



**MOVIMIENTOS DEL TERRENO CAUSADOS  
POR LA EXCAVACIÓN MECANIZADA DE  
TÚNELES (EPB). TRAMO MAS BLAU-  
AEROPUERTO (LÍNEA 9)**

TESINA DE MÀSTER presenta para obtener el título de Máster de Ingeniería del Terreno por la Universidad Politécnica de Catalunya

**Presentada por:**

M. T. Yubero de Mateo

**Director de tesina:**

Antonio Gens i Solé

**Programa de Máster:**

Enginyeria del Terreny i Enginyeria Sísmica

## RESUMEN

El progresivo incremento en la construcción de túneles urbanos a poca profundidad, todo y que a largo plazo aportan evidentes ventajas desde el punto de vista urbanístico y ambiental, pueden crear a corto plazo problemas significativos. Una de las principales preocupaciones, es la generación inevitable de movimientos en zonas cercanas al túnel durante el proceso de construcción y su afectación a estructuras y servicios cercanos.

En los últimos años, se ha hecho un uso cada vez más frecuente de máquinas integrales para el proceso de ejecución de túneles urbanos, debido a sus importantes ventajas en cuanto a mínima afección al entorno, la seguridad de operación y elevado rendimiento. En concreto, las máquinas tuneladoras se han afianzado como unas máquinas muy versátiles y seguras, para este tipo de ambientes urbanos.

Dentro del ámbito de máquinas tuneladoras, se distingue entre: los topos, especiales para terrenos duros y los escudos para la excavación en terrenos de resistencia baja. Los escudos, en particular, los escudos de presión de tierras ("Earth Pressure Balance"), se basan en el principio de equilibrio, entre el frente de la excavación y propio terreno excavado situado en la cámara de tierras.

Un claro ejemplo, de ejecución de túneles con máquina tuneladora del tipo EPB ("Earth Pressure Balance"), es el caso de la línea 9 del metro de Barcelona. La futura línea de metro, será la más larga de Europa con aproximadamente 47.8 Km de longitud, la cual, discurre por suelo urbano casi en su totalidad. Otra de las características que la hacen aún más particular a la línea, son los dos grandes diámetros de excavación de 12 y 9.4 metros que se están utilizando. Además el trazado de la línea 9 transcurre bajo condiciones geológicas muy diversas como: Rocas Igneas (granito con diferentes grados de meteorización), rocas blandas (conglomerados del Plioceno y Mioceno, arcillas sobreconsolidadas y gravas) y suelos de diferentes características (coberturas de materiales del cuaternario y depósitos de aluviales en las zonas deltaicas).

En este documento se efectuará un análisis de parte del trazado de la línea 9 (concretamente entre la estación de Mas Blau y el aeroport), con una longitud de algo más de 4 Km.

Esta zona se encuentra, enmarcada, en el delta del río Llobregat, que está formado por materiales propiamente deltaicos con mezcla de arcillas blandas formando un paquete muy uniforme. Tanto en esta zona de estudio como en todo el trazado de la L9, ha sido desarrollado un intenso sistema de instrumentación, para supervisar la magnitud y distribución de los movimientos del terreno, así como los desplazamientos de las estructuras durante y después de la construcción del túnel.

Se dispone por tanto, de un gran registro de datos muy interesantes en una zona deltaica. Estos datos permitirán la comparación con otras zonas de gran conocimiento como son las arcillas sobreconsolidadas de Londres y las arcillas marinas atravesadas, por ejemplo, durante la construcción del metro de Singapur.

Los terrenos blandos dan lugar en general, a movimientos más acentuados que motivaron a priori la realización de esta tesina, en el área del delta del Llobregat, además se cuenta con un terreno uniforme a lo largo de su traza por el delta que permite la posibilidad de realizar comparaciones de los resultados con otras zonas como las citadas anteriormente.

## ABSTRACT

The increasing urban tunneling under low depth, is very frequently in the last years. It has benefit in large term but it can get significant problems in short term. One of the main worries about tunnels, are the ground movements closely to the tunnel on the construction process due to the fact the affection of these movements close to some sensitive structures

In the last years, machines driven tunnels has been used frequently on tunnel constructions, due to important progress about closely to the tunnel, it is common to use this kind of machine in urban tunnel construction. These machines are very useful for their versatility and security, concretely Earth Pressure Balance (EPB) boring machines provides substantial support to the excavated face at all times, thus allowing good ground movements control.

The Metro Line 9 is a clear example of EPB tunneling. The future Metro Line 9 will be the largest line in Europa. It has a total length of 47.8 Km and is currently under construction in the Barcelona metropolitan area. Tunneling is performed by two diameter EPB machines of 9.4 m and 12 m diameter. In addition, the Metro Line 9 profile crosses different soils and rocks types: Igneous rocks, soft soils (conglomerate of Pliocene and Miocene age, overconsolidated clays and sand) and soft deltaic deposits of Holocene age.

In this minor thesis specifically refers to the excavation of the Line 9 between Mas Blau Station and Barcelona airport. This 4.33 Km-long section of the Line crosses an urban area close to some sensitive structures and is completely excavated in soft deltaic deposits of Llobregat river.

An extensive monitoring program was commissioned prior to the start of the excavation. Instrumentation was installed to measure not only the movements of nearby buildings, but also surface and subsurface movements as well as pore water pressures.

This information may constitute a useful record for other EPB tunneling project in soft soil. This types of soils may be comparison with overconsolidation clays of London and soft marine clays during the excavation of Singapore Metro.

The soft soils origin a larger movements than others soil types. This minor thesis was carried out for this reason in deltaic deposits of Llobregat river and on the other hand, the uniform soil allow to do comparison with other similar areas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de funcionamiento de una máquina tuneladora (EPB), Tapei Metro, Tamshui Line, 1992 (Herrenknecht).....	20
Figura 2.2 Inyección de mortero en el gap de excavación .....	24
Figura 2.3 a) Sobreexcavación debida a forma cónica del escudo en forma cónica b) vista frontal de la sobreexcavación producida por el escudo c) sobreexcavación producida por un escudo rígido en tramo curvo.....	25
Figura 2.4 Sistemas de control de asientos (Paymacotas, 2008).....	26
Figura 2.5 Geometría de asientos inducida por la excavación de un túnel (Attewell y Yeates et al., 1986).....	26
Figura 2.6 Cubeta transversal de asientos (Peck, 1969).....	27
Figura 2.7 Distribución de desplazamientos horizontales en superficie y cubeta de asientos verticales en superficie (O'Reilly y New, 1982).....	29
Figura 2.8 Perfil de asientos longitudinales .....	30
Figura 2.9 Variación del parámetro $i$ con la profundidad .....	32
Figura 2.10 Variación del parámetro $K$ con la profundidad.....	33
Figura 2.11 Asiento en profundidad en la clave de la excavación (Mair et al., 1993) .....	34
Figura 3.1 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona .....	38
Figura 3.2 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona .....	40
Figura 3.3 Trazado en planta del Tramo 1, pozos y estaciones (Aeroport del Prat – Estación de Mas Blau) .....	41
Figura 3.4 Mapa general geológico de la ciudad de Barcelona y cercanías .....	42
Figura 3.5 Evolución de la progradación costera del delta del Llobregat y la evolución de la red fluvial entre los años 6500 a:C hasta la actualidad. La primera figura (a) muestra el paleorelieve del delta (incluyendo las gravas de origen postglacial y los materiales deltaicos del Pleistoceno). Las zonas grises oscuras representan las regiones de agua dulce y salobre, las áreas claras representan los pantanos de agua salada. Los mapas desde el siglo X dC (e, f) han sido modificados por Palet et al. (1997).....	46
Figura 3.6 Corte geológico del Delta emergido y sumergido con datos del MOP y del IGME de sísmica de reflexión. Los deltas del Cuaternario Antiguo (Q1, Q2 y Q3) corresponden en parte al Complejo Detrítico Inferior. El delta moderno (Q4) se formó hace unos 18000 años, aunque su progradación se realizó en los últimos 6000 años .....	48
Figura 3.7 Sección longitudinal (A-A') y secciones transversales en el centro (B- B') y el margen noreste (C-C') de la llanura del delta del Llobregat. El mapa superior izquierda muestra la ubicación de las secciones transversales (líneas discontinuas).....	51
Figura 3.8 Imágenes representativas de las facies descritas en los núcleos y afloramientos Holoceno en la llanura del delta del Llobregat. Nomenclatura utilizada: Fp (Llanura de inundación); Fc (Canal Fluvial), Df (Frente Delta), P (Prodelta), B (Playa de arena); Sw (Pantano); Bg (Playa de grava), y Rw (Multicolor de grano fino asociación de facies, los sedimentos re trabajados). La dimensión máxima de las cajas de sondeos es de 60 cm.....	51
Figura 3.9 Corte geológico del trazado de la Línea 9 del metro de Barcelona. Tramo 1D.....	52
Figura 3.10 a) Sección de túnel de 9.40m de diámetro doble vía al mismo nivel b) Sección del túnel de 12 metros de diámetro. Doble vía superpuesta en dos niveles .....	60
Figura 3.11 a) Sección del túnel en mina. Doble vía superpuesta en dos niveles b) Sección viaducto .....	61
Figura 3.12 Métodos y tipos de excavación en el trazado de la línea 9 .....	61
Figura 3.13 Tuneladora empleada en el tramo 1D. a) A la izquierda, vista de la rueda de corte de 9.43 m de diámetro. b) A la derecha, vista del túnel revestido con dovelas, diámetro interior túnel 8.43 m.....	62
Figura 3.14 Evolución de la posición del frente de excavación versus tiempo.....	63
Figura 3.15 Foto de la cabeza de un hito de nivelación .....	64
Figura 3.16 Foto del prisma de lectura sobre cabeza de un hito de combinado .....	65
Figura 3.17 (a) Esquema de una sonda inclinométrica para el registro de las medidas (b) Esquema de las direcciones de la tubería inclinométrica respecto al eje de medida.....	66
Figura 3.18 Foto de una tubería extensométrica incremental y accesorios .....	66
Figura 3.19 Sensores de cuerda vibrante .....	67
Figura 3.20 Medición de un piezómetro abierto.....	68

Figura 3.21 Esquema de las diferentes zonas de frecuencia de lecturas en función al frente de excavación de la tuneladora.....	69
Figura 3.22 Representación de un sección de control tipo .....	71
Figura 3.23 Situación de las secciones de control estudiadas .....	72
Figura 3.24 Sistema de coordenadas de los inclinómetros .....	73
Figura 3.25 Relación de los desplazamientos relativos entre los anillos del extensómetro incremental .....	74
Figura 3.26 Esquema de un extensómetro incremental .....	74
Figura 4.1 Componentes de asiento debidas a la excavación con tuneladora EPB modificado de Wongsaroj (2006).....	76
Figura 4.2 Movimientos verticales del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+150 (3765 metros excavados).....	77
Figura 4.3 Asientos verticales del terreno durante el pase de la tuneladora y movimiento final a corto plazo, a lo largo del trazado T1D .....	78
Figura 4.4 Cubetas transversales de asiento en superficie .....	79
Figura 4.4 Cubetas transversales de asiento en superficie .....	80
Figura 4.6 Cubetas transversales de asiento en superficie .....	82
Figura 4.7 Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente en función del PK de avance.....	85
Figura 4.8 Relación pérdida de volumen de terreno en el escudo con la presión en el escudo en función del PK de avance.....	86
Figura 4.9 Relación pérdida de volumen de terreno en la cola con la presión aplicada en la inyección de mortero de cola en función del PK de avance .....	87
Figura 4.10 Relación pérdida de volumen de terreno total con la presión de frente en función del PK de avance .....	88
Figura 4.11 Relación pérdida de volumen de terreno total con la presión de inyección de bentonita en función del PK de avance.....	89
Figura 4.12 Relación pérdida de volumen de terreno total con el volumen de inyección de bentonita en función del PK de avance.....	90
Figura 4.13 Relación pérdida de volumen de terreno total con la presión y volumen de inyección de mortero de cola en función del PK de avance .....	91
Figura 4.14 Pérdida de volumen de terreno en el frente en función de la presión aplicada en frente normalizada con la presión de sobrecarga .....	93
Figura 4.15 Pérdida de volumen de terreno en el escudo en función de la presión aplicada en el escudo normalizada con la presión de sobrecarga.....	93
Figura 4.16 Pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga.....	93
Figura 4.17 Relación de la pérdida de volumen de terreno en el frente y total con la fuerza de propulsión o penetración de la tuneladora en función del PK de avance .....	94
Figura 4.18 Relación de la pérdida de volumen de terreno con la velocidad de perforación (m/día) de la tuneladora en función del PK de avance .....	95
Figura 4.19 Relación de la pérdida de volumen de terreno con la velocidad de penetración por revolución de la cabeza de corte (m/rpm) de la tuneladora en función del PK de avance.....	96
Figura 4.20 Relación punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por Peck (1969) .....	98
Figura 4.21 Relación punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por O’Reilly y New (1982) .....	98
Figura 4.22 Relación punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por Wongsaroj (2006) .....	99
Figura 4.23 Relación parámetro “K” con la pérdida de volumen de terreno (%) .....	100
Figura 4.24 a) Relación pérdida de terreno en el frente vs presión en el frente b) Relación pérdida de terreno en la cola del escudo vs presión en la cola del escudo .....	101
Figura 4.25 Presión en el frente normalizada versus Volume loss total a) Kallang formation y Datos Línea 9 b) Old Alluvium y Datos Línea 9 c) Frente mixto (Kallang Formation + Old Alluvium y Datos Línea 9) .....	102
Figura 5.1 Fotografía de la zona donde se ha instalado la sección de control PK 4+150 y planta del trazado del tramo T1D.....	104
Figura 5.2 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 4+150m.....	104
Figura 5.3 Sección transversal instrumentada PK 4+150.....	105
Figura 5.4 Estimación de la anchura de la cubeta de asientos .....	108

