, siendo de 100 metros cerca de Écija, de 70 metros en la zona de Carmona, de 40 metros al lado de Sevilla y de 10 metros al Sur de Dos Hermanas.

Este cuaternario antiguo está constituido por limos y arcillas con niveles irregulares de cantos rodados y gravas, asociados a costras calcáreas blancas de pequeño espesor (0.1 a 1 metro). Estas costras aumentan de espesor cerca de los afloramientos de las calizas jurásicas de la zona subbética, como se puede ver cerca de Estepa y Osuna.

Los colores superficiales son muy vivos (rojo-naranja), así como las costras calcáreas, son los elementos más característicos de las facies del Cuaternario antiguo.

El espesor medio de este cuaternario es del orden de 10 metros y no parece sobrepasar los 20 metros.

3.2.2. El Cuaternario medio

Esta terraza, que suele ser llana, poco erosionada y casi horizontal, puede observarse a lo largo de la mayor parte de la red fluvial, a una cota sobre el nivel de los ríos comprendida entre los 5 y los 50 metros, bajando según el sentido del río.

Este nivel está caracterizado por una rubefacción típica bastante intensa aunque no tanto como la del antiguo y, por una cementación de sus elementos. Sin embargo, no se observan nunca costras calcáreas como en el Cuaternario antiguo.

El corte más habitual corresponde a unos limos superiores que descansan sobre niveles de areniscas, de arenas o de conglomerados. La potencia media de esta terraza es de 15 metros, pero puede variar entre los 5 y los 25 metros.

3.2.3. El Cuaternario reciente

Corresponde a la terraza actual muy llana e inundable, que es generalizada.

En este tipo de Cuaternario no se observan rubefacciones, cementaciones ni costras calcáreas, lo que permite distinguirlo de los anteriores sobre todos si se considera su cota sobre el nivel del río, siempre pequeña, nunca superior a 10 metros.

Está normalmente constituido por una capa superior de limos, más o menos arcillosos y por una capa inferior de cantos rodados y gravas, más o menos arenosas.

La potencia de esta terraza es variable, comprendida entre los 5 los 30 metros a lo largo de los ríos principales y se supone que esta potencia crece en dirección a la desembocadura.

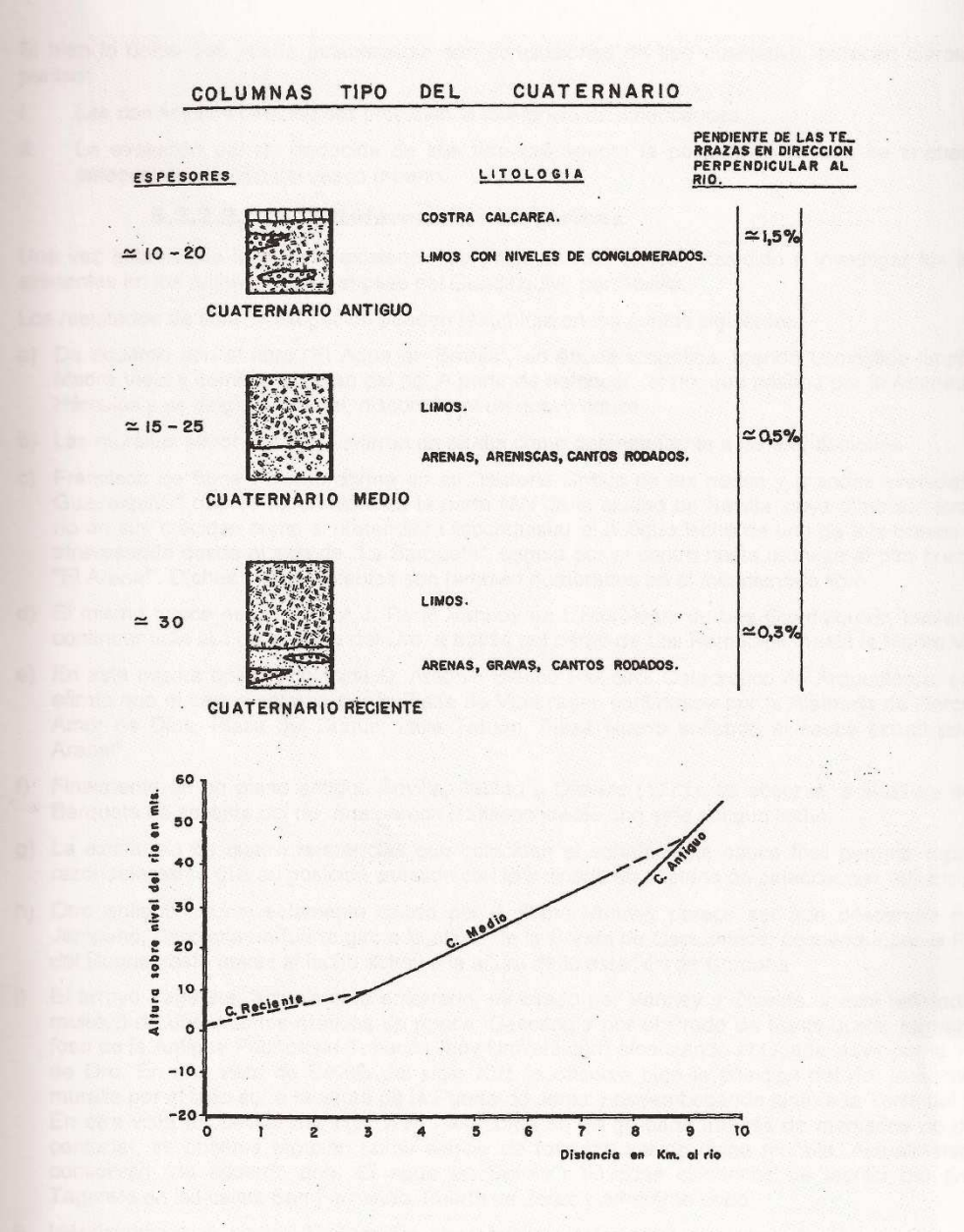


Figura 45. Columnas tipo del cuaternario. Fuente: [23]

3.3. Descripción geotécnica general de las unidades

Cuatro unidades, en términos generales y desde el punto de vista geotécnico, pueden distinguirse en el subsuelo de Sevilla. Tres de ellas son modernas, geológicamente hablando. La más profunda, que a efectos de cálculo se puede considerar como un estrato indefinido, es el Mioceno torteniense de margas azules.

Las cuatro unidades características son:

- **Unidad I. Rellenos antrópicos:** En una ciudad como Sevilla, de fundación milenaria, aparecen lógicamente estos materiales en horizontes superficiales que

son potentes en términos geotécnicos, encontrándose de forma generalizada a lo largo de toda la ciudad. La potencia de estos depósitos es variable, desde los 0 hasta los 8 metros en algunas zonas.

- **Unidad II. Arcillas arenosas:** Está conformada por los aluviones más finos del río Guadalquivir y sus afluentes (cobertera del cuaternario reciente). Esta procedencia hace que se presenten características irregulares y abundancia de lentejones. Predominan en general los materiales arcillosos, con algo de arena y limo, si bien estos últimos componentes pueden llegar a tener proporciones dominantes de modo local, por ejemplo en extensas zonas a Occidente de la Dársena de Alfonso XIII, que se detectan en los sondeos próximos a la Línea 1 del Metro de Sevilla.
- **Unidad III. Zahorras y gravas:** Subyacen a las anteriores. También forman parte del Cuaternario reciente. Presentan proporciones variables de arenas y limos. El espesor de este estrato es muy variable y aumenta en las zonas afectadas por antiguos paleocauces.
- **Unidad IV. Margas azules:** Es el material más característico del subsuelo de Sevilla. Su coloración gris azulada proviene del carácter reductor en el que se desarrolló el depósito. Su homogeneidad es destacable, aunque sus niveles más superficiales presentan la tendencia a estar más degradados y su profundidad se puede considerar indefinida a efectos de un proyecto de Ingeniería Civil ó Arquitectura. Son arcillas de plasticidad media-alta, con carbonatos y fisuradas. La existencia de pequeñas intercalaciones en forma de capas de limos resta cohesión al conjunto. Ocasionalmente tienen nódulos carbonatados y, eventualmente, pueden formar bolsadas donde se almacena agua ó gas metano. Esto último ha sido puesto de manifiesto durante la ejecución de la Línea 1 del Metro de Sevilla en la década 70-80.

De la campaña geotécnica existente en la zona, se pueden extraer los siguientes resultados generales.

3.3.1. Unidad I: Rellenos antrópicos

Debido a su procedencia, presentan un carácter heterogéneo. Es muy complicado poder hacer un estudio fiable de este tipo de materiales, pues se presentan en rangos granulométricos, de compacidad y plasticidad tan sumamente diferenciados que, hablar de propiedades medias, es quizás la única forma de caracterización de los mismos.

El tramo de línea que discurre por las avenidas Blas Infante y República Argentina, presenta potencias de depósito del orden de 2 a 3 metros. Dicha potencia aumenta hasta los 5.50 metros en el lado Oeste de la Dársena de Alfonso XIII.

En el lado contrario del canal se presentan los depósitos de mayor potencia, que alcanzan los 8 metros por las calles Almirante Lobo y San Fernando, motivados por la presencia histórica del arroyo Tagarete en esa zona. Varios colectores de dicho arroyo se han encontrado enterrados en la calle San Fernando, con dimensiones del orden de 6 metros entre hastiales y 5 metros a clave, medidas que dan idea del caudal original de este arroyo.

Los rellenos parecen encuñarse hacia la zona del Prado de San Sebastián, con potencias entre los 5 y 6 metros.

Conforme nos alejamos del cauce y paleocauces del río, el espesor de esta capa parece homogeneizarse en torno a los 2 metros, y tan sólo aumentan puntualmente en la zona del barrio de Juan XXIII (en las proximidades de la estación "La Plata"). Progresivamente desaparecen conforme la trama urbana se espacia hacia la carretera de Su Eminencia, donde aparentemente ya no forman parte del perfil, o al menos de modo muy discontinuo. Este relleno tendrá una influencia bastante importante en los asientos inducidos por la construcción del Metro en los tramos de línea excavados bajo él.

Hay una gran dispersión en los ensayos SPT realizados en este nivel (con tendencia, eso sí, a los valores medios-bajos en torno a los $N_{spt} = 5$, que indican una compacidad baja).

A efectos de determinar los parámetros de estos rellenos no se puede acudir al resultado de ensayos realizados sobre muestras, ya que tienden a desmoronarse. En cualquier caso, se puede contar con un abanico de pruebas in situ que puede arrojar resultados aceptables.

Caracterizar geotécnicamente un relleno siempre es complejo, tomando como ejemplo la campaña realizada para la ejecución de las diversas líneas del Metro de Madrid, la Comunidad que gestiona dicha infraestructura ha recomendado como parámetros de diseño, para rellenos similares a los de Sevilla y también con potencias importantes, los siguientes:

- Cohesión: 0.0 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 28^{o}
- Densidad aparente: 18.0 (kN/m^3)

En el anejo del proyecto de ejecución de la Línea 1 del Metro de Sevilla redactado en 1972 se recomiendan estos parámetros:

- Cohesión: 25 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 25º
- Densidad aparente: 20.0 (kN/m^3)

Resulta lógica la minoración del ángulo de rozamiento que supone el valor asignado a los rellenos de Sevilla comparados con los de Madrid, ya que proceden de materiales más finos. Sin embargo, se puede tomar el criterio conservador de limitar el valor de cohesión a la mitad, y reducir ligeramente la densidad aparente tomando un valor intermedio, quedando los parámetros:

- Cohesión: 12.5 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 25º
- Densidad aparente: 19.0 (kN/m^3)

En general y para la determinación de los asientos previsibles, se tomará como representativo de estos materiales un módulo de deformación de 2 MPa.

3.3.2. Unidad II: Arcillas arenosas

Aunque las agrupamos en este epígrafe, esta capa incluye tramos con un mayor contenido en arenas y otros de dominio limoso.

Idénticamente al caso anterior, describimos de modo aproximado la potencia evaluable a lo largo de la traza a partir de los reconocimientos disponibles. Al tratarse de materiales de deposición fluvial, presentan coincidencias con la red de cauces y paleocauces en lo que a su aparición se refiere.

El depósito de la margen Occidental de la Dársena de Alfonso XIII parece dominantemente arenoso, al menos eso indica la descripción cualitativa de los sondeos. La potencia de esta unidad por debajo de los rellenos es del orden de los 13 a los 16 metros.

En el lado Oriental de la Dársena, los depósitos parecen cambiar lateralmente a limo arcilloso y disminuir de modo general a potencias entre los 6 y 10 metros.

Este espesor se reduce progresivamente conforme nos alejamos hacia el Este. Así, por ejemplo, antes de alcanzar la Ronda del Tamarguillo, el aluvión se ha reducido a unos 2 metros de potencia. Justo en la zona de la Ronda del Tamarguillo, la potencia aumenta

hasta los 8 ó 10 metros, influenciada claramente por la existencia del cauce de dicho arroyo.

En cuanto a los parámetros asignables a esta unidad geotécnica, se puede comentar que a nivel granulométrico abundan más las litologías arcillosas. En éstas, el cernido por el tamiz 10 es siempre del 100% y el rango del contenido en finos es del orden del 83% al 96%. El porcentaje de estos finos que es realmente arcilloso (<0.002 mm) oscila entre el 9% y el 36%.

Las litologías no plásticas presentan cernidos por el tamiz 200 muy variables, entre el 12% y el 82%. Sin embargo, las fracciones de arcillas se restringen al 7%.

En cuanto a plasticidad se refiere, existen evidentemente tramos no plásticos insertados en un conjunto global básicamente plástico. Los valores del Límite Líquido se encuentran dentro de la horquilla $30<W_L<60$, aunque el porcentaje más acusado parece moverse en el intervalo $30<W_L<40$. En lo que al Índice de Plasticidad se refiere, el abanico parece ser amplio (de 5 hasta 50), aunque se tiende a concentrar los valores en el tramo $10<IP<25$, lo cual indica una tendencia a plasticidad moderada como carácter general (Figura 46).

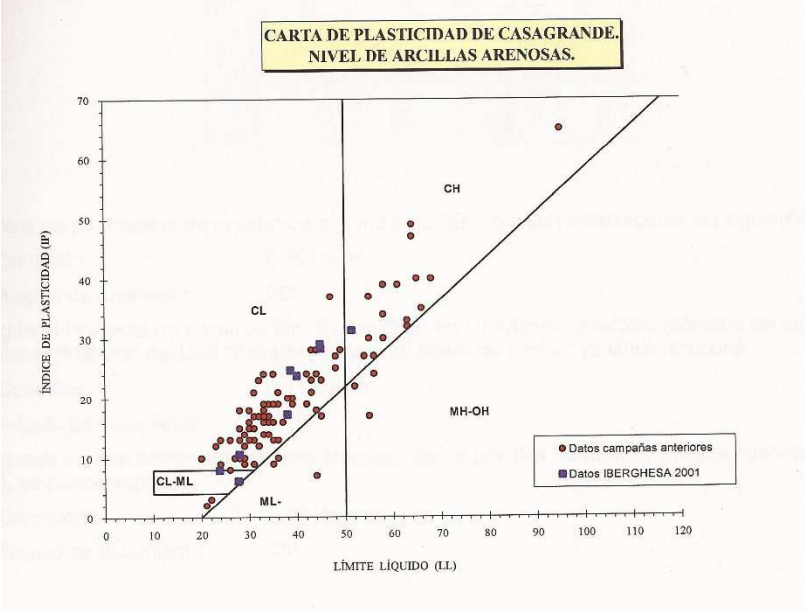


Figura 46. Carta de plasticidad de Casagrande. Nivel de arcillas arenosas (unidad geotécnica II). Fuente: [23]

En lo que a la humedad y densidad seca se refiere, existen rangos de variación significativos: la humedad oscila entre el 15% y el 40%, con tendencia a producirse valores levemente crecientes en profundidad. El peso específico seco presenta valores que van de 12

a 20 kN/m^3, aunque se concentran casi todos los valores en el tramo 16 a 18 kN/m^3, con una media de 17.5 kN/m^3.

La resistencia a compresión simple de estos materiales presenta variaciones que van de menos de 100 kPa a prácticamente los 900 kPa. Se ha intentado correlacionar con la profundidad, pero no se observa una variación preferente (Figura 47).

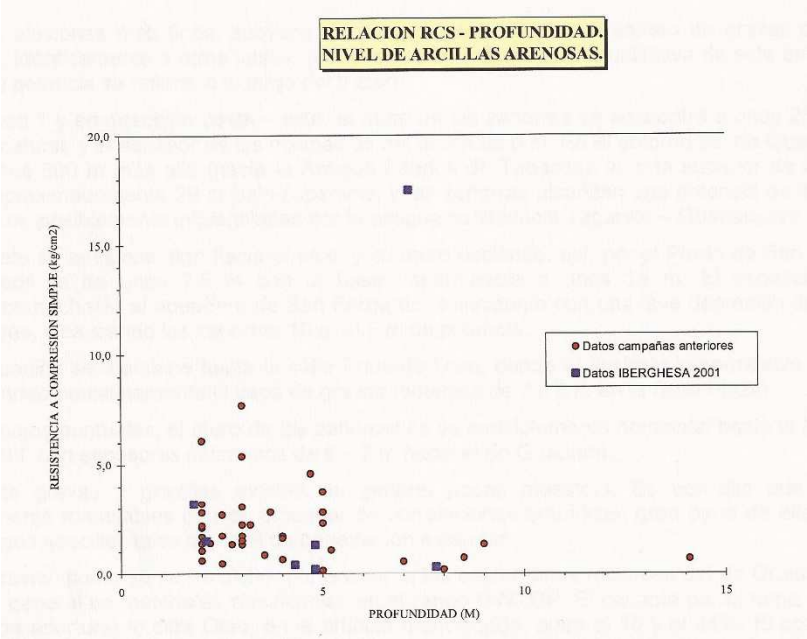


Figura 47. Relación RCS-profundidad para la unidad geotécnica II (Arcillas arenosas). Fuente: [23]

En el proyecto asociado al Metro del año 1.972 se propone la relación clásica de Skempton, para arcillas, con el fin de relacionar la cohesión sin drenaje con el Índice de Plasticidad.

$$\frac{c_u}{\sigma'} = 0.11 + 0.0037 \cdot IP$$

Donde σ' es la tensión efectiva vertical actuante a la profundidad de la muestra tomada y c_u la cohesión sin drenaje.

El módulo de elasticidad deducido de los resultados de resistencia a compresión simple apunta a una correlación de tipo:

$$E = 40 \cdot q_u$$

De los múltiples ensayos SPT que se han podido recopilar para este nivel se advierte también una dispersión en los resultados. A profundidades mayores de 10 m se aprecia una dispersión menor de este parámetro ($7<N_{spt}<40$). Se adjunta un gráfico extraído del proyecto de la antigua Línea 1 de Metro donde se observa el valor del N_{spt} con la profundidad (Figura 48).

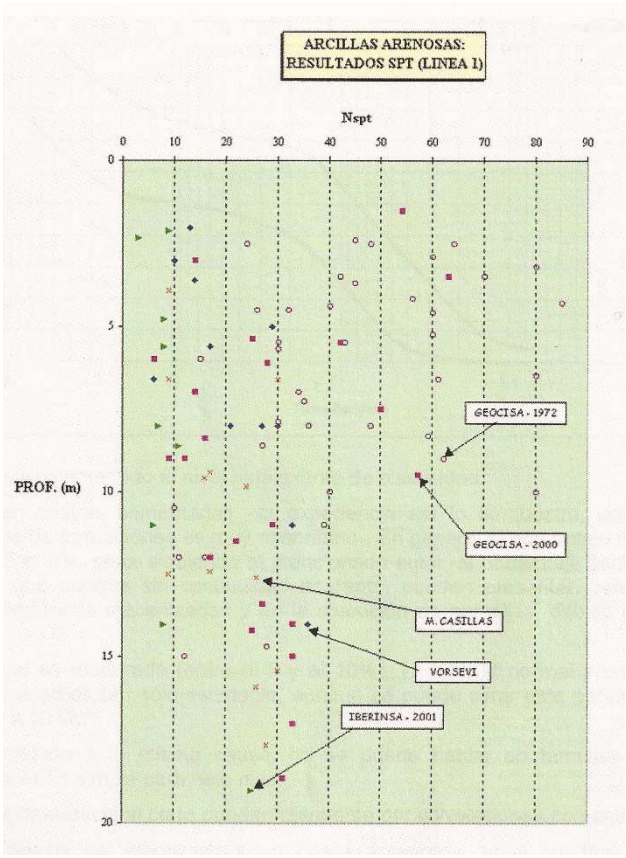


Figura 48. Relación Nspt-profundidad en la unidad geotécnica II (Arcillas arenosas). Fuente: [23]

En lo que a parámetros de resistencia al corte se refiere, pueden considerarse los siguientes (según el proyecto constructivo):

- Cohesión: 25 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 25º

En el libro "Pasado y futuro del Metro de Sevilla" (1.975), Carlos Oteo propone los valores:

- Cohesión: 11 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 27.5º

Donde se encuentren tramos más arenosos (minoritarios en general), se puede proponer:

- Cohesión: 0 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 35 º

En lo que a módulo de deformación se refiere, se puede tomar como característico, en tanteos preliminares, un valor de 17.500 kPa, que puede modificarse al alza en la zonas de dominio arenoso, donde para un golpeo medio de $N_{spt} = 15$, en arenas limosas, se

puede dar por válida la correlación de Pasqualini ("Standard Penetration Test", Politécnico de Turín, 1983)

$$E = 7 \cdot \left(N_{spt}\right)^{0.5} \simeq 25\ MPa$$

Valor que puede ser tomado, como primera aproximación, a efectos de evaluación de problemas de deformabilidad (asientos, desplazamientos de estructuras de contención…).

3.3.3. Unidad III: Gravas

Bajo los aluviones más finos, subyace de manera generalizada un estrato de gravas o zahorras de espesor variable. Idénticamente a otros casos, procedemos a la descripción cualitativa de este estrato, en lo que a su potencia se refiere, a lo largo del trazado.

En la actual Línea 1 y en dirección Oeste-Este, el muro de las zahorras se encuentra a unos 25 metros bajo el terreno natural, y la potencia de dicho estrato es del orden de 6 metros. En el entorno del río Guadalquivir, y hasta unos 500 metros más allá de su trazado (hacia la antigua Fábrica de Tabacos), la cota superior de las margas está aproximadamente a unos 25 metros bajo la superficie, y las zahorras alcanzan una potencia de depósito de 10 metros, posiblemente influenciada por la antigua confluencia Tagarete – Guadalquivir.

El paquete se adelgaza algo hacia el Este, y su muro asciende. Así por ejemplo, por la zona del Prado de San Sebastián, la potencia es de unos 7.5 metros con la base de margas a unos 19 metros de profundidad desde la superficie. El espesor vuelve a incrementarse hacia el apeadero de trenes de San Bernardo, coincidente con una pequeña depresión del techo de las margas, alcanzando las zahorras potencias entre los 10 y 10.5 metros.

Esta situación se mantiene hasta la calle Eduardo Dato, donde el sustrato impermeable sube algo, adelgazando paulatinamente la capa de gravas, alcanzándose potencias de 7 a 8 metros en la Gran Plaza.

Con altibajos puntuales, el muro de las zahorras es ya sensiblemente horizontal hasta la barriada de Juan XIII, con espesores estimados de 6 a 7 metros hacía el río Guadaíra.

De estas gravas y gravillas existen en general pocas muestras. Es por ello que los datos normalmente manejables han de proceder de correlaciones empíricas, gran parte de ellas basadas en ensayos sencillos tales como el SPT.

Estos materiales, como ya se ha comentado, pertenecen al Cuaternario reciente del río Guadalquivir. Se trata en general de un estrato clasificable en el rango GW-GP. El porcentaje que pasa por el tamiz 10 ASTM se encuentra en el intervalo del 15% al 44%. El porcentaje que pasa por el tamiz 200 ASTM es mínimo, entre el 1% y el 8% (Figura 49). Por supuesto, todo el nivel está exento de plasticidad.

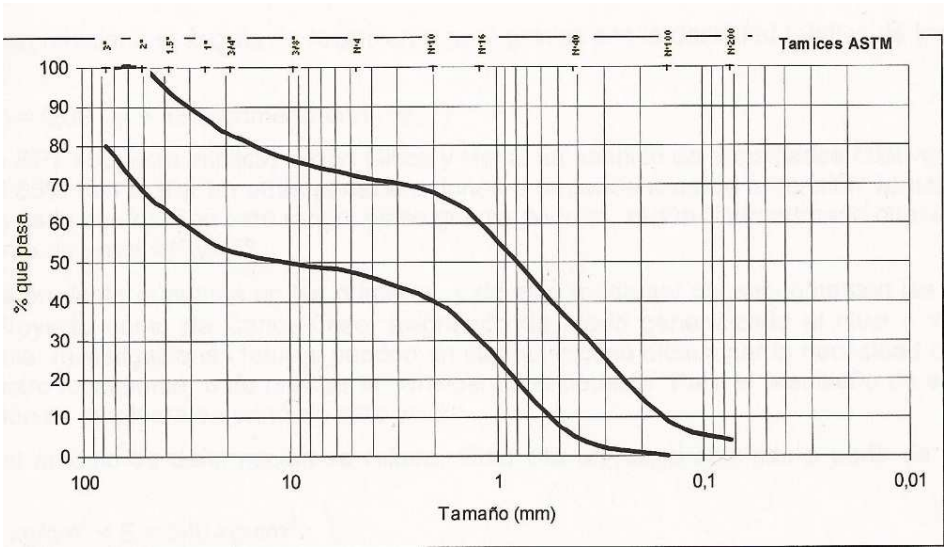


Figura 49. Huso granulométrico del nivel geotécnico IV (zahorras). Fuente: [23]

Localmente existen costras cementadas (la experiencia así lo demuestra, aunque en términos geológicos este tipo de formaciones es muy minoritaria). En general, el porcentaje de carbonatos está en torno del 5% al 9%, pero pueden aparecer determinadas zonas con porcentajes dentro del intervalo 20-25%, que son susceptibles de acarrear ciertas incidencias en excavaciones mecánicas subterráneas mecanizadas y en la ejecución de pantallas, haciendo incluso necesario el uso de trépano.

La humedad natural va desde 5% al 10%, y dada la normal ausencia de muestras inalteradas, se estima un peso específico seco de 21 kN/m^3. Precisamente debido a la imposibilidad de extraer muestras inalteradas, no se puede hablar de una resistencia a compresión simple características de este nivel geotécnico.

Los parámetros de resistencia al corte se pueden obtener mediante correlaciones con el ensayo SPT. En el siguiente gráfico se ofrece una indicación de cómo varía el N_{spt} con la profundidad en esta unidad geotécnica (Figura 50).

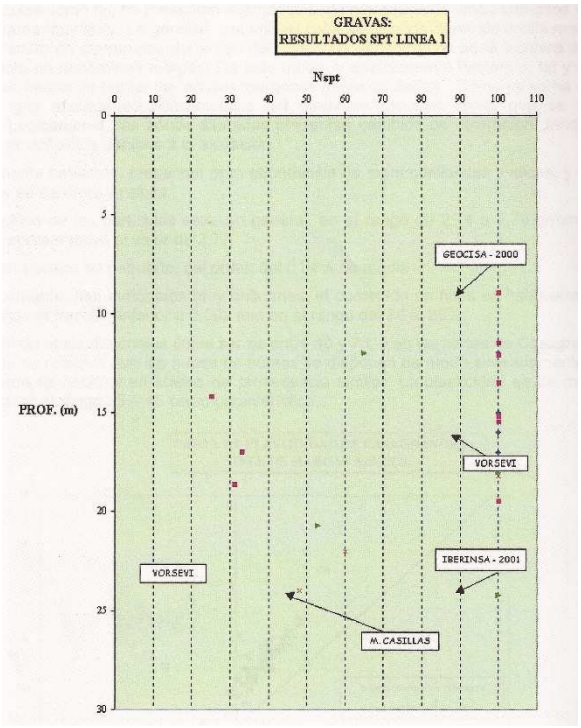


Figura 50. Relación Nspt-profundidad en la unidad geotécnica III. Fuente: [23]

Según Pasqualini (1970), para materiales granulares se puede utilizar estas correlaciones:

$$\phi = \sqrt{15N_{spt}} + 15 \qquad \text{Road Bridge Specification}$$

$$\phi = 0.3 \cdot N_{spt} + 27 \qquad \text{Japanese National Railway Code}$$

Limitando el valor de N_{spt}=15 como cota inferior (valor muy excepcional, obtenido en algún sondeo efectuado en el Mercado de la Encarnación) y a 50 como cota superior (más habitual, pues son muchos los sondeos que ofrecen rechazos de 100 golpes), los rangos serían:

Entre 30º y 40º para la primera correlación y entre 31º y 42 º para la segunda correlación.

Se puede asignar, para este nivel geotécnico y de forma generalizada, un ángulo de rozamiento interno de 35 º y una cohesión nula.

En cuanto al módulo de deformación, las correlaciones más habituales, en base al intervalo de N_{spt} indicado anteriormente, arrojan los siguientes valores:

$$E\ (MPa) = 0.756 \cdot N_{spt} + 18.75 \qquad \text{(D'Appollonia et al.)}$$

Rango de valores: 30 (MPa) < E < 56.5 (MPa)

$$E\ (MPa) = 2.22 \cdot N_{spt}^{0.888} \qquad \text{(Wrench y Nowatzki)}$$

Rango de valores: 24.5 (MPa) < E < 71.5 (MPa)

$$E\ (kg/cm^2) = 12 \cdot (N_{spt} - 6) + 40 \qquad \text{(Begemann)}$$

Rango de valores: 15 (MPa) < E < 57 (MPa)

Una horquilla de valores razonables para este nivel geotécnico es la comprendida entre 26 (MPa) y 54 (MPa), aunque normalmente la tendencia sea a encontrarnos más en la zona de los 50 (MPa) que en el lado inferior del intervalo.

También existen datos de ensayos Lefranc realizados en este nivel, obteniéndose una permeabilidad bastante acusada para estas gravas, con valores del entorno de 10^{-1} a 10^{-2} cm/seg.

3.3.4. Unidad IV: Margas azules

En esta unidad geotécnica se engloba el material más característico del suelo sevillano, y a efectos geotécnicos se puede considerar de potencia indefinida.

El techo de esta unidad geotécnica puede presentar variaciones locales, por ejemplo, en el antiguo pozo de la Alameda de Hércules, que consiste en un recinto circular de 25 metros de diámetro, la aparición del techo de las margas llegaba a presentar variaciones de hasta 4 metros.

La pendiente de este techo llega a ser del 7%. Dichas pendientes se han desarrollado al amparo del trabajo hidráulico del río Guadalquivir.

Las margas azules como tal, se presentan alternadas con finas capas de limos arenosos y lentejones de marga calcárea muy dura. En general, a la unidad cabe catalogarla como de arcilla margosa, pues siendo el contenido en carbonatos del orden del 25%, nos encontramos en la frontera inferior del valor a partir del cual se suelen denominar con la acepción de margas. De este modo, y estrictamente hablando, se debería hablar de "arcillas margosas grises azuladas". Como ya se ha comentado, la coloración gris azulada es consecuencia del ambiente reductor en el que se formaron o consolidaron. Lógicamente, las zonas alteradas presentan cambios en la coloración, tendiendo a los tonos ocres o amarillentos motivados por la oxidación de los materiales.

Mineralógicamente hablando, presentan abundancia de Montmorillonita y Mica, con porcentajes más reducidos de Caolinita y Calcita.

El peso específico de las partículas sólidas está, en general, en el rango de 27.4 a 27.8 kN/m^3, pudiendo considerarse un valor representativo de 27.7 kN/m^3.

El contenido en sulfatos es pequeño, del orden del 0.04% de media.

Granulométricamente, son materiales muy uniformes. El contenido en finos es habitualmente del 90% al 100%, estando la fracción inferior a 0.002 mm en el rango del 38% al 66%.

El Límite Líquido de estos materiales suele estar entre 40% y 70%. La plasticidad es de media a alta, con un Índice de Plasticidad que se mueve dentro de la horquilla de 25% a 45% (Figura 51).

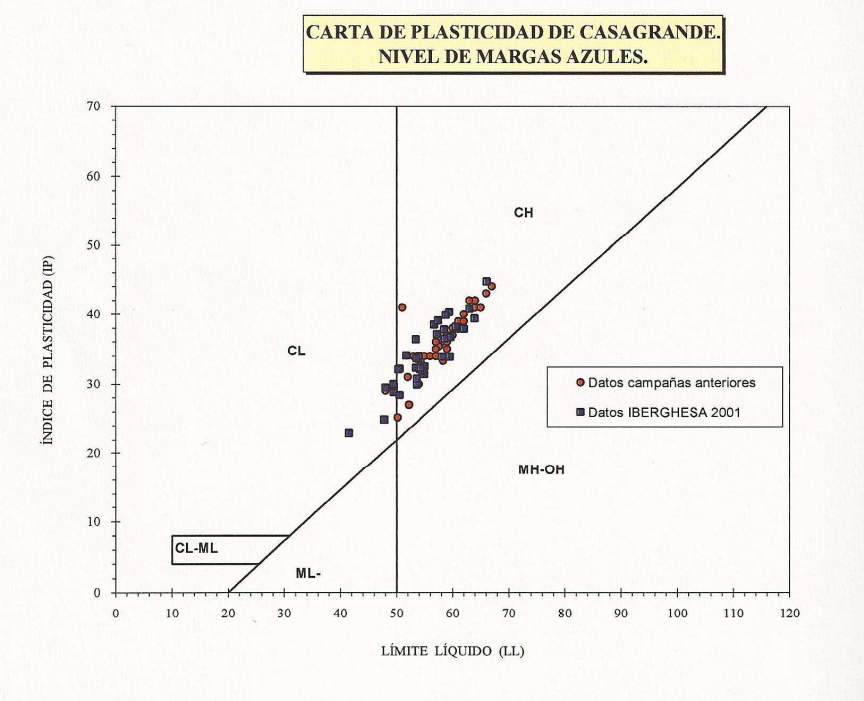


Figura 51. Carta de plasticidad para la unidad geotécnica IV (Arcillas arenosas). Fuente: [23]

La humedad media de estas margas puede cifrarse en el 25%. Prácticamente y desde este punto de vista, se encuentran estos materiales en su Límite Plástico.

El peso específico seco suele moverse en valores comprendidos entre 15.0 y 17.0 kN/m^3. Cuando ocasionalmente supera el valor de 20.0 kN/m^3 se debe a que se trata de margas calcáreas. Un valor medio de 16.5 kN/m^3 se puede estimar como representativo, y por tanto, un peso específico aparente de 20.5 kN/m^3.

Los valores habituales de resistencia a compresión simple oscilan entre 250 kPa y 1400 kPa. No hay una tendencia suficientemente clara que permita relacionar dicha resistencia con la profundidad. En la Figura 52 se representa dicha evolución para una campaña de toma de muestras realizada en el 2001 y otras campañas más antiguas.