Figura 5.5 Cubeta de asientos transversales en superficie de la sección PK 4+150 .....	108
Figura 5.6 Movimiento vertical del terreno versus distancia del frente de excavación PK 4+150m .....	109
Figura 5.7 Cubeta de movimientos horizontales y verticales del terreno propuesta por Peck (1969) y O'Reilly and New (1982) .....	110
Figura 5.8 Cubeta de asientos transversales en superficie y para varias profundidades .....	111
Figura 5.9 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 7.2m a la izquierda del eje del túnel, en el PK 4+158m .....	113
Figura 5.10 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 6.7 m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+167m .....	113
Figura 5.11 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a unos 6.8m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+158m .....	114
Figura 5.12 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado en el eje del túnel, en el PK 4+158m .....	114
Figura 5.13 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a 7.2m del eje del túnel, en el PK 4+167m .....	115
Figura 5.14 Evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 4+146 m .....	116
Figura 5.15 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 4+146 m .....	116
Figura 5.16 Evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+150m .....	117
Figura 5.17 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+150m .....	117
Figura 5.18 Fotografía de la zona donde se ha instalado la sección de control PK 4+000 y planta del trazado del tramo T1D .....	118
Figura 5.19 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 4+000m .....	119
Figura 5.20 Sección transversal instrumentada PK 4+000 .....	119
Figura 5.21 Cubeta de asientos transversales en superficie de la sección PK 4+000 .....	121
Figura 5.22 Movimiento vertical del terreno versus distancia del frente de excavación PK 4+000m .....	122
Figura 5.23 Cubeta de movimientos horizontales y verticales del terreno propuesta por Peck (1969) y O'Reilly and New (1982) .....	122
Figura 5.24 Cubeta de asientos transversales en superficie y para varias profundidades .....	123
Figura 5.25 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 7.1 m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+000m .....	125
Figura 5.26 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 8.5 m a la izquierda del eje del túnel, en el PK 3+996m .....	125
Figura 5.27 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a 7.2m a la izquierda del eje del túnel, en el PK 4+006m .....	126
Figura 5.28 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a 6.3m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+000m .....	126
Figura 5.29 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado en el eje del túnel, en el PK 3+997m .....	127
Figura 5.30 Evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 3+985m .....	128
Figura 5.31 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 4+000 m .....	128
Figura 5.32 Evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+000 m .....	129
Figura 5.33 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+000 m .....	129
Figura 5.34 Fotografía de la zona donde se ha instalado la sección de control PK 2+750 y planta del trazado del tramo T1D .....	130
Figura 5.35 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 2+750m .....	131
Figura 5.36 Sección transversal instrumentada PK 2+750 .....	131

Figura 5.37 Cubeta de asientos transversales en superficie de la sección PK 4+000 .....	133
Figura 5.38 Movimiento vertical del terreno versus distancia del frente de excavación PK 2+750 .....	134
Figura 5.39 Cubeta de asientos transversales en superficie y para varias profundidades .....	135
Figura 5.40 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 7 m a la derecha del eje del túnel, en el PK 2+749m .....	136
Figura 5.41 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado en el eje del túnel, en el PK 2+749m .....	137
Figura 5.42 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a unos 11m a la derecha del eje del túnel, en el PK 2+749m.....	137
Figura 5.43 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a unos 7m a la derecha del eje del túnel, en el PK 2+750m.....	138
Figura 5.44 Evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de un piezómetro de cuerda vibrante en el PK 2+748m.....	139
Figura 5.45 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de un piezómetro de cuerda vibrante en el PK 2+750 m .....	139
Figura 5.46 Variación de la anchura de la cubeta de asientos en profundidad versus profundidad del punto estudiado .....	140
Figura 5.47 Variación de K con la profundidad .....	141



## INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Tuneladoras en funcionamiento en Catalunya en el año 2009 (fuente (EUROPA PRESS), 16/Mayo/2008) .....	17
Tabla 3.1 Campañas de reconocimiento el terreno realizadas.....	53
Tabla 3.2 Resumen de las unidades geológicas del Tramo 1 (Terminal entre pistas-Par Logístico) de la línea 9 de metro de Barcelona.....	58
Tabla 3.3 Tabla resumen de los parámetros geotécnicos del Tramo 1 (Mas Blau- Aeroport del Prat) de la línea 9 de metro de Barcelona, a partir de los datos registrados en las diversas campañas de sondeos realizados en este tramo.....	59
Tabla 3.4 Paradas e intervenciones realizadas en relación al PK frente.....	63
Tabla 3.5 Frecuencias de lectura de datos en la zona de influencia de la tuneladora .....	69
Tabla 3.6 Punto kilométrico de las secciones de control estudiadas.....	71
Tabla 4.1 Datos publicados de la proporción de asientos en el frente de excavación respecto el asiento máximo (modificado Wongsaraj, 2006) .....	77
Tabla 4.2 Relación de pérdida de volumen de terreno a partir de un $K=0.5$ y un $K$ ajustado respectivamente .....	81
Tabla 4.3 Relación de PK con los valores máximos de pérdida de terreno .....	82
Tabla 5.1 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 4+150.....	108
Tabla 5.2 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en profundidad a los datos de la instrumentación PK 4+150 .....	112
Tabla 5.3 Relación de ángulos de conversión de ejes PK 4+150 .....	112
Tabla 5.4 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 4+000.....	121
Tabla 5.5 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 4+000.....	124
Tabla 5.6 Relación de ángulos de conversión de ejes PK 4+000 .....	124
Tabla 5.7 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 2+750.....	133
Tabla 5.8 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 2+750.....	135
Tabla 5.9 Relación de ángulos de conversión de ejes PK 2+750 .....	136



# INDICE

Resumen

Abstract

Agradecimientos

Lista de Figuras

Lista de Tablas

CAPÍTULO 1 .....	12
INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 Introducción general.....	12
1.2 Objetivos y contribuciones de la tesina.....	13
1.2.1 Objetivos específicos.....	13
1.3 Metodología de trabajo.....	15
CAPÍTULO 2 .....	16
ANTECEDENTES .....	16
2.1 Introducción.....	16
2.1 Procedimientos constructivos con tuneladora EPB.....	19
2.2.1. Características generales.....	19
2.2 Movimientos en el terreno causados por la excavación mediante EPB .....	20
2.3 Medidas aplicadas durante la excavación para minimizar la generación de asientos: .....	23
2.4 Métodos para la estimación de movimientos en el terreno en condiciones “greenfield”.....	26
2.5 Movimientos en superficie .....	27
2.5.1 Movimientos transversales .....	27
2.5.2 Movimientos horizontales .....	28
2.5.3 Movimientos longitudinales .....	29
2.5.4 Volume loss .....	30
2.5.5 Anchura de la cubeta transversal de asiento.....	31
2.6 Movimientos en profundidad.....	32
CAPÍTULO 3 .....	35
LA LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA.....	35
3.1 Introducción.....	35
3.2 Historia y líneas existentes en la actualidad.....	36
3.3 Descripción del proyecto de la Línea 9 .....	37
3.3.1 Antecedentes de la nueva Línea .....	37

3.3.2 Descripción y características del trazado de la Línea 9.....	37
3.4 Ámbito de trabajo .....	40
3.5 Descripción geológica general .....	41
3.5.1 Contexto geológico del delta del Llobregat.....	42
3.6. Descripción geotécnica de los materiales del delta del Llobregat.....	52
3.7 Método constructivo de la L9/L10 .....	59
3.7.1 Avance y Paradas Hiperbáricas .....	62
3.8 Sistema de auscultación.....	63
3.8.1 Instrumentación .....	63
3.8.2 Instrumentación utilizada en el terreno .....	64
3.8.3 Frecuencias de lectura en función de la tuneladora.....	68
3.8.4 Secciones de control .....	70
3.8.5 Tratamiento de los datos.....	72
CAPÍTULO 4 .....	75
MOVIMIENTOS EN EL TERRENO .....	75
4.1 Introducción.....	75
4.2. Movimientos del terreno en superficie .....	76
4.2.1 Asientos producidos en superficie.....	76
4.2.2 Cálculo de la pérdida de volumen de terreno .....	78
4.2.3 Influencia de los parámetros de ejecución de la máquina EPB sobre la pérdida de volumen de terreno .....	84
4.3 Comparación de los parámetros de las cubetas de asiento en superficie en otras obras .....	97
CAPÍTULO 5 .....	103
MOVIMIENTOS EN PROFUNDIDAD.....	103
5.1 Introducción.....	103
5.2 Sección 4+140 .....	103
5.2.1 Posición del túnel .....	104
5.2.2 Condiciones geológicas .....	105
5.2.3 Instrumentación y monitorización.....	105
5.2.4 Movimiento del terreno en superficie.....	106
5.2.4.1 Cubeta transversal de asiento en superficie.....	106
5.2.4.2 Cubeta longitudinal de asiento .....	109
5.2.4.3 Cubeta movimientos horizontales .....	109
5.2.5 Movimiento del terreno en profundidad.....	110
5.2.5.1 Cubeta transversal de asiento en profundidad .....	110
5.2.5.2 Movimientos horizontales en profundidad.....	112
5.2.5.3 Movimientos verticales en profundidad .....	113

5.2.5.4 Presiones de agua .....	115
5.3 Sección 4+000 .....	118
5.3.1 Posición del túnel .....	118
5.3.2 Condiciones geológicas .....	119
5.3.3 Instrumentación y monitorización .....	120
5.3.4 Movimiento del terreno en superficie.....	120
5.3.4.1 Cubeta transversal de asiento en superficie.....	120
5.3.4.2 Cubeta longitudinal de asiento .....	121
5.3.4.3 Cubeta movimientos horizontales .....	122
5.3.5 Movimiento del terreno en profundidad.....	123
5.3.5.1 Cubeta transversal de asiento en profundidad.....	123
5.3.5.2 Movimientos horizontales en profundidad.....	124
5.3.5.3 Movimientos verticales en profundidad .....	125
5.3.5.4 Presiones de agua .....	127
5.4 Sección 2+750 .....	130
5.4.1 Posición del túnel .....	130
5.4.2 Condiciones geológicas .....	131
5.4.3 Instrumentación y monitorización.....	132
5.4.4 Movimiento del terreno en superficie.....	132
5.4.4.1 Cubeta transversal de asiento en superficie.....	132
5.4.4.2 Cubeta longitudinal de asiento .....	133
5.4.5 Movimiento del terreno en profundidad.....	134
5.4.4.1 Cubeta transversal de asiento en profundidad.....	134
5.4.4.2 Movimientos horizontales en profundidad.....	135
5.4.4.3 Movimientos verticales en profundidad .....	136
5.4.4.4 Presiones de agua .....	138
5.5 Comparación de los parámetros de las cubetas de asiento en profundidad en otras obras .....	140
5.4 Observaciones finales .....	141
CAPITULO 6 .....	143
RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	143
REFERENCIAS .....	145
APÉNDICE 1 .....	149
APÉNDICE 2 .....	151
APÉNDICE 3 .....	153

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Introducción general

El crecimiento de muchas ciudades en últimos años, hace necesaria la construcción de nuevas infraestructuras. El espacio urbano cada vez es más limitado y las construcciones subterráneas cobran más interés. El primer metro del mundo fue el subterráneo de Londres (denominado *Metropolitan Railway*), inaugurado en 1863 con seis kilómetros de longitud. En España la primera red de Metro se inauguró en Madrid en 1919 contando aquella Línea 1 con las estaciones comprendidas entre las actuales de Cuatro Caminos y Sol. Tenemos que esperar hasta el año 1924 cuando se inauguró el primer trazado del Metro de Barcelona, que permitía a los viajeros desplazarse desde el barrio de Gràcia hasta Colón. La última línea, la cual, se añadirá al sistema actual de red de metro del área metropolitana de Barcelona, es la Línea 9, todavía a día de hoy en fase de construcción.

La ejecución de estas excavaciones subterráneas siempre va acompañada de movimientos en el terreno. Los movimientos pueden comportar graves daños en estructuras de diversa índole, siendo especialmente sensibles cuando estas excavaciones discurren bajo zonas urbanas. El problema de los movimientos en superficie ha sido tratado en numerosos estudios con datos de instrumentación en superficie que ha permitido un mayor conocimiento del comportamiento del terreno y la mejorara de mecanismos de control de movimientos en la excavación de túneles a posteriori. Pero sin embargo, existen pocos estudios con un extenso sistema de instrumentación en profundidad como sería el caso de la Jubile Line de Londres o la Línea 9 de Barcelona (Borràs et.,al 2003a,b; Gens et al., 2006,2009,2011, Di Mariano

et al., 2007). El estudio de los movimientos en superficie y en profundidad permite un conocimiento de los movimientos del terreno que se generan alrededor de la excavación y que se reflejan en superficie.

## **1.2 Objetivos y contribuciones de la tesina**

El objetivo principal de la tesis es describir y evaluar los movimientos sufridos por la excavación de un túnel mediante EPB en terrenos deltaicos, tanto en superficie como en profundidad. Validar los métodos empíricos existentes en la literatura sobre movimientos, y la obtención de parámetros de caracterización del suelo deltaico. Incidiendo especialmente, en los principales factores que influyen en la generación de asentamientos en superficie y en profundidad alrededor de la excavación: características geológicas, geotécnicas y sistema constructivo empleado.

Para ello se dispone de ensayos in situ, ensayos de laboratorio e instrumentación instalada, con el fin de evaluar dichos movimientos y clarificar sus causas.

Para alcanzar estos objetivos, se requiere estudiar una serie de aspectos más generales durante el desarrollo de la tesina:

- Conocimiento de las condiciones del suelo deltaico
- El conocimiento de las tuneladoras EPB en la excavación de túneles y la generación de movimientos
- Tratamiento de los datos recogidos de la instrumentación de campo

En esta parte teórica se va a investigar tanto los ensayos in-situ, como los ensayos de laboratorio realizados por diferentes empresas especialistas en geotecnia, entre ellas, el laboratorio del departamento de ingeniería del terreno, cartográfica y geofísica de la U.P.C. Además se realizará una revisión del funcionamiento y generación de movimientos inducidos por las máquinas tuneladoras del tipo EPB en la construcción de túneles y se realizará un tratamiento de todos los datos recogidos para su posterior análisis.

### **1.2.1 Objetivos específicos**

Dentro de los objetivos específicos de la presente tesina se puede distinguir entre el análisis de datos en superficie, el análisis de datos en profundidad y por último el análisis de datos referentes al proceso constructivo empleado.

a) Análisis de los datos:

Se realizará un seguimiento de medición de la instrumentación instalada en terreno: antes, durante y después del paso del frente de excavación.

a.1) Validación de los métodos empíricos:

Una vez obtenidos los datos de la instrumentación se elaborarán las medidas y se compararan con las correlaciones empíricas existentes, de evaluación de movimientos en superficie y en profundidad.

a.1.1) Pérdida de volumen de terreno a partir del asiento máximo en superficie:

Se calculará la pérdida de volumen de terreno conocido con el nombre de Volume loss, a partir de la instrumentación instalada en la clave del túnel, el asiento máximo registrado y un K fijo.

a.1.2) Cálculo de cubetas transversales de asiento en superficie y en profundidad:

Análisis más en detalle de las cubetas de asiento transversales con la finalidad de ajustar el parámetro " $i_{máx}$ " (punto de inflexión), obteniendo un K real del terreno.

a.1.3) Análisis del método constructivo:

Se buscarán correlaciones entre las pérdidas de volumen de terreno y los datos de ejecución de la máquina EPB. Se tendrán en cuenta las presiones aplicadas: P1 (presión de frente), P2 (presión en el escudo), P3 (Presión en la cola del escudo) y los volúmenes inyectados:  $V_{escudo}$  (volumen de mortero inerte inyectado en la zona del escudo) y  $V_{cola}$  (volumen de mortero inyectado en el trasdós de la dovela).

Además se buscarán otras causas que puedan influir en la generación de mayores pérdidas de volumen de terreno.

Finalizado esta parte de la tesina, constituirá un buen documento de registro de datos, muy útil para otros túneles excavados con EPB en terrenos blandos.

### **1.3 Metodología de trabajo**

La tesina de master que se presenta consta de 8 capítulos. El segundo capítulo repasa los métodos de cálculo de predicción de movimientos en el terreno inducidos por una excavación. En este apartado se hace una introducción del método constructivo con tuneladora, en concreto con EPB y los movimientos que estas máquinas producen en la excavación de túneles. Además se enfatiza en las expresiones utilizadas para la evaluación de asientos. El capítulo tercero se presenta el caso particular de la Línea 9 de metro de Barcelona, el ámbito de trabajo elegido en esta tesina, una descripción geológica y geotécnica además del sistema constructivo y el sistema de auscultación instalado en dicha obra. A continuación en el capítulo cuatro y cinco se presentan los trabajos realizados para el estudio de los movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad respectivamente, se muestran los resultados obtenidos. En el capítulo siguiente se realizan observaciones finales sobre todos los resultados obtenidos.

En el capítulo 7 se realiza una comparación de resultados con otras excavaciones en terrenos también deltaicos como es nuestro caso y en terrenos no deltaicos, donde se mostrarán las diferencias que existen al excavar bajo terrenos diferentes.

Por último en el capítulo 8 se realizarán unas conclusiones finales y recomendaciones futuras.



# CAPÍTULO 2

## ANTECEDENTES

### 2.1 Introducción

En los últimos años, la industria mecanizada ha desarrollado maquinaria muy diversa para adaptarse a cualquiera de las necesidades en lo que se refiere a la construcción de túneles.

La historia moderna en la construcción de túneles se inició en 1825, cuando Marc Brunel comienza a perforar un túnel bajo el río Támesis, de unos 450 m de longitud bajo la protección de un rudimentario escudo (una descripción detallada de la geología y de los problemas constructivos de la obra se puede encontrar en Skempton y Chrimes, 1994). A partir de entonces hasta la actualidad, la evolución y el uso de las máquinas integrales y en concreto el uso de las máquinas de presión de tierras (EPB) es cada vez más frecuente para el proceso de ejecución de túneles urbanos. Sus importantes ventajas en cuanto a mínima afección al entorno, la seguridad de operación y elevado rendimiento hace que las máquinas tuneladoras se hayan afianzado como unas máquinas muy versátiles y seguras, para este tipo de ambientes urbanos.

Algunos ejemplo de túneles construidos mediante tuneladora EPB en ambientes urbanos los encontramos en: la línea B del metro de Toulouse (Emeriault et al., 2005 y 2008), la ampliación de Jubilee Line (Dimmock, 2003) y Channel Tunnel Rail Link

(Wongsaroj et. al., 2005) en la ciudad de Londres, el metro de Oporto (Babendererde, 2004), la extensión sur del metro de Torino (Barla, 2011) entre muchos otros.

En España en los últimos años, numerosas obras importantes se han llevado a cabo con este tipo de máquinas tuneladoras como: la ampliación del metro de Madrid (Diez, 2010) o la construcción de la línea 9 de metro de Barcelona (Gens, 2009, 2010, todavía en construcción a día de hoy). Durante el pasado año 2009, únicamente en el área metropolitana de Barcelona, catorce máquinas tuneladoras estaban excavando el subsuelo catalán, doce de ellas, del tipo (EPB) (Tabla 2.1).

<b>Cliente</b>	<b>Obra</b>	<b>Empresa Constructora</b>	<b>Tipo de tuneladora</b>	<b>Diámetro (m)</b>
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Triangle	EPB	11.90
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Gorg 1	EPB	12.00
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Gorg 2	EPB	12.00
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Aeroport 1	EPB	9.40
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Aeroport 2	EPB	9.40
FCG	Ferrocarril Terrassa	UTE Terrassa	2 EPB	6.40
FCG	Ferrocarril Sabadell	Acciona	2 EPB	6.40
Adif	AVE	UTE Montcada	EPB	11.90
Adif	AVE	UTE Sagrada Familia	EPB	11.90
Adif	AVE	UTE Girona	EPB	10.00

Tabla 2.1 Tuneladoras en funcionamiento en Catalunya en el año 2009 (fuente (EUROPA PRESS), 16/Mayo/2008)

Debido a ello, numerosas investigaciones se han llevado a cabo, relacionadas todas ellas, con el objetivo de obtener máquinas más competitivas y versátiles en la construcción de túneles con máquinas integrales, como por ejemplo: la introducción de nuevas herramientas y su disposición en las máquinas integrales, estudios sobre la

estabilidad del frente de excavación (Davis, 1980; Broms y Bennermark, 1967), técnicas en la presurización del frente con EPB\_(Clough et al. 1983; Lee et. al 1999; Matsushita et al., 1995), estudios sobre la influencia del acondicionamiento del material excavado durante el proceso de excavación ( Peña 2007), etc...

Un área de investigación también relacionada con el uso de máquinas tuneladoras, muy importante y donde se centrará la presente tesina, es el estudio de los movimientos en el terreno (O'Reilly, 1986; New y Taylor, 1989; Mair; 1993, 2003 entre otros) y la correlación entre tales movimientos y los parámetros de control que disponen las máquinas tuneladoras.

Por norma general, toda excavación subterránea, provoca una alteración en el estado inicial, lo que conlleva una generación de movimientos del terreno con el fin de restablecer el equilibrio tensional del suelo. Estas deformaciones en las cercanías de la excavación se reflejan en superficie como asientos, y se constituyen el fenómeno conocido como subsidencia.

Las máquinas tuneladoras EPB, en el proceso de excavación de túneles, disponen de algunos mecanismos de mitigación para paliar en la mayor medida tales movimientos (Cording, 1991; Matsushita et al., 1995, Mair y Taylor, 1997; Dimmock, 2003; Wongsaroj et al. 2006, Gens, 2011) y que serán estudiados en el caso particular de la construcción de la Línea 9 de metro de Barcelona.

El capítulo empieza dando una visión de la tecnología de las máquinas EPB: se discute como el material es excavado y tratado. A continuación se comentan las principales causas de generación de movimientos en excavaciones con máquinas EPB y las medidas aplicadas durante el proceso de excavación para minimizar la generación de asientos.

Por último se describen los métodos de estimación de movimientos en el terreno, tanto en superficie, como en profundidad.

## **2.1 Procedimientos constructivos con tuneladora EPB**

### **2.2.1. Características generales**

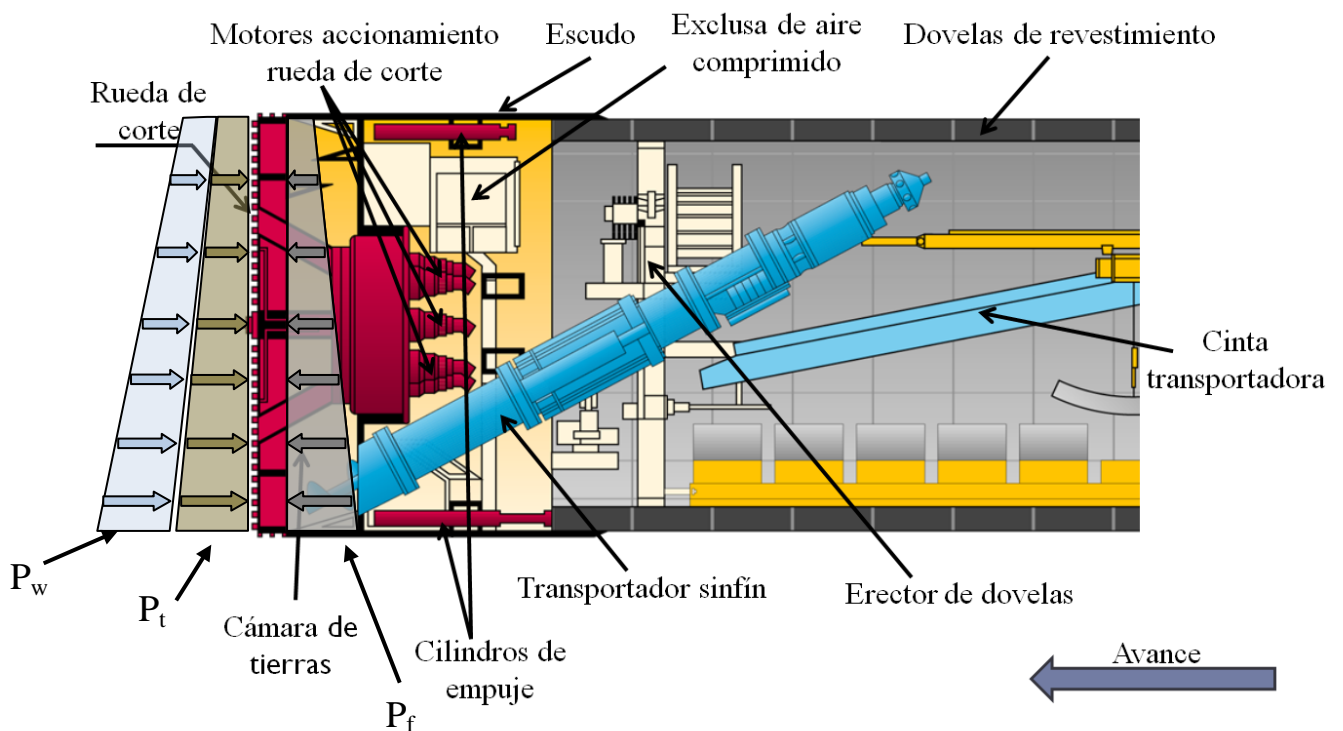
El proceso mecanizado en la construcción de túneles, en suelos inestables, usualmente se realiza mediante la sujeción del frente de excavación para prevenir el colapso del terreno. En este proceso, el uso de máquinas de presión de tierras (EPB) es particularmente importante. Esta operación empezó en Japón hace algo más de dos décadas, a finales de los años setenta, principios de los años ochenta. Las máquinas EPB, se basan en el principio de equilibrio, entre el frente de la excavación y el propio terreno excavado situado en la cámara de tierras. Utilizan el propio terreno excavado como soporte del frente de excavación. En la Figura 2.1, se muestran los principales elementos característicos de este tipo de máquinas.

La función elemental de la cabeza de corte de la máquina EPB, provista de dientes o picas, es excavar el suelo. Ésta cabeza recibe la fuerza necesaria mediante los motores de accionamiento situados bajo un revestimiento de acero llamado escudo. El suelo excavado pasa dentro de la cámara presurizada de tierras, situada por detrás de la rueda de corte. En esta cámara, el material excavado se comprime y a su vez forma un tapón, que sostiene el frente y evita la entrada de las aguas subterráneas. A parte de la presión en el frente, uno de los factores clave en las máquinas EPB, es la extracción del material excavado de la cámara presurizada mediante el uso de un tornillo sinfín. Este tornillo juega un papel muy importante en el proceso de excavación ya que disipa la diferencia de presión entre la cámara de tierras y el túnel. El tornillo transporta y descarga a presión atmosférica el material excavado sobre una cinta transportadora que lleva el suelo hacia el exterior del túnel.

El volumen excavado debe ser igual al volumen extraído de la cámara, para conseguirlo se pesa todo el material extraído, ajustando la velocidad de rotación del tornillo sinfín, y la presión de tierras del frente. A modo de ejemplo, la presión de tierras se incrementa mediante el aumento de la velocidad de perforación de los cilindros de empuje o reduciendo la velocidad de rotación del transportador de tornillo, y se reduce realizando el proceso inverso. Maidl et al. (1995) describe un sistema de regulación para controlar la presión de tierras en la cámara de la máquina EPB.

Con el fin de conseguir un rendimiento óptimo con este tipo de máquinas, la tierra excavada debe tener una consistencia, homogeneidad, plasticidad y una fricción adecuada que fácilmente pueda ser extraída de la cámara de presión de tierras a través del transportador de tornillo sinfín (Maidl et. al, 1995). El terreno natural no siempre es adecuado para el uso de las máquinas EPB, por lo que las modificaciones

de sus propiedades en el frente de la excavación, en la cámara de presión de tierras o incluso en el transportador de tornillo pueden ser necesarias. Un buen conocimiento de las propiedades del suelo y la utilización de agentes condicionantes, permite un mejor control en las operaciones de uso de las máquinas EPB y mejores rendimientos (Peña 2007), además permite que la presión aplicada se transmita mejor al terreno en lugar de aumentar la presión del agua subterránea (Muir Wood, 1999). Los acondicionantes más utilizados en el proceso de constructivo son los polímeros, espumas, y arcillas entre otros.



$P_w$  = Presión de agua;  $P_t$  = Presión del terreno;  $P_f$  = Presión de frente (presión de soporte de tierras en la cámara de la cabeza de corte);  $P_f = P_w + P_t$

Figura 2.1 Esquema de funcionamiento de una máquina tuneladora (EPB), Tapei Metro, Tamshui Line, 1992 (Herrenknecht)

## 2.2 Movimientos en el terreno causados por la excavación mediante EPB

Como hemos comentado anteriormente, un tema de gran importancia, centro de muchas investigaciones, es el estudio de los movimientos generados por la máquina EPB en el proceso de construcción de túneles y los mecanismos de control que dispone la máquina tuneladora para minimizar tales movimientos. Algunos de estos estudios se resumen en: (Clough et al. 1983, Lee et. al 1999, Cording, 1991; Matsushita et al., 1995, Mair y Taylor, 1997; Dimmock, 2003; Wongsaroj et al. 2006, Gens, 2011).

El proceso de excavación de un túnel implica una alteración en el estado tensional original del suelo. Estos cambios pueden ser continuos o por etapas, y se prolongan hasta que alcanza un nuevo estado de equilibrio. Esta alteración tensional, provoca movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad. Tales movimientos se extienden en el terreno hasta una considerable distancia del frente de la excavación y tiene un marcado carácter tridimensional, excepto en zonas alejadas de dicho frente, donde el comportamiento se aproxima a deformación plana.

Según Mair y Taylor, 1997, existen cinco factores principales diferenciados entre sí asociados a la generación de movimientos que se describen a continuación.

1. Deformación en el frente de excavación provocado por el relajamiento de las tensiones "in situ" durante la excavación:

Debido a la relajación tensional producida por la excavación, se producen episodios de asientos del terreno antes de la llegada de la rueda de corte de la máquina tuneladora. Se ha observado que el asiento en superficie por encima del frente de excavación, en terrenos con soporte, corresponde aproximadamente a la mitad del asiento máximo (Attewell y Woodman, 1982). Este factor tiene más influencia cuando se excava túneles en modo abierto y, especialmente en terrenos arcillosos como se ha podido observar en las arcillas de Londres (Mair y Taylor et al., 1996). En cambio, cuando el método de excavación elegido es mediante tuneladora EPB, la deformación del terreno por delante del frente, puede ser controlada si se consiguen mantener tensiones similares a las pre-existentes en terreno. En Shirlaw et al. (2003) se recogen varias experiencias de deformación del terreno por delante del frente, en terrenos arcillosos marinos normalmente consolidados ("Kallang formation"), en la ciudad de Singapur. Una de las conclusiones que se obtuvo, y que puede ser de ámbito general en este tipo de terrenos, es que la presión en la cámara de tierras ha de mantenerse entre 0.9 y 1.2 veces la tensión vertical total hasta el eje de la excavación. De tal forma, que se garantiza unos asientos muy pequeños por efecto de relajación del frente.