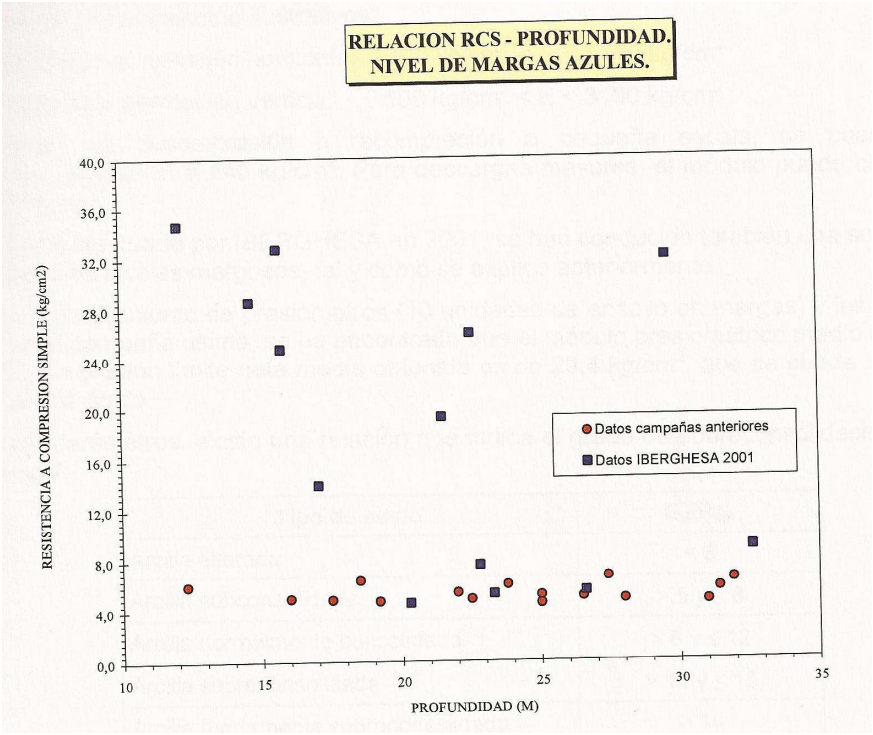


Figura 52. Relación RCS-profundidad para la unidad geotécnica IV (Margas azules). Fuente: [23]

En cuanto a parámetros de resistencia, en primera aproximación, se puede llegar a tomar los siguientes valores (según las indicaciones recogidas en el anexo geotécnico del proyecto asociado a la antigua Línea 1 del Metro de Sevilla):

- Cohesión: 12 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 34º

Parece sin embargo razonable y prudencial estimar un abanico de la forma:

- Cohesión: 12-30 (kPa)
- Ángulo de rozamiento: 25º-35º

En lo que a deformabilidad se refiere, existe una clara anisotropía en la formación debida a la presencia de bastantes vetas de limos arenosos que compartimentan las margas.

El desarrollo de estas vetas es limitado, englobando a zonas muy pequeñas. Existe además un fenómeno generalizado de fisuración, con aperturas de 0.5 a 3 mm espaciadas del orden de 20 a 30 cm. Debido a esta fisuración existente, la deformabilidad horizontal de la marga es mucho menor que la vertical.

La deformabilidad horizontal se puede considerar, dada la posición de estos planos de fisuración, representativa de la matriz. La deformación vertical tiene, por tanto, en cuenta las discontinuidades.

La relación entre ambas deformabilidades E_h/E_v, es función de la presión aplicada, aunque el rango de valores de 2 a 6 es en general representativo.

Así pues, pueden tomarse como valores representativos:

- Módulo de deformación horizontal: 120 MPa < E < 570 MPa
- Módulo de deformación vertical: 50 MPa < E < 310 MPa

En problemas de descarga y recarga a pequeña escala, se puede considerar un valor para el módulo de deformación de E = 44 MPa. Para descargas mayores, el módulo puede considerarse de hasta 190 MPa.

Los datos extraídos de la realización de ensayos presiométricos en las margas indican que el valor medio del módulo presiométrico gira en torno a 65 MPa. La presión límite neta media obtenida es de 2940 kPa, que es un valor característico de una arcilla rígida sobreconsolidada.

Parece observarse una tendencia creciente en profundidad en los módulos presiométricos, no así en la presión límite, cuyo rango de variación es de 2000 a 3500 kPa, sin tendencia al crecimiento.

En función de las correlaciones existentes se puede estimar la resistencia al corte sin drenaje de esta unidad geotécnica en 258 kPa como valor medio. Ello corresponde a una resistencia a compresión simple de 516 kPa.

4. Capítulo 4. Instrumentación y auscultación

Hoy en día, la auscultación sistemática de túneles y excavaciones se considera imprescindible en la ejecución de estas obras. Concretamente, en el caso de excavaciones subterráneas en ámbito urbano, una auscultación eficaz es esencial para garantizar que la obra discurra sin perjudicar a las estructuras preexistentes.

En este Capítulo se describen de manera sucinta los distintos equipos de instrumentación que existen, haciendo especial énfasis en los principios de su funcionamiento y los datos que se obtienen de cada uno.

Por otra parte, se realiza un levantamiento de la instrumentación asociada al tramo de la traza analizado.

4.1. Introducción

En primer lugar, cabe aclarar la diferencia entre instrumentación y auscultación. La **instrumentación** está relacionada con los distintos equipos disponibles para medir variables así como con su colocación en campo. La **auscultación**, en cambio, consiste en la obtención de datos a partir de la instrumentación adoptada.

Como una primera clasificación general, la instrumentación puede dividirse en externa e interna. La primera se coloca fuera del túnel, ya sea por encima de la superficie o en el terreno. La segunda se dispone en el interior del túnel.

En la siguiente tabla se indican los dispositivos externos empleados dependiendo del parámetro que se quiera medir.

Parámetro a controlar		Dispositivos empleados
Movimientos verticales	En edificios y estructuras colindantes	Referencias de nivelación en edificios
	En superficie	Hitos de nivelación
	En profundidad	Extensómetros de varillas Extensometría incremental
Movimientos horizontales	En edificios	Miniprismas
	En superficie	Hitos combinados
	En profundidad	Inclinometría
Nivel de agua		Piezómetros cerrados Piezómetros abiertos

Tabla 8. Dispositivos externos empleados dependiendo del parámetro a controlar. Fuente: [21]

4.2. Dispositivos de auscultación

4.2.1. Referencias en fachadas para nivelación

Uno de los métodos de medida de desplazamientos verticales en edificios es el de nivelación. El control se realiza tomando como referencia fija bases de nivelación profunda y realizando medidas sobre reglillas invar adosadas a los paramentos verticales del edificio.

Figura 53. Reglilla invar y clavo de nivelación instalados sobre fachada de edificio. Fuente: [21]

La finalidad de la medición con nivel digital es detectar la variación de cota que se produce en clavos de nivelación situados en fachada y de los hitos de nivelación de calzada, durante el proceso de ejecución de las obras.

Como es natural, las bases de cota fija se encontrarán fuera de las zonas de afectación establecidas por la obra, a fin de que no se vean afectados por los movimientos del terreno. En caso de encontrarse las bases dentro de la zona de afección, se debe superar como mínimo la profundidad de la excavación hasta un punto que se considere fijo.

Figura 54. Base de nivelación. Fuente: [21]

4.2.2. Hito de nivelación

El control de movimientos verticales, tanto en superficie como en profundidad, puede realizarse, como en el caso anterior, mediante nivelación de alta precisión.

Un hito de nivelación se compone de los siguientes elementos:

- Anclaje de varilla de acero corrugado para obtener mejor fijación.
- Varilla protegida por un tubo de PVC, que se fija a la base de la arqueta mediante mortero y lechada de cemento, permitiendo el libre movimiento de la varilla por el interior del mismo.
- La parte inferior del tubo conecta con la varilla (zona de anclaje) mediante racor elástico.
- El anclaje queda fijado al terreno mediante mortero.
- La cabeza del hito es semiesférica, para el apoyo preciso de la mira topográfica.
- La unión con la varilla se realiza mediante soldadura eléctrica de alta resistencia.

Figura 55. Hito de nivelación. Fuente: [21]

4.2.3. Extensómetros de varillas nivelables o hitos profundos

Los hitos de nivelación profundos, consisten en barras de acero inoxidable, que se introducen en una perforación realizada en el terreno, y se anclan a distintas cotas del subsuelo para conocer los movimientos diferenciales en función de la profundidad en la vertical.

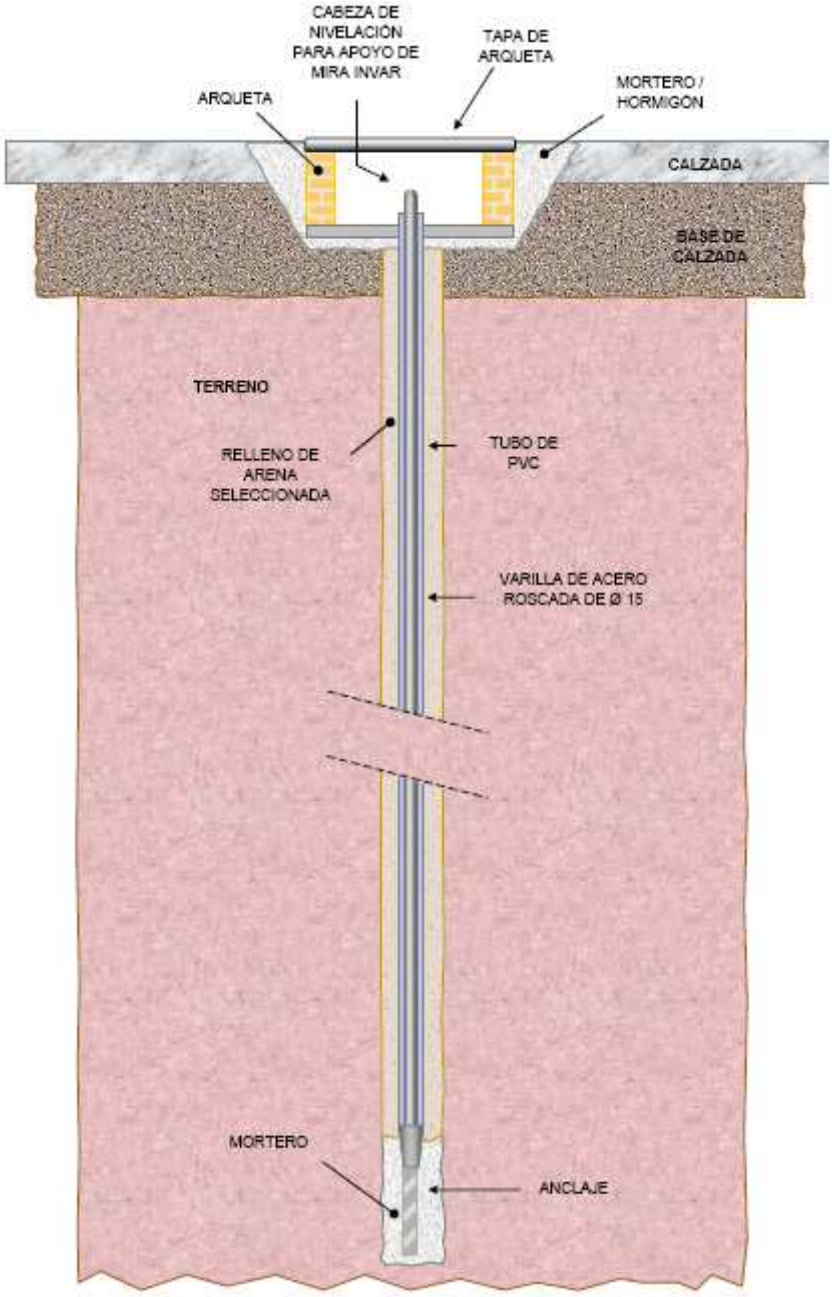


Figura 56. Croquis de un extensómetro de varillas nivelable o hito profundo. Fuente: [21]

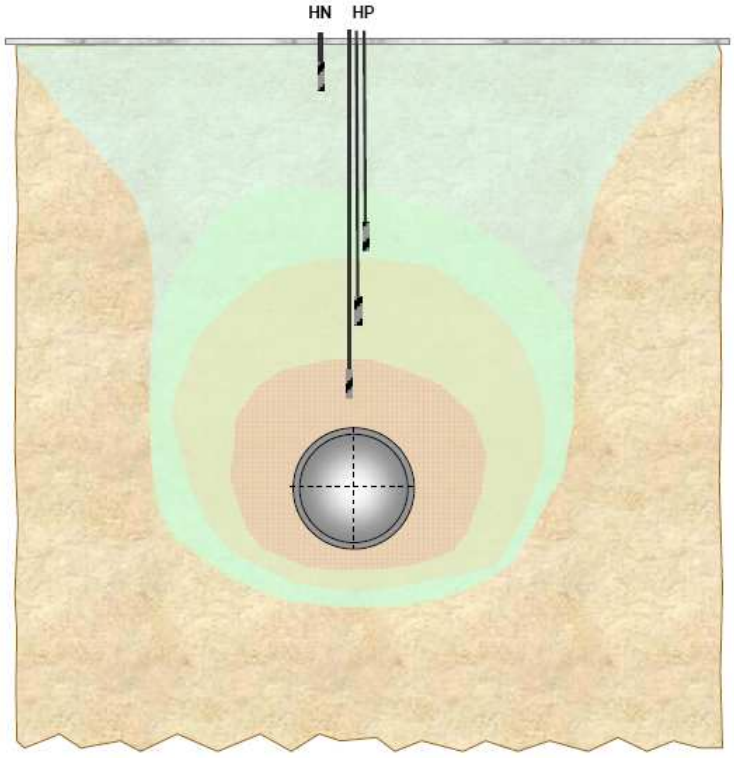


Figura 57. Croquis de hito de nivelación y extensómetros de varillas a distintas cotas. Fuente: [21]

Varilla y anclaje

La varilla utilizada es de acero inoxidable roscable, por su inalterabilidad ante la corrosión. Cada varilla está protegida por un tubo de PVC, permitiendo el libre movimiento de la varilla por el interior del mismo.

El anclaje utilizado en esta instalación es un cilindro estriado de acero que se fija con inyección de lechada de cemento, apto para roca sana o poco fracturada.

Cabeza

La cabeza está constituida principalmente por una varilla de acero roscable rematada de forma semiesférica, con la finalidad de ser nivelable.

4.2.4. Extensómetros de varillas

El extensómetro de varillas se utiliza para la medida de movimientos relativos entre la boca del sondeo y uno o varios puntos de su interior. Los movimientos del terreno en la zona de anclaje inducen desplazamientos de la misma magnitud en las varillas y éstos se miden en la cabeza del extensómetro electrónicamente.

Los componentes principales del sistema son los siguientes:

- Varilla y anclaje.
- Cabeza extensométrica.
- Sensor potenciométrico.
- Unidad de lectura.

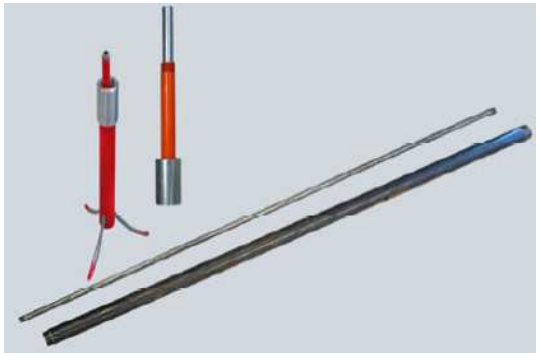


Figura 58. Varilla y sensor potenciométrico. Fuente: [21]

Figura 59. Arqueta. Fuente: [21]

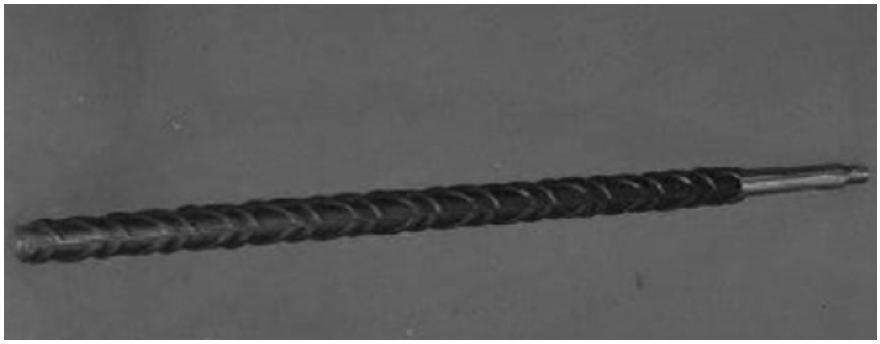


Figura 60. Varilla. Fuente: [21]

Varillas y anclaje

La varilla utilizada es de fibra de vidrio ó acero. Cada varilla lleva instalada en toda su longitud un tubo protector de PVC que se hace solidario con el terreno al inyectar la lechada de cemento, pero permite el libre movimiento de la varilla por el interior del

mismo. El anclaje utilizado en esta instalación es un cilindro estriado de acero que se fija con inyección de lechada de cemento, apto para roca sana o poco fracturada.

Cabeza extensométrica

La cabeza está constituida principalmente por una plataforma, diseñada en función del número de varillas que se vayan a instalar, y por una cubierta, ambas fabricadas en acero inoxidable.

La plataforma o base se fija a la boca del sondeo, actuando como sello de la perforación y como punto de referencia de medida.

La cubierta que envuelve a la plataforma es extraíble y estanca, y actúa como elemento protector de los potenciómetros instalados en su interior.

Sensor potenciométrico

Los movimientos se miden mediante un transductor de tipo potenciométrico, fijado en la plataforma de la misma cabeza y con el palpador o vástago móvil en contacto con el terminal de la varilla. Este equipo se encuentra centralizado a distancia en un armario de conexión.

Unidad de lectura

La unidad de lectura que se conecta a la caja de conexión durante la realización de la campaña de seguimiento es de tipo portátil, con visor digital y funcionamiento con baterías recargables.

La lectura en el display indica directamente el % del recorrido total (rango) del potenciómetro, en el que se encuentra éste al efectuar la lectura. Para una correcta interpretación es muy importante haber documentado bien las condiciones iniciales de instalación del sensor.

Figura 61. Caja de conexión (izquierda) y unidad de lectura (derecha). Fuente: [21]

4.2.5. Extensometría incremental

Un tipo de dispositivo para medidas de deformaciones en la dirección de la traza de una perforación es el **micrómetro deslizante**. Se trata de un equipo de alta precisión, especialmente diseñado para la medida de deformaciones y desplazamientos axiales a lo largo de una línea de medida.

El sistema permite obtener datos precisos en todo tipo de terreno, ya sea en rocas, suelos o estructuras de hormigón.

Los principales elementos que constituyen el sistema del micrómetro deslizante se explican en las siguientes líneas.

Sonda

La sonda está constituida por un cilindro de acero inoxidable de 1 m de longitud y está provista de dos cabezas de acople en sus extremos. En su interior se encuentra instalado un dispositivo axial móvil de extensión que contiene un transductor de tipo LVDT para la medida de desplazamientos.

Unidad de lectura

La unidad de lectura del micrómetro deslizante es portátil y presenta directamente en un visor digital los desplazamientos detectados por la sonda. Su diseño permite realizar las lecturas de abajo a arriba o viceversa. La pantalla es de cristal líquido y la unidad lleva una batería interior de larga duración, alojada en una caja estanca y resistente a los golpes.

Cable de conexión de la sonda a la unidad de lectura y varillaje

El cable de conexión es reforzado para absorber las deformaciones debidas al peso propio del cable y de la sonda, siendo, además, impermeable. Este cable se encuentra recogido en un tambor, con conector giratorio y polea-guía con sistema de bloqueo.

El descenso y posicionamiento de la sonda en el interior de la tubería se realiza mediante un varillaje disponible en tramos de 1 y 2 m, en aluminio y con una alta resistencia a la flexión y a la torsión.

Tubería de micrómetro y anillos de acople

Se emplea tubería especial de PVC para este sistema, en tramos de 1 m de longitud, con diámetro interior de 50 mm y espesor de 4 mm. Cada tramo de tubería viene preensamblado a un anillo de acople.

Los anillos de acople son de plástico y poseen una marca o tope, en forma de cruz de malta, mediante la que se fija la sonda durante el proceso de lectura, obteniendo la medida axial correspondiente. El diámetro máximo del anillo es de 75 mm.

Figura 62. Tubería de micrómetro y anillos de acople. Fuente: [21]

El funcionamiento del sistema radica en el diseño de las marcas de acople del sensor. De este modo, según la orientación en que se baje la sonda, se permite el paso de la misma a lo largo de la tubería y, mediante un giro, ésta encaja perfectamente entre dos anillos contiguos, realizándose entonces la lectura de la distancia entre las marcas. La variación de la posición relativa de dichas marcas, provocada por las deformaciones del terreno, nos permite obtener los movimientos que se producen en la dirección del eje de la línea de control.

Para el montaje de las tuberías de micrómetro deslizante es necesario realizar unas perforaciones con un diámetro en fondo de 101 mm. En función de las características del terreno, puede ser necesario colocar un revestimiento en la perforación, que deberá ser extraído una vez introducida la tubería de micrómetro.

Tras la realización de la perforación, se procede al montaje la tubería del micrómetro deslizante siguiendo los siguientes pasos.

- Se une el tramo de tubería del tapón inferior al tramo de tubería regular por medio de los anillos de acoplamiento.
- Para fijar ambos tramos de tubería se atornillan 4 tornillos en los orificios correspondientes y se protege la unión con cinta aislante.
- Se introduce el primer tramo, con el extremo donde se encuentra el tapón en la posición inferior.
- Al extremo superior del tubo se le acopla el siguiente tramo de tubería del mismo modo que en el punto 2, continuando de la misma manera hasta completar la longitud total del dispositivo, pero sin llegar a tocar el fondo del sondeo con la tubería.
- Una vez finalizado el montaje de los tramos de tubería, se realiza la inyección del sondeo, se instala el tapón superior de la tubería y se procede a instalar una arqueta de protección.

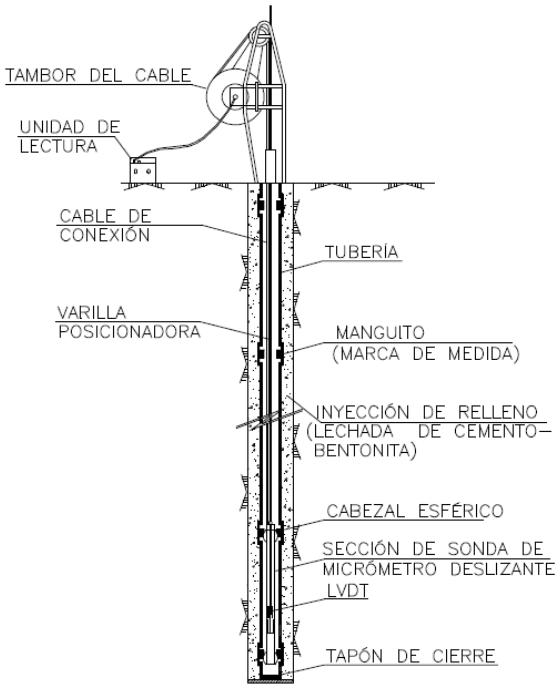


Figura 63. Croquis. Tubería de micrómetro deslizante instalada en el terreno. Disposición del equipo de lectura durante el desarrollo de la toma de lecturas. Fuente: [21]

4.2.6. Miniprismas

La principal función de los prismas de referencia topográfica es reflejar el haz de infrarrojos que les llega desde la unidad de lectura.

Mediante la utilización de método topográfico de Bisección múltiple se pueden determinar los posibles desplazamientos experimentados por los puntos de puntería, en planimetría (coordenadas X, Y).

Figura 64. Miniprisma. Fuente: [21]

Los siguientes pasos están considerados como buena práctica para la instalación de la tubería.

Una vez determinada la ubicación del mini prisma sobre la estructura fija, se debe iniciar la instalación del mismo.

Se accede a la zona de instalación, se realizará un taladro para la colocación y fijación del miniprisma, una vez realizado, se limpiará en seco y se introduce un taco metálico en el orificio ejecutado.

A continuación se coloca el soporte en L del miniprisma, de forma que se encare el orificio de la L con el taco metálico y se introduce el tornillo, que será roscado mediante el destornillador.

Una vez realizada la operación de anclaje, se orienta el mini prisma en la dirección desde donde se realizarán las lecturas. Esta será efectuada mediante una llave hexagonal, que aflojará la rosca que soporta el mini prisma en la L.

El lector destinado al seguimiento de este tipo de dispositivos se denomina taquímetro de alta precisión. El taquímetro de alta precisión ha de tener capacidad de trabajo indistintamente en modo manual o automatizado y capacidad de almacenamiento de datos en tarjetas de memoria o memoria interna.

Figura 65. Unidad de lectura. Taquímetro de alta precisión. Fuente: [21]

4.2.7. Tubería inclinométrica

Este tipo de dispositivo es empleado para el control de los movimientos horizontales a lo largo de la profundidad de un sondeo, la tubería debe de ser o bien de ABS o de aluminio extrusionado y anodizado, debido a que los tramos de tubería tienen una longitud máxima de 3 metros, las uniones entre tramos se realizan por medio de manguitos del mismo material que la tubería, esta tubería presenta cuatro acanaladuras en dos direcciones perpendiculares, a modo de guía para las ruedas de la sonda de lectura.

Figura 66. Tubería inclinométrica. Fuente: [21]

La instalación de la tubería inclinométrica en el terreno debe realizarse siguiendo los siguientes pasos.

Una vez realizado un sondeo de profundidad y diámetro adecuado, se debe iniciar la instalación del inclinómetro.

Inicialmente es conveniente realizar un premontaje, sobre caballetes, de los manguitos de unión para evitar realizar todas las uniones en el interior del sondeo. Con los tubos colocados en posición horizontal se colocará, en la parte que quedará en la zona superior de la tubería inclinométrica, los manguitos de unión. La unión tubo-manguitos se realizará mediante 4 remaches entre acanaladuras, posteriormente se aplicará silicona en la unión y se rematará con cinta adhesiva aislante (tipo americana) en las juntas de unión y en el perímetro de ubicación de los remaches, de esta manera se conseguirá la estanqueidad de la columna de la tubería. Una vez colocado el manguito debe quedar libre la mitad de éste para realizar la unión con la parte inferior de la siguiente tubería.

Con el sondeo revestido en toda su longitud y una vez realizado el premontaje, se introducirá el primer tramo de la tubería inclinométrica, habiendo colocado previamente en la parte inferior de éste el tapón de fondo, remachado, sellado con silicona y encintado. Al mismo tiempo que se introduce la tubería, se va introduciendo también la manguera de inyección, que va atada al primer tramo de la tubería introducida (la que lleva el tapón de fondo).

La unión e introducción de las diferentes tuberías la realizarán dos operarios que se combinarán los trabajos de montaje y sujeción de la tubería. La unión entre los tramos previamente montados seguirá la misma metodología que en el premontaje pero en posición vertical. Se introduce la tubería que irá en la parte inferior del sondeo (la que lleva el tapón de fondo) y se prepara otro tramo de tubería, esta última se une a la que quedará por debajo realizando el encaje con el manguito de la tubería que previamente se ha montado y se procederá a la instalación de los cuatro (4) remaches entre acanaladas, la colocación de la silicona en las juntas y finalmente se taparán las juntas de unión y el perímetro de ubicación de los remaches con cinta adhesiva aislante.

Una vez instalada toda la tubería inclinométrica en el interior del sondeo, se tapa la boca de la última tubería con el tapón superior o de boca, para evitar la entrada de líquido en el interior de éste, se rellena la tubería inclinométrica con agua y se procede a la inyección del espacio interanular.

El equipo necesario para realizar la mezcla entre los diferentes componentes que forman la lechada (agua, cemento y bentonita) y para bombear e introducir ésta en el espacio anular libre se compone de mezcladora, bomba de inyección y compresor. En la mezcladora se introducen los diferentes componentes que forma la lechada, en las proporciones adecuadas para cada tipo de terreno. Las proporciones habituales que se utilizan en la inyección de estos instrumentos de auscultación son entre el 1 y el 10 % de bentonita, así

para un terreno muy blando y permeable la proporción habitual por cada cien (100) litros de agua es setenta (70) kg de cemento y veinte (20) kg de bentonita.

La lechada resultante de la mezcla se inyecta a través de la manguera de inyección que está atada a la tubería inferior rellenando todo el espacio anular libre, el revestimiento se va levantando hasta llegar a la superficie para conseguir una perfecta cementación de la tubería inclinométrica con el terreno circundante. La inyección queda finalizada una vez la lechada llega a la superficie y el nivel de ésta se estabiliza.

El equipo de lectura o lector inclinométrico se compone de los siguientes elementos:

- Sonda con dos servoacelerómetros, de manera que puede medir movimientos horizontales en dos direcciones ortogonales.
- Cable de conexión reforzado para absorber las deformaciones debidas al peso propio y al del torpedo, a su vez, ha de ser impermeable y encontrarse marcado cada 0.5 m.
- Torpedo de acero inoxidable, con dos pares de ruedas retráctiles en el exterior.

Figura 67. Torpedo de acero inoxidable. Fuente: [21]

Figura 68. Sonda. Fuente: [21]

4.2.8. Piezómetros de cuerda vibrante

Este equipo permite medir las variaciones de presión intersticial del terreno en la zona donde se instalen. El sensor está constituido por un cilindro de acero inoxidable donde se aloja el mecanismo de medida de cuerda vibrante. En el extremo llevará un filtro de

piedra porosa cerámica de alta resistencia de entrada de aire para los instalados en materiales arcillosos y de acero sinterizado para los situados en el resto de terrenos y en sondeos inyectados.

El cable de señal será de dos o cuatro conductores, con pantalla de acero y recubrimiento de PVC.

El sensor lleva incorporado un termistor para el caso de que se considerase conveniente medir la temperatura en el punto de colocación del mismo. En ese caso el cable debería ser de cuatro conductores.

Las lecturas se llevarán a cabo con una unidad portátil válida para los sensores del tipo cuerda vibrante.

Figura 69. Sensor cilíndrico donde se aloja el mecanismo de medida de cuerda vibrante (izquierda). Unidad portátil de lectura (derecha). Fuente: [21]

Para la instalación de este tipo de dispositivos se han de seguir los siguientes pasos. Una vez realizado un sondeo de profundidad y diámetro adecuado, se procederá a la preparación del material necesario para cumplir las especificaciones y se comienza por rellenar el fondo del sondeo con medio metro de material granular y se sube el revestimiento del sondeo dicha profundidad. Posteriormente se sella con una capa de bentonita en perla. A continuación se introduce el piezómetro (realizándose una lectura para verificar que funciona correctamente), y se rellena el espacio intersticial con áridos hasta cubrir su altura. Finalmente se sella con bentonita y se rellena el resto del sondeo con arena.

4.2.9. Tubería de PVC para piezómetro abierto

A diferencia de los piezómetros cerrados, en el caso de los piezómetros abiertos se realiza una medida directa del nivel freático. El piezómetro abierto consiste en un tubo de PVC de 1" de diámetro, ranurado o con perforaciones pequeñas en toda su longitud o por tramos.

Para impedir la concentración de materiales finos en la zona de las ranuras, a fin de evitar que puedan quedar ocluidos, se rellena con un material filtrante (arena o grava seleccionada) el espacio libre entre el tubo y el hueco de la perforación. El agua del subsuelo percola por las ranuras alcanzando una altura (nivel freático) que se mide desde la superficie por medio de una sonda introducida en la tubería.

El tamaño de la tubería viene condicionado por la profundidad máxima a la que debe instalarse. Por ello, hay que tener en cuenta la resistencia a compresión y a tracción que dependen del diámetro de la tubería de PVC.

El lector destinado a la toma de datos de este tipo de dispositivo, permite conocer la profundidad a la que se encuentra la lámina de agua en el interior de un sondeo. A continuación se describen los componentes principales.

Sonda para medición del nivel de agua

La sonda está constituida por una carcasa cilíndrica de acero inoxidable con varios orificios que permiten la entrada y salida del agua, y se encuentra unida solidariamente a la cinta métrica que se recoge en el carrete. Dicha carcasa aloja en su interior dos electrodos aislados, de forma que en el momento en que la sonda entra en contacto con el agua, se cierra el circuito, enviando la señal al carrete.

Figura 70. Sonda para medición del nivel de agua. Fuente: [21]

Carrete con cinta métrica y zumbador

Este elemento indica la profundidad a la que se encuentra la lámina de agua en el interior del sondeo. Para ello, la cinta métrica incorpora dos conductores con siete hilos de acero inoxidable cada uno, que trasmiten la señal hasta el carrete en el momento en que se detecta la presencia de agua en el interior del sondeo. Esta señal activa un dispositivo luminoso y un zumbador incorporados en el carrete.

4.3. Instrumentación en la calle San Fernando

Para el presente Trabajo Fin de Máster se dispone de los datos de auscultación de la instrumentación que se instaló en la calle San Fernando con objeto de analizar el comportamiento del terreno frente al primer paso de tuneladora.

El primer paso de tuneladora se realizó de oeste a este, tras haber superado la dársena del Guadalquivir, por el lado más cercano a la Antigua Fábrica de Tabacos, en el sentido de los P.K crecientes.

En la Figura 71 se muestra la distribución en planta de la instrumentación adoptada durante la construcción.

Figura 71. Distribución en planta de la instrumentación adoptada. Fuente: Geocisa

Figura 72. Simbología en los planos de instrumentación. Fuente: Geocisa

En cualquier caso, la instrumentación de la calle San Fernando puede verse con más detalle en el plano del Anexo I.

4.4. Dispositivos de instrumentación seleccionados

El objetivo del presente Trabajo Fin de Máster es realizar un modelo de cálculo tridimensional mediante el Método de los Elementos Finitos para comparar los desplazamientos en superficie obtenidos numéricamente e instrumentalmente. Por tanto, teniendo esto presente, de toda la instrumentación existente en la calle San Fernando, serán de interés los siguientes dispositivos:

- Hitos de nivelación.
- Extensómetro de varilla.
- Piezómetro.

Los hitos de nivelación permiten conocer los asientos en superficie mientras que los extensómetros de varillas permiten obtener desplazamientos verticales a distintas profundidades.

Los piezómetros sirven para determinar la cota a la que se sitúa el nivel freático, tan importante en este tipo de obras. Como es natural, el nivel freático hay que tenerlo en cuenta en el modelo de cálculo.

Tipo de dispositivo	**Denominación**	
Hito de nivelación	**HV11013I**	**HV11013D**
	HV11014I	**HV11014D**
	HV11015I	**HV11015D**
	HV11016I	**HV11016D**
	HV11017I	**HV11017D**
	HV11018I	**HV11018D**
	HV11019I	**HV11019D**
	HV11020I	**HV11020D**
	HV11021I	**HV11021D**
	HV11022I	**HV11022D**
	HV11023I	**HV11023D**
	HV11024I	**HV11024D**
	HV11025I	**HV11025D**
	HV11026I	**HV11026D**
	HV11027I	**HV11027D**
	HV11028I	**HV11028D**
	HV11029I	**HV11029D**
	HV11030I	**HV11030D**

	HV11031I	**HV11031D**
	HV11032I	**HV11032D**
	HV11033I	**HV11033D**
Extensómetro de varilla	**EV110450**	
	EV110470	
	EV110490	
	EV110510	
Piezómetro	**PZ110070**	

Tabla 9. Dispositivos de auscultación seleccionados para la obtención de datos

La fecha de paso de la tuneladora por el plano vertical que contiene cada par de hitos se muestra en la siguiente tabla.

Hito	Fecha de paso de tuneladora
HV11011	3 de enero de 2008
HV11012	4 de enero de 2008
HV11013	4 de enero de 2008
HV11014	4 de enero de 2008
HV11015	4 de enero de 2008
HV11016	7 de enero de 2008
HV11017	8 de enero de 2008
HV11018	9 de enero de 2008
HV11019	9 de enero de 2008
HV11020	9 de enero de 2008
HV11021	19 de enero de 2008
HV11022	19 de enero de 2008
HV11023	19 de enero de 2008
HV11024	19 de enero de 2008
HV11025	19 de enero de 2008
HV11026	19 de enero de 2008
HV11027	19 de enero de 2008
HV11028	20 de enero de 2008
HV11029	20 de enero de 2008
HV11030	20 de enero de 2008
HV11031	22 de enero de 2008
HV11032	22 de enero de 2008
HV11033	22 de enero de 2008

Tabla 10. Fecha de paso de la tuneladora. Fuente: Geocisa

4.5. Curvas longitudinales de asientos reales

Para obtener las curvas longitudinales de asientos a partir de las lecturas de la instrumentación se han seguido los siguientes pasos.

1. Se fija como cero de asientos las cotas de nivelación correspondientes a las lecturas del 03/01/2008, sobre el hito HV11011.
2. Para la fase constructiva 1, se obtienen las lecturas de cotas correspondientes al 09/01/2008 y los asientos se determinan por diferencia con las lecturas del 03/01/2008.
3. Para la fase constructiva 2, se obtienen las lecturas de cotas correspondientes al 19/01/2008 y los asientos se determinan por diferencia con las lecturas del 03/01/2008.
4. Para la fase constructiva 3, se obtienen las lecturas de cotas correspondientes al 22/01/2008 y los asientos se determinan por diferencia con las lecturas del 03/01/2008.

Aplicando este procedimiento y teniendo en cuenta las distancias que se muestran en la siguiente tabla se obtienen las gráficas que aparecen en la Figura 73, Figura 74 y Figura 75. En dichas gráficas, la línea vertical representa la posición de la tuneladora.

Hito	**Distancia (m)**
13	3,76
14	7,81
15	12,41
16	16,63
17	20,9
18	25,52
19	29,24
20	33,54
21	38,71
22	44,41
23	48,87
24	53,97
25	59,48
26	63,87
27	69,93
28	75,48
29	81,45
30	87,16
31	91,21
32	95,83
33	100,65
34	104,96
35	109,86

Tabla 11. Distancias de los hitos hasta el P.K 7+400

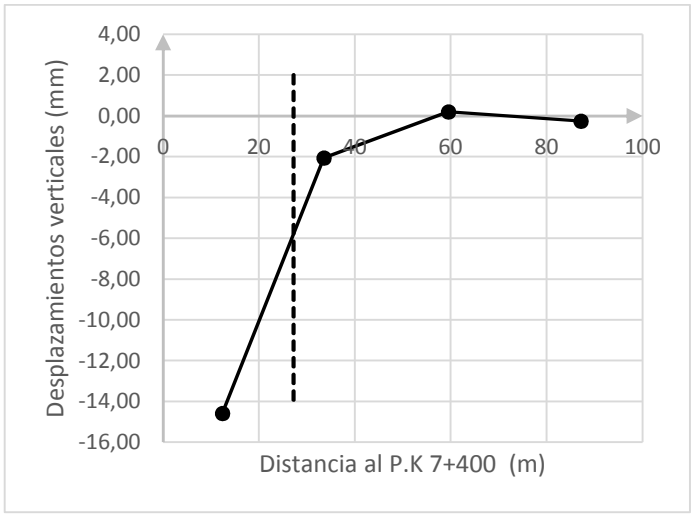


Figura 73. Curva longitudinal de asientos reales. Distancia desde el frente de excavación al P.K 7+400: 27.21 m. Fuente: elaboración propia

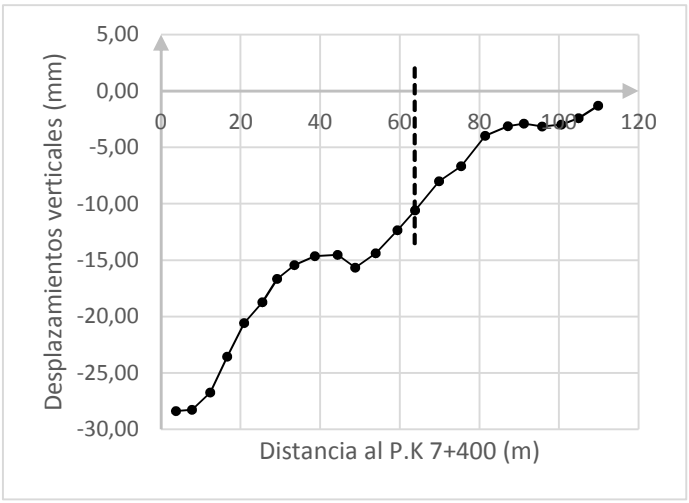


Figura 74. Curva longitudinal de asientos reales. Distancia desde el frente de excavación al P.K 7+400: 63.75 m. Fuente: elaboración propia

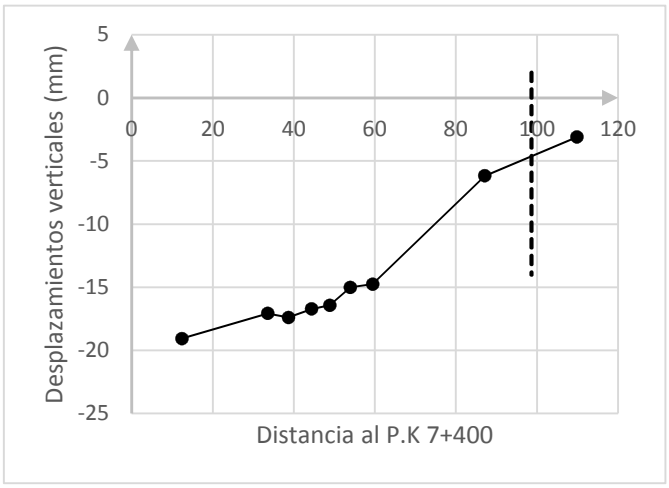


Figura 75. Curva longitudinal de asientos reales. Distancia desde el frente de excavación al P.K 7+400: 98.65 m. Fuente: elaboración propia

En la Figura 75 se ha detectado un error de lectura correspondiente al punto situado a 12 m del P.K 7+400. En efecto, dicha gráfica indica para este punto un asiento de 19 mm, mientras que el mismo punto en la Figura 74 tiene un asiento de 26 mm. Esto no parece lógico ya que en todo caso el asiento debe aumentar de una fase a otra. Por tanto, a efectos de comparar los asientos calculados con los asientos medidos, se ha considerado que el valor de 19 mm es erróneo y se ha sustituido por 26 mm.

4.6. Nivel freático

Para determinar la cota del nivel freático que se adoptará en el modelo numérico de cálculo se dispone de las lecturas del piezómetro PZ110070. La media de las lecturas es de -7.36 m. Nótese que la lectura más reciente es de abril de 2007, mientras que el primer paso por la calle San Fernando fue en enero de 2008. En cualquier caso, como valor medio de cálculo parece razonable adoptar una cota de -7.00 m.

PIEZÓMETROS CUERDA VIBRANTE			
TRAMO 1. P.K 7+425 M.D.			
Cota agua respecto a terreno (m)			
Lect nº	**Fecha**	**Hora**	**Instrumento PZ110070**
1	10/11/04	9:00:00	-7,37
2	15/11/04	9:00:00	-7,18
3	26/11/04	9:00:00	-6,51
4	09/12/04	9:00:00	-7,43
5	23/12/04	9:00:00	-7,00
6	28/12/04	9:00:00	-7,21
7	25/01/05	9:00:00	-7,53
8	22/02/05	9:00:00	-7,61
9	16/03/05	9:00:00	-7,26
10	28/03/05	9:00:00	-7,67
11	05/04/05	9:00:00	-7,48
12	21/04/05	9:00:00	-7,21
13	05/05/05	9:00:00	-7,94
14	11/05/05	9:00:00	-7,59
15	15/05/05	9:00:00	-7,85
16	20/05/05	9:00:00	-7,51
17	30/06/05	9:00:00	-7,85
18	07/07/05	9:00:00	-8,47
19	21/07/05	9:00:00	-8,69
20	11/08/05	9:00:00	#N/A
21	23/08/05	9:00:00	-7,64
22	01/09/05	9:00:00	-7,72

23	08/09/05	9:00:00	-7,75
24	15/09/05	9:00:00	-7,83
25	23/09/05	9:00:00	-7,72
26	06/10/05	9:00:00	-7,34
27	13/10/05	9:00:00	-7,45
28	18/10/05	9:00:00	-6,19
29	25/10/05	9:00:00	-6,84
30	03/11/05	9:00:00	-6,94
31	18/11/05	9:00:00	#N/A
32	22/11/05	9:00:00	#N/A
33	23/11/05	9:00:00	-7,26
34	15/12/05	9:00:00	-7,40
35	21/12/05	9:00:00	-7,29
36	29/12/05	9:00:00	-7,43
37	04/01/06	9:00:00	-7,48
38	13/01/06	9:00:00	-7,40
39	18/01/06	9:00:00	-7,45
40	25/01/06	9:00:00	-7,56
41	01/02/06	9:00:00	-7,29
42	15/02/06	9:00:00	-7,24
43	22/02/06	9:00:00	-7,37
44	09/03/06	9:00:00	-7,26
45	14/03/06	9:00:00	-7,29
46	20/03/06	9:00:00	-7,34
47	27/03/06	9:00:00	-7,16
48	10/04/06	9:00:00	-7,26
49	28/04/06	9:00:00	-6,97
50	03/05/06	9:00:00	-7,10
51	09/05/06	9:00:00	-7,13
52	13/06/06	9:00:00	-7,34
53	04/07/06	9:00:00	-7,00
54	20/07/06	9:00:00	-7,43
55	25/07/06	9:00:00	-7,48
56	07/09/06	9:00:00	-7,61
57	19/10/06	9:00:00	-7,18
58	25/10/06	9:00:00	-6,78
59	22/11/06	9:00:00	-6,86
60	29/11/06	9:00:00	-6,97
61	21/12/06	9:00:00	-7,13
62	04/01/07	9:00:00	-6,91

Tabla 12. Lecturas del piezómetro PZ110070. Fuente: Geocisa

Resulta interesante representar los datos en forma de gráfico para visualizar de manera sencilla las variaciones en el nivel freático. La línea discontinua representa el nivel freático de cálculo adoptado, situado a la cota -7.00 m.

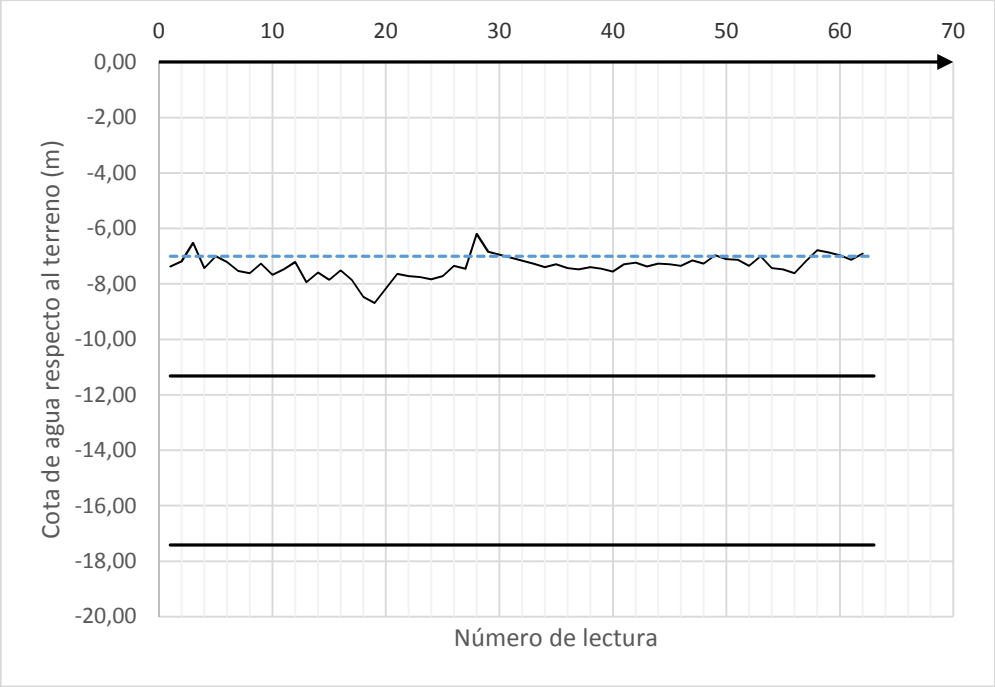


Figura 76. Evolución del nivel freático y posición relativa con respecto a la clave y solera del túnel. Fuente: Geocisa

5. Capítulo 5. Modelo de cálculo

5.1. Programa Plaxis 3D Tunnel

El modelo de cálculo realizado en el presente Trabajo Fin de Máster se ha realizado mediante el programa Plaxis 3D Tunnel, perteneciente a la colección de softwares que Plaxis ofrece. Plaxis 3D Tunnel es un programa basado en el Método de los Elementos Finitos que permite realizar análisis tridimensionales de túneles y otras construcciones subterráneas.

El desarrollo de Plaxis comenzó en el año 1987 en la Universidad de Delft debido a la iniciativa del Ministerio de Obras Públicas y Recursos Hídricos. Más tarde, en 1993 se fundó la empresa Plaxis. En 1998, se lanzó al mercado el primer programa comercial de la casa Plaxis, que permitía realizar análisis bidimensionales. Unos años más tarde, en 2001, se comercializó el programa Plaxis 3D Tunnel. Para el presente Trabajo Fin de Máster se ha utilizado el software Plaxis 3D Tunnel versión 2.4.

El programa se estructura en cuatro módulos o subrutinas.

1. **Input program.** Se introducen los datos del problema.
2. **Calculation program.** Se definen y calculan las fases de cálculo.
3. **Output program.** Se muestran los resultados.
4. **Curves program.** Se trazan distintas curvas para analizar los resultados.

En relación a los recursos computacionales, cabe comentar que las especificaciones del programa requieren una memoria mínima de 512 Mb en un sistema operativo de Windows XP.

5.1.1. Input

La subrutina *Input* permite elaborar el modelo en cuanto a la definición de su geometría, sus materiales y su mallado.

5.1.1.1. Definición de geometría

Para la generación de la geometría tridimensional primero es preciso crear una sección transversal tipo. Esto se hace sencillamente indicando las coordenadas de los vértices y uniéndolos posteriormente con líneas. La geometría tridimensional se origina automáticamente por extrusión de la sección transversal. Plaxis 3D Tunnel, dependiendo del refinamiento seleccionado de la malla de elementos finitos, genera un determinado número de secciones transversales paralelas a la definida por el usuario y las une mediante elementos, formando así la geometría tridimensional.

5.1.1.2. Materiales

El programa permite definir cuatro tipos de materiales: suelos e interfaces, placas, geotextiles y anclajes, habiéndose utilizado en este Trabajo Fin de Máster los dos primeros. Para suelos e interfaces, el usuario dispone de los siguientes modelos constitutivos (relación entre las tensiones y las deformaciones).

1. Elástico lineal.
2. Mohr-Coulomb.
3. Hardening soil.
4. Soft soil creep.
5. Jointed rock.

Para placas, los modelos constitutivos disponibles son los siguientes.

1. Elástico.
2. Elastoplástico.

Para suelos se han utilizado los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Hardening soil mientras que las placas se han modelizado mediante el modelo de comportamiento elástico.

5.1.1.2.1. El modelo constitutivo Mohr-Coulomb

El modelo **Mohr-Coulomb** es un modelo elástico, lineal y de plasticidad perfecta no asociada. Un modelo de plasticidad perfecta es aquel cuya superficie de fluencia es fija,

es decir, queda definida por los parámetros del modelo y es independiente de las deformaciones plásticas. Por otro lado, la característica de plasticidad asociada hace referencia al hecho de que los incrementos de deformaciones plásticas pueden ser representados como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Sin embargo, en el modelo Mohr-Coulomb la superficie de fluencia va asociada a otra debido al fenómeno de la dilatancia. En este sentido, además de la función de fluencia, es necesario introducir una función de potencial plástico "g". El caso en que $g \neq f$ se denomina plasticidad no asociada.

En cuanto a los parámetros de entrada, el modelo necesita cinco parámetros: E y ν como parámetros elásticos, ϕ y c como parámetros plásticos y ψ o ángulo de dilatancia. Este modelo es apropiado para realizar una primera aproximación al problema, en concreto, para conocer valores estimados de las deformaciones. A pesar de que permite el aumento de la rigidez con la profundidad, el modelo Mohr-Coulomb no depende de la tensión ni de la deformación y no reproduce procesos de carga y descarga. Tampoco se considera la posible anisotropía de la rigidez.

5.1.1.2.2. El modelo constitutivo Hardening soil

El modelo **Hardening soil** es un modelo avanzado (elastoplástico, rigidizable y de plasticidad no asociada) para la simulación del comportamiento del suelo. Al contrario de lo que ocurre en un modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia en un modelo rigidizable no es fija en el espacio de tensiones principales, sino que puede expandirse en función de las deformaciones plásticas. El material que queda definido por un modelo rigidizable es capaz de resistir nuevas tensiones con deformaciones plásticas menores a las alcanzadas en un proceso de carga previo ya finalizado. Este modelo es especialmente interesante para modelizar procesos de descarga y recarga.

En el modelo **Hardening soil** la rigidez del suelo es descrita con mucha más precisión a partir del uso de tres parámetros: el módulo de carga E_{50}, el módulo de descarga E_{ur}, y el módulo edométrico E_{oed}. En general, algunas correlaciones de estos parámetros, para la mayoría de materiales pueden ser: $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$ y $E_{oed} = E_{50}$. Los suelos muy blandos así como los muy rígidos suelen tener otras relaciones, las cuales se deben obtener a partir de los ensayos pertinentes. A diferencia del modelo Mohr-Coulomb, en el modelo Hardening soil el módulo de rigidez es función de las tensiones en el suelo. Ello implica que los tres módulos aumentan con la presión a partir de una presión de referencia, que suele ser de 100 kPa. Más allá de los parámetros del modelo, las condiciones iniciales del suelo, tales como la preconsolidación, tienen un papel esencial en la mayoría de los problemas

de deformación del suelo. Este modelo de comportamiento permite tener en cuenta este tipo de tensiones iniciales.

Aunque se trata de un modelo avanzado, hay tres características del suelo que este modelo no es capaz de reproducir. Por un lado, es un modelo de endurecimiento que no incluye el reblandecimiento asociado a la dilatancia y la fisuración. Además, el modelo no considera la gran rigidez del suelo a pequeñas deformaciones. Por último, el modelo Hardening soil implica tiempos de cálculo prolongados, ya que la matriz de rigidez es formada y recalculada en cada paso de carga.

5.1.1.3. Mallado

Para llevar a cabo un cálculo mediante el Método de los Elementos Finitos la geometría del problema tiene que ser dividida en elementos que compondrán una malla en el dominio seleccionado. En este apartado se describen tanto los elementos usados como la forma de generar la malla.

5.1.1.3.1. Elementos para el mallado de suelo

El programa ofrece un único tipo de elemento tridimensional de 15 nodos que considera una interpolación de segundo orden para los desplazamientos y una integración con 6 *stress-points.*

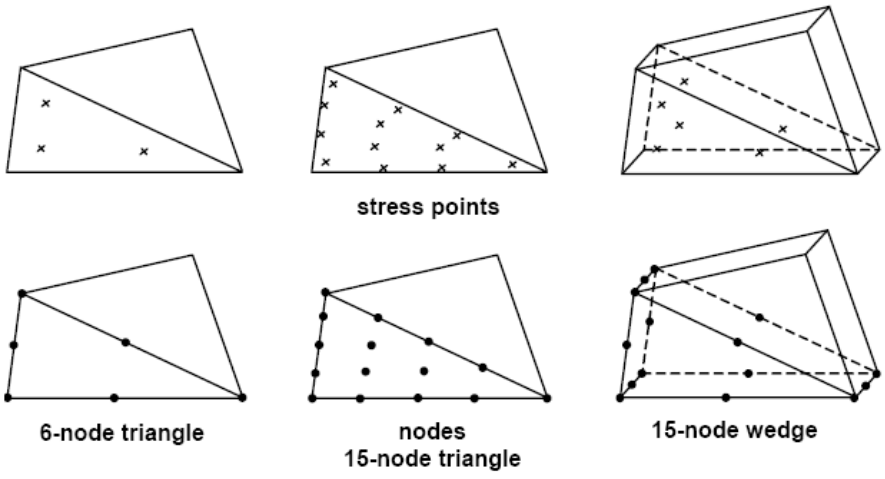


Figura 77. Elementos triangulares y elementos volumétricos. Fuente: [24]

Estos elementos tridimensionales de 15 nodos se generan a partir de los elementos triangulares de 6 nodos que han sido creados previamente para el mallado bidimensional de la sección transversal.

5.1.1.3.2. Elementos para el mallado de placas

Plaxis 3D Tunnel ofrece al usuario un único elemento para el mallado de placas. Dicho elemento tiene 8 nodos, cada uno con seis grados de libertad (tres desplazamientos y tres giros). Estos elementos de 8 nodos son compatibles con los 8 nodos que tienen las caras laterales de los elementos 3D de suelo. Además, se basan en la teoría de placa de Mindlin, que tiene en cuenta la deformación por cortante.

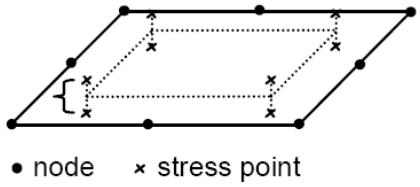


Figura 78. Posición de los nodos y de los stress points en un elemento placa de 8 nodos. Fuente: [24]

En el modelo realizado los elementos placa se han utilizado para mallar tanto la tuneladora como el revestimiento del túnel urbano.

5.1.1.3.3. Elementos para el mallado de interfaces

Los elementos de interfaz tienen 16 nodos. Los nodos se agrupan en 8 parejas, de manera que el elemento es compatible con la cara lateral de los elementos de volumen de suelo. En la siguiente figura, el elemento interfaz se muestra con un determinado espesor aunque en la formulación de elementos finitos las coordenadas de cada par de nodos son idénticas, lo cual quiere decir que este elemento tiene espesor nulo.

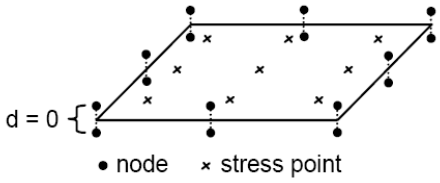


Figura 79. Distribución de los nodos y los stress points en el elemento interfaz. Fuente: [24]

5.1.1.3.4. Malla

Una vez la sección transversal se ha definido completamente, esto es, se ha creado una geometría a la que se le ha asignado unos materiales y unas condiciones de contorno, se debe generar en primer lugar una malla bidimensional para dicha sección. Esta malla se genera de manera automática mediante un algoritmo de triangulación que proporciona mallas de aspecto desordenado pero que numéricamente suelen funcionar mejor que las mallas regulares, ordenadas o estructuradas.

Conviene matizar que, aunque los elementos de interfaz tienen espesor nulo, en la malla se muestran con un mínimo espesor para mostrar las conexiones entre los elementos de suelo y las interfaces.

El generador de malla 2D requiere de un parámetro que representa el tamaño medio del elemento, l_e. Plaxis 3D Tunnel calcula dicho parámetro a partir de las dimensiones de la sección transversal ($x_{min}, x_{max}, y_{min}, y_{max}$) y mediante la siguiente expresión:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}}$$

El usuario puede elegir cinco niveles de refinamiento global de la malla dependiendo del valor de n_c.

Refinamiento global de la malla	**Valor de n_c**
Very coarse	25
Coarse	50
Medium	100
Fine	200
Very fine	400

Tabla 13. Tipos de refinamiento global de la malla. Fuente: [24]

El programa permite refinar la malla de manera local, lo cual es aconsejable en zonas donde se esperan concentraciones de tensiones o grandes gradientes de deformaciones. Para ello, dispone de un parámetro denominado *Local element size factor* que por defecto se establece en 1 en todos los puntos de la geometría pero que puede ser reducido si se desea refinar la malla. Nótese que este parámetro sólo afecta a la malla 2D.

Para generar la malla 3D hay que indicar las coordenadas *z* de una serie de secciones transversales que el usuario debe elegir. La malla 2D generada previamente se repite en cada uno de estos planos. La malla 3D se genera mediante la conexión de los vértices de los elementos 2D triangulares con los correspondientes del siguiente plano-z. Estos planos que el usuario indica no sirven únicamente para generar la malla, sino también para distinguir entre distintas partes de la geometría en la dirección z. En este caso, como planos verticales en la longitudinal se han indicado las posiciones del frente de excavación y de la cola de la TBM en las distintas fases de cálculo.

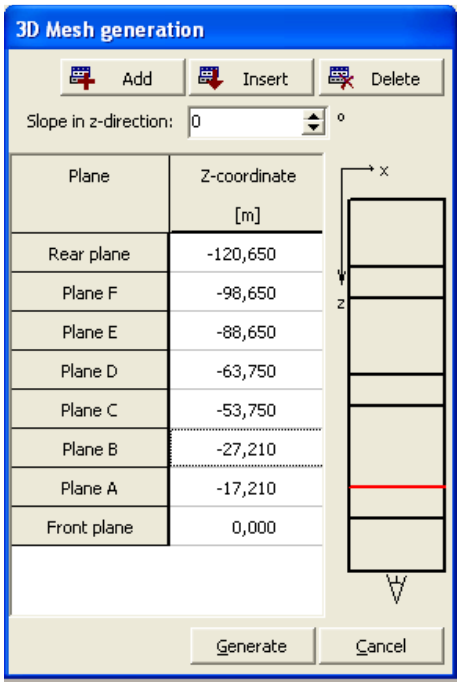


Figura 80. Pantalla de Plaxis 3D Tunnel para indicar los planos de referencia en la dirección longitudinal

Si la distancia entre dos planos sucesivos indicados por el usuario es mucho más grande que el tamaño medio del elemento definido en la malla 2D, el generador de malla 3D generará automáticamente planos intermedios para que el tamaño de elemento sea el adecuado. En definitiva, la geometría longitudinal de la malla queda definida por planos verticales (*z-planes*) y el espacio que queda comprendido entre ellos (slices).

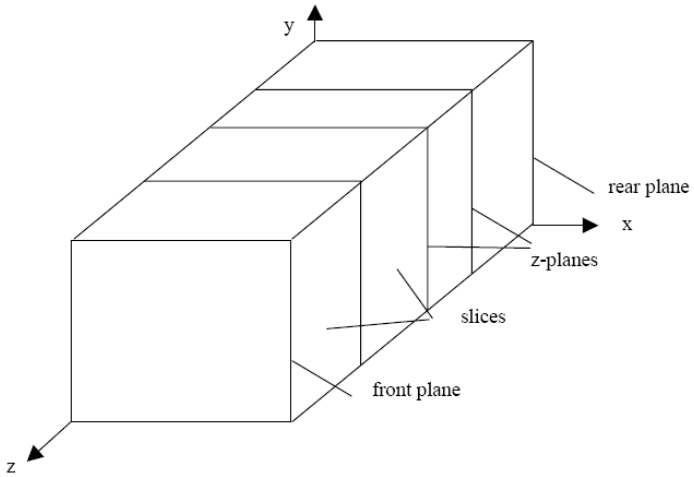


Figura 81. Planos verticales en la dirección longitudinal y espacio comprendido entre ellos (slices). Fuente: [24]

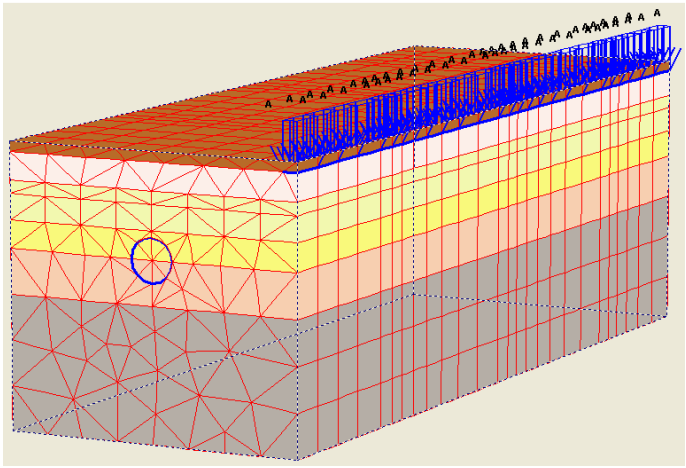


Figura 82. Vista general del mallado tridimensional

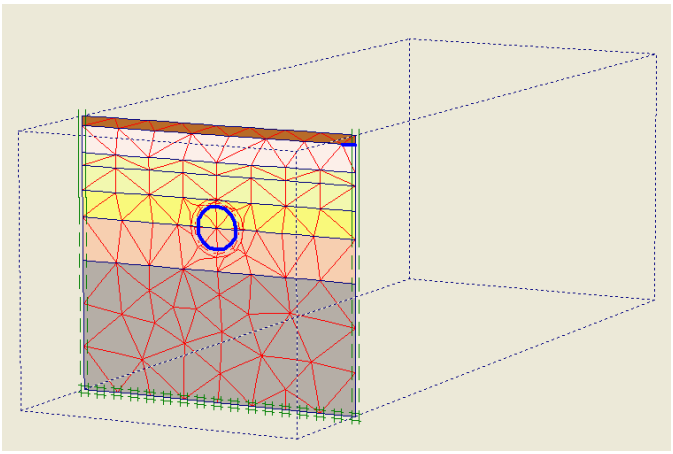


Figura 83. Vista del mallado bidimensional en el plano A

Plano	z
Front Plane	0
1	5,73
2	11,47
A	17,21
1	23,87
B	27,21
1	30,25
2	33,74
3	37,76
4	42,37
5	47,66
C	53,75
1	60,41

Plano	z
D	63,75
1	66,60
2	69,88
3	73,64
4	77,97
5	82,94
E	88,65
1	95,31
F	98,65
1	101,67
2	105,26
3	109,53
4	114,61
Rear Plane	120,65

Tabla 14. Coordenada z de los planos verticales a partir de los cuales se genera la malla 3D

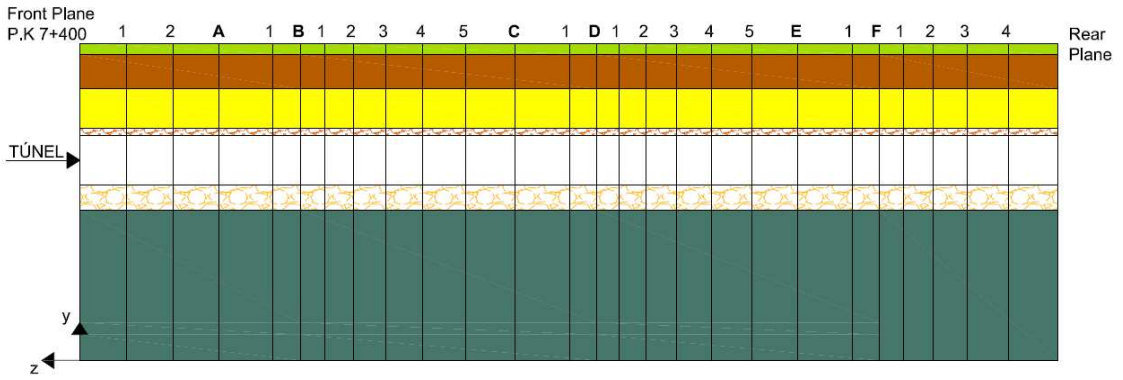


Figura 84. Vista en sección longitudinal de los planos verticales a partir de los cuales se genera el mallado

5.1.1.4. Condiciones de contorno

El programa ofrece la posibilidad de introducir cargas puntuales, lineales y superficiales. Por otro lado, también se pueden especificar condiciones de contorno en desplazamientos. Sin embargo, las condiciones de contorno en desplazamientos en este tipo de modelos suelen ser sencillas por lo que se suelen utilizar las que propone Plaxis 3D Tunnel por defecto. Estas condiciones de contorno en desplazamientos que implementa Plaxis 3D Tunnel por defecto se generan, si el usuario así lo decide, automáticamente y siguiendo las siguientes pautas.

- Las líneas verticales de la geometría tienen impuesto que $u_x = 0$.
- Las líneas horizontales de la geometría tienen impuesto que $u_x = 0$ y que $u_y = 0$.
- En el modelo tridimensional, los planos verticales perpendiculares a la dirección longitudinal tienen impuesto que $u_z = 0$.
- Los puntos que tienen $u_x = 0$ y $u_y = 0$ tienen impuesto por defecto que $u_z = 0$.

5.1.2. Cálculo

5.1.2.1. Condiciones iniciales

Una vez que la malla de elementos finitos 3D se ha generado se deben considerar las condiciones iniciales de presiones de agua y las tensiones iniciales del modelo.

5.1.2.1.1. Condiciones de agua

Plaxis 3D Tunnel es usado habitualmente para análisis de deformación donde la determinación precisa de las tensiones efectivas es un aspecto importante. En este tipo de análisis, se hace una clara distinción entre las presiones intersticiales y las presiones efectivas. Además, las presiones intersticiales se dividen a su vez en presiones estacionarias y presiones en exceso. Las presiones intersticiales en exceso se generan debido a la carga

de estratos que tienen un comportamiento no drenado. En cambio, las presiones intersticiales estacionarias son aquellas que representan una situación de agua en condiciones hidrostáticas (reposo). Dichas presiones intersticiales estacionarias se generan cuando se calculan las condiciones de agua iniciales normalmente en función de la geometría del nivel freático introducida, aunque también pueden ser calculadas en base a un estado estacionario de flujo.

Por defecto, para el peso específico del agua se adopta un valor de 10 kN/m^3.

5.1.2.1.2. Condiciones de tensiones iniciales

El estado inicial de tensiones en un estrato de suelo depende del peso propio del material así como de la historia de su formación (posibles procesos de carga-descarga). El cálculo de las tensiones verticales se hace mediante la expresión $\sigma_{v,0} = \gamma \cdot z$. Ahora bien, las tensiones horizontales se deben calcular a partir de las tensiones verticales. Para ello, suele usarse el método del coeficiente de empuje al reposo, que propone la siguiente expresión.

$$\sigma_{h,0} = K_0 \cdot \sigma_{v,0} = (1 - sen\phi) \cdot \sigma_{v,0}$$

Plaxis 3D Tunnel permite el cálculo de las tensiones efectivas iniciales mediante dos procedimientos: mediante el coeficiente de empuje al reposo (K_0) y mediante el método llamado *Gravity loading.* En la siguiente figura se muestra el aspecto de la ventana que aparece antes de proceder al cálculo de las tensiones efectivas iniciales.