2. Convergencia de la superficie excavada:

Tendencia a una ligera sobreexcavación producida por la cabeza de corte. Se produce una sobreexcavación debida a las herramientas más exteriores de la rueda de corte y posteriormente, una convergencia del terreno a causa de la conicidad del escudo, dado que el diámetro de excavación es superior al de la parte posterior del escudo (Figura 2.2). La pared de la excavación se deforma radialmente viendo cortada su deformación por la rigidez del escudo.

La deformación máxima se produce entre el perfil excavado y el trasdós del escudo de cola. En algunas zonas de la Línea 9 de Barcelona, la diferencia entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior de la cola del escudo puede alcanzar hasta los 6 cm de separación (Bono et. al, 2008).

3. Relleno insuficiente del espacio entre el trasdós de las dovelas y la parte exterior del escudo llamado (gap):

Después del paso de la cola del escudo, el espacio entre el perfil de excavación y el revestimiento instalado tiende a cerrarse, generando movimientos en el terreno. Este espacio se minimiza inyectando mortero en la cola del escudo simultáneamente al avance, en función de la velocidad y de la presión necesaria.

4. Compresibilidad del revestimiento (anillo de dovelas):

Bajo este nombre se incluyen las deformaciones de puesta en carga del revestimiento. Después del paso de la cola del escudo, el espacio entre el perfil de excavación y el revestimiento instalado tiende a cerrarse. El terreno se desplaza hasta el revestimiento instalado. La compresión del revestimiento genera una distribución del estado de tensiones provocando una deformación adicional en el terreno alrededor del revestimiento. Sin embargo, en relación a las magnitudes de las componentes “b” y “c” puede ser considerado como despreciable y muy difícil de observar en términos prácticos (Bono et. al, 2008).

5. Deformaciones diferidas fundamentalmente atribuidas al proceso de consolidación:

La consolidación es un proceso de cambio de volumen del suelo en el tiempo debido a la salida del agua de los poros (Atkinson y Bransby, 1978). Fundamentalmente el proceso de consolidación del suelo en la construcción de un túnel con máquina tuneladora obedece a las sobrepresiones intersticiales generadas durante el proceso de excavación. La sobrepresión generada por la máquina, se transmite a través de la porosidad del material y ésta se va disipando en el tiempo, generando movimientos a largo plazo en el terreno



## **2.3 Medidas aplicadas durante la excavación para minimizar la generación de asientos:**

Para minimizar los posibles movimientos generados por la excavación y siguiendo con los principales factores que causan la generación de movimientos, las máquinas tuneladoras disponen de varios sistemas de mitigación relacionados con la gestión de las presiones y los volúmenes de inyección que se describen a continuación:

### PRESIÓN EN EL FRENTE

Por un lado, la estabilidad del frente mediante la presurización, es necesaria en terrenos inestables y/o situados por debajo del nivel freático. El principio de trabajo de un escudo de presión de tierras, es establecer un equilibrio entre: el empuje que realiza el terreno y el agua intersticial del suelo en contraposición de la presión que ejerce el material excavado, en la cámara de tierras. La presión de frente, se ha de mantener a un nivel que permita condiciones estables de trabajo, no siendo muy bajas para que se produzca la entrada de material incontrolado en la cámara de tierras, ni tan elevadas para que se deforme el suelo. En cualquier caso, la presión de frente o de confinamiento ha de satisfacer en todo momento, el gradiente de las presiones de tierras y de agua del terreno a excavar. El gradiente de la presión de confinamiento será lo más aproximado al del terreno "in situ", con el fin de mantener una distribución uniforme de la presión en el frente (Bono, 2008). La presión en la cámara de confinamiento se controla a través de la velocidad de avance de la tuneladora, la velocidad de extracción de material a través del tornillo sinfín y de la densidad del material en la cámara de tierras. Esta presión de frente queda registrada mediante células de carga situadas por detrás de la rueda de corte de la máquina EPB, que miden la presión total de los materiales en la cámara.

### PRESIÓN Y VOLUMEN DE INYECCIÓN DE MORTERO EN LA COLA DEL ESCUDO

Siguiendo con el ciclo de excavación, una vez los cilindros de empuje son retraídos, los segmentos de revestimiento, conocidos como dovelas (8) en la Figura 2.1, son colocados mediante el erector (6) en el interior del escudo. En el caso de revestimientos de hormigón prefabricado el avance del escudo deja un espacio anular entre el suelo excavado y la parte exterior de los anillos de revestimiento. Este espacio, puede verse incrementado sino se rellena inmediatamente.

Algunos de los factores que contribuyen a un espacio mayor entre perímetro de excavación y revestimiento fueron vistos en el apartado anterior: forma cónica del escudo, desplazamiento del terreno en tramos curvos y posibles sobreexcavaciones. La excentricidad inevitable del revestimiento en relación con la cola del escudo y la posible deformación del revestimiento también pueden contribuir a un espacio mayor. En términos generales, el espacio anular entre el trasdós del revestimiento y el perfil de excavación es rellenado mediante mortero inyectado a presión, desde la cola del escudo (Figura 2.2). La inyección de mortero directa a través de la cola del escudo conduce a un soporte inmediato del perfil de la excavación y el propio segmento de revestimiento (Barbendererde et al., 2002).

La inyección del mortero de cola, se ha de realizar en única fase simultáneamente al avance de la excavación y lo más constante en el tiempo posible manteniendo una presión pre-definida, que por regla general suele ser desde 0.5 a 1 bar por encima de la presión en el frente de excavación. También se mantendrá el control sobre el volumen introducido, para garantizar el relleno óptimo del gap.

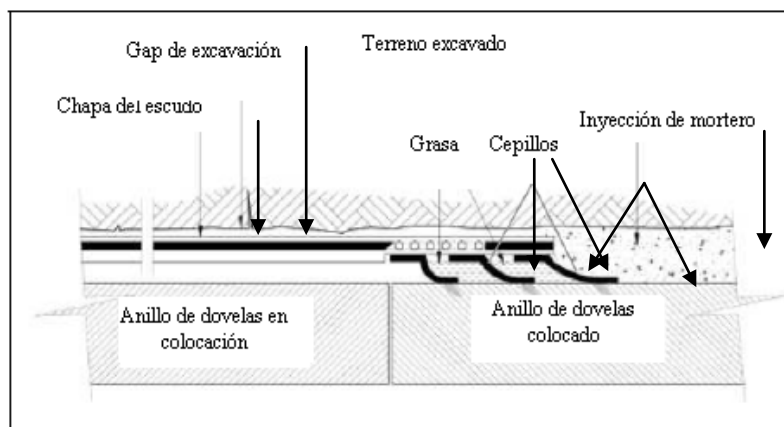


Figura 2.2 Inyección de mortero en el gap de excavación

## INYECCIÓN Y VOLUMEN DE BENTONITA ATRAVÉS DEL ESCUDO

El escudo es una pieza metálica de acero. La superficie del escudo puede estar reforzada mediante una presión en la coraza del escudo de tal forma que los asientos en superficie no deberían causar ninguna deformación importante. Sin embargo, se necesita un contacto directo entre la coraza del escudo y el intradós del túnel. Estas condiciones únicamente pueden darse si el espacio entre el escudo y el perfil de excavación está completamente relleno, si la excavación se produce sin sobreexcavaciones, si la coraza del escudo es exactamente cilíndrica y si el escudo avanza absolutamente en línea recta. Estas tres condiciones raramente son

cumplidas, por lo que resulta, un gap o espacio entre el terreno y la pared del escudo. Este espacio debe ser rellenado con rapidez para reducir al mínimo los asentamientos de la superficie. Aparte de la dificultad de dirigir la máquina tuneladora en línea recta, con sobreexcavaciones mínimas, y intentado un contacto con el suelo constante, existe otra razón inevitable donde el “gap” suele ser mayor, que son los tramos curvos. La parte rígida del escudo desplaza al suelo tanto en el interior y exterior de la curva creando un “gap” mayor (Figura 2.3). En el capítulo 4 se muestran algún ejemplo de movimiento más elevados en tramo curvo.

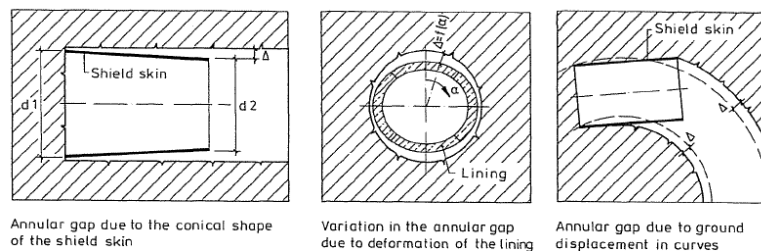


Figura 2.3 a) Sobreexcavación debida a forma cónica del escudo en forma cónica b) vista frontal de la sobreexcavación producida por el escudo c) sobreexcavación producida por un escudo rígido en tramo curvo

## ESTABILIZACIÓN DEL PERFIL EXCAVADO ALREDEDOR DEL ESCUDO

Generalmente la presión aplicada en la coraza del escudo no es suficiente para compensar la presión de tierras vertical ejercida sobre el escudo. El sostenimiento adicional de la zona se consigue mediante el llenado del “gap” con bentonita a presión controlada. Este material de inyección no debe ser demasiado líquido para que no fluya hacia la cámara de excavación. Por otro lado, tiene que ser suficientemente líquido para llenar completamente el gap, el cual, está constantemente cambiando a medida que avanza el escudo.

Estas inyecciones a volumen controlado limitan los asentamientos en esta zona y disminuyen el rozamiento entre el escudo y el terreno, la cual cosa comporta una menor demanda de la fuerza necesaria para mover el escudo (Figura 2.4).

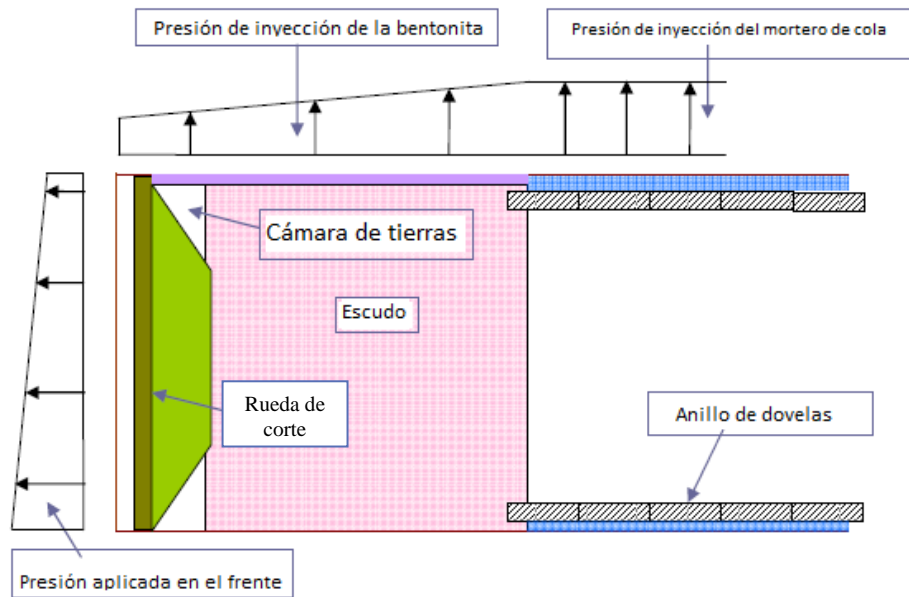


Figura 2.4 Sistemas de control de asentamientos (Paymacotas, 2008)

## 2.4 Métodos para la estimación de movimientos en el terreno en condiciones “greenfield”

Los movimientos en superficie producidos por el paso de una tuneladora corresponden idealmente a los que se muestran en la Figura 2.5, siendo la componente (x) la distancia del eje del túnel en la dirección longitudinal, (y) la componente en la dirección transversal del avance del túnel y la (z) representa el movimiento vertical desde la superficie hacia el túnel.

El origen de coordenadas se considera en el frente de la rueda de corte de la máquina. También se definen los desplazamientos verticales ( $S_v$ ), desplazamientos horizontales, tanto en la dirección longitudinal al túnel ( $S_{hx}$ ) como en la transversal ( $S_{hy}$ ).

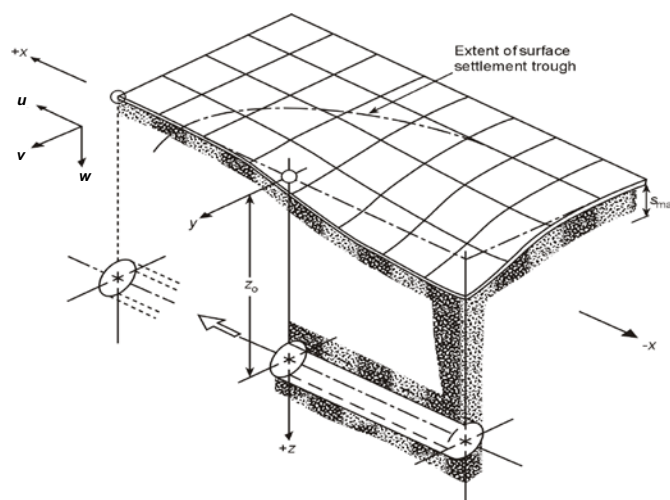


Figura 2.5 Geometría de asentamientos inducida por la excavación de un túnel (Attewell y Yeates et al., 1986)

## 2.5 Movimientos en superficie

### 2.5.1 Movimientos transversales

En un terreno libre de edificaciones y otras infraestructuras (terreno en condiciones de “greenfield”), Peck (1969) mostró que los asientos del terreno en un plano transversal al eje del túnel podía ser fácilmente representado mediante una distribución Gaussiana. Esta asimilación se fundamenta en las experiencias observadas y la comparación de asentamientos reales medidos a los descritos por la función.

En la Figura 2.6 se muestra la cubeta de asientos en superficie debida a una excavación subterránea. Siguiendo la aproximación de la curva, el asiento vertical en la dirección transversal queda definido por la expresión:

$$s_v (y) = s_{max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i_y^2}\right) \quad (2.1)$$

donde  $S_{max}$  es el máximo asiento vertical en superficie,  $y$  es la distancia transversal a la vertical del eje del túnel,  $i$  parámetro de anchura de la cubeta, representa la desviación estándar de la curva o el valor del punto de inflexión de la curva que separa la zona donde se producen deformaciones por tracción (“hogging”) en el terreno, de la zona donde se producen deformación por compresión (“sagging”).

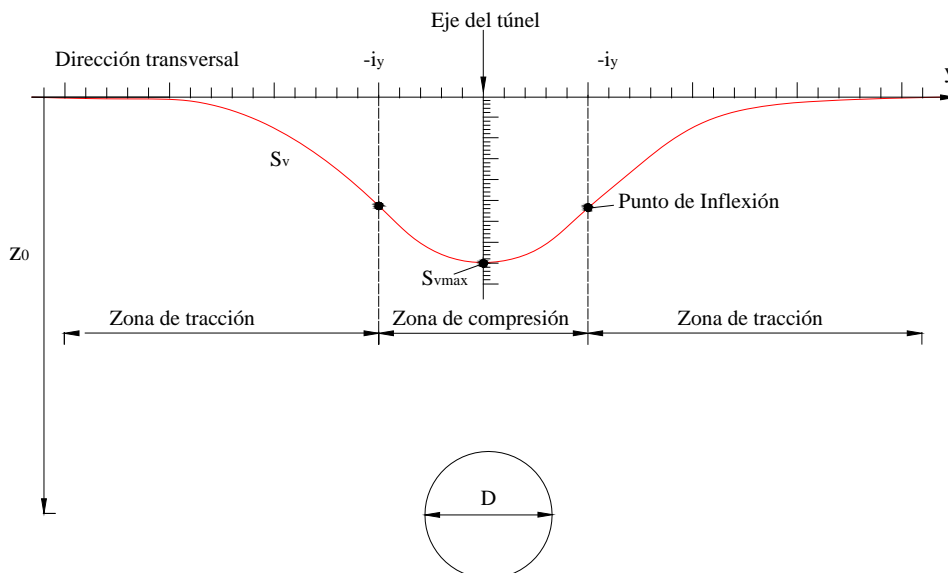


Figura 2.6 Cubeta transversal de asientos (Peck, 1969)

El área ( $A_s$ ) que queda envuelta entre la curva de asientos y la línea de superficie, se obtiene de la integración de la ecuación (1).

$$A_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_V(y) dy = \sqrt{2\pi i_y S_{vm\acute{a}x}} = 2.5 i_y S_{vm\acute{a}x} \quad (2.2)$$

Generalmente expresada por unidad de longitud de túnel como volumen de la cubeta de asientos ( $V_s$ ):

$$V_s = A_s * 1 = 2.5 i_y S_{vm\acute{a}x} \quad (2.3)$$

En materiales con baja permeabilidad como pueden ser las arcillas el terreno excavado se puede considerar en condiciones no drenadas. El volumen de la cubeta de asientos superficiales ( $V_s$ ) es igual al volumen de suelo excavado total ( $V_t$ ). Sin embargo, cuando la excavación se realiza bajo condiciones drenadas, como sería el caso de las arenas. El volumen de la cubeta de asientos ( $V_s$ ) < ( $V_t$ ).

El volumen de la cubeta de asientos puede ser expresado como el porcentaje del volumen teórico de la excavación (por unidad de longitud). El resultado es un parámetro adimensional, expresado en tanto por ciento que se conoce con el término de Volume loss ( $V_L$ )

$$V_L = \frac{V_s}{\frac{\pi * D^2}{4}} \quad (2.4)$$

donde D es el diámetro del túnel.

Para un túnel circular, el asiento máximo se puede expresar de la siguiente forma:

$$a) S_{vm\acute{a}x} = \sqrt{\frac{\pi}{32} \frac{V_L * D^2}{i}} \quad \text{ó} \quad b) S_{max} = 0.3113 V_L D^2 / Kz_0 \quad (2.5a,b)$$

Por tanto, el desplazamiento vertical en superficie debido a la excavación de un túnel circular depende de dos parámetros que son:  $V_L$  y  $i$  (anchura de la cubeta de asientos).

## 2.5.2 Movimientos horizontales

O'Reilly & New (1982) mostraron que los desplazamientos horizontales superficiales en la dirección transversal del eje de excavación y asumiendo que el vector resultante de desplazamiento se orienta hacia el túnel, estos movimientos horizontales pueden ser expresados:

$$S_{hy} = \frac{S_v(y)}{z_0} \quad (2.6)$$

La Figura 2.7 muestra el movimiento horizontal junto con la cubeta gaussiana. Se puede apreciar como el máximo desplazamiento horizontal ocurre en el punto de inflexión.

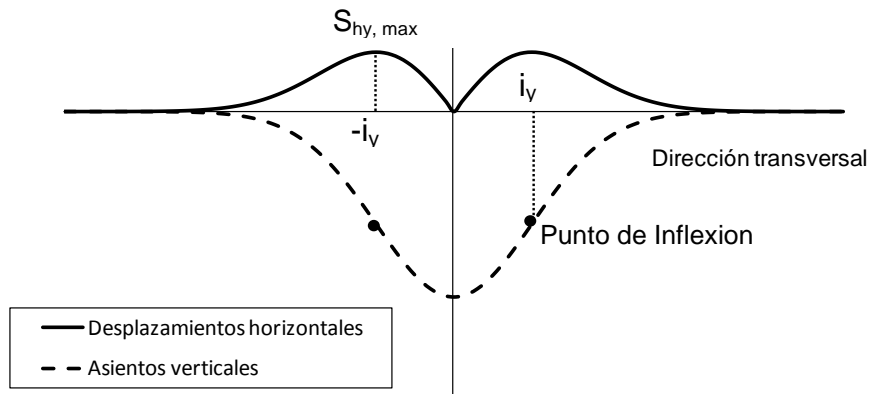


Figura 2.7 Distribución de desplazamientos horizontales en superficie y cubeta de asientos verticales en superficie (O'Reilly y New, 1982)

### 2.5.3 Movimientos longitudinales

Attewell y Woodman (1982) mostraron que el perfil de asientos longitudinales podía ser considerado razonablemente como una curva de probabilidad acumulada. Si el perfil de asiento gaussiano longitudinal se escribe mediante:

$$S_v(x)_{y=0} = S_{v,max} \phi \frac{x}{i} \quad (2.7)$$

donde  $\phi(x)$  es la curva de probabilidad acumulada y  $x$  es la coordenada longitudinal como se muestra en la Figura 2.8. La función de probabilidad acumulada se define como:

$$\phi(x) = \frac{1}{i_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (2.8)$$

los valores  $\phi(x)$  se encuentran tabulados en Attewell y Woodman (1982) o en la mayoría de libros de estadística.



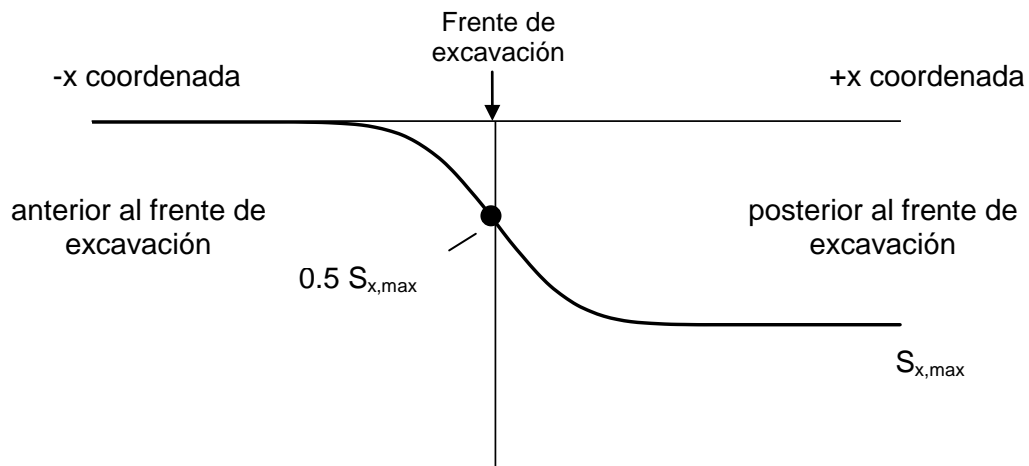


Figura 2.8 Perfil de asentamientos longitudinales

La Figura 2.8 nos muestra el perfil de asentamientos longitudinales. Los asentamientos incrementan en positivo en la dirección  $x$  y alcanzan el  $S_{v,max}$  en  $x=\infty$  mientras que  $S_v=0$  cuando  $x=-\infty$ . El asiento en  $x=0$  es igual a  $S_{v,max}/2$ . Attewell y Woodman (1982) mostraron que en arcillas blandas entre el 30%-50% del  $S_{v,max}$  ocurre en frente de excavación.

La anchura de la cubeta de asentamientos longitudinales viene definida por el parámetro  $i_x$ . En la literatura no existe demasiada atención con este parámetro. Attewell et al. (1986) compara un estos dos parámetros  $i_x$  y  $i_y$  en un rango de valores para diferentes casos. Aunque los datos analizados indican que la cubeta de asentamientos transversales es ligeramente mayor que la cubeta de asentamientos horizontales, el estudio concluye que para el diseño general se puede asumir  $i_x=i_y$ , propuesto también por New y O'Reilly (1991) años después, en el caso que el asiento observado en el frente de excavación sea relativamente constante con la profundidad.

#### 2.5.4 Volume loss

La estimación de la pérdida de volumen normalmente se basa en la revisión de casos de obras subterráneas en terrenos y condiciones similares. Varios autores han recopilados valores de la pérdida de terreno en diferentes proyectos como por ejemplo (Peck, 1969; Cording y Hansmire, 1975; Clough y Schmidt, 1981; O'Reilly y New, 1982; Attewell et al, 1986; Uriel y Sagaseta, 1989; Mair, 1996) pero relativamente pocos autores prestan atención a la pérdida de volumen para cada una de las etapas implicadas en el proceso de construcción. Esto puede ser debido a que se requiere de un conocimiento detallado del proceso y del método de excavación utilizado en todo momento y no siempre es fácil disponer de toda esta información.

Para máquinas tuneladoras tipo escudos, Attewell (1978) divide las fuentes de pérdida de volumen del terreno en 4 categorías:

Pérdida de terreno en el frente de la excavación: El terreno sin soporte en el frente de excavación tiende a moverse de forma radial hacia la excavación, provocando el desarrollo de asientos en superficie en el frente de excavación.

Pérdida de terreno en la zona del escudo: El movimiento radial del terreno en la zona del escudo debido a una sobreexcavación de la cabeza de corte, de dimensiones algo superiores a la cola del escudo.

Pérdida de terreno durante la colocación del revestimiento: El revestimiento colocado por detrás del escudo deja un espacio donde el terreno puede ser inestable, este terreno puede entrar dentro de la máquina, generando una pérdida de terreno mayor. Una vez el revestimiento está colocado, el terreno puede moverse alrededor del revestimiento ya que reemplaza inadecuadamente el área de contorno del escudo. Para minimizar esta pérdida de terreno se inyecta mortero entre el revestimiento y el terreno.

Pérdida de terreno después del relleno con mortero: Movimientos radiales del terreno continúan después del relleno y pueden provocar deformaciones debido a sobrepresiones transferidas por el nuevo límite.

### 2.5.5 Anchura de la cubeta transversal de asiento

La experiencia permite estimar “ $i$ ” (anchura de la cubeta de asientos) utilizando expresiones empíricas. Peck et al., (1969), propuso una relación entre el valor del parámetro  $i$ ,  $z_0$  y  $D$ , dependiente del tipo de terreno excavado. A partir de este trabajo, numerosos autores han trabajado con la idea de ser más precisos en el cálculo de “ $i$ ”. O’Reilly y New et al., (1982), para el caso de materiales cohesivos y condiciones de deformación a volumen constante, asumen que todas las partículas del suelo tienen un desplazamiento radial hacia el centro del túnel. Además la anchura de la zona de terreno deformado, decrece linealmente con la profundidad, caracterizado por la expresión (9):

$$i_z = K (z_0) \quad (2.9)$$

donde  $i_z$  es la desviación estándar (parámetro de anchura de la cubeta de asiento),  $z_0$  es la profundidad del eje del túnel y  $K$  (en superficie), es una constante empírica de proporcionalidad, que depende del tipo de suelo. Este valor de  $K$  varia de 0.2-0.3 para suelos granulares a 0.4-0.5 para arcillas duras llegando a valores de 0.7 para arcillas

blandas. Rankin (1988) presenta los resultados de un estudio similar al anterior pero con una mayor base de datos. Estos resultados confirman que el valor de  $K=0.5$  para arcillas.

Kimura y Mair (1981) presentan resultados similares, a partir, de los ensayos con centrifugadora. Su estudio demuestra que el valor de  $K=0.5$  es independiente de la técnica de soporte y método de excavación aplicado.

## 2.6 Movimientos en profundidad

Mair y Taylor et al., 1993, realizaron una recopilación exhaustiva de datos de campo y muestras de arcilla de Londres que ensayaron con centrifuga. Observaron que el parámetro  $K$  no era constante, como se había considerado en superficie y propusieron substituir el valor de  $K$  constante por una función  $K(z)$ .

$$i_z = K(z) * (z_0 - z) \quad (2.10)$$

Siendo  $z$  la profundidad del punto considerado.

Mair et al (1993) muestran que el valor de  $K$  para varios túneles en arcillas incrementa con la profundidad. En la Figura 2.9 se muestra estas medidas. Los ejes de abscisas y ordenadas están normalizados en función de la profundidad del túnel.

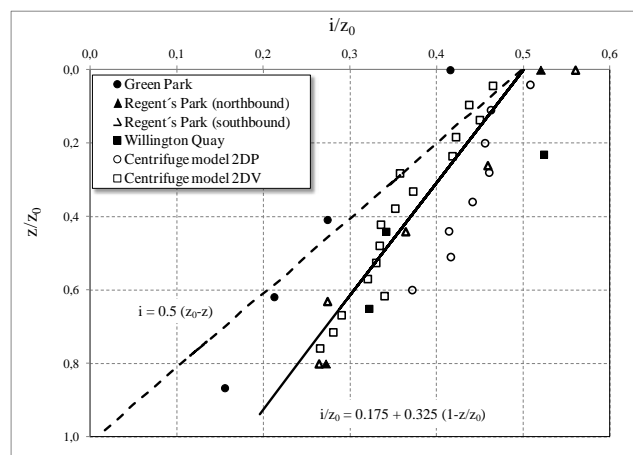


Figura 2.9 Variación del parámetro  $i$  con la profundidad

La línea de trazado discontinuo está representada por la Ecuación 2.10. Se puede observar como esta expresión subestima el valor de "i" con la profundidad. En contraposición la línea de trazado continuo se describe mediante:

$$\frac{i}{z_0} = 0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) \quad (2.11)$$

La Ecuación 2.11 coincide mejor con las mediciones. Combinando las Ecuaciones 2.10 y 2.11 resulta la expresión:

$$K = \frac{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)}{\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.12)$$

Para valores de  $z=0$  (punto en la superficie del terreno), de la Ecuación 2.12 se extrae que  $K=0.5$ , como hemos comentado en el apartado anterior.

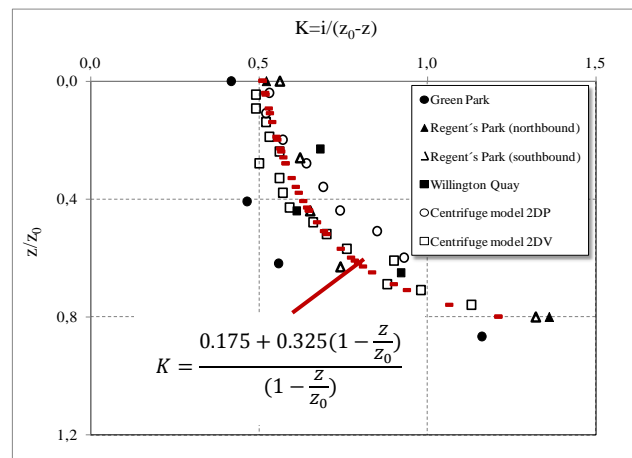


Figura 2.10 Variación del parámetro K con la profundidad

En la Figura 2.10 se muestra el parámetro K en función de la profundidad del terreno normalizado en función de la profundidad de la excavación. La curva dibujada describe la Ecuación 2.12. El gráfico describe que para valores del terreno profundos el valor de  $K=0.5$ , podría subestimar el valor de "i" anchura de la cubeta de asientos en profundidad.