Figura 85. Ventana de Plaxis 3D Tunnel para el cálculo de las tensiones efectivas iniciales

El parámetro $\sum Mweight$ representa la parte de gravedad que se va a considerar. Por tanto, si este parámetro toma valor 1, que es lo habitual, se está considerando todo el peso propio del suelo. Por otro lado, los parámetros OCR (*overconsolidation ratio*) y

POP (pre-overburden pressure). Cualquiera de estos dos valores sirve para generar las presiones de preconsolidación cuando se utiliza el modelo Soft Soil Creep o el Hardening Soil. Cuando se utiliza el modelo Hardening Soil y se define un suelo normalmente consolidado hay que indicar que OCR=1 y POP=0.

El valor por defecto para el coeficiente K_0 se adopta en base a la expresión de Jaky's $(1 - sen\phi)$. No obstante, el usuario puede cambiar los valores.

El procedimiento K_0 considera únicamente el peso propio del suelo y las presiones intersticiales. Nótese que no se tienen en cuenta las cargas externas ni el peso propio de los elementos estructurales que tuviese el modelo.

En definitiva, el procedimiento K_0 calcula la tensión efectiva inicial en cada punto de tensión mediante las siguientes expresiones.

$$\sigma_{v,0} = \sum Mweight \left(\sum_i \gamma_i \cdot h_i - p_i \right)$$

$$\sigma_{h,0} = K_0 \cdot \sigma_{v,0}$$

Donde γ_i es el peso específico de cada estrato, h_i es la profundidad del estrato y p_i es la presión intersticial inicial en el punto considerado.

5.1.2.2. Tipos de cálculos

Plaxis 3D Tunnel permite hacer tres tipos de cálculos que se enumeran a continuación.

1. Cálculo plástico 3D.
2. Cálculo de consolidación 3D.
3. Análisis de seguridad mediante el método *Phi-c reduction.*

El usuario puede elegir el tipo de cálculo en la subrutina de cálculo, como se muestra en la siguiente figura.

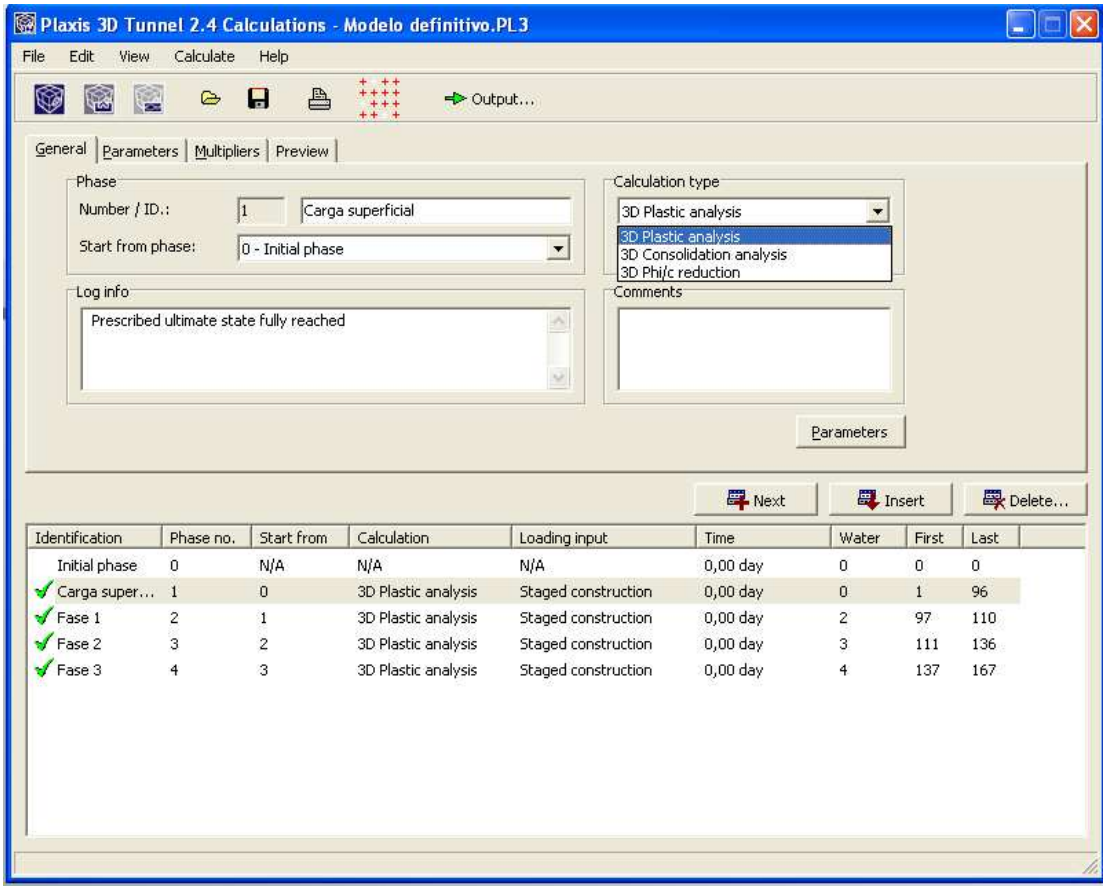


Figura 86. Ventana para la selección del tipo de cálculo en la subrutina de cálculo

En el cálculo plástico 3D se lleva a cabo un análisis elasto-plástico mediante la teoría de pequeñas deformaciones, por lo que la matriz de rigidez se basa en la geometría original e indeformada. En este tipo de cálculo no se tiene en cuenta el tiempo como variable, excepto cuando se utiliza el modelo Soft Soil Creep. En el presente Trabajo Fin de Máster, éste tipo de análisis es el que se ha aplicado.

El cálculo de consolidación 3D es necesario cuando se desea analizar la evolución y disipación de las presiones intersticiales en exceso en un suelo saturado arcilloso en función del tiempo.

El método *Phi-c reduction* consiste en reducir progresivamente el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno hasta que se produzca un estado de rotura, determinando de esta manera un coeficiente de seguridad global al deslizamiento.

Conviene matizar que los tres tipos de cálculos mencionados anteriormente pueden ser realizados opcionalmente con algoritmo de actualización de malla (*Updated Mesh*). Esto permite tener en cuenta los efectos de grandes deformaciones.

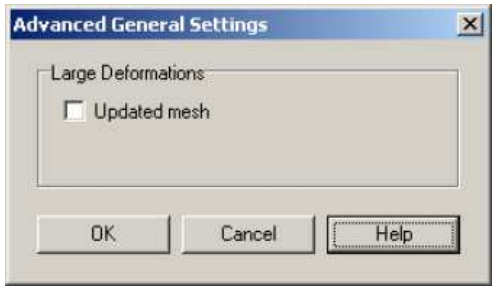


Figura 87. Ventana para seleccionar la opción de actualización de mallado

5.1.2.3. Fases de cálculo

Plaxis 3D Tunnel permite realizar un análisis introduciendo distintas fases de cálculo a fin de simular el proceso constructivo aplicado. En cada fase de cálculo se pueden activar y desactivar cargas, elementos estructurales y zonas de terreno que han sido previamente definidos en la subrutina *input*.

5.1.3. Output

Los principales resultados de un cálculo basado en el Método de los Elementos Finitos son los desplazamientos en los nodos y las tensiones en los *stress points*. Además, cuando existen elementos estructurales, también se pueden mostrar los esfuerzos en ellos. La subrutina *output* de Plaxis 3D Tunnel tiene muchas facilidades para mostrar los resultados del análisis.

Como es natural, los resultados pueden verse en cada fase de cálculo definida.

Conviene notar que el programa ofrece una tabla de desplazamientos para cada nodo de la malla de elementos finitos. En dicha tabla, el usuario puede seleccionar los datos que desee y exportarlos a Excel. Precisamente, este ha sido el procedimiento que se ha seguido para trazar las cubetas longitudinales y transversales de asientos.

Plaxis 3D Tunnel 2.4 Output - [Modelo12.142 - Soil element displacements]

File Edit Deformations Stresses Geometry Window Help

Arrows

Node	X [m]	Y [m]	Z [m]	Ux [10^{-3} m]	Uy [10^{-3} m]	Uz [10^{-3} m]	ΔUx [10^{-3} m]	ΔUy [10^{-3} m]	ΔUz [10^{-6} m]
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	2,688	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0,000	3,083	0,000	0,000	-0,090	0,000	0,000	-0,011	0,000
4	2,688	3,083	0,000	0,171	-0,099	0,000	0,025	-0,012	0,000
5	8,063	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
6	7,410	2,566	0,000	0,330	-0,023	0,000	0,049	-0,001	0,000
7	5,375	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	4,723	5,649	0,000	0,450	-0,278	0,000	0,066	-0,031	0,000
9	0,000	9,250	0,000	0,000	-0,762	0,000	0,000	-0,090	0,000
10	3,082	8,722	0,000	0,332	-0,653	0,000	0,048	-0,076	0,000
11	0,000	6,167	0,000	0,000	-0,400	0,000	0,000	-0,048	0,000
12	7,804	8,204	0,000	0,759	-0,437	0,000	0,114	-0,041	0,000
13	10,750	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
14	10,098	2,566	0,000	0,364	-0,022	0,000	0,054	0,000	0,000
15	13,438	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
16	3,082	11,805	0,000	0,313	-1,010	0,000	0,047	-0,117	0,000
17	0,000	12,333	0,000	0,000	-1,111	0,000	0,000	-0,131	0,000
18	2,688	15,417	0,000	0,145	-1,394	0,000	0,025	-0,160	0,000
19	0,000	15,417	0,000	0,000	-1,421	0,000	0,000	-0,167	0,000
20	12,785	2,566	0,000	0,385	-0,018	0,000	0,058	0,001	0,000
21	9,446	5,132	0,000	0,716	-0,118	0,000	0,107	-0,005	0,000
22	12,854	6,559	0,000	0,800	-0,036	0,000	0,125	0,016	0,000
23	10,438	7,809	0,000	0,884	-0,259	0,000	0,135	-0,013	0,000

552 page(s) 552 page(s) selected

Figura 88. Tabla de desplazamientos

5.2. Geometría del modelo

5.2.1. Tuneladora LOVAT RME238SE

La tuneladora modelo RME238SE consiste en un sistema de tuneladora independiente, completado por un transportador de escombros, un sistema de revestimiento y sistemas de alimentación de energía integrales.

Todas las TBM de Lovat están formadas por tres secciones: una coraza en la parte delantera que contiene la cabeza o rueda de corte y el perforador principal; una carcasa fija que alberga el sistema de propulsión primario y el sistema de recolección; y un escudo posterior que contiene el equipo de revestimiento.

Para la operación o excavación de la rueda de corte se utiliza la energía eléctrica directa, y para la propulsión, el transporte de escombros y el revestimiento se emplea la energía hidráulica. El empuje de avance se consigue gracias a los cilindros hidráulicos, dispuestos en torno al diámetro interior de un anillo de la carcasa fija, que actúa entre ésta y el revestimiento del túnel.

La dirección está asistida por un sistema de articulación pasivo que conecta la carcasa fija con el escudo posterior, lo que permite a la máquina la gestión del trazado de las curvas.

La ficha técnica básica de la tuneladora empleada en las obras se muestra en la siguiente tabla.

Modelo	RME 238 SE LOVAT
Diámetro exterior	6.06 m
Longitud	10 m
Longitud del Back-Up	95 m
Tensión de trabajo	600 V
Potencia de corte en cabeza	2.107 kW
Avance medio	12 m/día

Tabla 15. Ficha técnica básica de la tuneladora. Fuente: [25]

Figura 89. Tuneladora LOVAT RME238SE. Fuente: [6]

5.2.2. Revestimiento del túnel. Sección transversal

Las dovelas y los diámetros que conforman el revestimiento del túnel quedan definidas por las siguientes dimensiones.

Material	Segmentos de hormigón armado prefabricado
Diámetro interior	5.300 mm
Diámetro exterior	5.800 mm
Espesor	250 mm
Longitud	1.400 mm
Configuración	6 piezas + 1 pieza en clave (anillo universal)

Tabla 16. Dimensiones del revestimiento del túnel. Fuente: [25]

De estas dimensiones se deduce el siguiente croquis. Nótese que el gap, es decir, el espacio que queda comprendido entre el borde de la excavación y el contorno exterior del revestimiento, adopta un valor de 15 cm.

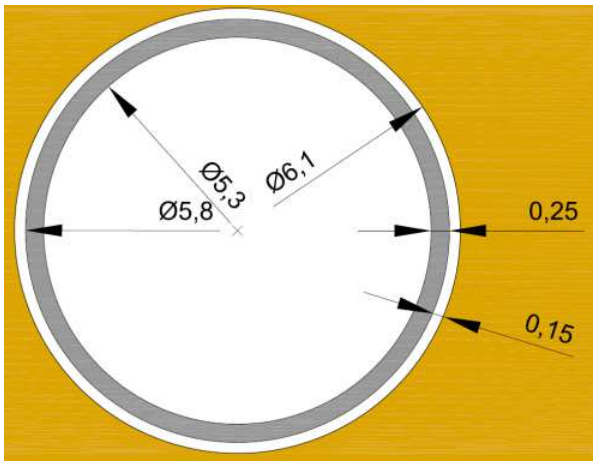


Figura 90. Sección transversal del túnel. Fuente: elaboración propia

5.2.3. Dimensiones del recinto

Las dimensiones del recinto se han adoptado según lo dispuesto en [1]. Dichas dimensiones se obtienen a partir del diámetro del túnel, D, y la profundidad del centro del túnel, H.

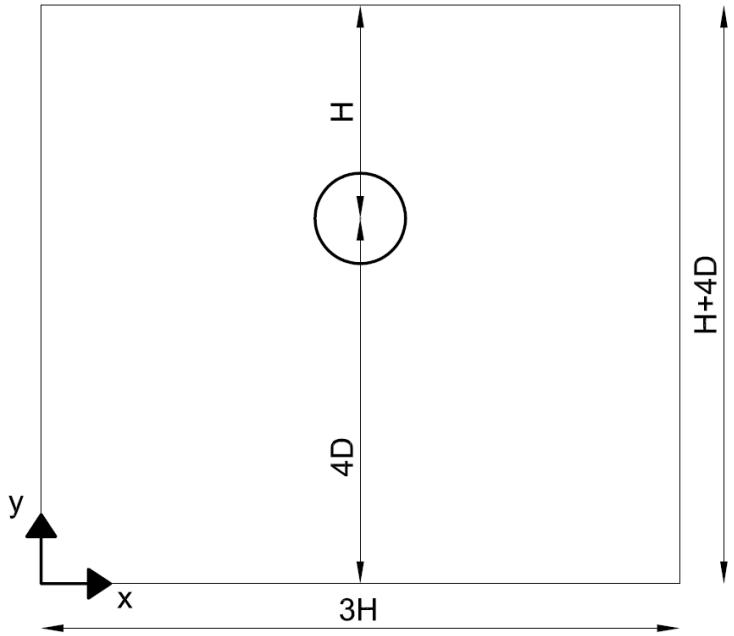


Figura 91. Dimensiones parametrizadas de la sección transversal del modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia

En cuanto a la sección longitudinal, se ha añadido una distancia de 1.5H por detrás del P.K 7+500 para evitar efectos de borde.

5.2.4. Sistema de referencia global

Los ejes x, y, z del sistema de referencia global se muestran en la Figura 92. Nótese que el sentido positivo del eje z es contrario al sentido de avance de la excavación.

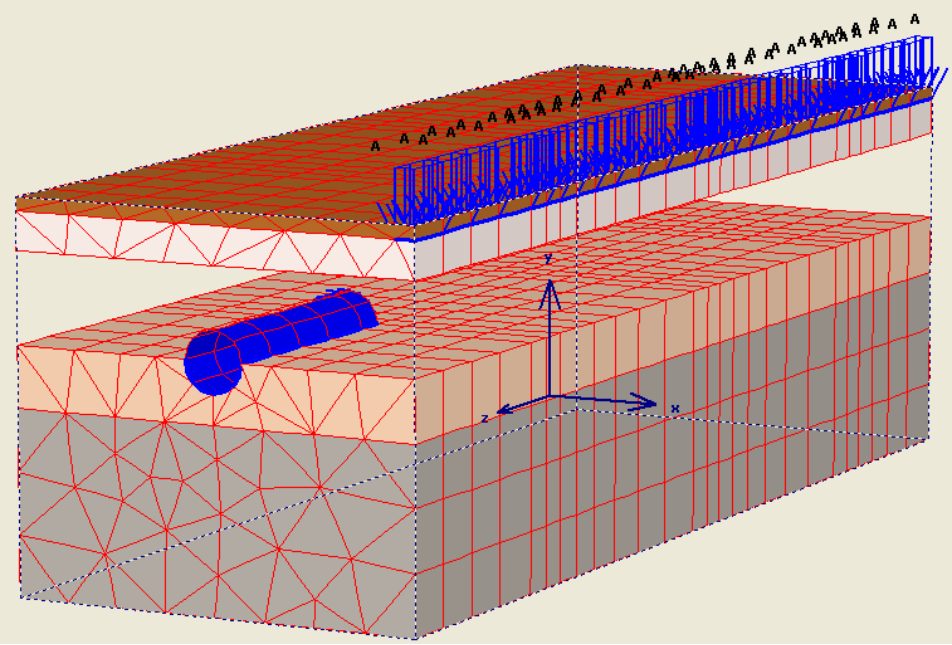


Figura 92. Sistema global de referencia.

5.2.5. Geometría en planta

Como ya se comentó en el Capítulo 1, el análisis se centra entre el P.K 7+400 y el P.K 7+500, tal y como se muestra en la Figura 93 en color rojo.

Figura 93. Situación del tramo de estudio. Fuente: elaboración propia

Para el análisis se han definido en primer lugar tres secciones de control que se corresponden con las tres fases de construcción que se modelizan. En dichos planos se sitúa el frente de excavación en cada una de las fases. Por detrás de la sección de control correspondiente a la fase 3 se ha dejado un espacio de 1,5H para evitar efectos de borde, siendo H la profundidad del centro del túnel.

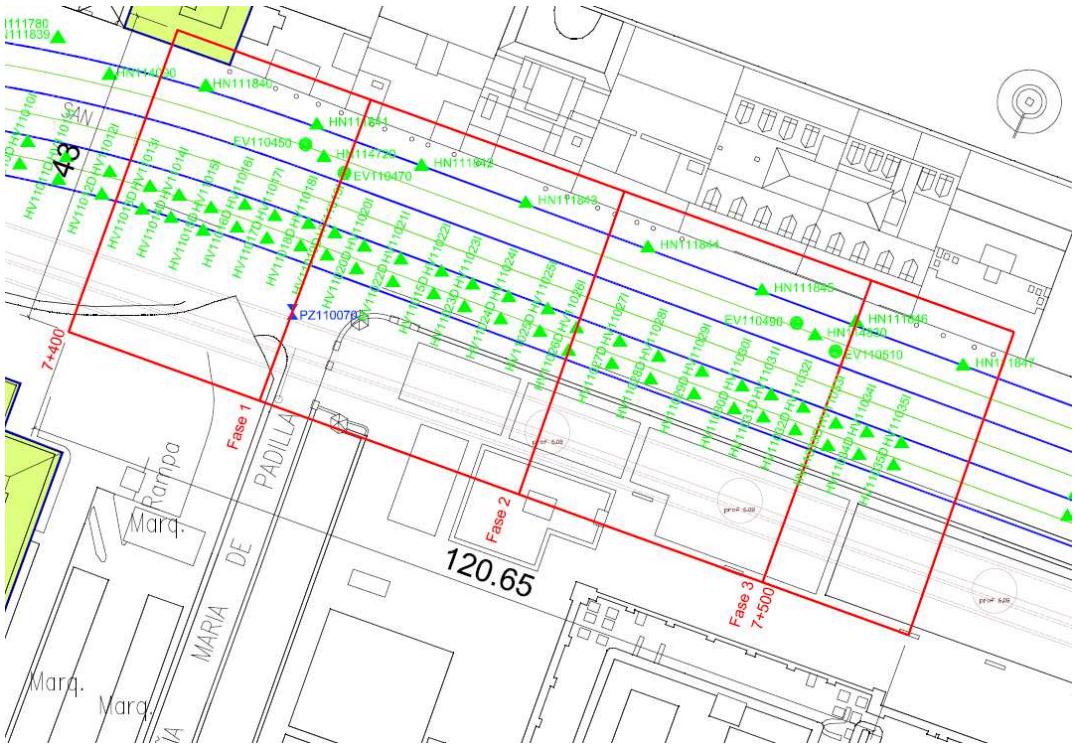


Figura 94. Geometría en planta del modelo. Fase 1, fase 2 y fase 3. Fuente: elaboración propia

5.2.6. Sección transversal

De acuerdo con la geometría del propio túnel y teniendo en cuenta las dimensiones que debe tener la sección transversal para evitar efectos de borde, la sección transversal del modelo de cálculo tiene el siguiente aspecto.

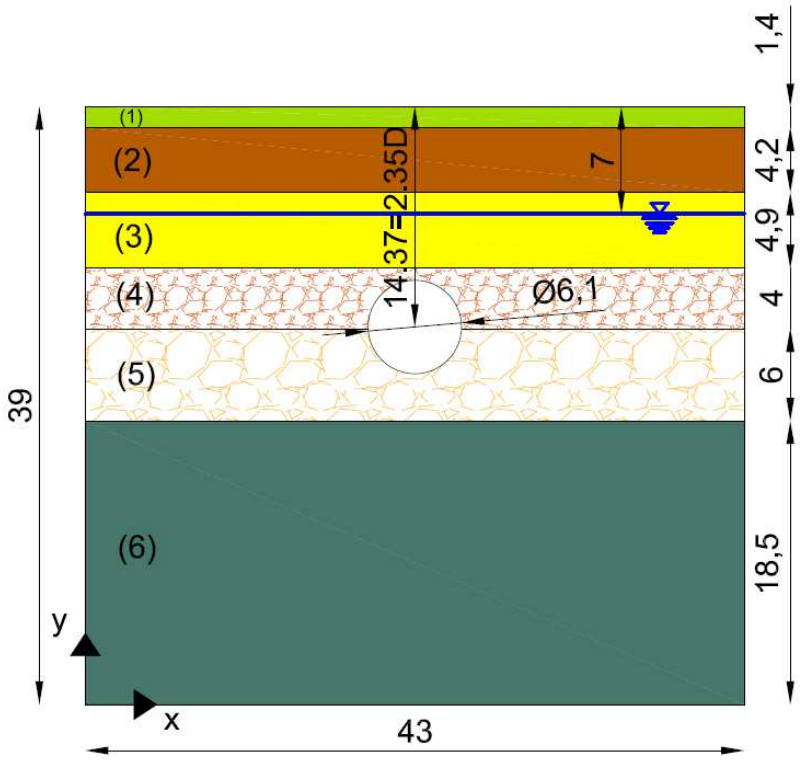


Figura 95. Sección transversal del modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia

Conviene poner de manifiesto que se trata de un túnel somero dado que la profundidad del eje del mismo es de 2.35D y por tanto menor de 3D.

5.2.7. Sección longitudinal

La sección longitudinal del modelo de cálculo tiene el siguiente aspecto. En ella se ha indicado el tramo de excavación de cada fase de cálculo así como el nivel freático. No obstante, las distintas fases de cálculo se detallarán más adelante.

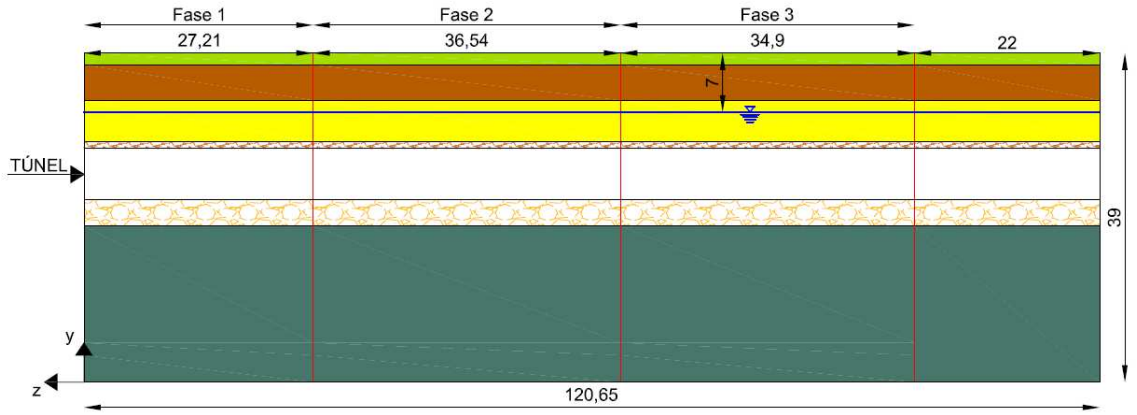


Figura 96. Sección longitudinal del modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia

5.3. Condiciones de contorno

5.3.1. Desplazamientos

En cuanto a las condiciones de contorno en desplazamientos, en el fondo del recinto todos los desplazamientos están restringidos mientras que en los bordes laterales el único desplazamiento permitido es el vertical.

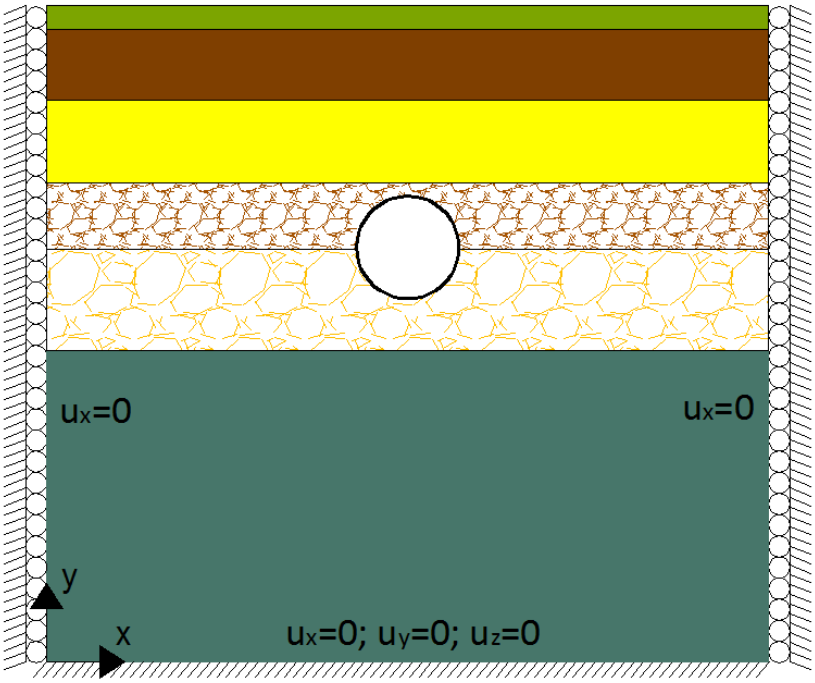


Figura 97. Condiciones de contorno en desplazamientos. Sección transversal. Fuente: elaboración propia

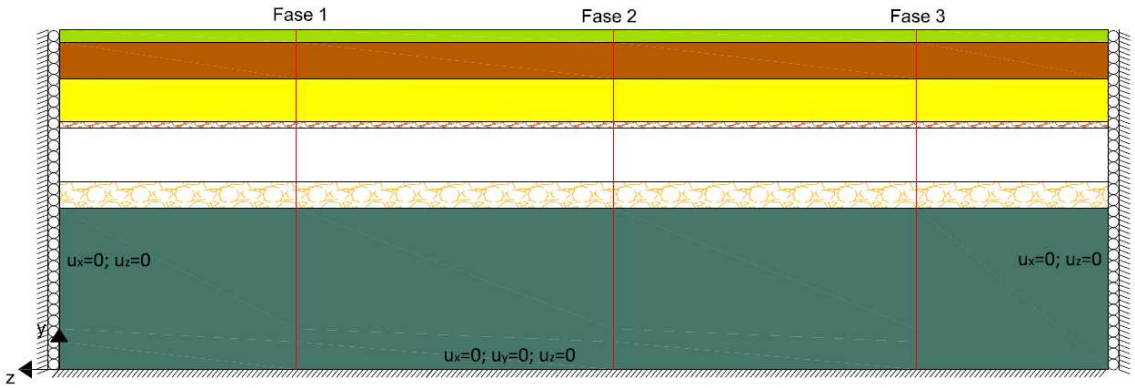


Figura 98. Condiciones de contorno en desplazamientos. Sección longitudinal. Fuente: elaboración propia

5.3.2. Cargas en superficie

Para caracterizar correctamente el estado tensional inicial en el que comienza a realizarse la excavación es preciso introducir en el modelo las cargas que transmiten los edificios

medianeros, que son el Hotel Alfonso XIII, la Antigua Fábrica de Tabacos y la zona de viviendas y locales comerciales que se encuentra al otro lado de la calle.

Sin embargo, sólo se han tenido en cuenta las cargas de la zona de viviendas y locales comerciales dado que el Hotel Alfonso XIII y la Antigua fábrica de tabacos están más alejados y, además, en el tramo que va desde el PK 7+400 al PK 7+500 estos edificios apenas están presentes.

Como valor de carga se ha considerado $1000 \frac{kg}{m^2 \cdot planta}$, valor ampliamente aceptado por la comunidad ingenieril dado que el peso propio del forjado está en torno a 500 kg/m^2, las sobrecargas permanentes en torno a 100 kg/m^2 y las sobrecargas de uso en torno a 300 kg/m^2.

Por otro lado, cabe comentar que el edificio más la cimentación se han introducido como una carga superficial que se transmite sobre el techo del segundo estrato (a 1,4 m de profundidad) y apoyada sobre una placa rigidizadora de 2 m de ancho sin peso propio que tiene la finalidad de evitar el colapso del terreno.

El valor de la carga introducida en el modelo es de 360 kN/m^2.

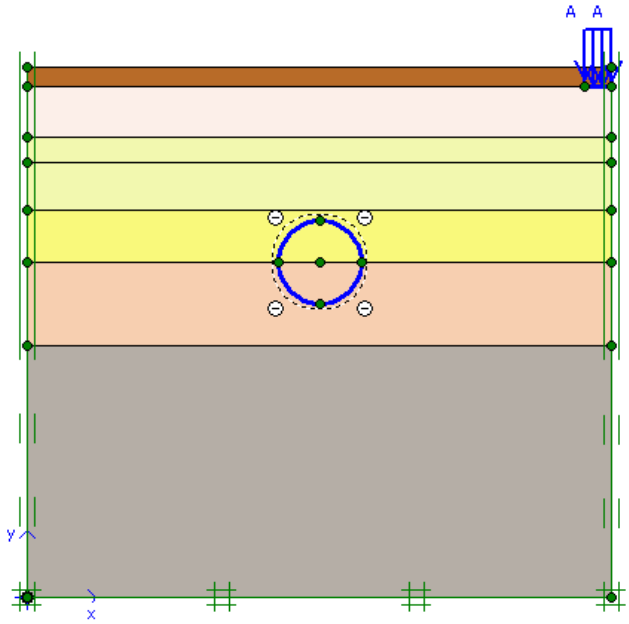


Figura 99. Aspecto de la carga superficial en la sección transversal del modelo

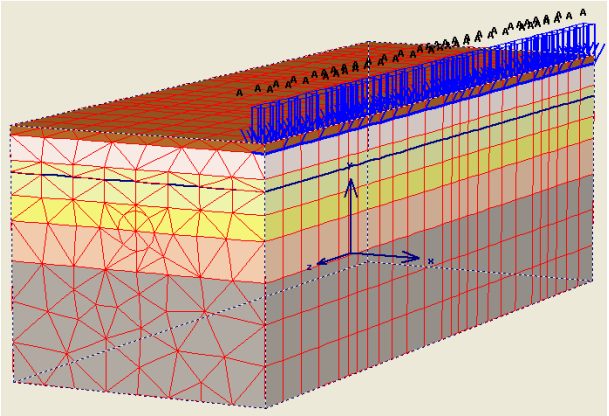


Figura 100. Aspecto de la carga superficial en una vista tridimensional del modelo

5.4. Parámetros geotécnicos del modelo

Los parámetros geotécnicos del modelo se han obtenido de la memoria del documento titulado "Modelo de la Estación de Puerta de Jerez", redactado por D. José Luis de Justo Alpañés para la U.T.E Metro de Sevilla.

En este Trabajo Fin de Máster se ha considerado que la sección transversal se compone de seis estratos cuya numeración y denominación se indican en la siguiente tabla.

Estrato	**Nombre**
1	Rellenos antrópicos
2	Arcilla de bajo límite líquido, de consistencia media Limo areno-arcilloso, de blando a compacidad media
3	Arena de muy floja a floja, con limo arenoso
4	Arena de media a muy densa
5	Zahorra densa a muy densa
6	Marga azul dura

Tabla 17. Numeración y denominación de los estratos. Fuente: [26]

Estrato	Material Model	Material Type	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x m/día	E_{ref} kPa	ν	c_{ref}	ϕ	$\Psi = \phi - 30$	R_{inter}
1	M-C	D	18	18	0.043	2.000	0.3	10	28.5	0	1
2	M-C	U	19.5	19.5	0.005	2.000	0.3	7.5	25	0	1
3	M-C	D	19.1	19.8	0.086	6.000	0.3	1	32	2	1
4	M-C	D	19.8	19.8	0.46	20.000	0.35	1	36	6	1
5	M-C	D	22	22	864	40.000	0.35	1	43	13	1
6	M-C	U	20	20	$6.6 \cdot 10^{-7}$	45.000	0.2	17.4	24.9	0	1

Tabla 18. Parámetros geotécnicos (D, drained; U, undrained; M-C, Mohr-Coulomb). Fuente: [26]

Sin embargo, a efectos de modelizar de manera más realista la excavación del túnel, a los estratos 4 y 5 se les ha asignado el modelo de comportamiento Hardening Soil, que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación y simula mejor la descompresión del terreno que se produce al excavar el túnel.

Los parámetros que hay que introducir para caracterizar un material según el modelo de comportamiento Hardening Soil se muestran en la siguiente tabla.