Combinando las Ecuaciones 2.2 y 2.4 con la Ecuación 2.11, el asiento máximo de la cubeta de asientos en profundidad puede ser expresado como:

$$\frac{S_{v,max}}{R} = \frac{1.25V_L}{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \frac{R}{z_0} \quad (2.13)$$

Donde R es el radio de la excavación.

En la Figura 2.11 se muestra el máximo asiento (normalizado en función del radio) contra  $R/(z_0-z)$ . El término  $(z_0-z)$  es la distancia vertical entre el perfil de asiento y el eje

del túnel. El gráfico incluye los datos de campo de túneles excavados en las arcillas de Londres junto con la curva derivada de la Ecuación 2.10 para  $K=0.5$  (curva A) y la Ecuación 2.13 (curvas B y C). La figura muestra que en las aproximaciones realizadas, a partir, de la Ecuación 2.13 se ajustan razonablemente bien a los datos de campo medidos en las arcillas de Londres. En contraposición se observa, que la aproximación realizada, a partir, de la Ecuación 2.10 (curva A) sobrevalora el asiento máximo ( $S_{v,máx}$ ) en profundidad.

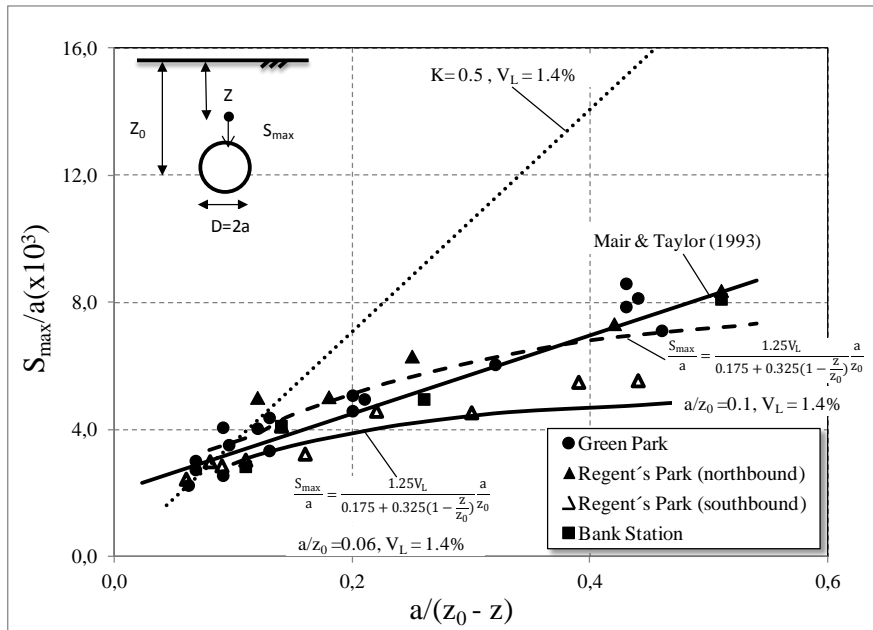


Figura 2.11 Asiento en profundidad en la clave de la excavación (Mair et al., 1993)

# CAPÍTULO 3

## LA LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA

### 3.1 Introducción

La ciudad de Barcelona dispone de una extensa red de metro con casi 90 años de antigüedad. El metro junto con la red de ferrocarril, el servicio de autobuses y el nuevo tranvía ofrece a los habitantes de la ciudad y cercanías diferentes modos de transporte público para desplazarse por el área metropolitana. Sin embargo, en los últimos años se observa una tendencia creciente en las grandes ciudades españolas a trasladar población a sus periferias, ya sea promovida por el encarecimiento de la vivienda o por la escasez de suelo edificable, como es el caso de la ciudad de Barcelona. Este fenómeno repercute en un incremento de la movilidad en toda el área de influencia, y, al mismo tiempo, aumenta la necesidad de ofrecer un mejor servicio público, con mejores conexiones entre diferentes modos de transporte que compitan directamente con el transporte privado, tales como automóviles y motocicletas.

Frente a esta nueva situación, se constituyó en 1997, la Autoridad del Transporte Metropolitano (ATM), en ella participa la Administración autonómica -Generalitat de Catalunya- y las Administraciones locales -Ayuntamiento de Barcelona, Entidad Metropolitana del Transporte y otros ayuntamientos con servicios de transporte urbano, con la Administración estatal como observadora. La misión principal de la ATM es la coordinación del transporte público colectivo en la región metropolitana de Barcelona, a través de la planificación de infraestructuras y servicios.

En este contexto, ATM crea el Plan Director de Infraestructuras 2001-2010 para el transporte público (PDI), que básicamente describe el desarrollo del transporte público en la Región Metropolitana de Barcelona en los próximos años. Esto significa una

mejora de la red actual, la ampliación de las líneas existentes, poniendo nuevo material rodante, etc., o la creación de otros nuevos para satisfacer la demanda.

Una de las infraestructuras más importantes dentro del PDI será la nueva línea de metro, L9, con 47,8 Km, será la línea subterránea más larga de Europa y conectará los municipios de Santa Coloma de Gramanet, Badalona, l'Hospitalet de Llobregat y el Prat de Llobregat con la ciudad de Barcelona.

Actualmente, la nueva línea está en construcción y sin fecha de finalización definida según fuentes de la Generalitat de Catalunya.

En los siguientes apartados se hará un breve repaso a la historia y las líneas de metro de la ciudad de Barcelona existentes en la actualidad. También se describirá el proyecto de la nueva línea 9 de metro, haciendo principal hincapié en el tramo de estudio en esta tesina, los materiales que atraviesa este tramo, el método constructivo empleado y el sistema de auscultación instalado.

### **3.2 Historia y líneas existentes en la actualidad**

En la actualidad, la ciudad de Barcelona cuenta con un total de 11 líneas, operadas por dos compañías diferentes: "Transports Metropolitans de Barcelona (TMB) y Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC). La primera de ellas, fue creada en los años sesenta con el fin de gestionar las líneas de metro, junto con la red de autobuses y el funicular de Montjuïc. TMB es propiedad del ayuntamiento de la ciudad y gestiona las líneas de metro: L1, L2, L3, L4, L5, el tramo operativo de la nueva línea L9 y L10 (todavía en construcción) y finalmente la línea L11.

Por otro lado, FGC es propiedad de la Comunidad Autónoma de Cataluña y está a cargo en este momento tanto de los trenes de cercanías de toda el área metropolitana, como de las líneas: L6, L7, L8 de metro. Estas antiguas líneas de ferrocarril conectaban poblaciones cercanas con la ciudad de Barcelona. Actualmente estas poblaciones forman parte de la ciudad y las líneas de ferrocarril anexadas a la red de metro de Barcelona.

En total, la red de metro metropolitano de Barcelona, está formada por 122,5 Km de vías y 166 estaciones, 100 estaciones sin correspondencia, 31 estaciones con una conexión a otro transporte metropolitano sea otra línea de metro, tranvía o funicular y 35 estaciones con dos o más enlaces con otro transporte de los anteriormente mencionados.



### **3.3 Descripción del proyecto de la Línea 9**

#### **3.3.1 Antecedentes de la nueva Línea**

El proyecto de construir una gran línea de metro de carácter perimetral, una enorme parábola de río a río, del Llobregat al Besós, que conecte con las demás líneas rompiendo el modelo radial del ferrocarril metropolitano de Barcelona, no es nuevo. Los planes de metro de 1971 y 1974 ya lo preveían. Según los primeros estudios que se realizaron, esta línea de circunvalación había de enlazar la Zona Franca (el entonces mercado central de Mercabarna, polígono alimentario que concentra los mercados centrales de frutas, pescado, carnes y flores de la ciudad de Barcelona), con el polígono de Montigalà en Badalona, que en aquel entonces aún no se había urbanizado. Pero no fue hasta el año 1999 cuando se retomó la idea con motivo de la elaboración del Plan Director de Infraestructuras 2001-2010 para el transporte público (PDI), que fue finalmente aprobado en 2002. Así se dio luz verde a la línea de metro más larga de Europa, que en realidad son dos líneas –la L9 y la L10, ya que cuenta con dos ramales, uno en el extremo del río Besós (ramal del Besós) y otro en el extremo del río Llobregat (ramal del Llobregat)– como veremos en el siguiente apartado.

El comentado plan fijaba como principal objetivo de esta nueva línea de metro dar la cobertura necesaria a un territorio muy poblado, con una alta densidad de movilidad y con grandes deficiencias de servicio de transporte ferroviario, como es el caso de algunos barrios de Santa Coloma, Badalona, Bon Pastor, Sarrià y Pedralbes.

Además se crearía una vía rápida de conexión entre Barcelona y el aeropuerto del Prat situado aproximadamente a 17 Km del centro de la ciudad, la zona de actividades logísticas del Puerto de Barcelona y el polígono industrial de la Zona Franca situados al suroeste de la ciudad.

Otro aspecto determinante de esta infraestructura fue la necesidad de incrementar el efecto red (conexión con otros medios de transporte público, especialmente con los ferroviarios) de Barcelona y su conurbación.

En los siguientes apartados, se explicaran algunas de las principales características de la Línea 9 y las principales ventajas que la L9 dará después de su puesta en marcha.

#### **3.3.2 Descripción y características del trazado de la Línea 9**

La futura Línea 9 (L9) y Línea 10 (L10) de metro de Barcelona, a lo largo de sus 47.8 Km de longitud, será la línea subterránea automática más larga de Europa y establecerá una mejora de la comunicación metropolitana, entre varias zonas

densamente pobladas de la ciudad y cercanías. Por un lado, los municipios de la zona noreste de la ciudad, como es el caso de Santa Coloma de Gramanet y Badalona quedarán anexados con la ciudad de Barcelona. Además, se establecerá una nueva comunicación con la zona sur de la ciudad, pasando por los municipios de L'Hospitalet y el Prat de Llobregat.

El trazado de la línea 9 y la línea 10, incluye un tramo central y dos ramales uno en cada extremo.

Uno de los ramales, el ramal de Santa Coloma de Gramanet, y el del Prat de Llobregat se identifica exclusivamente como la L9 y se identifica con color naranja (Figura 3.1). El ramal de Badalona es la L10 y se identifica con el color azul claro (Figura 3.1). El otro extremo de la línea, el tramo entre el polígono Pratenc y Provençana es también L10.

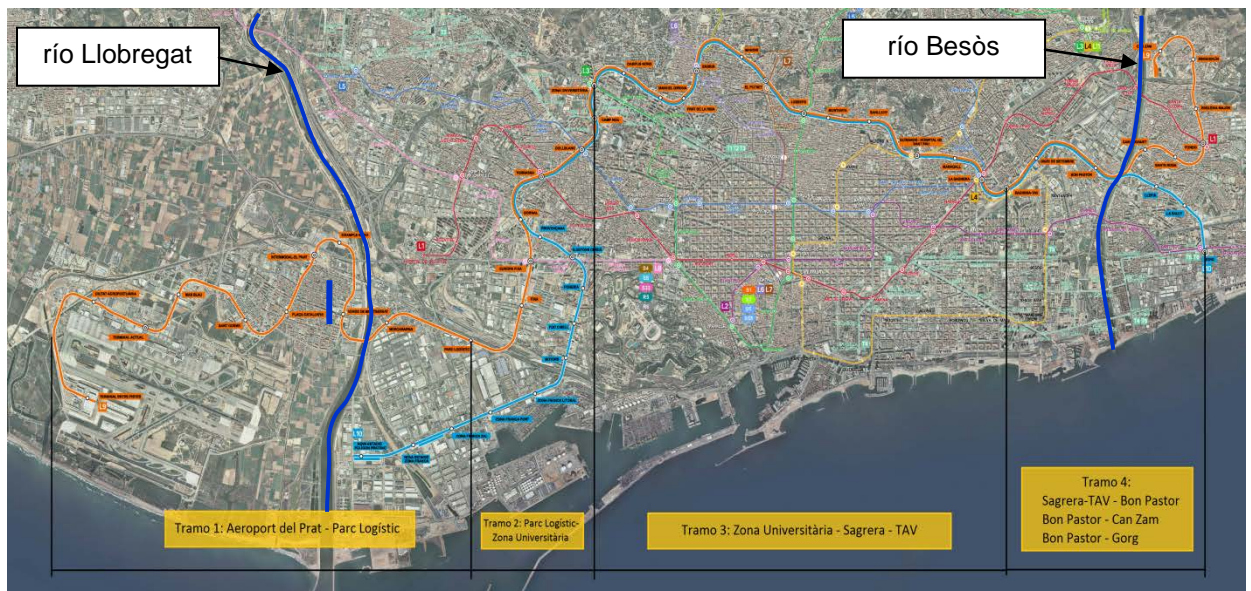


Figura 3.1 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona

El tramo intermedio será común a las dos líneas y estarán identificadas las dos líneas como L9 y L10, de esta manera los usuarios podrán identificar fácilmente hacia que ramal se dirige cada uno de los trenes.

En la Figura 3.1 se muestra un plano del trazado final de la línea 9 y la línea 10. En la figura se pueden observar los dos ramales en los extremos del trazado central de la línea (ramal perteneciente al río Besòs), y justo en el otro extremo, el ramal de la zona sud (ramal perteneciente al río Llobregat).

El ramal del Besós permitirá dar servicio a zonas densamente pobladas y donde actualmente no disponían de ninguna línea de metro, como: Bon Pastor en Barcelona, Llefia y el barrio de La Salut en Badalona y las zonas de Can Zam, Singuerlín, Santa Rosa y Can Peixauet en el municipio de Santa Coloma de Gramanet.

En el extremo opuesto de la línea de metro, la bifurcación del Llobregat permitirá unir puntos estratégicos, centros logísticos y zonas de equipamiento y servicio como: el aeropuerto del Prat, Mercabarna, la Fira -recinto de exposiciones de la ciudad-, la ampliación del puerto de Barcelona, el polígono industrial de la Zona Franca y la Ciudad de la Justicia. También permitirá unir Barcelona con el municipio del Prat de Llobregat, un municipio muy poblado, con algo más de 63500 habitantes (datos censales del 2011) y que hasta el momento únicamente contaba con líneas de autobús y ferrocarril.

El tramo central entre Bon Pastor y el Gornal atravesará lugares tan importantes como: el Campus Universitario de la Diagonal, el Hospital de Sant Pau, el Parc Güell, la estación del tren de alta velocidad, Sagrera/TGV, e importantes zonas deportivas como: el Camp Nou i la Ciudad de Básquet. Además conectará zonas de la parte alta de la ciudad con la periferia y con otras redes de metro.

En total la línea L9/L10 constará de 52 estaciones, 20 de las cuales, serán intercambiadores con cercanías, TGV, metro, FGC y tranvía. El servicio de la línea 9 será operativo por TMB y por ella está previsto según fuentes de la Generalitat de Catalunya que transcurran 350.000 personas al día, unos 130 millones de pasajeros al año.

Dada la gran magnitud de la obra, a lo largo de sus algo más de 47 Kilómetros de trazado, el trazado de la línea 9 atraviesa territorios de geología muy variada y compleja. Precisamente esto es una de las características que hace diferente esta línea de metro: su diversidad en el subsuelo que atraviesa. Consecuentemente, la línea se ha dividido en 4 tramos en función de las características del subsuelo que atraviesa:

**Tramo 1:** desde la estación Terminal entre pistes (Nueva terminal del aeropuerto del Prat) hasta Parc Logístic. Este tramo, con 12.7 kilómetros, estará compuesto por 11 estaciones.

**Tramo 2:** desde el polígono Pratenc en la Zona de Actividades Logísticas (ZAL) hasta Zona Universitària. Este tramo con 14.90 Km (4.09 Km de viaducto y 10.81 Km de túnel), está compuesto por 17 estaciones.

**Tramo 3:** desde Zona Universitària hasta La Sagrera/TGV. Este tramo, con 9.3 Km, está compuesto por 11 estaciones.

**Tramo 4:** desde Sagrera/TGV hasta Can Zam/Gorg. Este tramo, con 10.9 Km, está compuesto por 13 estaciones.

La disposición de estos tramos sobre el trazado del túnel se puede ver en la .Figura 3.1.

### 3.4 Ámbito de trabajo

Como se ha comentado anteriormente, la Línea 9 se encuentra dividida en cuatro tramos en función de las condiciones geológicas-geotécnicas y edificaciones en el entorno entre otros aspectos.

El Tramo 1 (entre el aeropuerto del Prat y Parc Logístic) está dividido a su vez, por cuatro subtramos (T1A, T1B, T1C, T1D).

La presente tesina se refiere específicamente a la excavación de la Línea 9 en el subtramo T1D entre la estación de Mas Blau (PK 4+330) y la estación de Terminal entre pistas (PK 0+214.74) situada en el aeroport del Prat.

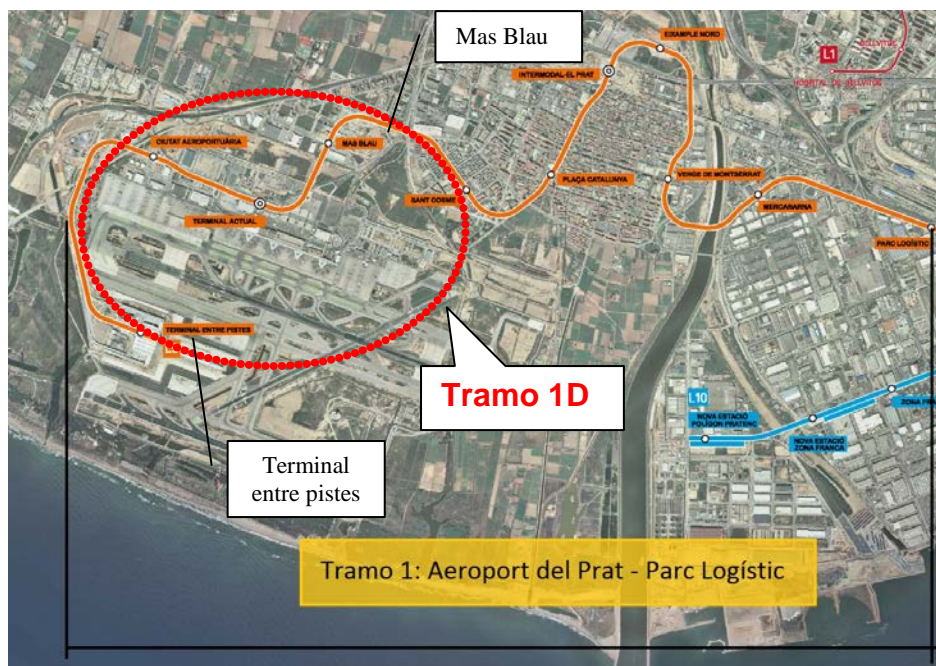


Figura 3.2 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona



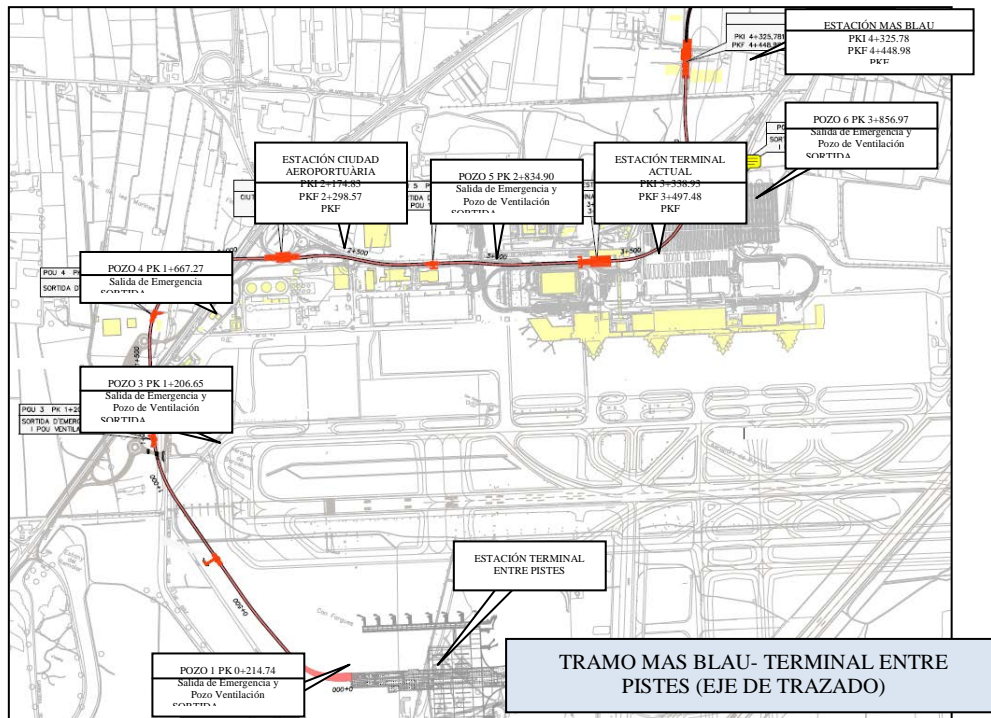


Figura 3.3 Trazado en planta del Tramo 1, pozos y estaciones (Aeroport del Prat – Estación de Mas Blau)

En la **Error! Reference source not found.** y

Figura 3.3 se muestra el trazado en planta del Tramo 1D. También se indica la localización de las cuatro estaciones realizadas en este tramo y los cinco pozos intermedios de ventilación y emergencia. Decir que, de las cuatro estaciones, sólo una de ellas, la estación de Terminal actual, ha sido construida posteriormente a la construcción del túnel. Esta estación proveerá acceso a la antigua terminal del aeropuerto de Barcelona.

### 3.5 Descripción geológica general

Este proyecto, tan ambicioso, debido a su largo recorrido, discurre por áreas muy diferentes entre sí, en cuanto a geología y morfología. El tramo 1 y parte de los tramos 2 y 4 de la L9 (

Figura 3.1), se engloban en las zonas deltaicas, de los ríos: Llobregat en el caso de los dos primeros tramos y Besós en el caso del tramo 4. El tramo 3 y parte del tramo 2, discurre bajo material rocoso, en las proximidades de la cadena montañosa de Collserola y la montaña de Monjüic respectivamente. En este contexto, las condiciones geológicas encontradas a lo largo del trazado, son muy variadas, y pueden separarse en tres zonas:

- Rocas ígneas: granitos con diferente grado de alteración.
- Rocas blandas: conglomerados del plioceno y del mioceno, arcillas y gravas.
- Suelos: materiales de cobertura cuaternaria y depósitos aluviales en la zonas deltaicas.

Las rocas ígneas afloran al NE de la ciudad de Barcelona, en concreto se localizan al pie de la vertiente sur de Collserola. A la vez este substrato de origen ígneo se encuentra afectado por un sistema de fallas regionales y diaclasis con una frecuencia de pocos decímetros y nunca más de un metro. En el tramo central de la línea (Tramo 3) se observa una zona de pizarras del paleozoico muy alteradas.

Los materiales cuaternarios, de la llanura de la ciudad, limitada por los deltas del Besós y del Llobregat, incluyen capas de gravas, arcillas no saturadas, arenas y conglomerados. Finalmente, los depósitos deltaicos de los ríos Besós y Llobregat están principalmente compuestos por arenas, arcillas blandas y limos, que describiremos detalladamente a continuación (Figura 3.4).

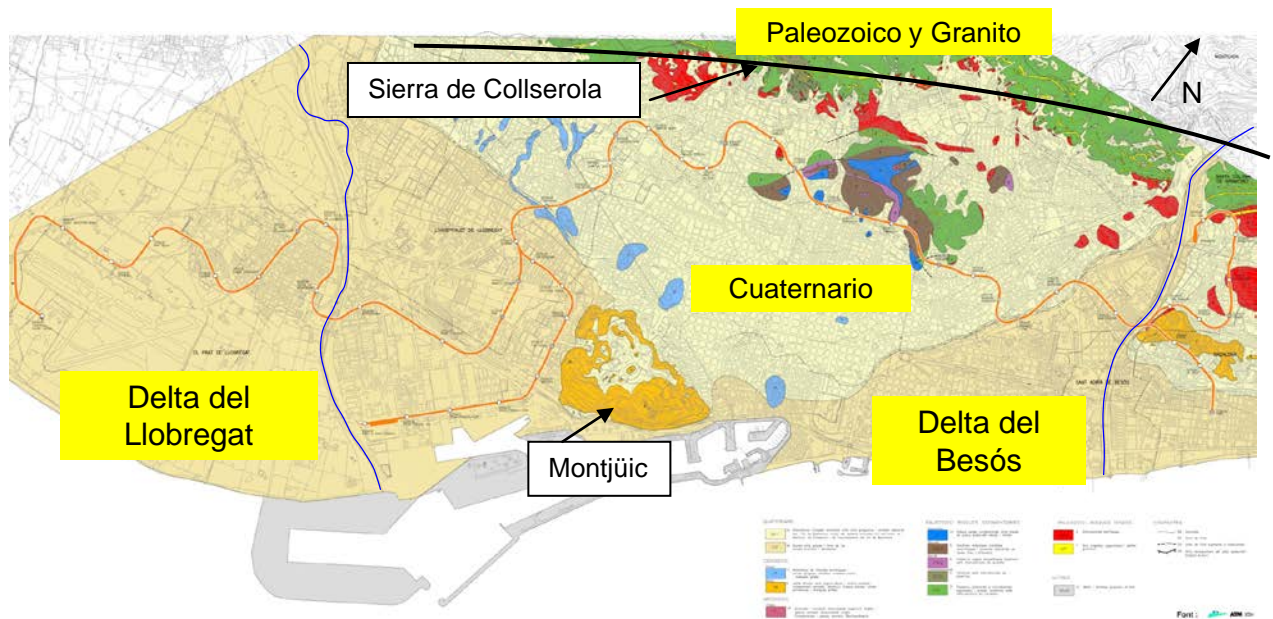


Figura 3.4 Mapa general geológico de la ciudad de Barcelona y cercanías

### 3.5.1 Contexto geológico del delta del Llobregat

En esta tesina nos centraremos únicamente, como hemos comentado anteriormente, en el Tramo 1D de la línea 9 de metro (entre la estación de Terminal entre pistes y la estación de Mas Blau). Este trazado del Tramo 1 de la Línea 9, discurre en su totalidad, bajo materiales de origen deltaico.

El delta del Llobregat formado en la desembocadura del río Llobregat se enmarca en la zona SW de la depresión de Barcelona.

El delta del río Llobregat, al igual que otros deltas mediterráneos, presenta una compleja estructura interna de cuerpos sedimentarios que se acuñan en diferentes direcciones.

Esta complejidad es consecuencia principalmente de las variaciones del nivel del mar (periodos glacio-eustáticos) durante el Cuaternario, aporte de sedimentos que alimentan el Delta y la actividad tectónica de la cuenca. La interacción de estos factores controló de forma decisiva la sedimentación deltaica y, por tanto, la distribución de los cuerpos geológicos en el espacio y en el tiempo.

### **1) Paleogeología y paleogeografía del delta del Llobregat y factores que influyen en su evolución**

#### **a) Comentarios generales sobre la arquitectura y evolución de un delta**

Un delta está formado por factores cíclicos y aleatorios de aporte de sedimento y su deposición en diferentes unidades. Por desgracia, las interpretaciones geológicas de los procesos de sedimentación cíclica del Pleistoceno se complican debido al reprocesado de los sedimentos, provocados por múltiples eventos como: caídas del nivel del mar y transgresión marina. Debido a ello, pocas investigaciones sobre paleogeología y paleografía de deltas tienen en cuenta estos materiales del Pleistoceno ya que son pobremente conservados.

El delta del Llobregat, que por lo contrario puede ser usado como paradigma debido al alto grado de preservación de estos materiales (Gàmez, 2007). La inusual y excelente conservación se deriva de la existencia de fallas de crecimiento cuaternarias, las cuales crearon grandes espacios de acomodación y limitaron la acción erosiva de las olas que nos permite conocer en detalle la deposición de estos materiales.

Pero antes de hablar de la deposición de los materiales deltaicos, son varios los factores que controlan la estructura interna de la progradación o retrogradación del delta y que han sido objeto de intensos debates, aunque el grado de preservación haya sido en mejor o peor medida conservado. Algunos autores han destacado la importancia de la desaceleración del nivel del mar y la aparición frecuente de cambios climáticos (Marqués, 1984; Checa, 1988) y sutiles cambios en el nivel del mar, como desencadenantes en el proceso (o patrones de secuencias) de sedimentación cíclica.

Otros autores se han centrado en el proceso de avulsión en la planicie aluvial, como factor predominante en los patrones de sedimentación cíclica.

Estos procesos generalmente ocurren como resultado de una pendiente del cauce inferior que la pendiente que el río podría adquirir si tomara un nuevo rumbo. En consecuencia, cuando se produce esta avulsión, el nuevo cauce arrastra sedimentos hacia el océano construyendo lóbulos de sedimentación deltaica. Estos procesos se

encuentran vinculados a las fluctuaciones en el suministro de sedimentos debido a la actividad humana o tectónica como la subsidencia del delta.

Otros factores, por los que la progradación de un delta puede verse favorecida son los debidos a un aumento en el aporte de sedimentos causada por la deforestación, la aridez, frecuentes inundaciones y eventos fríos, dando como resultado la caída del nivel del mar.