Material type	Drained/Undrained	
Peso específico no saturado	γ_{unsat}	kN/m^3
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m^3
Permeabilidad en dirección x	k_x	m/día
Permeabilidad en dirección y	k_y	m/día
Permeabilidad en dirección z	k_z	m/día
Parámetros básicos de la rigidez del suelo		
Rigidez de carga en el ensayo triaxial	E_{50}^{ref}	kN/m^2
Rigidez de carga en el ensayo edométrico	E_{oed}^{ref}	kN/m^2
Power	m	[--]
Parámetros del modelo Mohr-Coulomb		
Cohesión	c_{ref}	kN/m^2
Ángulo de rozamiento interno	ϕ	0
Dilatancia	Ψ	0
Parámetros avanzados		
Rigidez de descarga en el ensayo triaxial	E_{ur}^{ref}	kN/m^2
Coeficiente de Poisson para carga y descarga elástica	ν_{ur}	0.2
Presión de referencia	p^{ref}	kN/m^2
Coeficiente de empuje al reposo	K_0^{nc}	[--]
Incremento de la cohesión por efecto de la profundidad	$c_{increment}$	kN/m^3
Failure ratio(<1)	R_f	[--]

Tabla 19. Parámetros de entrada para caracterizar un material mediante el modelo de comportamiento Hardening Soil. Fuente: [24]

Para suelos medios las siguientes relaciones se consideran válidas. Por tanto, dadas las características geotécnicas de los estratos 4 y 5 y a falta de ensayos de laboratorio se adoptarán estas relaciones para caracterizar el material.

$$\begin{cases} E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \\ E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \end{cases}$$

El valor de p^{ref} lo establece Plaxis 3D Tunnel por defecto en 100 kPa y representa la presión de referencia a la cual se determinan los módulos de elasticidad de referencia.

Para la determinación del coeficiente de empuje al reposo, el cual se utiliza para calcular las tensiones horizontales iniciales, se empleará la fórmula $k_0^{nc} = 1 - sen\phi$, ampliamente respaldada por la bibliografía y adoptada por defecto en el programa Plaxis 3D Tunnel.

El parámetro m representa el nivel de dependecia de la rigidez con respecto a las tensiones. Se ha adoptado un valor de m=0.5 en los tres casos según recomienda para arenas el Manual de Modelos de Plaxis 3D Tunnel.

Estrato	**Material Model**	**Material Type**	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x **m/día**	E_{ref} **kPa**	ν	c_{ref}	ϕ	$\Psi = \phi - 30$	R_{inter}
1	M-C	D	18	18	0.043	2.000	0.3	10	28.5	0	1
2	M-C	U	19.5	19.5	0.005	2.000	0.3	7.5	25	0	1
3	M-C	D	19.1	19.8	0.086	6.000	0.3	1	32	2	1
6	M-C	U	20	20	$6.6 \cdot 10^{-7}$	45.000	0.2	17.4	24.9	0	1

Tabla 20. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 1, 2, 3 y 6. Fuente: [26]

Parámetro	**Estrato 4**	**Estrato 5**
Material model	Hardening Soil	Hardening Soil
Material Type	Drained	Drained
γ_{unsat} [kN/m^3]	19.8	22
γ_{sat} [kN/m^3]	19.8	22
$k_x = k_y = k_z$ [m/día]	0.46	864
E_{50}^{ref} [kPa]	20.000	40.000
E_{oed}^{ref} [kPa]	20.000	40.000
m	0.5	0.5
E_{ur}^{ref} [kPa]	60.000	120.000
K_0^{nc} [kPa]	0.41	0.32
ν_{ur}	0.35	0.35
c_{ref} [kPa]	1	1
ϕ [^{0}]	36	43
$\Psi = \phi - 30$ [^{0}]	6	13
R_{inter}	1	1

Tabla 21. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 4 y 5. Fuente: [24] y [26]

5.5. Modelización de la coraza de la TBM

Si se modeliza la TBM como un cilindro de acero se obtienen los siguientes resultados.

Peso específico del acero	78,5	kN/m^3
E	210.000.000,00	kN/m^2
Espesor (e)	0,06	m
Longitud	10	m

Radio exterior	2,96	m
Radio interior	2,90	m
Perímetro exterior	18,60	m
Perímetro interior	18,22	m
Perímetro medio	18,41	m
$I_x=I_y$	0,000018	m^4
A	1,10	m^2
EI ($I = \frac{1}{12}e^3$)	**3.780,00=3.78 · 10³**	KN · m^2/m
EA	**12.600.000,00=1.26 · 10⁷**	kN/m
W	**4,71**	kN/m/m

Tabla 22. Modelización de la TBM como un cilindro de acero

Sin embargo, hay que tener presente que la TBM no es un simple cilindro de acero, sino que en su interior alberga múltiples chapas rigidizadoras. Por tanto, al no tenerse disponibles los parámetros de rigidez de la tuneladora empleada durante la construcción, se han introducido los datos de la tuneladora que se utilizó en la línea 9 del metro de Barcelona (ϕ 9.36 m), cuyos valores son:

Parámetro	**Valor**
EA	$7.35 \cdot 10^7$ kN/m
EI	$7.50 \cdot 10^5$ kN · m^2/m
w	7.5 kN/m/m
ν	0.2

Tabla 23. Valores introducidos para la caracterización de la placa que modeliza la TBM

La TBM se modeliza como un elemento placa al que se le asigna un material cuya ley de comportamiento es elástica.

5.6. Modelización del revestimiento

Para la determinación de las propiedades del revestimiento se sabe que el espesor de la dovela es de 25 cm y que el diámetro exterior del anillo es de 5.8 m. El módulo de elasticidad se ha estimado suponiendo que la resistencia característica del hormigón es de 40 MPa y aplicando la fórmula que propone la EHE-08, que se escribe a continuación.

$$E = 8500\sqrt[3]{f_{ck}(MPa) + 8}$$

Teniendo esto presente, los resultados son los que se muestran en la siguiente tabla.

Peso específico del hormigón armado	25	kN/m^3
f_{ck}	40	MPa
E	30.891.050,08	kN/m^2
Diámetro exterior	5,8	m
Diámetro interior	5,3	m
Espesor (e)	0,25	m
Radio exterior	2,9	m
Radio interior	2,65	m
Perímetro exterior	18,22	m
Perímetro interior	16,65	m
Perímetro medio	17,44	m
I_x=I_y	0,0013	m^4
A	4,36	m^2
EI ($I = \frac{1}{12}e^3$)	**40.222,72**	$KN \cdot m^2/m$
EA	**7.722.762,52**	kN/m
W	**6,25**	kN/m/m

Tabla 24. Parámetros de rigidez del revestimiento

Nótese que estos valores coinciden con los calculados por D. José Luis de Justo Alpañés en la memoria titulada "Modelo de la Estación de Puerta de Jerez" redactada para la U.T.E Metro de Sevilla.

El revestimiento se modeliza como un elemento placa al que se le asigna un material cuya ley de comportamiento es elástica.

5.7. Modelización del Gap. Factor de contracción

El programa Plaxis Tunnel 3D incorpora un parámetro denominado *factor de contracción* que tiene en cuenta distintos fenómenos como son el volumen de suelo perdido alrededor del túnel debido a la sobreexcavación en el frente, la conicidad de la tuneladora, la deformación de la coraza (aunque esta se diseña para que tenga un comportamiento muy parecido al de un sólido rígido), la deformación del espacio anular entre revestimiento y excavación del terreno y otros.

En cada plano del modelo se puede introducir un valor para el parámetro de contracción, que supone una contracción de la placa que modeliza el revestimiento o la TBM y por tanto una reducción del radio del túnel durante el proceso de cálculo. Nótese que la reducción no es isótropa ya que sólo se aplica a nivel de sección transversal, no teniendo efectos longitudinales. El valor de la contracción define la reducción del área de la sección transversal como un porcentaje de la sección indeformada del túnel.

Nótese que el parámetro de contracción que utiliza Plaxis Tunnel 3D es lo que se define habitualmente como pérdida de terreno.

Según Altewell & Yeates (1984) y O'Reilly & New (1982), para arenas en excavaciones con tuneladora la pérdida del terreno suele variar entre 0,5% y 5%. Tras haber probado valores para el factor de contracción comprendidos entre 0.5% y 10%, se ha llegado a la conclusión de que el valor que mejor ajuste proporciona en relación a las curvas longitudinales de asientos está acotado entre 0.5% y 1%.

5.8. Presión en el frente

Las presiones en el frente ejercidas por la TBM durante la construcción del túnel derecho entre la dársena del Guadalquivir y la Plaza Don Juan de Austria se muestran en el siguiente gráfico.

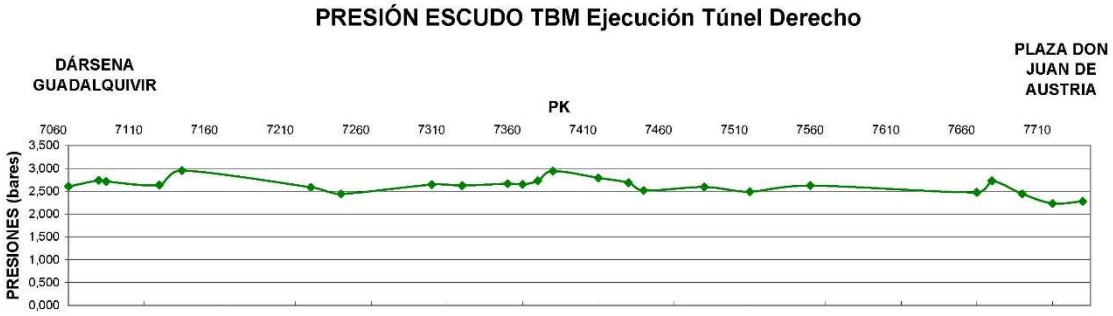


Figura 101. Presiones (bares) en el frente según datos de obra. Fuente: Geocisa

Si se analizan con detalle las presiones en el tramo de estudio, es decir, desde el P.K 7+400 hasta el P.K 7+500, se obtiene el siguiente gráfico.

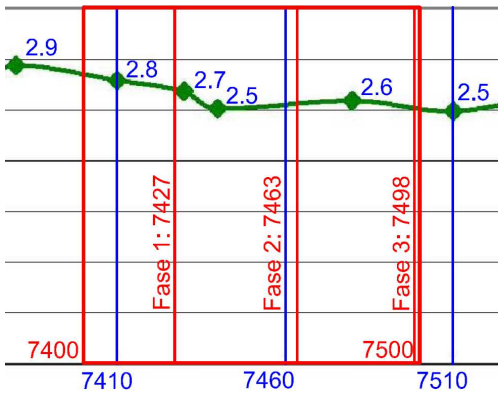


Figura 102. Presiones (bares) en el frente en el tramo de estudio según datos de obra. Fuente: Geocisa

Como se puede ver, la presión en el frente entre el P.K 7+400 y el P.K 7+500 permanece en todo momento entre 250 kPa y 300 kPa. Cabe matizar que la ley de presiones en el frente entra en el P.K 7+400 con pendiente negativa y se va reduciendo progresivamente

hasta alcanzar el valor mínimo de 250 kPa, manteniéndose a partir de este punto prácticamente constante.

Estos valores de la presión en el frente parecen razonables ya que son algo menores que las tensiones verticales que se producen como consecuencia del peso propio del terreno en la zona del frente de excavación. En efecto, si se calcula la tensión vertical a nivel del eje del túnel se tiene que $\sigma_v = 282\ kPa$, como se justifica en la siguiente tabla.

Estrato	**Potencia (m)**	**Peso Específico (kN/m^3)**	**Tensión total vertical (kN/m^2)**
1	1,4	18	25,2
2	4,2	19,5	81,9
3 (sobre el NF)	1,4	19,1	26,74
3 (bajo el NF)	3,5	19,8	69,3
4	4	19,8	79,2
		$\sum\sigma_{v,i} =$	282,34

Tabla 25. Cálculo de la tensión vertical a nivel del eje del túnel

En el modelo de cálculo se han introducido los siguientes valores para la presión en el frente.

Fase	**Presión en el frente (kPa)**
1	270
2	255
3	254

Tabla 26. Valores de la presión en el frente introducidos en el modelo de cálculo

Resulta interesante representar en un mismo gráfico la presión en el frente medida, la presión en el frente de cálculo y la tensión total vertical en el eje del túnel.

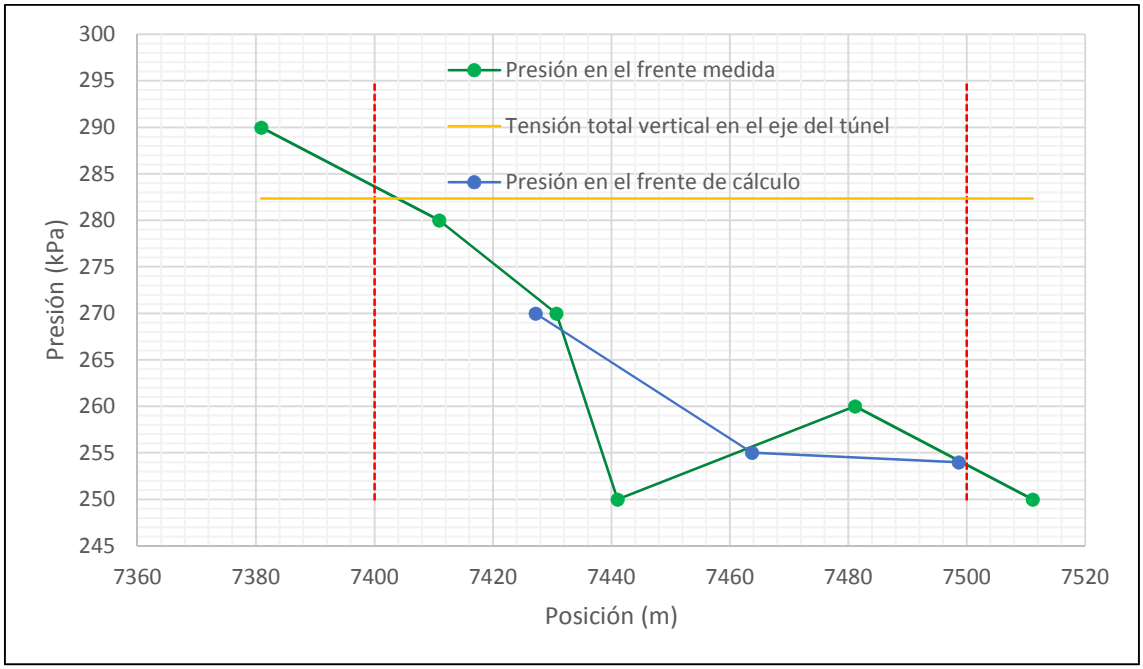


Figura 103. Evolución de la presión en el frente y la tensión total vertical

Además, nótese que se ha introducido una ley constante de presiones en el frente. Sin embargo, en la realidad, la tuneladora aplica una presión que varía linealmente con la profundidad.

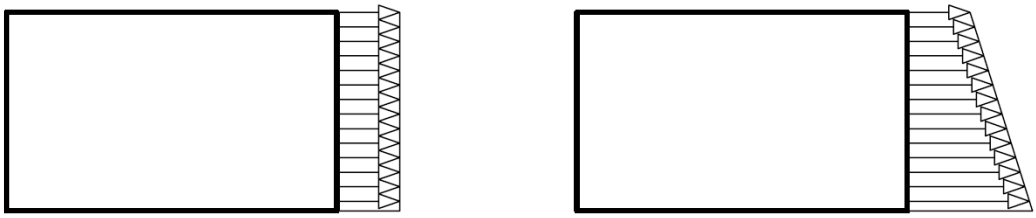


Figura 104. Presión en el frente de la TBM. Ley constante y ley trapezoidal. Fuente: elaboración propia

En cualquier caso y dado que no se dispone de información sobre la variación de presión en el frente de excavación, la modelización de la misma como una distribución constante puede considerarse suficientemente realista.

5.9. Mallado

Para el mallado se ha usado el grado de refinamiento global *coarse* dada la limitada potencia computacional de la que se dispone para la realización del presente Trabajo Fin de Máster. En los planos donde la TBM ejerce la presión en el frente se ha adoptado un refinamiento local de 0.5 según aconseja el Manual de Plaxis Tunnel 3D. La malla resultante tiene 13041 nodos.

5.10. Fases de cálculo

El proceso de construcción de un túnel con TBM se compone de dos fases principales.

1. **Avance de excavación**
    - Consiste en avanzar la excavación en una longitud igual al ancho de las dovelas. En este caso las dovelas tienen un ancho de 1.40 m. Los gatos hidráulicos se apoyan sobre las dovelas previamente colocadas, es decir, sobre el revestimiento, y ejercen una fuerza que hace que la TBM avance en el sentido y dirección de la excavación. Durante la excavación se inyecta mortero a presión para rellenar el *gap*.
2. **Colocación de dovelas**
    - Tras la fase anterior, la TBM se para y deja de avanzar en la excavación. En este momento, se procede a la colocación de un nuevo anillo de dovelas bajo el amparo de la coraza de la TBM.

En Plaxis Tunnel 3D este procedimiento de construcción se puede modelizar introduciendo una fase de cálculo por cada 1.40 m de avance de excavación. Sin embargo, dado que el tramo de estudio es de 100 m, esto requeriría un total de 71 fases de cálculo. En este sentido, conviene aclarar que, a pesar de ser esta la forma más realista de llevar a cabo la simulación, en este Trabajo Fin de Máster se ha dividido el tramo de 100 m de excavación en 3 fases constructivas. Los motivos que justifican esta decisión son fundamentalmente dos, por un lado, no se dispone de tiempo suficiente para ello (un estudio tan detallado sería más bien objeto de una Tesis Doctoral), por otro, los recursos computacionales disponibles no son suficientemente potentes como para resolver un modelo de 71 fases en un plazo razonable de tiempo. Además, conviene notar también que, cuando se modeliza un fenómeno, el modelo realizado debe evolucionar desde lo sencillo hasta lo complejo, sin olvidar que el modelo sencillo ya debe proporcionar resultados aceptables.

5.10.1. Geometría de las fases constructivas adoptadas

En definitiva, el encaje en planta del recinto del modelo junto con los límites de cada una de las tres fases constructivas se puede ver en la siguiente figura.

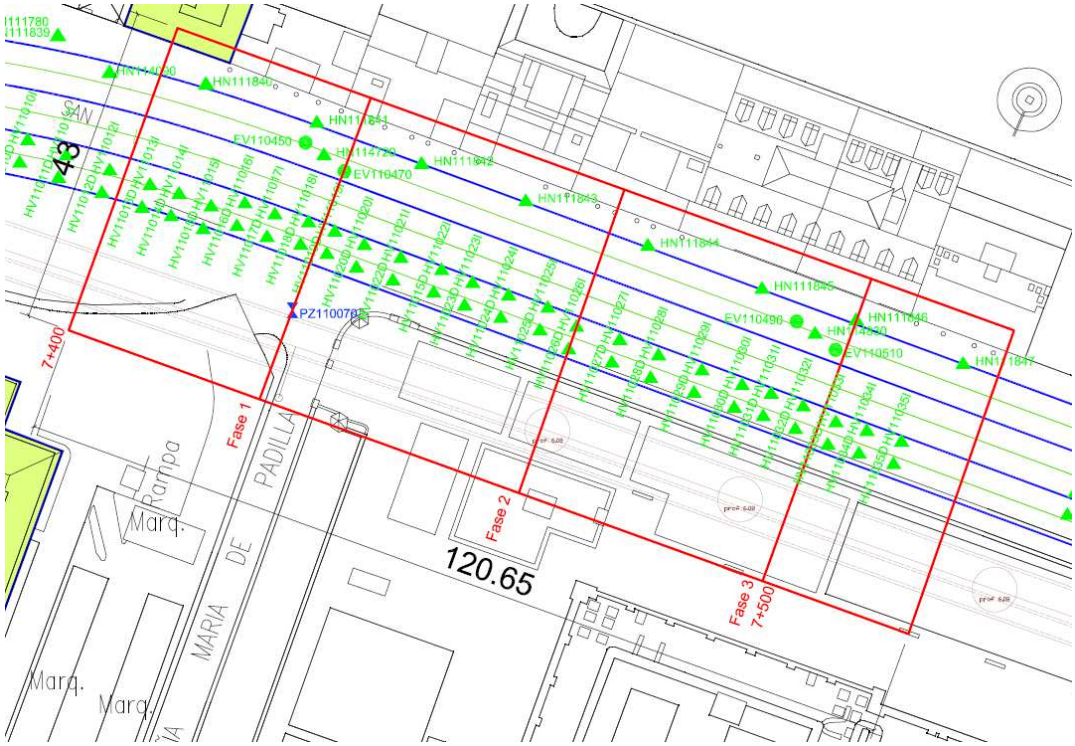


Figura 105. Vista en planta de la situación de las tres fases constructivas. Fuente: elaboración propia

Por otro lado, en la siguiente figura se muestran las fases de cálculo en planta y en ella se pueden ver las dimensiones en la dirección longitudinal.

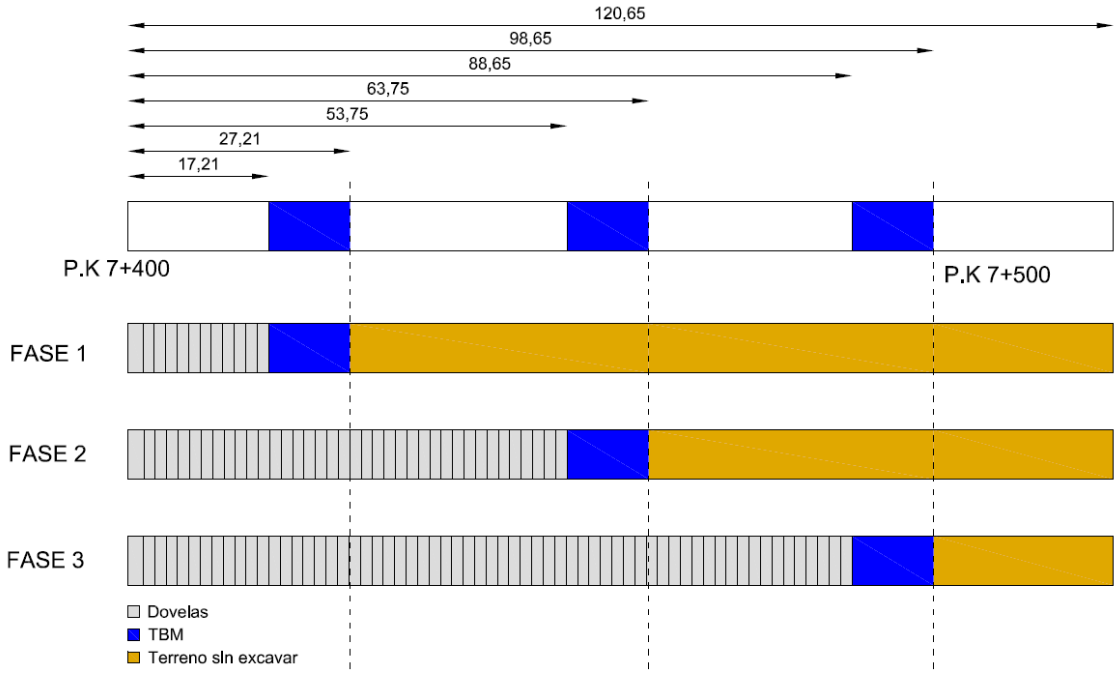


Figura 106. Geometría en planta de las fases de cálculo. Fuente: elaboración propia

En Plaxis Tunnel 3D la vista tridimensional de las fases de cálculo tiene el siguiente aspecto (los estratos han sido ocultados para que el túnel quede visible. Nótese que no

hay diferencia visual entre las dovelas y la TBM puesto que ambos se han modelizado con elemento placa y se muestran por tanto en color azul).

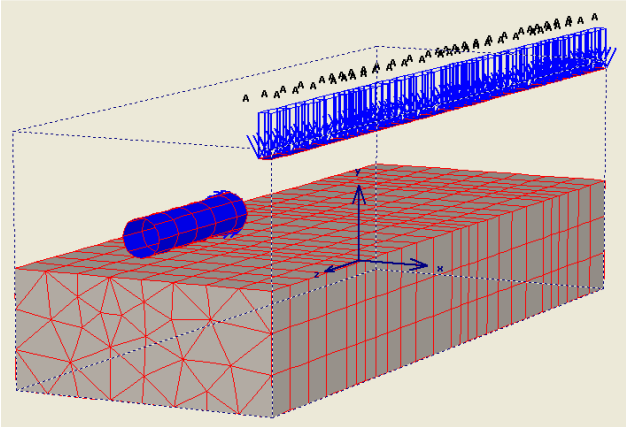


Figura 107. Vista tridimensional de la fase 1

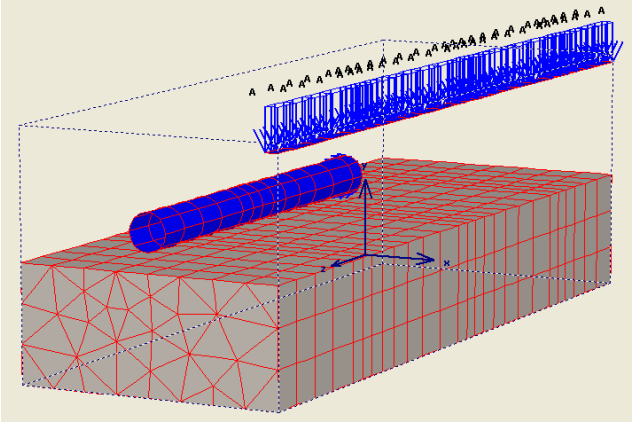


Figura 108. Vista tridimensional de la fase 2

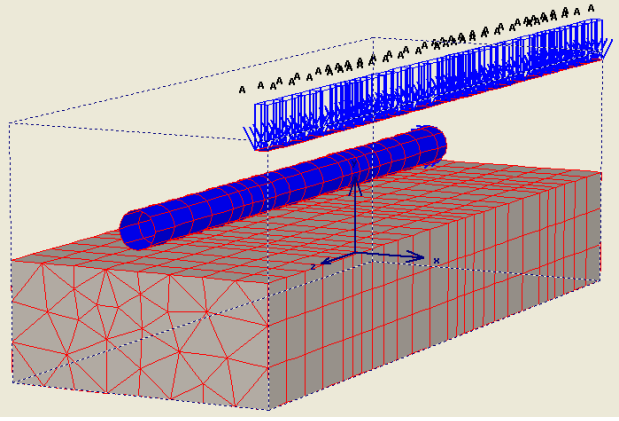


Figura 109. Vista tridimensional de la fase 3

5.10.2. Descripción de las fases de cálculo

En la siguiente tabla se describen las fases de cálculo introducidas en el modelo.

Fase	Nombre	Descripción
0	Estado tensional inicial	Se calcula el estado tensional inicial por el procedimiento del coeficiente de empuje al reposo para las tensiones horizontales. No existe túnel ni carga superficial, aunque sí nivel freático a la cota -7m.
1	Carga superficial	• Se activa la carga superficial que simula la influencia de las zonas de viviendas y locales comerciales en las tensiones iniciales. • Se activa la opción *Ignore undrained behaviour*, dado que tras la construcción de estos edificios se considera que las presiones intersticiales en exceso se han disipado.
2	Tramo 1	• Se activa la opción *reset displacements to zero*. • Se excava desde el P.K 7+400 hasta el P.K 7+427.21. • Se activa el revestimiento desde el P.K 7+400 hasta el P.K 7+417.21. • Se activa la TBM desde el P.K 7+417.21 hasta el P.K 7+427.21. • Se aplica la presión en el frente en el P.K 7+427.21. • Se aplica el coeficiente de contracción (1%) en el tramo excavado. • Se imponen condiciones secas en el tramo excavado.
3	Tramo 2	• Se excava desde el P.K 7+427.21 hasta el P.K 7+463.75. • Se desactiva la TBM desde el P.K 7+417.21 hasta el P.K 7+427.21. • Se activa el revestimiento desde el P.K 7+417.21 hasta el P.K 7+453.75. • Se activa la TBM desde el P.K 7+453.71 hasta el P.K 7+463.75. • Se desactiva la presión en el frente en el P.K 7+427.21. • Se aplica la presión en el frente en el P.K 7+463.75. • Se aplica el coeficiente de contracción (1%) en el tramo excavado. • Se imponen condiciones secas en el tramo excavado.
4	Tramo 3	• Se excava desde el P.K 7+463.75 hasta el P.K 7+498.65. • Se desactiva la TBM desde el P.K 7+453.75 hasta el P.K 7+463.75. • Se activa el revestimiento desde el P.K 7+453.75 hasta el P.K 7+488.65. • Se activa la TBM desde el P.K 7+488.65 hasta el P.K 7+498.65. • Se desactiva la presión en el frente en el P.K 7+463.75. • Se aplica la presión en el frente en el P.K 7+498.65. • Se aplica el coeficiente de contracción (1%) en el tramo excavado. • Se imponen condiciones secas en el tramo excavado.

Tabla 27. Descripción de las fases de cálculo

En la fase número 2, se activa la opción *reset displacements to zero* para que los asientos producidos por el efecto de la carga superficial aplicada en la fase número 1 no tengan influencia. De esta manera, con la introducción de la carga superficial lo que se pretende caracterizar es únicamente el estado tensional inicial en el que se comienza la excavación del túnel.

6. Capítulo 6. Resultados del modelo. Comparación

En este Capítulo se muestran los resultados del modelo numérico de cálculo. En concreto, se analizarán las curvas longitudinales de asientos calculados y se compararán con las curvas longitudinales de asientos medidos. En efecto, el objetivo del presente Trabajo Fin de Máster es elaborar un modelo de cálculo y comparar los asientos en superficie con los datos disponibles de la auscultación que se llevó a cabo durante la construcción. En los siguientes apartados se muestra la geometría deformada general en superficie (cubeta de asientos), se hace un breve análisis tensional, se muestran las curvas longitudinales y transversales de asientos medidos y calculados, se determina el volumen de asientos, la posición del punto de inflexión, el asiento máximo y se comparan los asientos medidos y calculados con los obtenidos mediante el método semiempírico de Peck (1969) y el método analítico de Sagaseta (1987).

6.1. Malla 3D deformada

En las siguientes figuras se puede apreciar la cubeta 3D de asientos en superficie para cada una de las distintas fases de cálculo. Los resultados obtenidos son coherentes dado que, lejos de la zona excavada (5.5D), los asientos superficiales tienden a hacerse nulos. Por otro lado, los asientos superficiales en la zona excavada y conforme aumenta la distancia al frente de excavación tienden a hacerse constantes.

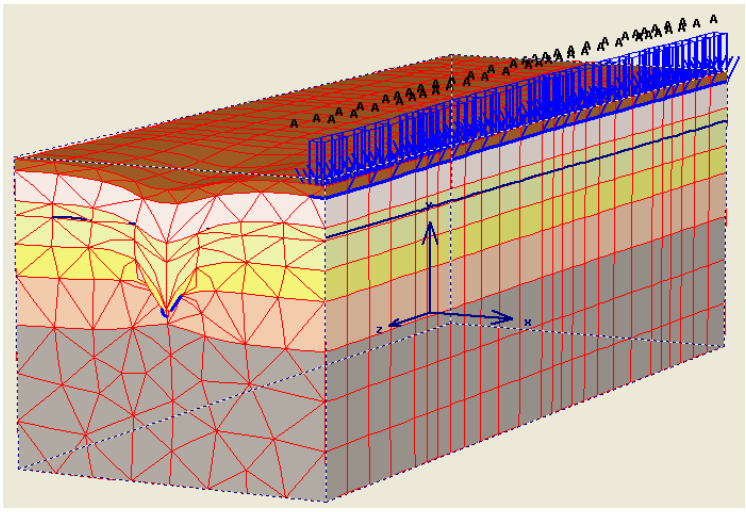


Figura 110. Malla deformada en la fase 1 de cálculo (escala aumentada 200 veces)

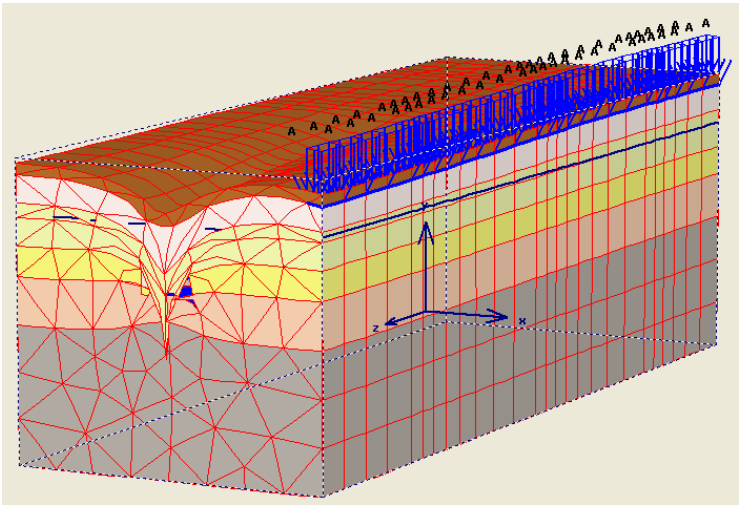


Figura 111. Malla deformada en la fase 2 de cálculo (escala aumentada 200 veces)

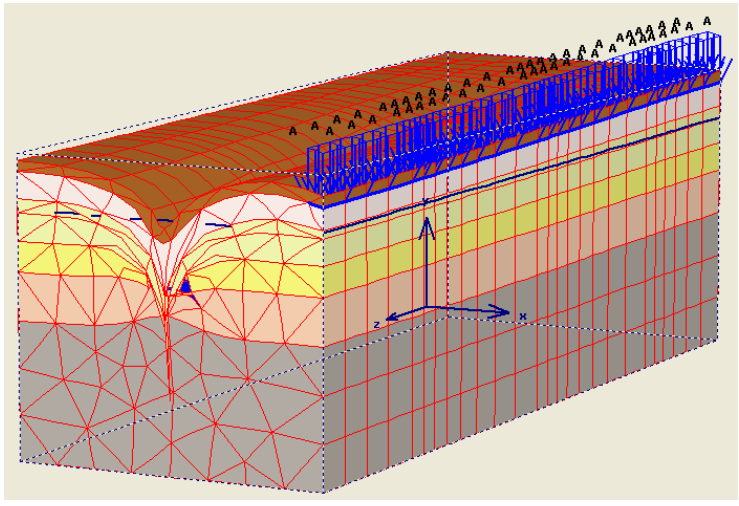


Figura 112. Malla deformada en la fase 3 de cálculo (escala aumentada 200 veces)

6.2. Estado tensional en el frente de excavación

Las tensiones verticales totales se muestran en la siguiente figura. Nótese como en la solera del túnel las tensiones verticales se reducen como consecuencia de la excavación. En el frente de excavación, las tensiones verticales no sufren apenas variación.

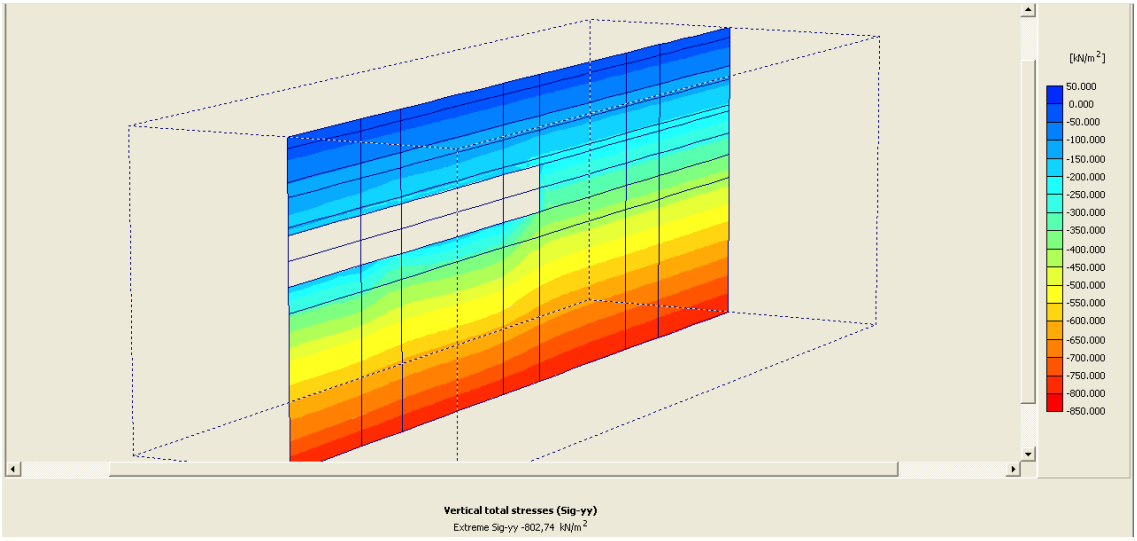


Figura 113. Tensiones verticales totales

Por otro lado, como era de esperar, las tensiones principales aumentan notablemente en el frente de excavación.

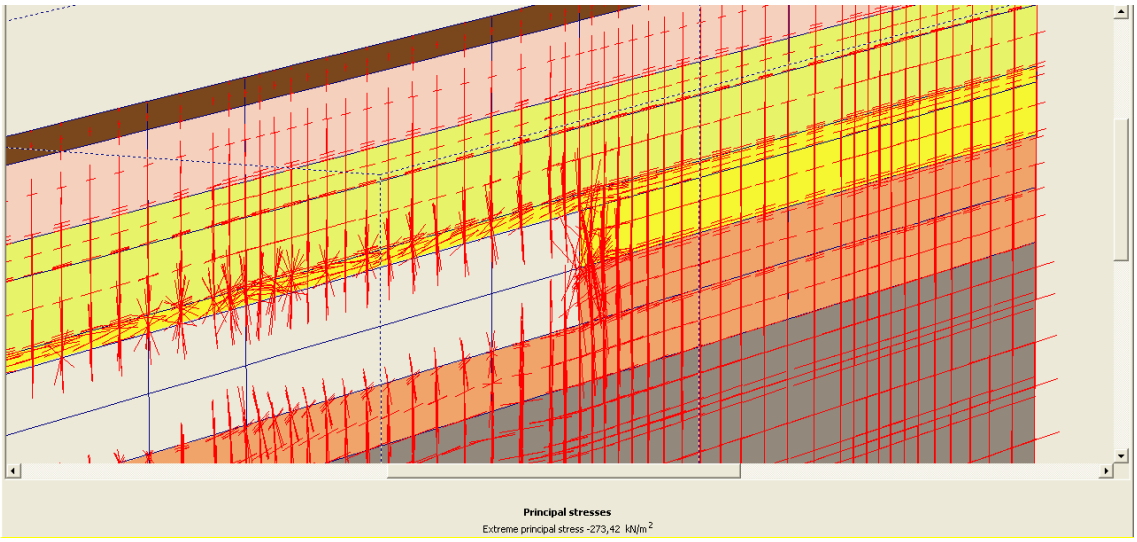


Figura 114. Tensiones principales

Las tensiones horizontales perpendiculares al avance el túnel tampoco sufren gran variación.

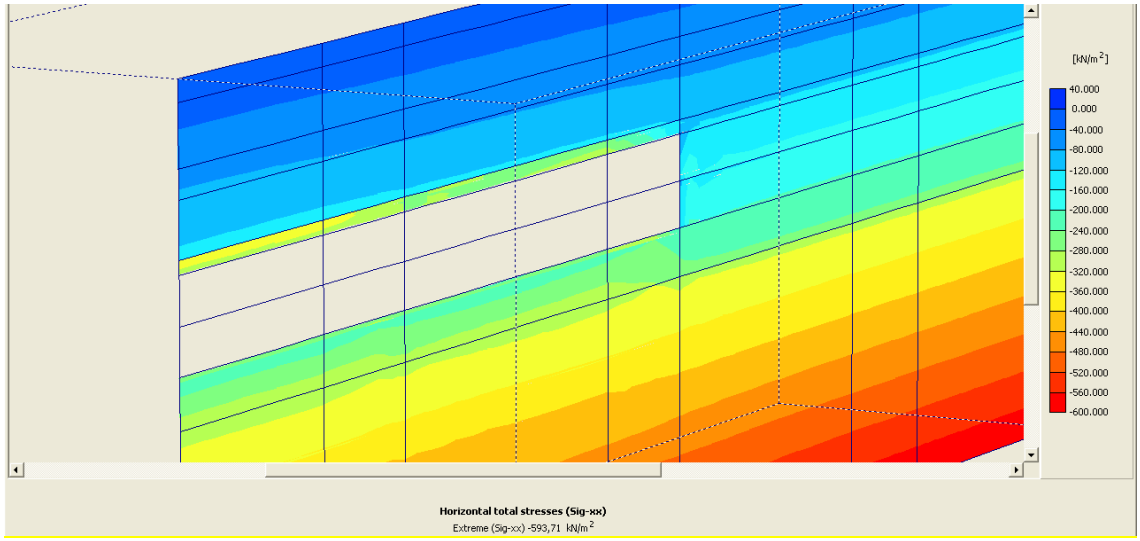


Figura 115. Tensiones horizontales perpendiculares al eje del túnel

Como era de esperar, las tensiones horizontales en la dirección del eje del túnel sí sufren más variación, observándose un incremento en la zona del frente de excavación dado que la presión de cámara actúa en esta misma dirección. El valor de la presión en el frente es de 250 kPa, si bien en esta zona las tensiones horizontales en el terreno no son uniformes con valor de 250 kPa, sino que hay una zona central con tensiones entre 240 kPa y 280 kPa (color verde) siendo el resto más bajo. Obsérvese como las menores tensiones se producen en clave.

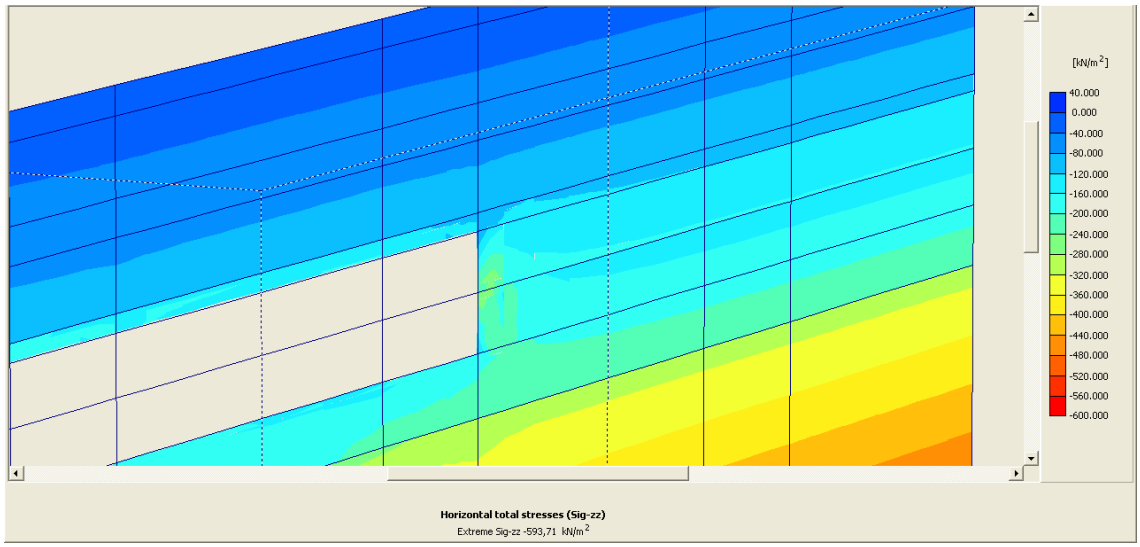


Figura 116. Tensiones horizontales en la dirección del eje del túnel

6.3. Curvas longitudinales de asientos

En este apartado se presentan las curvas longitudinales de asientos. Una vez definida la geometría del modelo de cálculo así como la caracterización geotécnica de los materiales, el parámetro fundamental que hay que ajustar es el coeficiente de contracción V que se introduce en toda la zona de terreno excavado (véase Capítulo 5, página 138).

Como se ha podido comprobar durante el desarrollo de este Trabajo Fin de Máster, la influencia de este parámetro es muy notoria por lo que su determinación o ajuste influye en los asientos superficiales y por tanto en las cimentaciones de las edificaciones cercanas, que en este caso se encuentran aproximadamente a 3D.

En este apartado se muestran los resultados obtenidos para los valores del coeficiente de contracción de 1%, 1,5% y 2%. En la fase 3 se ha considerado además el valor de 0.5%. A modo de conclusión, se puede adelantar que el valor que mejor ajuste proporciona se encuentra acotado entre 0.5% y 1%.

6.3.1. Comparación de resultados en función del coeficiente de contracción

En las siguientes figuras se muestran las curvas longitudinales de asientos en cada fase de cálculo para los tres valores del coeficiente de contracción adoptados. En estas gráficas la línea vertical negra discontinua representa la posición del frente de excavación de la tuneladora.

En la fase 1, el mejor ajuste se encuentra entre el 1% y el 1.5%. El valor de 2% proporciona asientos excesivamente del lado de la seguridad.

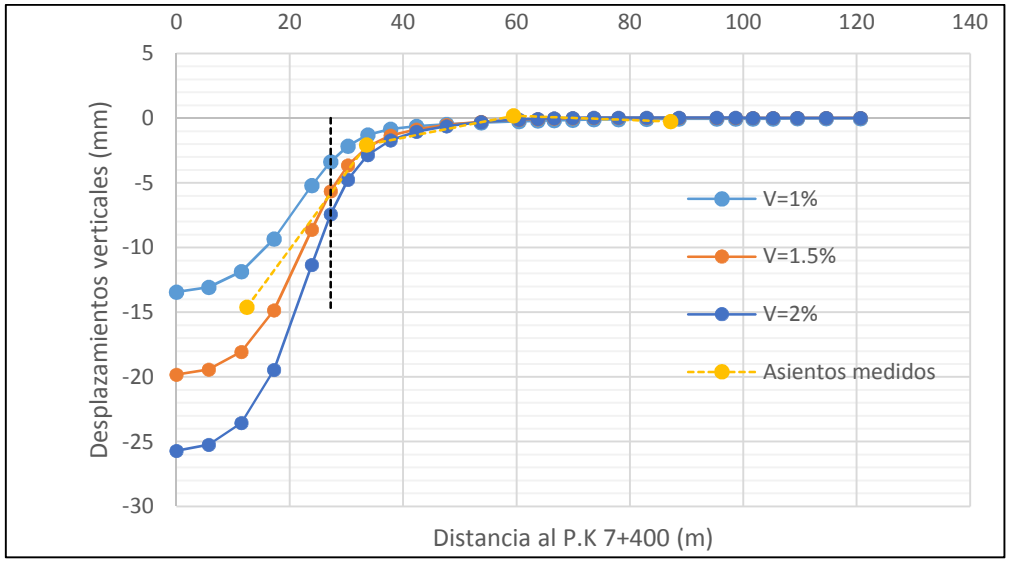


Figura 117. Comparación de resultados. Fase 1 de cálculo

En la fase 2, el valor que mejor ajuste proporciona es de 1%. Obsérvese que, en la zona excavada, entre el P.K 7+400 y el P.K 7+440 el ajuste es excelente. Sin embargo, por delante del frente de excavación ningún valor proporciona buen ajuste. Esto puede deberse a que no se hacen avances de excavación de 1.40 m sino que en la fase 2 se excavan de una vez 36 m, lo cual hace que no se produzca una acumulación de asientos en la zona no excavada. Además, en el P.K 7+450 la curva de asientos medidos hace un extraño, cambiando su pendiente de manera brusca. Esto puede estar asociado a una bajada de presiones en el frente o una parada prolongada en obra. Nótese que es precisamente en esta zona donde los asientos calculados y medidos separan sus tendencias.

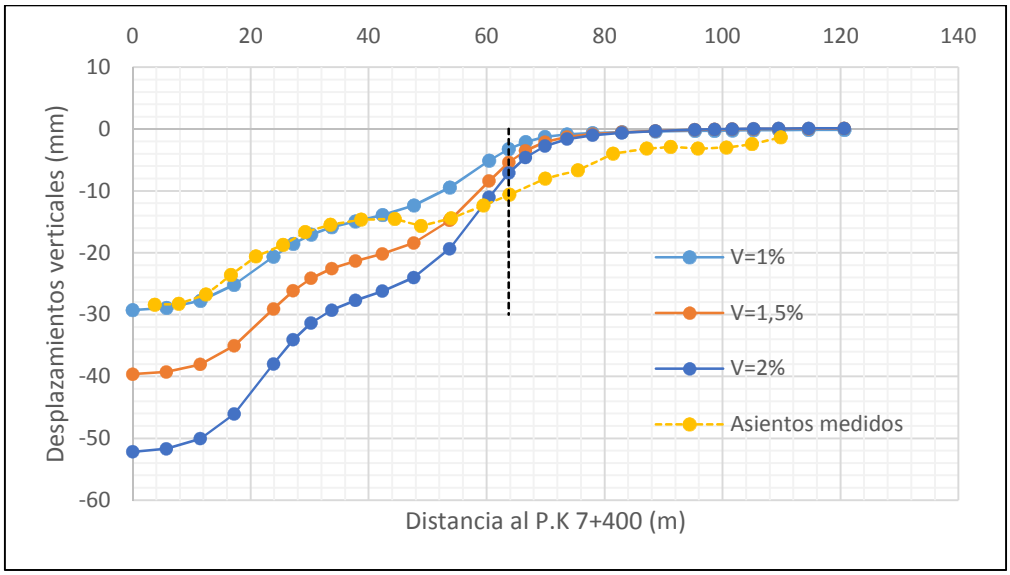


Figura 118. Comparación de resultados. Fase 2 de cálculo

En la fase 3, para el valor de V=1%, los asientos calculados en la zona excavada son superiores a los medidos, por lo que están del lado de la seguridad. En dicha zona, la trayectoria que siguen las curvas calculadas es similar a las medidas. Sin embargo, ninguno de los valores proporciona buen ajuste. Por ello se ha decidido en esta fase incorporar también el valor de V=0.5%. Como se puede ver, la curva longitudinal de asientos medidos está comprendida entre las curvas de V=0.5% y V=1%, proporcionando la primera de ellas el mejor ajuste. Por delante del frente de excavación los asientos calculados son inferiores a los medidos, como sucedía en la fase 2. Nuevamente, en la fase 3 se hace un avance de 35 m por lo que no hay acumulación de asientos en la zona no excavada.

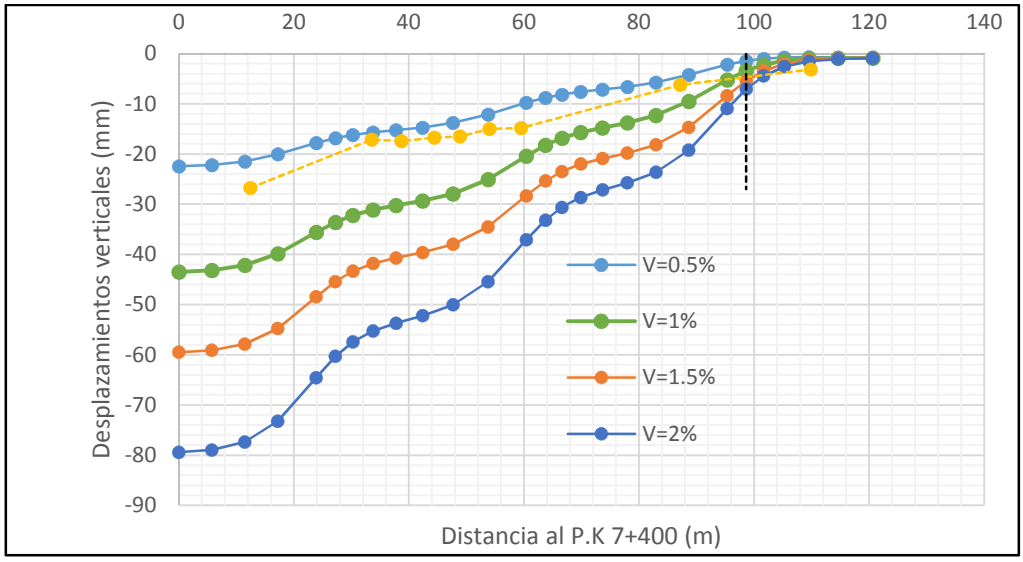


Figura 119. Comparación de resultados. Fase 3 de cálculo

6.3.2. Comparación de resultados para V=1%

En las siguientes gráficas se muestra de manera específica la comparación de curvas longitudinales de asientos para el mejor ajuste del coeficiente de contracción, V=1%. En la fase 1 los asientos calculados son menores que los medidos aunque el ajuste es razonablemente bueno.

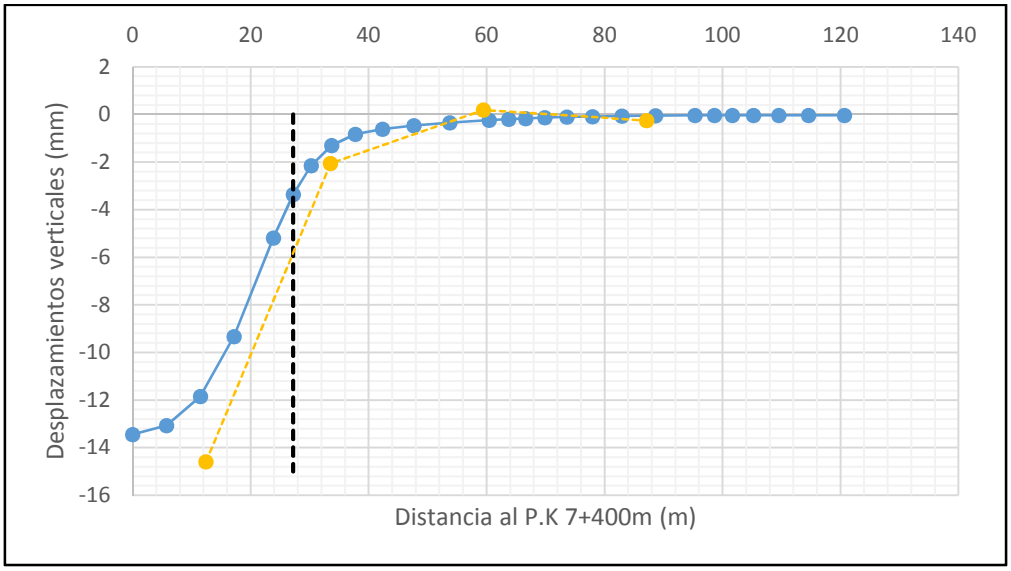


Figura 120. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 1 de cálculo. V=1%

En la fase 2 el ajuste es casi perfecto desde el P.K 7+400 hasta el P.K 7+440, obteniéndose a partir de este último asientos mayores que los medidos.

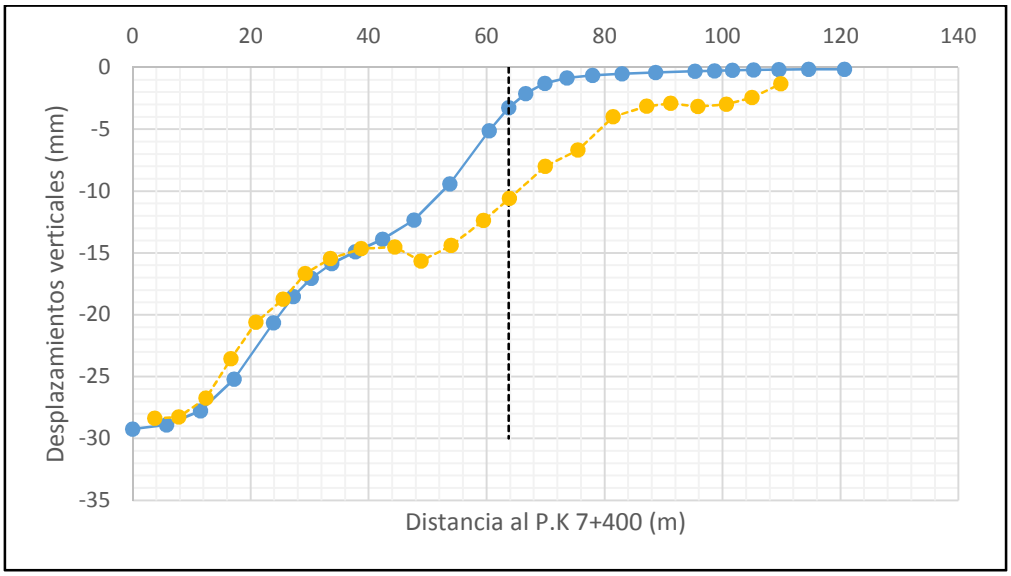


Figura 121. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 2 de cálculo. V=1%

En la fase 3 de cálculo, los asientos son, desde el P.K 7+400 hasta el P.K 7+500, mayores que los medidos, obteniéndose en adelante asientos menores.

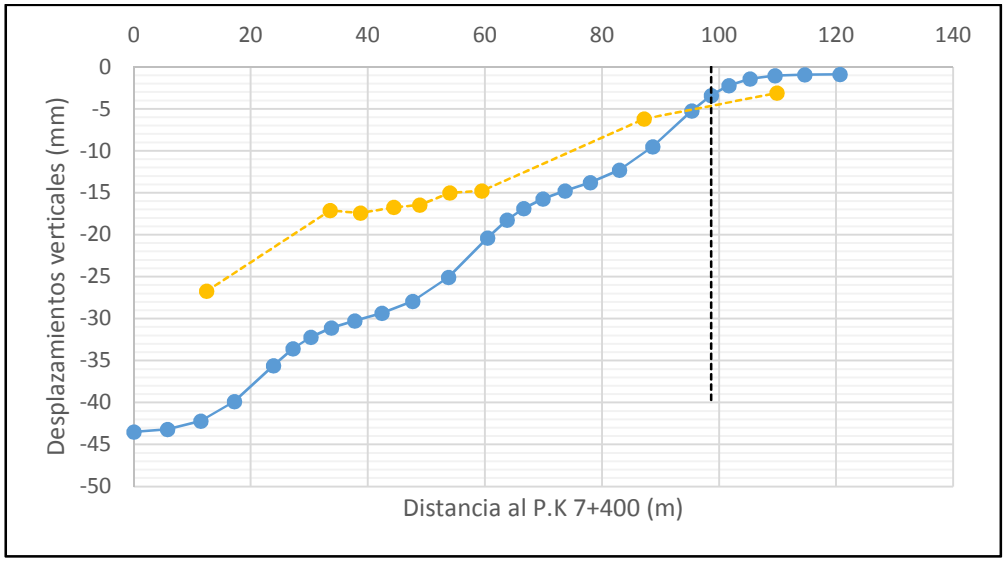


Figura 122. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 3 de cálculo. V=1%

6.3.3. Comparación de resultados para V=0.5%

En este apartado se muestra la comparación de curvas longitudinales de asientos medidos y calculados para un coeficiente de contracción de 0.5%. Como se puede observar, en las fases 1 y 2 el ajuste es peor que con 1%. Sin embargo, en la fase 3 el ajuste con 0.5% es mucho mejor que con 1%.

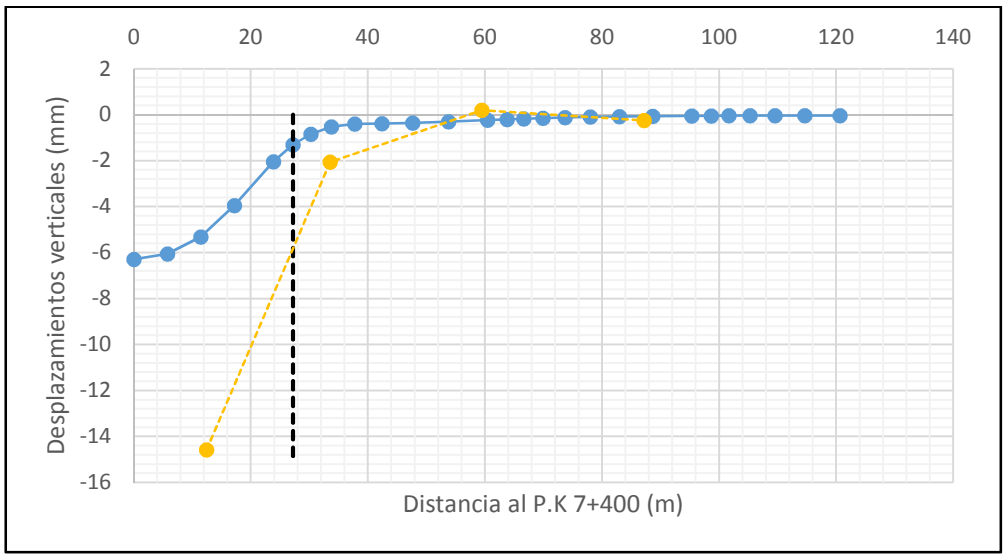


Figura 123. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 1 de cálculo. V=0.5%

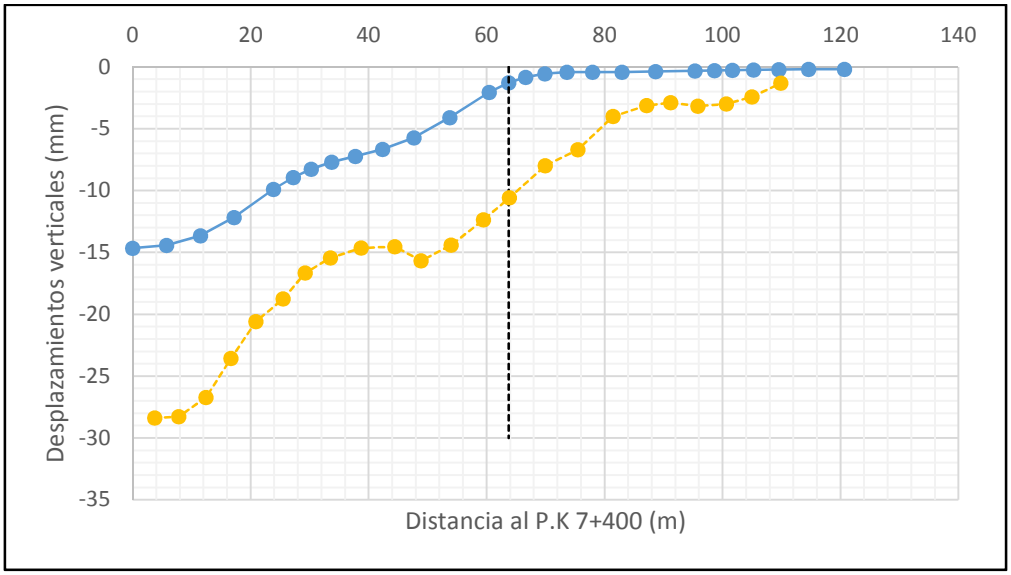


Figura 124. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 2 de cálculo. V=0.5%

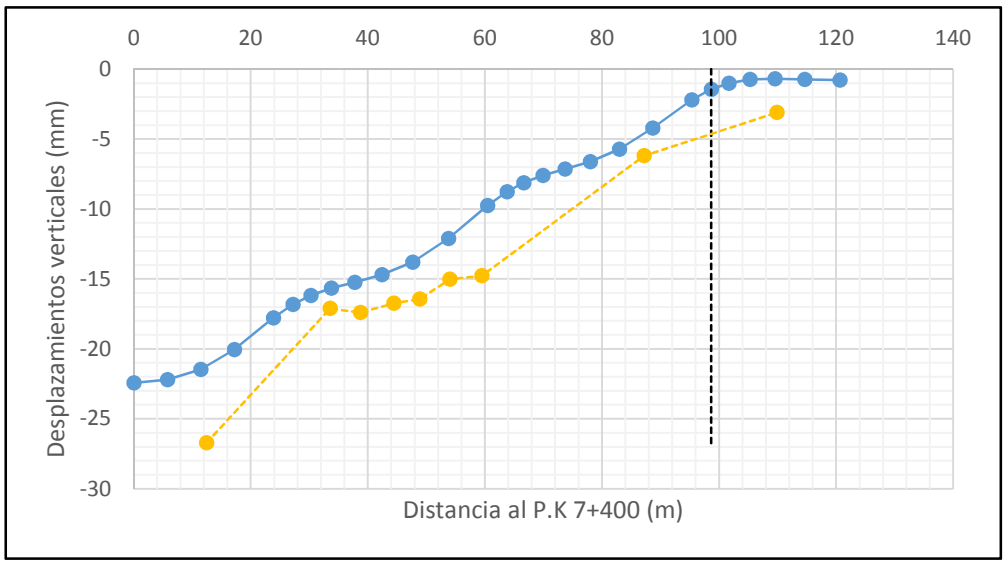


Figura 125. Comparación de asientos medidos-calculados en la fase 3 de cálculo. V=0.5%

6.3.4. Evolución de las curvas longitudinales de asientos medidos

La evolución de las curvas longitudinales de asientos medidos se muestra en la siguiente figura. Obsérvese como de la fase 1 a la fase 2 hay un gran incremento de asientos, mientras que de la fase 2 a la fase 3 este incremento se reduce. Esto es lógico en la zona excavada alejada del frente de excavación, donde la influencia de la misma es cada vez menor. Véase como desde el P.K 7+412.41 hasta el P.K 7+453.97 la trayectoria de las curvas longitudinales de las fases 2 y 3 tienen la misma forma, diferenciándose únicamente en una traslación que supone un pequeño aumento de los asientos.

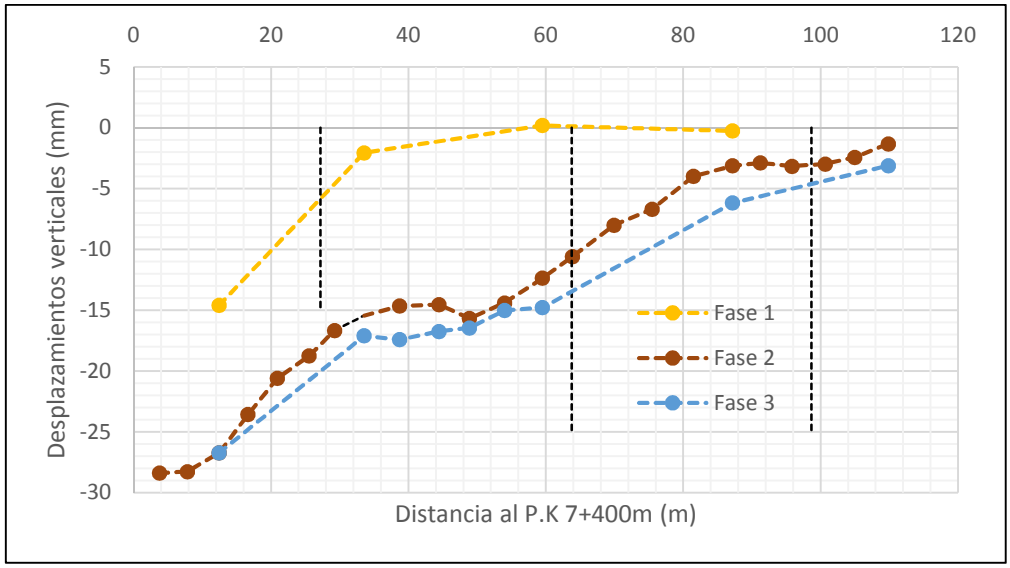


Figura 126. Evolución de las curvas longitudinales de asientos medidos

6.3.5. Evolución de curvas longitudinales de asientos para V=1%

A diferencia de las curvas longitudinales de asientos medidos, las curvas de asientos calculados presentan un incremento de asiento constante de una fase a la siguiente, conservando la misma forma y siendo por tanto la única diferencia una traslación vertical descendente.

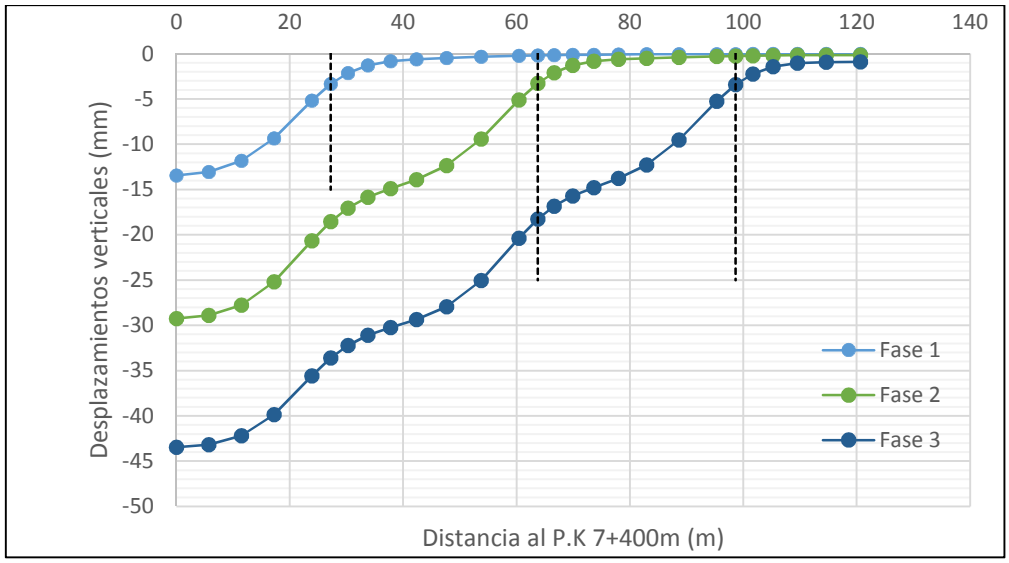


Figura 127. Evolución de las curvas longitudinales de asientos calculados

6.4. Curvas transversales de asientos calculados

Para este Trabajo no se dispone de información relativa a las curvas de asientos transversales medidas. En cualquier caso, se han trazado dichas curvas para V=1%, considerando que son representativas pues el ajuste longitudinal es aceptable. Antes de mostrar las gráficas, conviene recordar la posición de los planos verticales, concretamente de los planos B, D y F, que son los planos en los que se aplica la presión en el frente en las fases 1, 2 y 3, respectivamente.

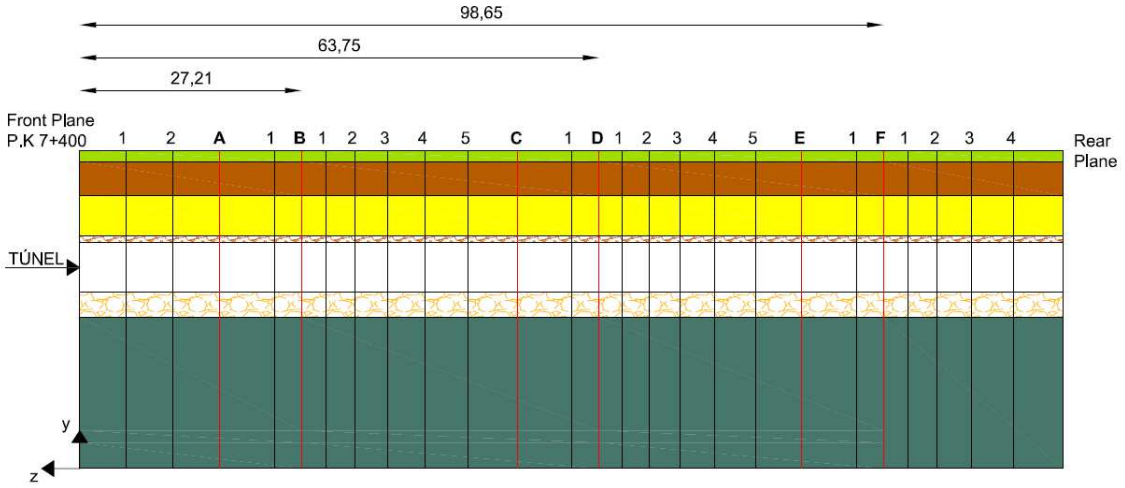


Figura 128. Numeración de planos verticales en sección longitudinal

En los dos siguientes apartados las curvas transversales de asientos se muestran de dos formas: por un lado, fijando la fase constructiva y analizando como varían en función de la posición, y por otro, fijando la posición y observando la evolución debida al proceso de construcción.

En el primer tipo de representación, se puede ver que, en la zona no excavada, los planos más alejados del frente de excavación tienen un asiento casi nulo, mientras que los planos donde ya se ha producido la excavación tienen una cubeta mucho más pronunciada.

En el segundo tipo de representación, resulta interesante observar como va aumentando el asiento a pasar de una fase a otra.

Las curvas obtenidas tienen forma de campana gaussiana invertida, tal y como estableció Peck.

6.4.1. Curvas para distintos planos y una misma fase

En una misma fase, se puede observar que, como es natural, el asiento en superficie disminuye desde el Plano B hasta el Plano F. Además, como ya se ha visto con las curvas longitudinales, los asientos superficiales en el plano vertical donde se aplica la presión en el frente son muy pequeños, adoptando valores en torno a 3 mm.

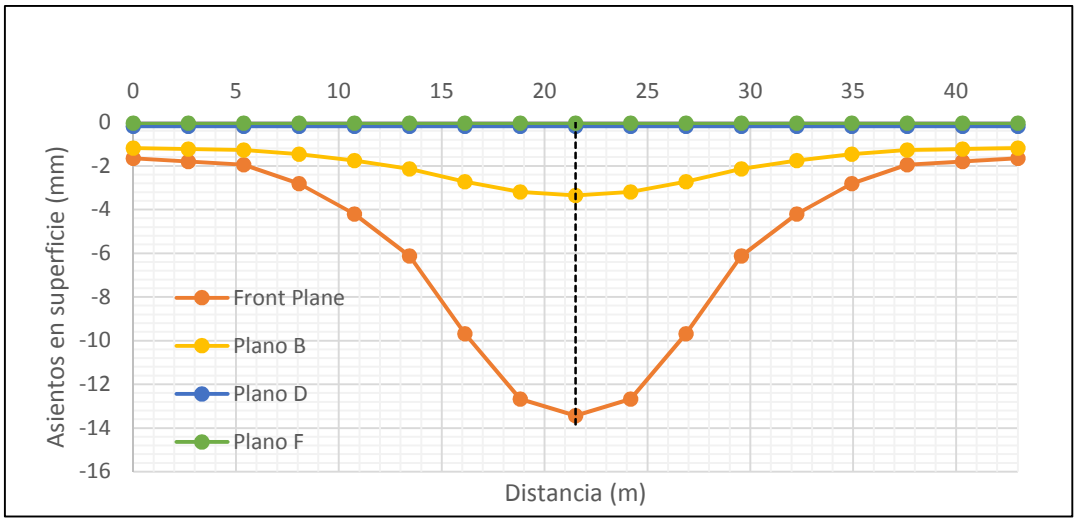


Figura 129. Curva transversal de asientos en el Fase 1. Comparación en los distintos planos de control

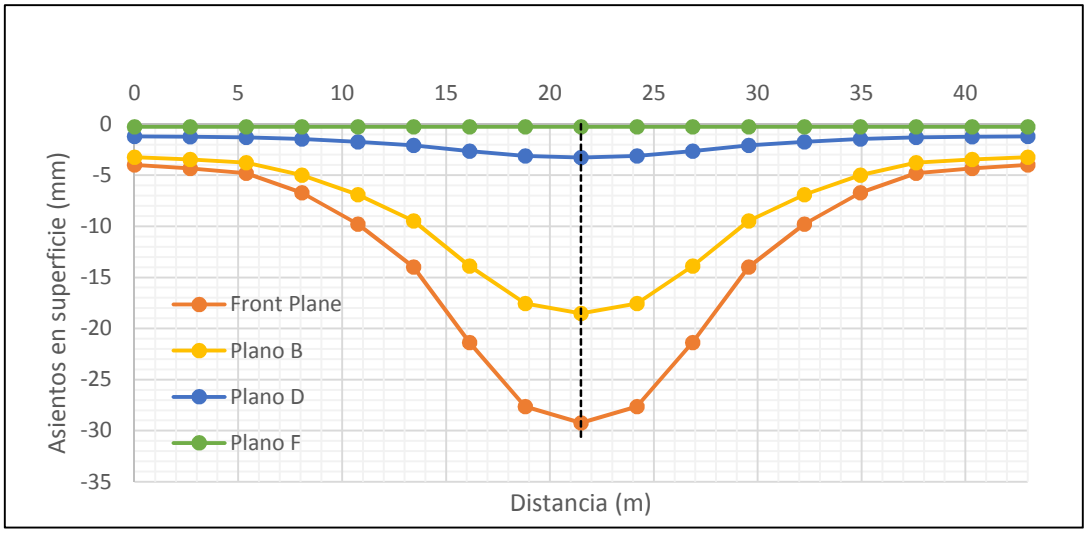


Figura 130. Curva transversal de asientos en el Fase 2. Comparación en los distintos planos de control

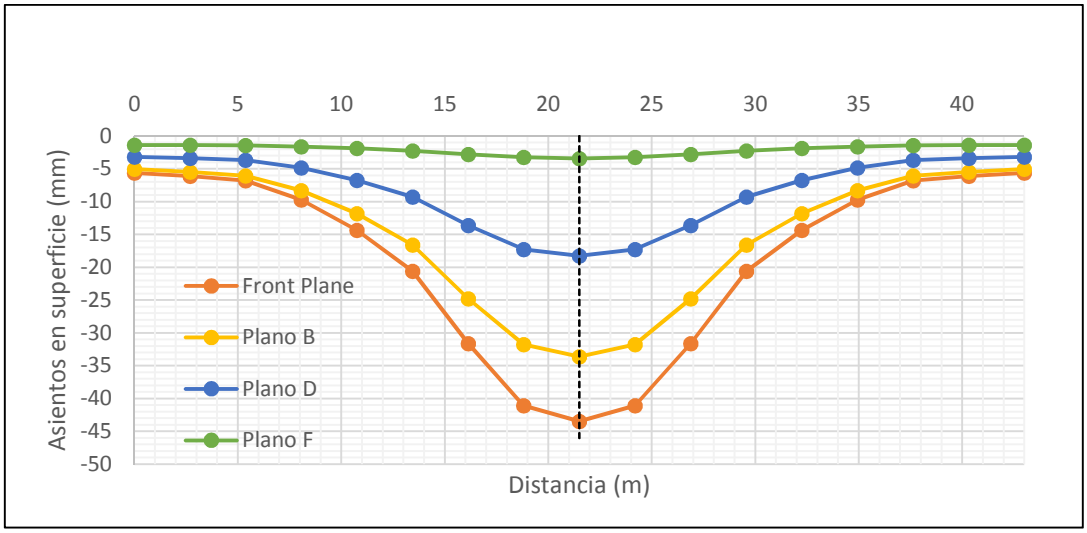


Figura 131. Curva transversal de asientos en el Fase 3. Comparación en los distintos planos de control

6.4.2. Curvas para un plano y distintas fases

En este tipo de representación se observa como, en una misma posición (plano), los asientos transversales van aumentando de una fase a otra. El asiento máximo, que se produce en el Front Plane en la fase 3, es de aproximadamente 45 mm.

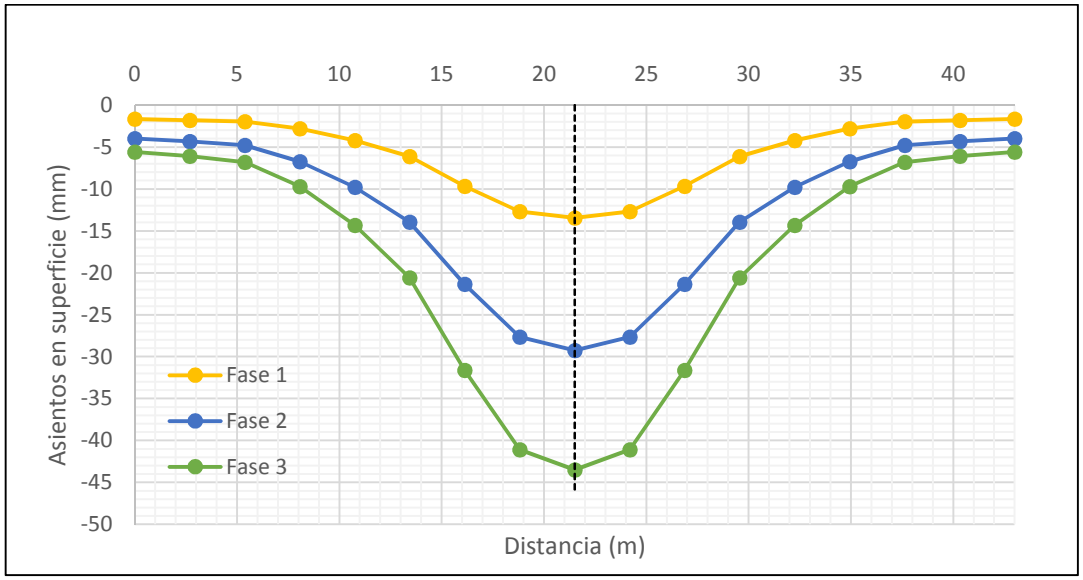


Figura 132. Curva transversal de asientos en el Front Plane. Evolución durante las distintas fases

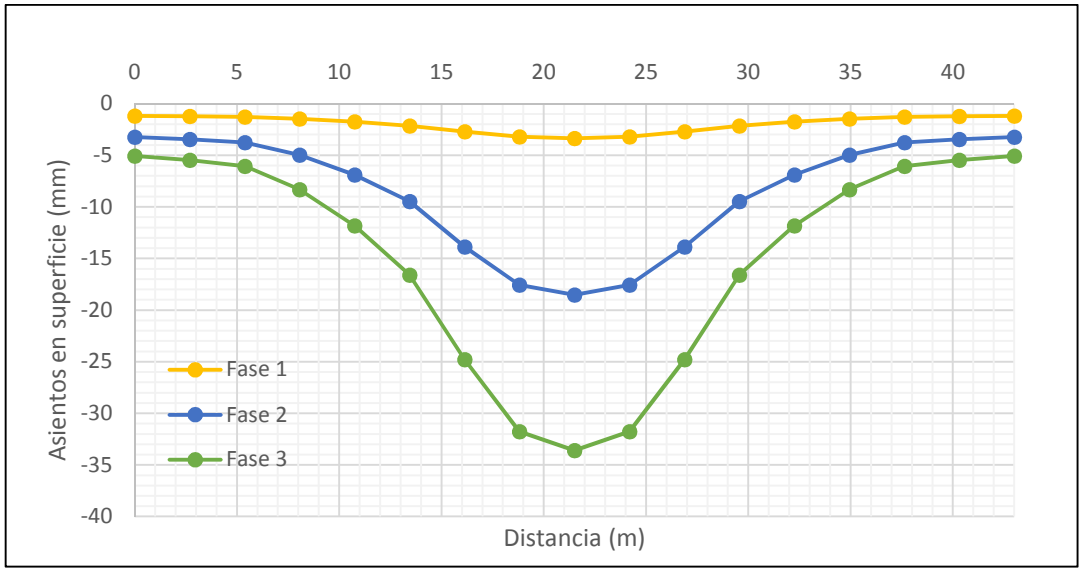


Figura 133. Curva transversal de asientos en el Plano B. Evolución durante las distintas fases

Obsérvese como en los planos D y F la diferencia entre las curvas transversales en cada fase es más acusada. En efecto, esto se debe a que inicialmente estos planos están fuera de la influencia de la excavación.

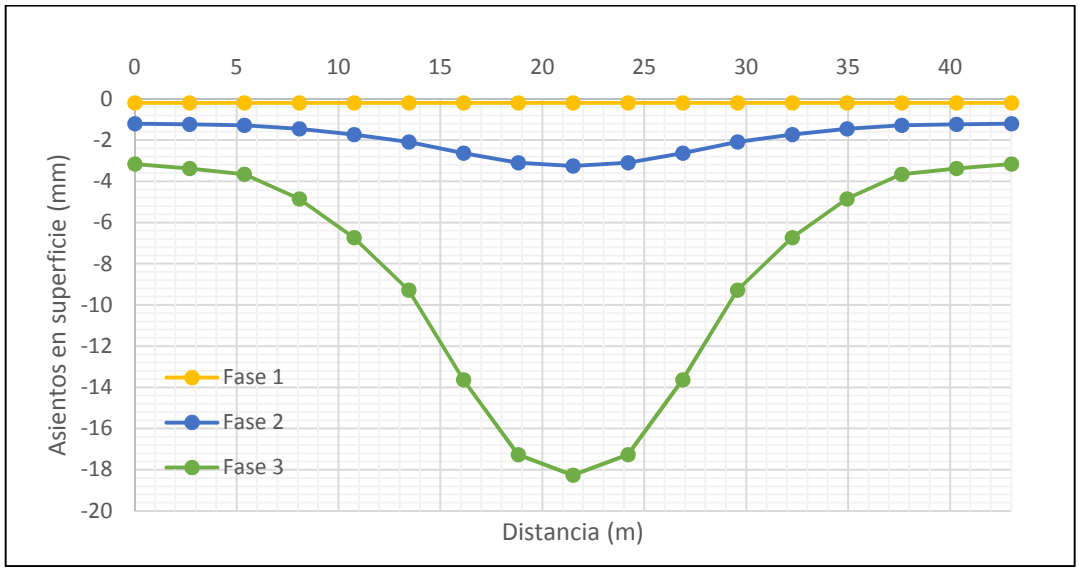


Figura 134. Curva transversal de asientos en el Plano D. Evolución durante las distintas fases

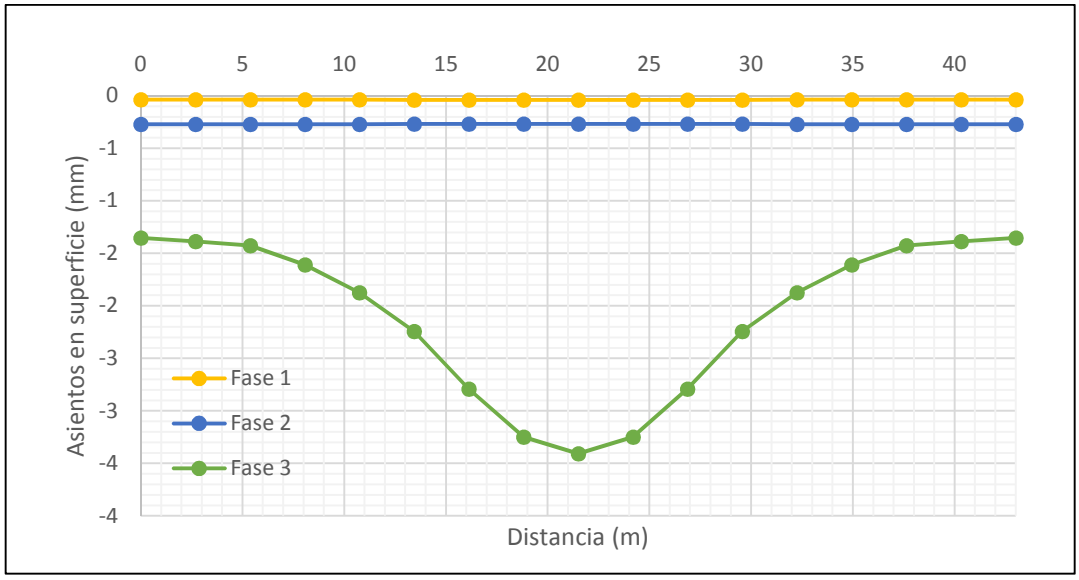


Figura 135. Curva transversal de asientos en el Plano F. Evolución durante las distintas fases

6.5. Comparación con otros métodos

En este apartado se comparan los resultados obtenidos numéricamente con los que proporcionan el método semiempírico de Peck (1969) y el método analítico de Sagaseta (1987). Ambos métodos se detallan en el Capítulo 2. No obstante, conviene recordar sus expresiones. El método de Peck proporciona la ley transversal de asientos según,

$$Peck, 1969 \rightarrow \begin{cases} \delta = \dfrac{V_S}{i\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \\ \delta_{max} = \dfrac{V_S}{i\sqrt{2\pi}} \end{cases}$$

Donde δ_{max} es el asiento máximo de la cubeta, es decir, el asiento final.

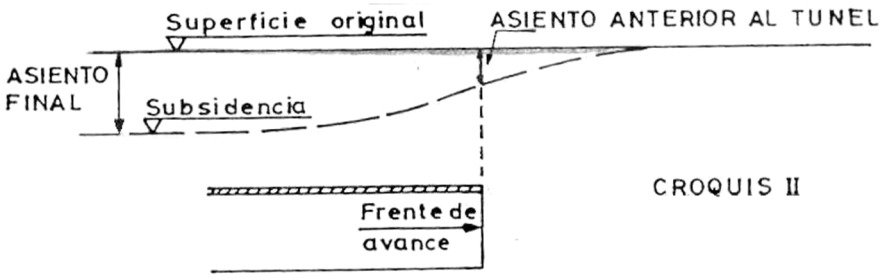


Figura 136. Sección longitudinal esquemática. Fuente: Peck, 1969

El parámetro i representa la distancia medida horizontalmente en la sección transversal desde el eje del túnel hasta el punto de inflexión de la ley transversal de asientos.

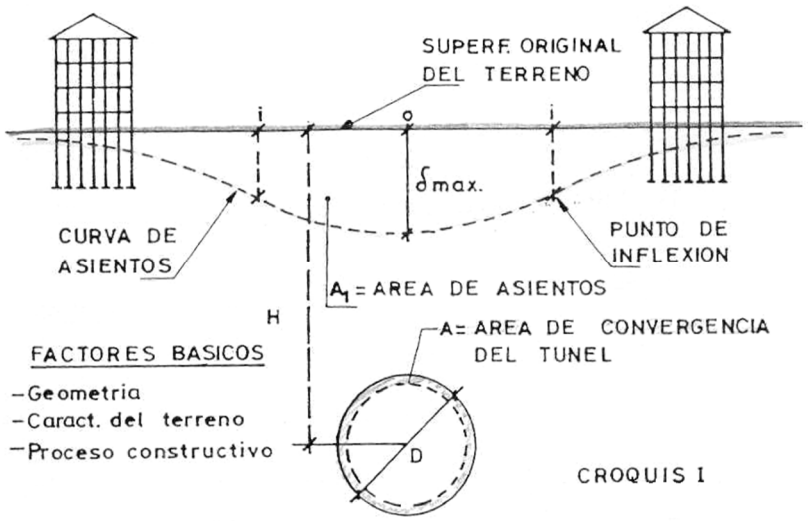


Figura 137. Sección transversal esquemática. Fuente: Peck, 1969

Las expresiones del método de Sagaseta son las siguientes.

$$Sagaseta, 1987 \begin{cases} \delta_x = -\frac{V_s}{2\pi} \cdot \frac{x}{x^2 + H^2} \cdot \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}}\right] \\ \delta_y = \frac{V_s}{2\pi} \cdot \left[\frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}}\right] \\ \delta_z = \frac{V_s}{2\pi} \cdot \frac{H}{x^2 + H^2} \cdot \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}}\right] \end{cases}$$

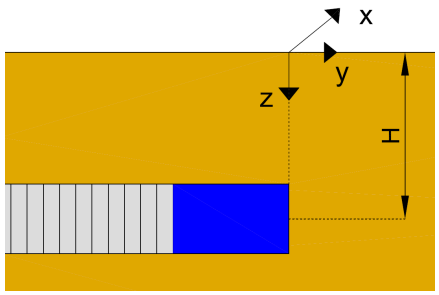


Figura 138. Sistema de referencia en las expresiones de Sagaseta. Fuente: elaboración propia

Nótese que el método de Sagaseta permite obtener tanto curvas longitudinales como curvas transversales, mientras que el método de Peck sólo proporciona curvas transversales.

El volumen de asientos que se ha introducido en estas expresiones es el que se muestra en la Tabla 32 (véase página 171). Dicho valor ha sido calculado a partir de la cubeta de asientos obtenida numéricamente.

La profundidad del eje del túnel adopta el valor H=14.37 m.

6.5.1. Curvas longitudinales

En este apartado se muestra la comparación de las curvas longitudinales medidas y calculadas numéricamente con las que proporciona el método de Sagaseta. Como se observa, en las fases 1 y 2 de cálculo el método de Sagaseta predice un asiento máximo inferior al medido y al calculado numéricamente. Sin embargo, en la fase 3 de cálculo el asiento máximo de Sagaseta se aproxima más al medido.

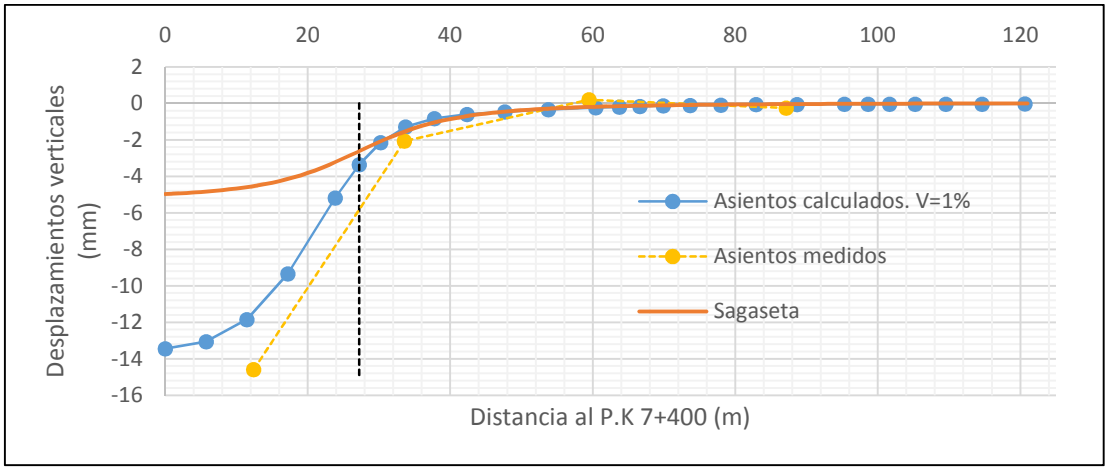


Figura 139. Curvas longitudinales en la fase 1 de cálculo

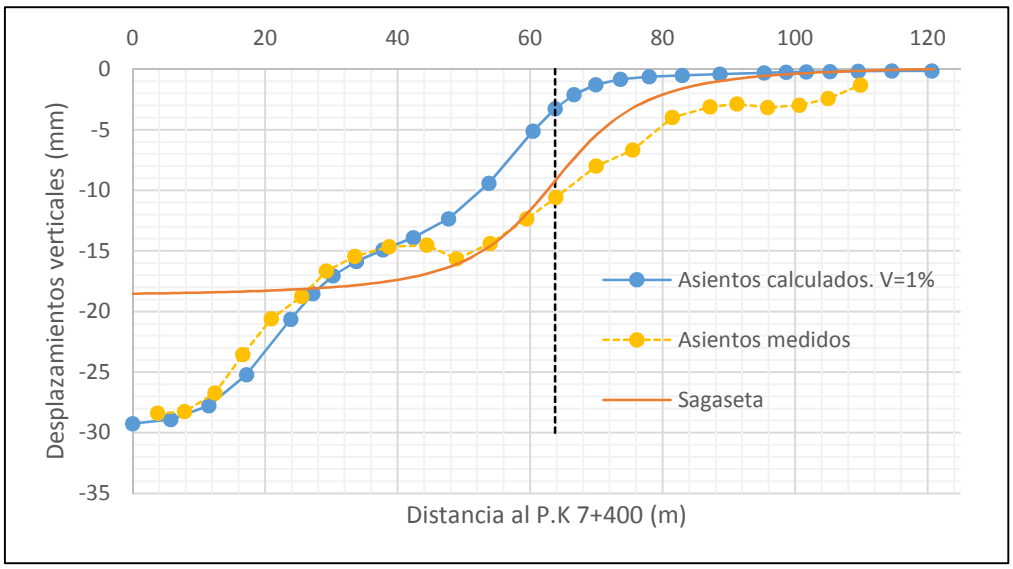


Figura 140. Curvas longitudinales en la fase 2 de cálculo

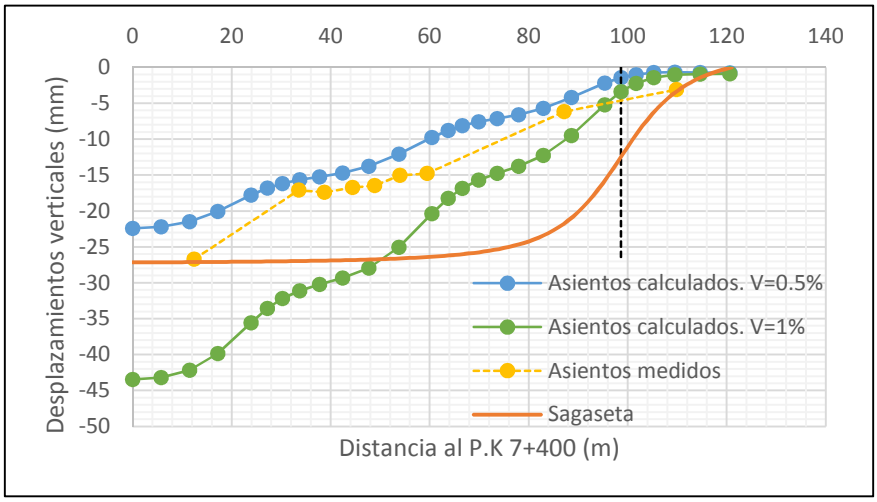


Figura 141. Curvas longitudinales en la fase 3 de cálculo

6.5.2. Curvas transversales

La curva transversal de Peck se sitúa donde se produce el asiento máximo en la cubeta de asientos, por lo que se debería de asimilar a la curva transversal correspondiente al Front Plane. En cambio, la curva transversal de Sagaseta se ha calculado para el plano donde se aplica la presión en el frente de excavación, esto es, el plano B en la fase 1, el plano D en la fase 2 y el plano F en la fase 3.

En la siguiente tabla se resumen los valores de los parámetros de entrada (i y V_s) que se han introducido en la expresión de Peck para cada fase así como el valor del asiento máximo que proporciona dicha expresión.

Fase	**i (m)**	V_s **(%)**	δ_{max} **(Peck) (mm)**
1	7	0.24	13
2	8.06	0.84	41
3	8.06	1.34	76

Tabla 28. Valores de los argumentos de entrada de la fórmula de Peck y el asiento máximo proporcionado

Nótese que en la fase 1 se introduce i=7 m en vez de 8.06 ya que, de esta forma, se consigue mejor ajuste del asiento máximo.

Como se observa en la siguiente gráfica, en la fase 1 tanto Peck como Sagaseta proporcionan muy buenos ajustes.

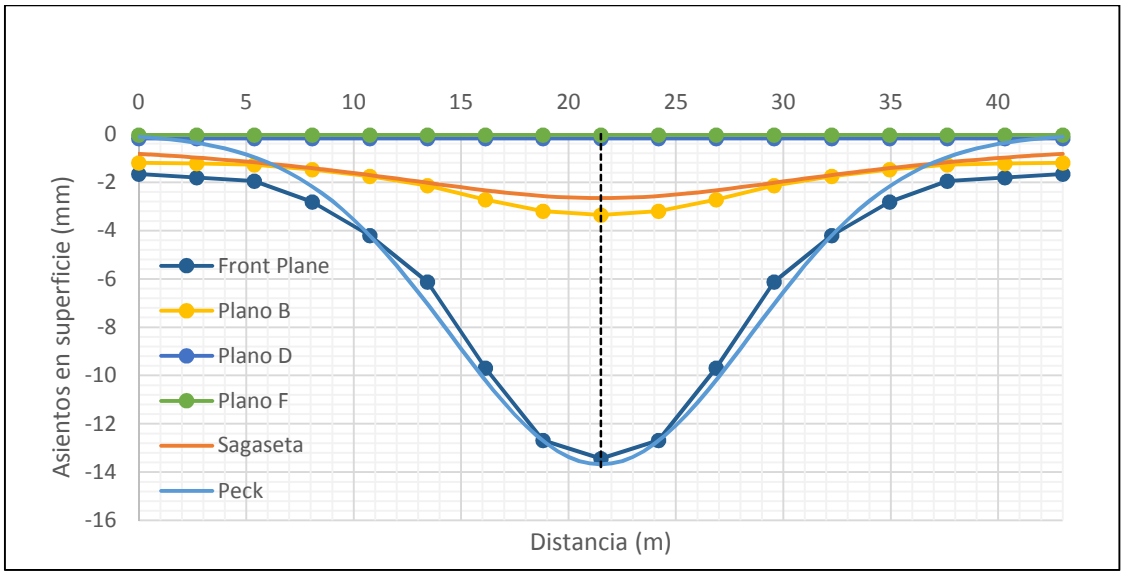


Figura 142. Curvas transversales de asientos en la fase 1 de cálculo

En la fase 2, tanto Peck como Sagaseta proporcionan asientos mayores que los calculados.

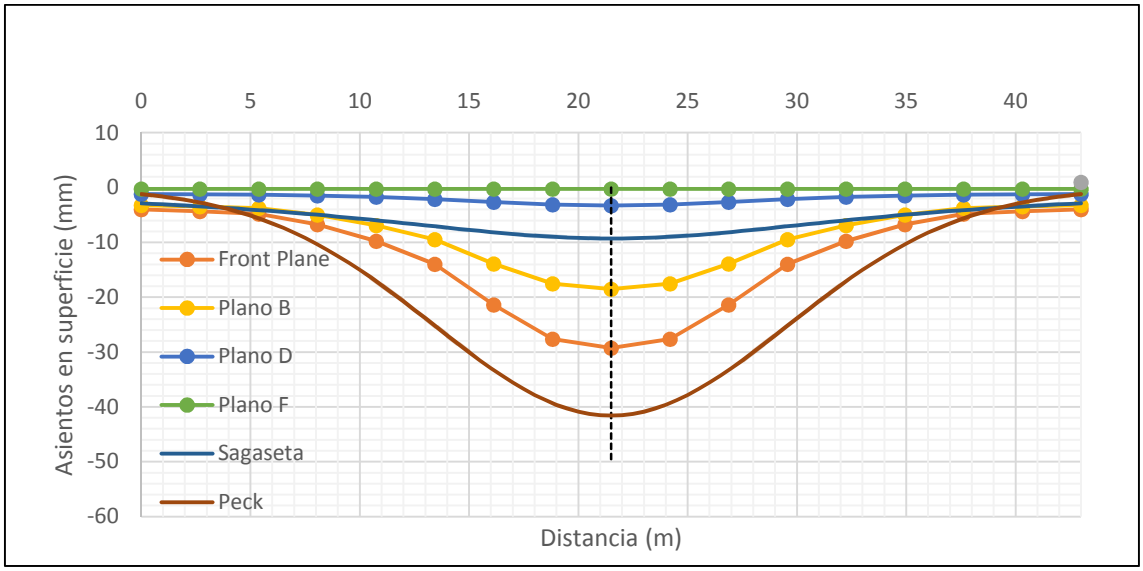


Figura 143. Curvas transversales de asientos en la fase 2 de cálculo

Al igual que en la fase 2, en la fase 3 tanto Peck como Sagaseta proporcionan asientos mayores que los calculados.

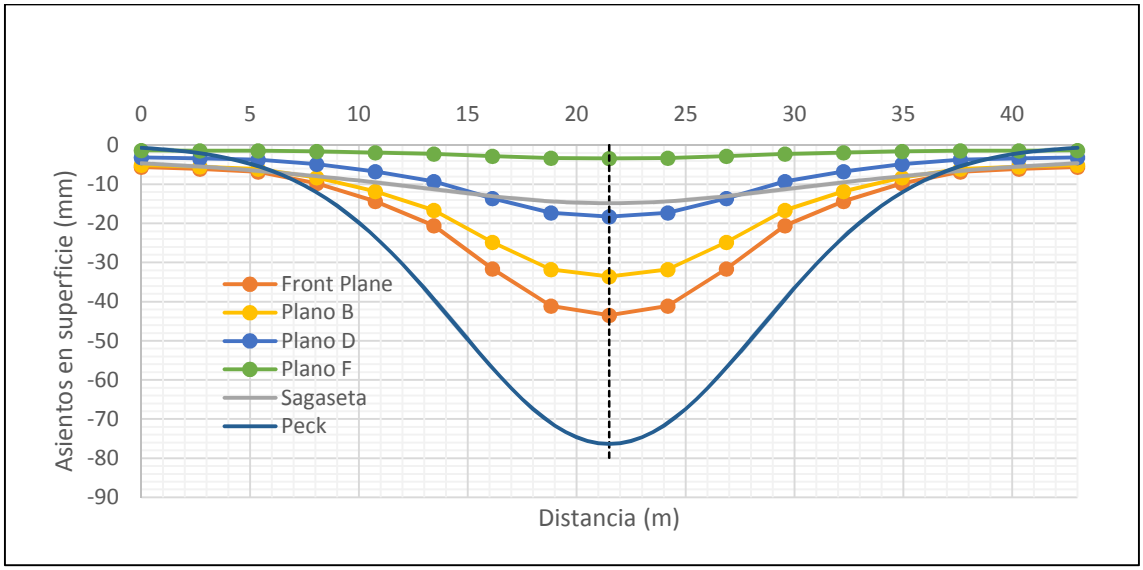


Figura 144. Curvas transversales de asientos en la fase 3 de cálculo

A continuación se muestra la comparación en forma de tabla. Nótese que los asientos están expresados en milímetros y por tanto no se han indicado los decimales (no sería realista expresar los asientos con una precisión mayor).

Fase	Asiento (mm)			
	Front Plane		Frente de excavación	
	Plaxis	Peck	Plaxis	Sagaseta
1	13	13	3	3
2	29	41	3	9
3	43	76	3	15

Tabla 29. Comparación de asientos

6.5.2.1. Asiento máximo, δ_{max}

El asiento máximo, δ_{max}, se produce al final de la cubeta, cuando los asientos se han estabilizado.

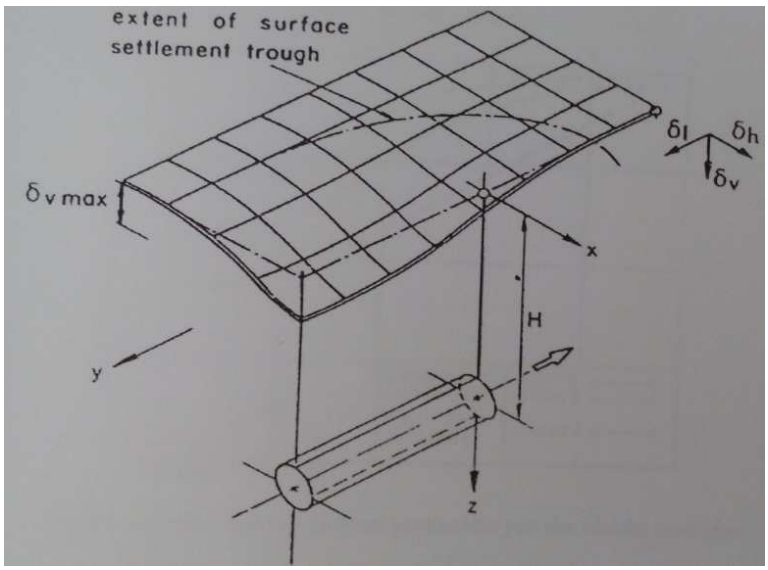


Figura 145. Cubeta de Attewell (Attewell et al., 1986). Fuente: [1]

Por tanto, en el modelo de cálculo el asiento máximo será el correspondiente al nodo central situado en superficie del Front Plane. En la siguiente tabla se muestran los valores del asiento máximo calculados y medidos para cada fase de cálculo.

Fase	δ_{max} (calculado con Plaxis Tunnel 3D) (mm)	δ_{max} (medido) (mm)
1	V=1% → 13	14
2	V=1% → 29	28
3	V=0.5% → 22 V=1% → 43	28

Tabla 30. Asiento máximo por fase de cálculo

Como se puede apreciar, en las dos primeras fases el modelo de cálculo predice con gran precisión el asiento máximo medido. Sin embargo, en la tercera fase el valor de V=1% proporciona un valor sobreestimado mientras que con V=0.5% el asiento calculado es menor que el medido aunque tan sólo en 6 mm.

6.5.2.2. Posición del punto de inflexión, *i*

En el Proyecto de Construcción de túneles la estimación del asiento máximo es un aspecto importante. Sin embargo, conviene tener presente que lo más peligroso para las estructuras colindantes son los asientos diferenciales. En este sentido, hay que estudiar si el punto de inflexión de la ley transversal de asientos se sitúa bajo la cimentación de los edificios medianeros.

En las leyes de asientos transversales calculados el punto de inflexión está en la posición x=29.56 m, por lo que, teniendo en cuenta que el eje del túnel está en x=21.50 m, el punto de inflexión se sitúa a 8.06 m del eje del túnel. Por tanto, los edificios medianeros más próximos, cuyas fachadas se encuentran a 18 m del eje de túnel, están alejados del punto de inflexión y por tanto de la zona de asientos diferenciales. Además, también están alejados del punto de máxima curvatura, que, según la campana de Peck, se sitúa a $\sqrt{3} \cdot i$ del eje del túnel. Esto se ve de manera clara en la siguiente representación gráfica.

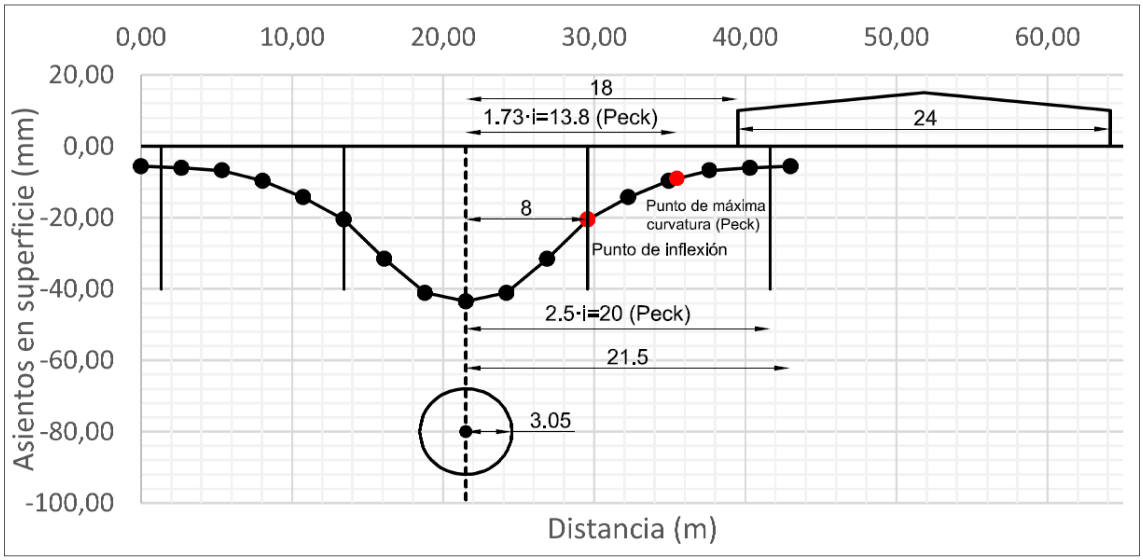


Figura 146. Posición relativa del punto de inflexión y los edificios medianeros. Front plane, fase 3

En ella se han situado los edificios medianeros más próximos al túnel, es decir, los de la zona de locales comerciales y viviendas de la calle San Fernando, que tienen un ancho de 24 m. En línea vertical continua se representan los planos que contienen a los puntos de inflexión. La línea vertical discontinua representa el eje del túnel. Obsérvese que el dominio del modelo se extiende 4 m tras la fachada de los edificios.

Según Peck, la extensión de la cubeta transversal, medida desde el eje del túnel, puede calcularse como 2.5i, lo cual es igual a 20 m. Por tanto, la fachada más alejada de los

edificios está fuera de la influencia de la cubeta, es decir, en ella no se producirían asientos.

Nótese que bajo la fachada de los edificios se produce, según el modelo de cálculo, un asiento de 6 mm. Sin embargo, dicho asiento no tiene en cuenta la protección (pantallas de micropilotes e inyecciones) que se ejecutó en la calle San Fernando a fin de evitar posibles afecciones a los edificios medianeros. A fin de analizar la influencia de la excavación sobre los edificios medianeros, en la siguiente figura se muestra la evolución de la ley de asientos transversales en el Plano D.

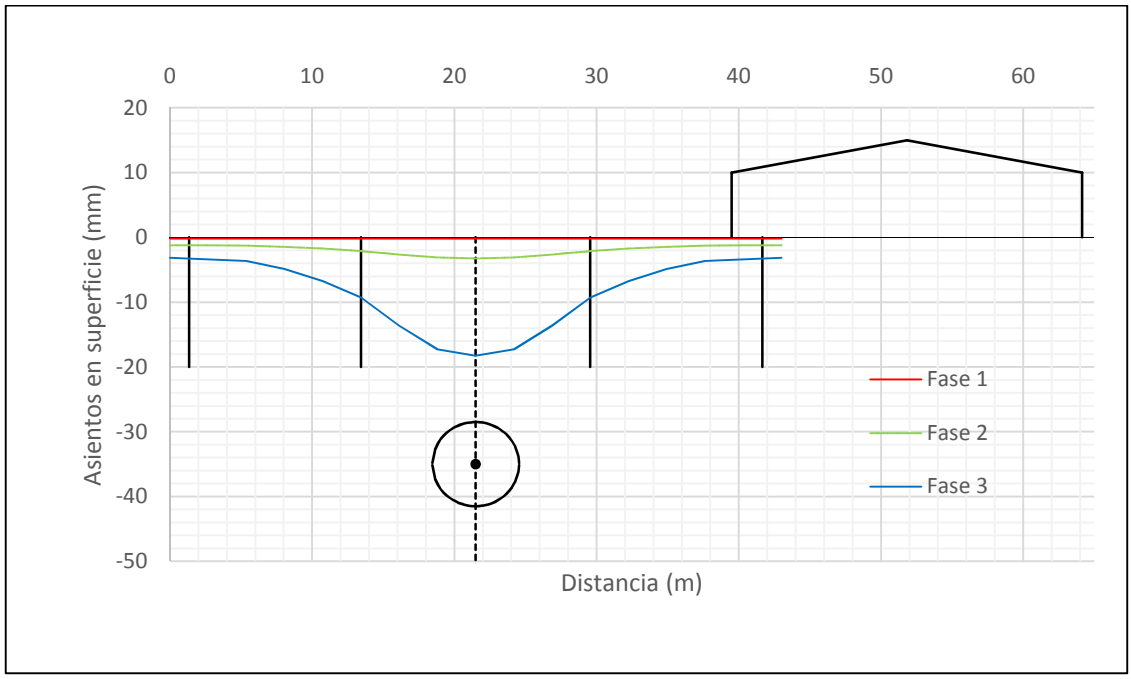


Figura 147. Evolución de asientos transversales en el Plano D. Afección a edificios medianeros

En la fase 1, el frente de excavación todavía no ha llegado a este plano. En la fase 2, el frente de excavación se sitúa en el Plano D y en la fase 3 ya se ha sobrepasado este. Como es lógicos, los asientos van aumentando de una fase a otra. En la siguiente tabla se muestra el asiento máximo, bajo la fachada más cercana, y el mínimo, bajo la fachada más alejada. Obsérvese que el asiento mínimo es nulo ya que la fachada más alejada está fuera de la influencia de la cubeta (se sitúa 22 m a la derecha del límite de extensión de la cubeta que predice Peck). En cualquier caso, los asientos máximos en el Plano D son muy pequeños.

Fase	PLANO D	
	Asiento máximo (mm)	Asiento mínimo (mm)
1	0.19	0
2	1.24	0
3	3.37	0

Tabla 31. Evolución de asientos transversales en el Plano D

6.6. Volumen de asientos y pérdida de terreno

6.6.1. Volumen de asientos calculado

El volumen de asientos V_s se define como el volumen comprendido entre las posiciones inicial y final de la superficie del suelo, siendo habitual expresarlo por unidad de longitud de la cubeta de asientos y como porcentaje del área excavada.

$$V_s(\%) = \frac{volumen\ de\ cubeta\ (m^3)/longitud\ de\ cubeta\ (m)}{área\ excavada\ (m^2)} \cdot 100$$

A partir de la cubeta obtenida con el modelo de cálculo se ha llegado a los siguientes valores para el volumen de asientos.

	Volumen de asientos	
Fase	**V=1%**	**V=0.5%**
1	0.24	0.11
2	0.86	0.41
3	1.34	0.86

Tabla 32. Valor del volumen de asientos para cada fase de cálculo

Como es lógico, el valor de 0.5% para el coeficiente de contracción introducido en Plaxis Tunnel 3D proporciona menores asientos y por tanto menor volumen de asientos.

6.6.2. Relación V_s-V_0

La pérdida de terreno V_0 se define como el volumen de suelo descomprimido que se introduce en la excavación original, siendo habitual expresarlo en términos de unidad de longitud del túnel y como porcentaje de la sección transversal excavada.

$$V_s(\%) = \frac{volumen\ de\ suelo\ que\ se\ introduce\ en\ la\ excavación\ (m^3)/longitud\ de\ túnel\ (m)}{área\ excavada\ (m^2)} \cdot 100$$

En Plaxis Tunnel 3D la pérdida de terreno se denomina factor de contracción.

La relación entre el volumen de asientos y la pérdida de terreno suele expresarse mediante la siguiente ecuación.

$$V_0 = V_s + \Delta V$$

En este Trabajo se ha obtenido el volumen de asientos a partir de la cubeta calculada con un factor de contracción (V_0) que proporciona buen ajuste a las curvas longitudinales de asientos medidas. En la primera y segunda fase de cálculo, V=1% es el que mejor ajuste proporciona mientras que para la tercera el valor es 0.5%. Por tanto, se puede determinar el valor del cambio de volumen ΔV.

Fase	V_s (%)	V_0 (%)	ΔV (%) = $V_0 - V_s$
1	0.24	1	**0.76**
1	0.11	0.5	0.39
2	0.86	1	**0.14**
2	0.41	0.5	0.09
3	1.34	1	-0.34
3	0.86	0,5	**-0.36**

Tabla 33. Relación entre el volumen de asientos y la pérdida de terreno

Mair y Taylor (1993) revisaron un amplio número de estudios de casos reales y llegaron a la conclusión de que para excavaciones con tuneladoras en suelos arenosos el valor de V_0 está entre 0.5% y 1%, lo cual coincide con el resultado obtenido en este Trabajo.

7. Capítulo 7. Conclusiones y desarrollos futuros

En este Trabajo Fin de Máster se ha elaborado un modelo numérico de cálculo mediante Plaxis Tunnel 3D con el objetivo de comparar los asientos medidos durante la construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla (en el primer paso de la calle San Fernando) con los calculados. Para ello, se han utilizado los datos de instrumentación y auscultación que la empresa Geocisa ha facilitado al grupo de investigación TEP 107, así como la información recogida en el Anejo nº 7 del Proyecto modificado nº 4 de la Línea 1 interurbana del Metro de Sevilla, [23], que ha permitido caracterizar geotécnicamente el terreno y determinar la geometría del problema.

A partir de los datos de instrumentación y auscultación se han trazado tres curvas longitudinales de asientos medidos, asociándose cada una de ellas con una de las tres fases constructivas.

La comparación de las curvas longitudinales de asientos medidos y calculados ha permitido calibrar el modelo ajustando el factor de contracción, obteniéndose que el valor que mejor ajuste proporciona está acotado entre 0.5% y 1%.

Además, se han trazado las curvas transversales para un valor del factor de contracción de 1%, se ha obtenido el asiento máximo, la posición del punto de inflexión, el volumen de asientos y se han comparado las leyes de asientos con el método semiempírico de Peck (1969) y el método analítico de Sagaseta (1987).

En este Capítulo se detallan las conclusiones obtenidas así como las futuras líneas de desarrollo.

7.1. Conclusiones

La conclusión más notable a la que se ha llegado está relacionada con uno de los parámetros más importantes e influyentes en el modelo numérico de cálculo, el factor de contracción V (véase el apartado 28, Capítulo 5, página 138).

Este es un parámetro que utiliza Plaxis Tunnel 3D en sus cálculos numéricos que no se puede estimar en laboratorio mediante ensayos. Hoy en día, la única forma de obtener el factor de contracción es ajustando su valor hasta que los resultados del modelo de cálculo se aproximen a los datos medidos durante la construcción del túnel. En este caso, el modelo se ha ajustado en base a los asientos superficiales longitudinales que se han podido obtener a partir de las lecturas de cota de los hitos de nivelación colocados en la calle San Fernando. Como resultado de dicho ajuste, se ha llegado a la conclusión de que el valor que mejor ajuste proporciona entre los asientos longitudinales medidos y calculados está acotado entre 0.5% y 1%. Dicha conclusión es de aplicación a la construcción de las futuras líneas 2, 3 y 4 del Metro de Sevilla. Esta conclusión ofrece un rango más acotado que el proporcionado por Altewell & Yeates (1984) y O'Reilly & New (1982), quienes establecen que para arenas en excavaciones con tuneladora la pérdida del terreno suele variar entre 0,5% y 5%.

V_0	Profundidad del eje (m)	Diámetro (m)	Terreno	Método constructivo
0.5-1%	14.37=2.35D	6.1	Granular	E.P.B

Tabla 34. Pérdida de terreno en la Línea 1 del Metro de Sevilla

Otra conclusión es el hecho de que no es necesario aplicar un modelo de cálculo extremadamente complejo para obtener resultados útiles en el proceso de construcción de túneles con máquinas integrales como la EPB. En efecto, el modelo planteado en el presente Trabajo Fin de Máster es práctico y relativamente sencillo. Sin embargo, ello no ha impedido la consecución de resultados razonablemente similares a los medidos ni el alcance de conclusiones de peso.

Por otro lado, conviene tener presente que, en Geotecnia, donde los materiales son en ocasiones altamente heterogéneos y donde el subsuelo se caracteriza en base a un número finito, normalmente pequeño, de sondeos, el valor adoptado para los parámetros geotécnicos de cálculo es primordial. En este sentido, la precisión de los resultados obtenidos no está tan relacionada con el modelo constitutivo adoptado, que también es decisivo, sino con el valor introducido en los parámetros de cálculo. Por fortuna, para este Trabajo

se ha podido contar con la caracterización geotécnica llevada a cabo por D. José Luis de Justo Alpañés para el Proyecto de Construcción de la Estación de Puerta de Jerez de la Línea 1 del Metro de Sevilla, donde se proponen valores de cálculo que fueron utilizados para modelizar la estación. En concreto, en el modelo de cálculo se han introducido los siguientes.

Estrato	**Material Model**	**Material Type**	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x **m/día**	E_{ref} **kPa**	ν	c_{ref}	ϕ	$\Psi = \phi - 30$	R_{inter}
1	M-C	D	18	18	0.043	2.000	0.3	10	28.5	0	1
2	M-C	U	19.5	19.5	0.005	2.000	0.3	7.5	25	0	1
3	M-C	D	19.1	19.8	0.086	6.000	0.3	1	32	2	1
6	M-C	U	20	20	$6.6 \cdot 10^{-7}$	45.000	0.2	17.4	24.9	0	1

Tabla 35. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 1, 2, 3 y 6. Fuente: [26]

Parámetro	**Estrato 4**	**Estrato 5**
Material model	Hardening Soil	Hardening Soil
Material Type	Drained	Drained
γ_{unsat} [kN/m^3]	19.8	22
γ_{sat} [kN/m^3]	19.8	22
$k_x = k_y = k_z$ [m/día]	0.46	864
E_{50}^{ref} [kPa]	20.000	40.000
E_{oed}^{ref} [kPa]	20.000	40.000
m	0.5	0.5
E_{ur}^{ref} [kPa]	60.000	120.000
K_0^{nc} [kPa]	0.41	0.32
ν_{ur}	0.35	0.35
c_{ref} [kPa]	1	1
ϕ [^{0}]	36	43
$\Psi = \phi - 30$ [^{0}]	6	13
R_{inter}	1	1

Tabla 36. Parámetros geotécnicos introducidos en el modelo para los estratos 4 y 5. Fuente: [24] y [26]

Nótese, por un lado, que los estratos 4 y 5 donde se excava el túnel se han modelizado mediante el modelo de comportamiento Hardening Soil para simular la descompresión debida a la excavación y, por otro, que los dos primeros estratos tienen un módulo de elasticidad 10 veces menor que el estrato 4 mientras que el estrato 3 tiene un módulo de elasticidad 3 veces menor que el 4. Esto es notorio ya que la rigidez de los estratos superficiales afecta al valor de los asientos.

En cuanto al valor del volumen de asientos obtenido con factor de contracción de 1%, (0.24% en la fase 1, 0.86% en la fase 2 y 1.34% en la fase 3), cabe comentar que son resultados coherentes ya que están en el orden de magnitud habitual en el caso de túneles excavados en terrenos granulares.

Además, se ha visto que el modelo de cálculo predice con precisión el asiento máximo en las fases 1 y 2 con un valor del factor de contracción de 1%, mientras que en la fase 3 lo predice de manera más ajustada con un valor del factor de contracción de 0.5%.

Otro resultado interesante es la posición del punto de inflexión de la cubeta transversal de asientos, aspecto primordial a la hora de estudiar la afección a los edificios medianeros. En este Trabajo se ha llegado a la conclusión de que se sitúa a 8 m del eje del túnel y que, por tanto, los edificios medianeros están fuera de su influencia ya que sus fachadas se sitúan a 18 m del eje del túnel.

En cuanto a la comparación con otros métodos de cálculo para la estimación de asientos, el método semiempírico de Peck (1969) proporciona valores excesivamente del lado de la seguridad mientras que el método analítico de Sagaseta (1987) proporciona valores sobreestimados pero con mejor ajuste. Sólo en la curva longitudinal de asientos en la fase 3 el método de Sagaseta proporciona un valor del asiento máximo similar al medido.

7.2. Desarrollos futuros

El tiempo limitado del que se dispone para la elaboración del presente TFM (12 ECTS, equivalentes a 300 h) hace que no se hayan podido seguir desarrollando algunos aspectos interesantes. Como se ha comentado en el Capítulo 5, el modelo, dentro de la complejidad que involucra un cálculo tridimensional de un túnel por fases constructivas, es útil y práctico. No obstante, se proponen en este apartado un total de 8 aspectos en los que se podría seguir trabajando en desarrollos futuros del presente Trabajo Fin de Máster.

1. **Incremento del número de fases constructivas.** En este Trabajo la simulación no se hace por fases constructivas de 1.40 m de avance, sino que se introducen únicamente tres fases de avance de excavación, cuyas longitudes son 27.21 m, 36.54 m y 34.90 m. Un aspecto mejorable es introducir fases constructivas de 1.40 m de avance, lo que resultaría en un total de 71 fases constructivas. Esto ha sido inviable por cuestiones de temporización (al Trabajo Fin de Máster se le asignan 12 ECTS, equivalentes a 300 h) y por falta de recursos computacionales suficientemente potentes. En cualquier caso, una vez que se ha visto que el modelo de 3

fases constructivas proporciona resultados aceptables donde los asientos calculados se ajustan razonablemente bien a los medidos, en un futuro, con más tiempo y recursos computacionales, se podría elaborar un modelo de cálculo más realista en el que se modelizase la excavación tal y como se ejecuta en obra.

2. **Presión de mortero inyectado.** El en modelo realizado no se introduce la presión de mortero inyectado. Esto es incompatible con el planteamiento en tres fases ya que este material presenta unas características de rigidez y permeabilidad que varían rápidamente con el tiempo desde el momento de su puesta en obra, por lo que habría que caracterizarlo mediante funciones de evolución temporal de sus propiedades o hacer un análisis mediante fases de excavación más cortas y asignar en cada fase un mortero con distintas propiedades de rigidez y permeabilidad. Además, actualmente no se dispone de datos reales para caracterizar el mortero que se empleó durante la construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla y tampoco se tienen los valores de las presiones de inyección. Se plantea por tanto una recopilación de los datos necesarios para hacer un estudio de la presión de inyección aplicada en el entorno de la excavación.

3. **Peso propio del *back-up*.** Tampoco se ha tenido en cuenta el peso propio del *back-up* de la tuneladora dado que no se disponía de esa información. Además, para un primer modelo de cálculo es algo que se puede obviar (el peso propio del *back-up* puede considerarse despreciable frente al de las tierras), siendo un aspecto que se debería introducir en posibles futuros desarrollos del modelo.

4. **Presión ejercida por los gatos hidráulicos contra el revestimiento.** La presión que ejercen los gatos hidráulicos sobre el revestimiento tampoco se ha considerado. Por un lado, no se dispone de dicha información y, por otro, no es un aspecto determinante en el problema analizado dado que introduce cargas horizontales y no verticales.

5. **Ley trapezoidal de presiones en el frente.** La ley de presiones en el frente que ejerce la tuneladora se ha introducido como lineal, aunque realmente tiene forma trapezoidal (véase Capítulo 5, página 139). Este es un detalle que se podría mejorar de cara a futuros desarrollos del Trabajo. En cualquier caso, no es algo crucial ya que, en la realidad, la variación de presiones en el frente es pequeña.

6. **Caracterización de los parámetros de rigidez en el modelo Hardening Soil.** En este trabajo los parámetros de rigidez que hay que introducir en el modelo constitutivo Hardening Soil (E_{50}, E_{ur}, E_{oed}) se han estimado en base a relaciones que propone el Manual de Plaxis Tunnel 3D para suelos medios. En cualquier caso, sería aconsejable deducir dichos parámetros a partir de los ensayos de laboratorio pertinentes.

7. **Utilizar una versión de software más reciente.** En este trabajo se ha utilizado la versión 2.4 del programa Plaxis Tunnel 3D gracias a la licencia del mismo que tiene adquirida el Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno. Para futuros desarrollos de este Trabajo sería conveniente utilizar una versión más reciente del programa. Nótese que en Plaxis Tunnel 3D sólo se pueden modelizar tramos rectos de túnel, siendo necesario utilizar una versión más reciente si se desean simular tramos curvos.
8. **Incrementar los recursos computacionales.** El modelo 3D realizado requiere una gran potencia computacional si se desea resolver el problema en un plazo de tiempo breve. En este Trabajo, el tiempo medio de resolución ha sido de 3 horas, lo cual es considerable si se tiene en cuenta que se han tenido que hacer múltiples pruebas hasta llegar al modelo de cálculo definitivo. Por tanto, mayores recursos computacionales permitirían hacer más pruebas en menos tiempo. Además, se podrían extender más los límites geométricos del modelo, lo cual permitiría caracterizar mejor el estado tensional inicial provocado por las infraestructuras colindantes. Por otro lado, se ha utilizado un mallado tipo *coarse* que ha resultado en una malla de 13041 nodos. Con mayores recursos computacionales también se podría refinar más la malla, aunque, según las experiencias tenidas en el presente Trabajo (se han hecho pruebas con malla tipo *médium)*, los asientos en superficie obtenidos son prácticamente iguales.

7.3. Bibliografía

[1] Luis Medina Rodríguez, Manuel Melis Maynar. *Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid.* Tesis doctoral. Universidad de La Coruña. Diciembre de 1999.

[2] Pedro Arozamena Cagigal. *Comportamiento del terreno durante las obras de construcción de la línea 1 del metro de Sevilla en los tramos de túnel entre pantallas y en las estaciones subterráneas.* Tesis doctoral. Universidad de Sevilla. 2013.

[3] Fernando Díez Rubio. *Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro.* Tesis doctoral dirigida por el Profesor Oteo. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Enero 2011.

[4] Manuel Vázquez Boza. *Comportamiento volumétrico de la marga azul del Guadalquivir ante los cambios de succión.* Tesis doctoral dirigida por Dr. D. José Luis de Justo Alpañés y Dr. D. Percy Durand Neyra. Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno. Universidad de Sevilla. Julio 2014.

[5] Redacción de la ROP. "*El metro de Sevilla".* Revista de Obras Públicas, nº 3.464, marzo 2006, pp. 95-106.

[6] Felipe Mendaña Saavedra, Pedro Gómez Escribano, José Ignacio Sanz Delgado. *"Escudos EPB en terreno no cohesivos bajo carga de agua: últimas experiencias en la Línea 1 del Metro de Sevilla".* Revista de Obras Públicas, nº 3.492, octubre 2008, pp. 13-28.

[7] Carlos Oteo Mazo, Juan de Dios Moreno Jiménez, Pedro Arozamena Cagigal, Jesús E. Díez Fernández. *"Problemas geotécnicos en la Línea 1 del Metro de Sevilla".* Revista de Obras Públicas, nº 3.498, abril 2009, pp. 43-64.

[8] Felipe Mendaña Saavedra. *"Algunas novedades importantes de los actuales escudos de frente en presión de tierras".* Revista de Obras Públicas, nº 3.448, octubre 2004, pp. 7-18.

[9] Luis Medina Rodríguez, Manuel Melis Maynar. *"El Modelo Numérico de Predicción de Asientos para la ampliación del Metro de Madrid".* Revista de Obras Públicas, nº 3.405, diciembre 2000, pp. 121-130.

[10] *"Control de excavación de túneles con tuneladoras de presión de frente. Experiencias de SENER en el Metro de Lisboa, Oporto y Madrid".* Obras Urbanas, febrero 2009, pp. 8-16.

[11] Carlos Oteo Mazo, Juan de Dios Moreno Jiménez, Jesús Díez Fernández, Pedro Arozamena Cagigal, Javier Oteo Escobar. *"El tramo de San Bernardo: Un túnel en gravas en el Metro de Sevilla".* Obras Urbanas, junio 2010, pp. 6-12.

[12] Jesús Trabada Guijarro, Raúl Talavera Manso. *"La ejecución de túneles con tuneladora en la Ampliación del Metro de Madrid".* Revista de Obras Públicas, nº 3.498, abril 2009, pp. 17-32.

[13] Felipe Mendaña Saavedra, Ramón Fernández Martínez. *"Hidroescudos y tuneladoras E.P.B. Campos de utilización".* Revista de Obras Públicas, nº 3.525, octubre 2011, pp. 67-86.

[14] Felipe Mendaña Saavedra. *"1996-2011: El periodo cumbre de la construcción especializada de túneles en España. Últimos avances en tuneladoras".* Revista de Obras Públicas, nº 3.535, septiembre 2012, pp. 7-40.

[15] Manuel María Puga Fernández, Lucía G. de la Ossa González, Pedro Antonio Lázaro Molinero. *"Túnel de Alta Velocidad entre Atocha y Chamartín".* Revista de Obras Públicas, nº 3.538, diciembre 2012, pp. 21-44.

[16] Fernando Díez Rubio, Carlos S. Oteo Mazo. *"Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles ejecutados con tuneladoras EPB de gran diámetro".* Revista de Obras Públicas, nº 3.557, septiembre 2014, pp. 55-68.

[17] Manuel Melis Maynar, Luis Medina Rodríguez. *"Predicted versus measured soil movements induced by shiel tunnelling in the Madrid Metro extension".* Can. Geotech, Vol. 42, septiembre 2005, Canada, pp. 1160-1172.

[18] Manuel Melis Maynar, Luis Medina Rodríguez, José Mª Rodríguez. *"Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunneling in the Madrid Metro extension".* Can. Geotech, Vol. 39, noviembre 2002, Canada, pp. 1273-1287.

[19] Thomas Kasper, Günther Meschke. *"A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground".* International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 28, julio 2004, pp. 1441-1460.

[20] Carlos S.Oteo Mazo. *"Movimientos controlados durante la ampliación del Metro de Madrid (1995-99)".* Revista de Obras Públicas, nº 3.405, diciembre 2000, pp. 91-102.

[21] Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, Marcos Arroyo Álvarez de Toledo. *"Instrumentación de túneles y excavaciones".* Jornada técnica. Barcelona, 21 de octubre de 2010.

[22] José Luis de Justo Alpañés. *Pasado y futuro del metro en Sevilla.* Sevilla, Secretariado de Publicaciones de la Universidad de Sevilla, 1994. I.S.B.N.: 84-472-0179-1.

[23] UTE Metro de Sevilla. *Proyecto modificado nº 4 de la Línea 1 interurbana. Anejo nº 7.* Metro de Sevilla, 2008.

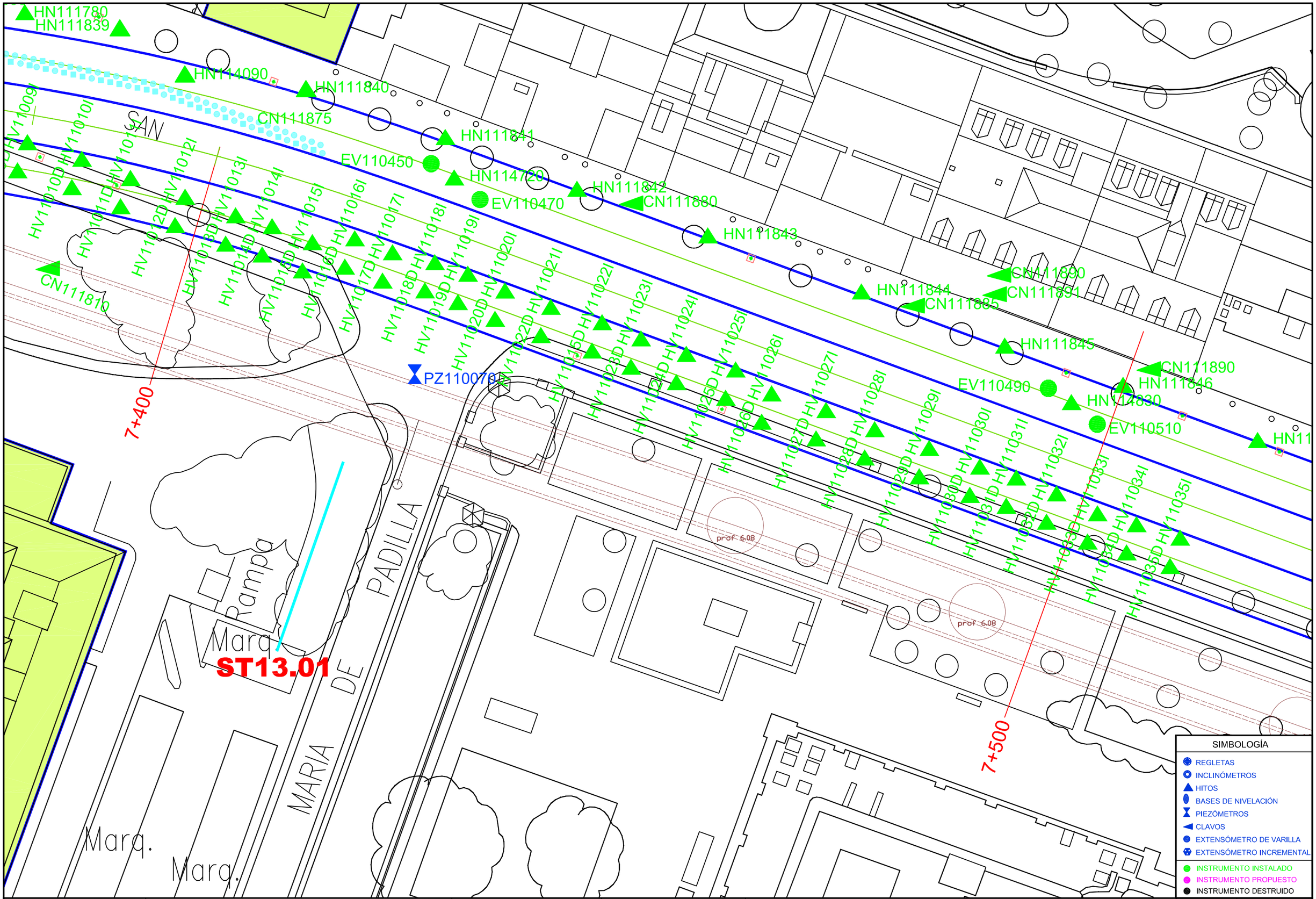
[24] Manual de Plaxis Tunnel 3D versión 2.4.

[25] Plan de Seguridad de Obra Civil de la Línea 1 Interurbana del Metro de Sevilla. Obra civil modificación 1 tramo 1.

[26] UTE Metro de Sevilla, José Luis de Justo Alpañés. *Modelo de la Estación de Puerta de Jerez.*

8. Capítulo 8. Anexos

8.1. Anexo I. Plano de instrumentación



SEVICOT	OBRA: LÍNEA 1 METRO DE SEVILLA.	CLIENTE: UTE. METRO SEVILLA	ESCALA NUMÉRICA: 1/800 Original: A-3	TITULO: PLANO Nº2. PLANTA DE INSTRUMENTACIÓN Y PLANTA DE SONDEOS	FECHA: 08-05-2007	Nº PLANO: 7 de 19