Por lo contrario, una disminución en el aporte de sedimento viene influenciada por una caída en el gradiente hidráulico durante los periodos cálidos favoreciendo el abandono de los lóbulos de sedimentación del delta principal.

#### b) Factores que controlan la arquitectura y evolución del **delta del Llobregat**

La reconstrucción de la arquitectura del delta del Llobregat se ha podido lograr, en base a la correlación de los procesos deposicionales de las diferentes unidades que forman el delta, que como hemos comentado anteriormente se da el caso de que han estado bien preservados.

Un factor clave en la correlación, es la edad de los materiales estudiados. Las investigaciones realizadas en la geocronología de los materiales cuaternarios del delta del Llobregat están basados en el estudio de la fauna, arqueología, y la climatología del lugar (Gàmez, 2007).

En el delta del Llobregat, como en la mayoría de los deltas, se han podido identificar dos patrones sedimentarios: el superior (Postglacial del Holoceno) y el inferior (del Pleistoceno). Estos dos patrones están separados por una superficie de erosión regional. Esta superficie de erosión se correlaciona con caídas glacio-eustáticas del nivel del mar, que son interpretadas como límites de secuencia.

#### *Evolución del delta del Llobregat (Postglacial) del Holoceno*

En base a la interpretación de los estudios de geocronología realizados, los depósitos de transgresión del Holoceno muestran una tasa de sedimentación lenta. El depósito de esta unidad se produjo de manera discontinua y su espesor varía desde 55m en el centro del delta a 18m en los márgenes.

Los cambios en el nivel del mar y el paleorelieve del zócalo (del subsuelo) controlaban el espacio de alojamiento en la cuenca del delta del Llobregat. Además factores como la actividad humana en la cuenca del río junto con la frecuencia de paleoinundaciones, periodos húmedos/secos y eventos fríos tuvieron mucho que ver en la deposición de estos sedimentos. A continuación se describe la evolución sufrida por los materiales Postglacial en el delta del Llobregat a lo largo de la historia:



Entre los años 14586 a 6045 a.C una baja tasa de sedimentación, debida a una gran elevación del nivel del mar, favoreció a un patrón de apilamiento de retrogradación del delta (Figura 3.5b).

Estudios arqueológicos llevados a cabo en la plataforma occidental del Llobregat informan que durante la época Neolítica (7600 a 7400 a.C) la actividad humana era considerable en esa zona. La actividad humana y las condiciones secas y frías dio lugar a la entrada de materiales detríticos en el delta desde los años 4500-4000 a.C, lo que favoreció a una progradación deltaica inducida por un muy lento incremento del nivel del mar (Figura 3.5c).

Posteriormente se produce una fase de estabilización, donde facies de aguas profundas (offshore) y facies someras fueron depositadas en el centro del delta, mientras que las facies litorales fueron depositadas cerca del paleo-acantilado a lo largo de la costa.

La progresiva progradación de la zona nordeste del delta del Llobregat (Figura 3.5d), se puede explicar mediante la ocupación producida durante la época Ibero-romana entre el 1500 al 840 a.C, Romana (S I a.C al S V d.C), los asentamientos se distribuyen a lo largo de la cresta de la montaña de Montjüic en el margen oriental del Llobregat. Durante la época ibérico-romana, los asentamientos ocupan nuevas áreas en la vertiente sur de la montaña de Montjüic, y el margen oriental del delta es utilizado como puerto, conocido como Port Harbour (Figura 3.5d). Posteriormente, en la época romana (S I a.C) las actividades portuarias del momento fueron trasladadas al puerto de Les Sorres (en el margen occidental) (Figura 3.5d). Documentos históricos y arqueológicos proporcionan evidencia de la desaparición en el siglo V d.C del puerto de Les Sorres, debido a un acumulo de sedimentos de la cuenca del Llobregat. Este hecho queda ratificado por las investigaciones realizadas en la velocidad de sedimentación de los núcleos del delta (Gàmez, 2007), y que proporciona además, evidencia de este pulso de progradación hacia la zona nordeste del delta.

Posteriormente, la actividad humana, el incremento de la aridez durante los años (1300-750 d.C) y nuevos episodios de frío (en 1600 d.C) provocaron un nuevo pulso de progradación causado por el incremento en el aporte de sedimento detrítico en el núcleo del delta del Llobregat.

Durante los años (853-554 d.C) en el Llobregat se produjeron grandes paleoinundaciones, sin embargo los análisis de velocidad de los núcleos del delta registran una tasa de sedimentación baja durante este periodo. Esto sugiere a episodios de avulsión y un súbito abandono de los lóbulos de sedimento en el centro del delta (Figura 3.5e).

Posteriormente, la reducción de los eventos de inundación en los siglos XIV-XV d.C, dio lugar a la redistribución, debido a las corrientes, de los sedimentos a lo largo de la costa.

Estudios históricos muestran que en el S XVIII d.C, después de la Edad Media, la cuenca del Llobregat sufrió cambios considerables en el aporte de sedimento, debidos al aumento de la frecuencia de inundaciones, la actividad antrópica coincidiendo con la recuperación económica y la pequeña edad del hielo registrada en el Llobregat. Este aumento de la frecuencia de las inundaciones probablemente desencadenó una alta descarga de sedimentos y la avulsión de los principales canales de distribución (Figura 3.5f).

### Evolución del delta del Llobregat en la edad del Pleistoceno

Por encima de los sedimentos del Pleistoceno existe un límite de secuencia deposicional más reciente que son los depósitos del periodo Postglacial visto en el apartado anterior. Los patrones de deposición del Pleistoceno son similares a las facies transgresivas de la época Postglacial. La diferencia más importante entre la época Postglacial y del Pleistoceno radica en la estados de deposición.

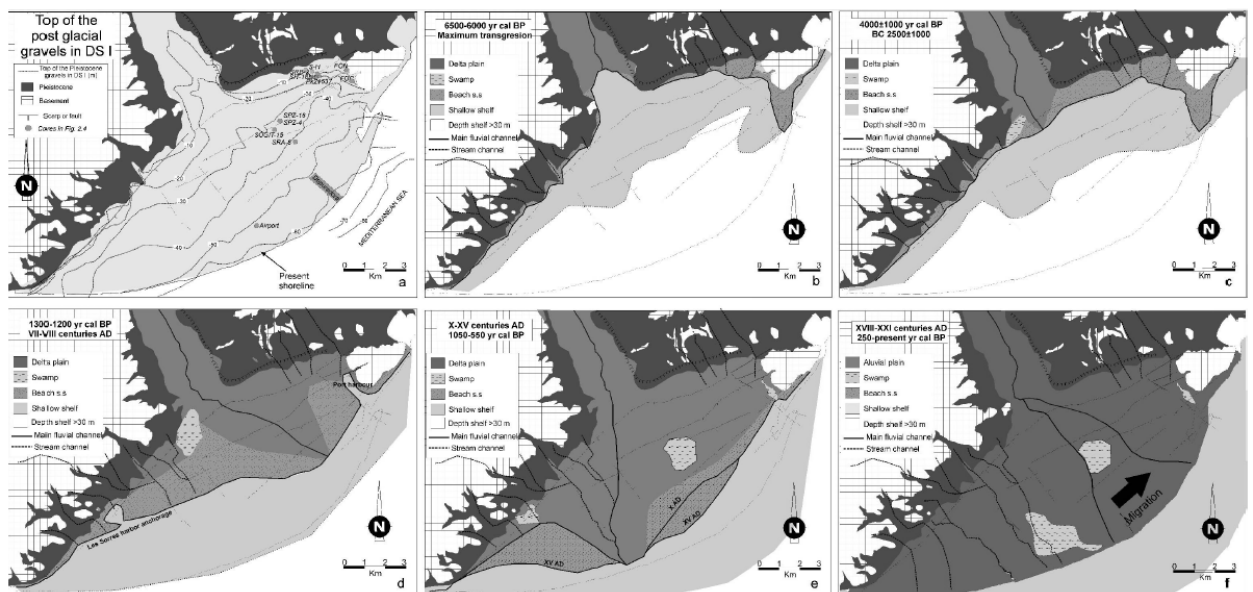


Figura 3.5 Evolución de la progradación costera del delta del Llobregat y la evolución de la red fluvial entre los años 6500 a:C hasta la actualidad. La primera figura (a) muestra el paleorelieve del delta (incluyendo las gravas de origen postglacial y los materiales deltaicos del Pleistoceno). Las zonas grises oscuras representan las regiones de agua dulce y salobre, las áreas claras representan los pantanos de agua salada. Los mapas desde el siglo X dC (e, f) han sido modificados por Palet et al. (1997)

La sucesión costera del Pleistoceno en el delta del Llobregat consiste en tres límites de secuencia deposicionales con un mínimo de tres superficies de erosión gobernadas por ciclos glacio-eustáticos. Estos ciclos de fluctuación del nivel del mar, están considerados como los mayores que se han producido en épocas de glaciación/interglaciación.

En particular, los intervalos glaciares están caracterizados por facies continentales formadas durante la caída del nivel del mar, y por tres facies fluviales formadas durante episodios de un nivel bajo del nivel del mar. Los intervalos interglaciares están compuestos por facies fluviales que han sido erosionadas y redosedimentadas, formando facies playa durante un aumento del nivel del mar (Amorosi et al., 2004). Estos intervalos son también caracterizados por frentes prodelta y delta durante episodios de niveles bajos del mar.

## **2) Geomorfología y Estratigrafía de los materiales cuaternarios del delta del Llobregat**

En los últimos años, el estudio del subsuelo de esta zona en particular, ha sido objeto de numerosos estudios. Parte de este interés ha sido fomentado por las numerosas obras subterráneas que atraviesan esta zona hasta enlazar con la ciudad de Barcelona, como es el caso de *La línea 9 de metro de Barcelona*, objeto de estudio en esta tesina. Pero no todo el interés por la geología de la depresión de Barcelona es de carácter reciente. A principios de los años XX diversos autores (Almera, 1891, 1894; y Solé-Sabarís, 1957, 1963), empezaban a describirnos la morfología y hidrogeología de los materiales pleistocénicos y cuaternarios de Barcelona. Además de la tectomorfolología del Macizo del Tibidabo y del valle inferior del Llobregat (Llopis, 1942a, 1946). La *Comisaria d'Aigües del Prepirineu Oriental* fue la primera en describir las unidades hidrogeológicas en la llanura deltaica Marqués (1984) informó sobre la existencia de dos complejos detríticos cuaternarios que son: el Complejo Deltaico Superior de edad Holocena (UDC) y el Complejo Detrítico Inferior de edad Pleistocena (LDC). Estudios posteriores realizados a partir de perfiles sísmicos realizados en alta mar permitieron reconocer 4 unidades deltaicas (Medialdea et al., 1986 y 1989). Las tres unidades más antiguas (**Q1,Q2,Q3**) mostradas en la Figura 3.6, bajo el nivel del mar, se correlacionan con el Complejo Detrítico Inferior ; (LDC) y la unidad sísmica más moderna identificado como (**Q4**) en la Figura 3.6 se relaciona con el Complejo Deltaico Superior (UDC) por encima del nivel del mar. (Checa et al.1988; Simó et al., 2005; Gàmez, 2007).

El Complejo Detrítico Inferior del Pleistoceno (LDC) está formado como hemos comentado por tres unidades deltaicas o secuencias deposicionales (I, II, III) (Figura

3.7), que incluyen patrones de nivel bajo y alto del nivel del mar, patrones transgresivos de canal fluvial (Fc) y facies grava-playa (Bg).

Los depósitos transgresivos (Fc) (Figura 3.8) son generalmente preservados dentro de los canales y son identificados como depósitos de Paleocanal transgresivos (se observan en las secuencias deposicionales I, II). Están formados por turbas y arcillas limosas de color gris y un nivel de arenas con influencia marina.

Otra unidad, es la unidad de máxima inundación que cubre los depósitos transgresivos. Esta unidad está formada por sedimentos finos interpretados como facies continentales y marinas (Rw) (Figura 3.8) (estas facies se observan en las secuencias deposicionales II, III) (Figura 3.7). Los sedimentos (Rw) son interpretados tanto por sistemas de subida del nivel del mar como por sistemas de caída del nivel del mar. Los sedimentos (Rw) en estados de caída del nivel del mar se disponen en forma de cuña, y muestran una tendencia a disminuir de espesor hacia la llanura deltaica. En línea con Amorosi et al., (2004), los sistemas de bajo nivel del mar fueron interpretados como sedimentos de llanura deltaica marcadamente discontinua. Por lo contrario, niveles altos del nivel del mar, están dominados por facies grava-playa y frente prodelta (Bg) (Figura 3.8) de origen Mioceno (Montjüic), Plioceno (zócalo de la llanura deltaica y sedimentos del valle inferior del río).

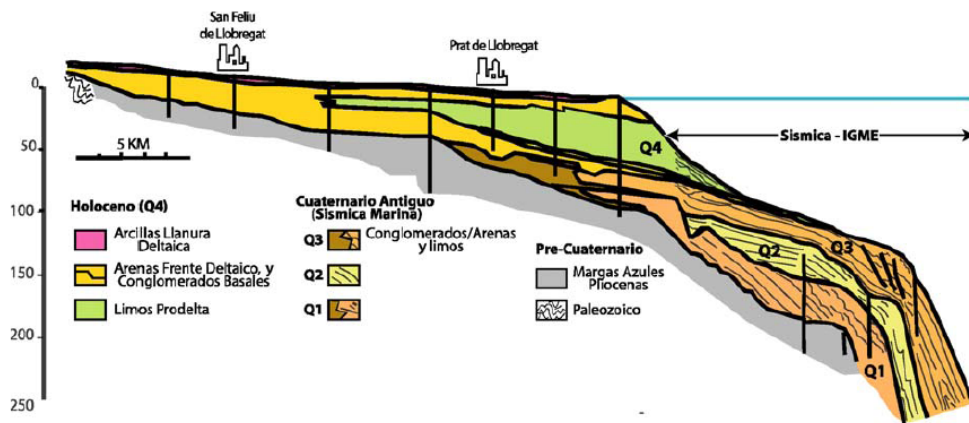


Figura 3.6 Corte geológico del Delta emergido y sumergido con datos del MOP y del IGME de sísmica de reflexión. Los deltas del Cuaternario Antiguo (Q1, Q2 y Q3) corresponden en parte al Complejo Detrítico Inferior. El delta moderno (Q4) se formó hace unos 18000 años, aunque su progradación se realizó en los últimos 6000 años

La unidad del Complejo Deltaico Superior está compuesta por cuatro litofacies, de muro a techo nos encontramos:

#### Arenas y gravas limpias (Facies Bs-Bq-Fc)

Consiste en litofacies de grava con matriz arenosa compuesta por clastos heterométricos (tamaños máximos de 6 cm, ocasionalmente de 8 cm), normalmente subredondeados a subangulosos, de litología variable (cuarzo, calcárea, dolomías...) pero con predominio de clastos cuarcíticos escasamente cementados. En general, hacia la base de la unidad está formado por litofacies más arenosas bien clasificadas con abundante micro y macrofauna como: ostras grandes, fragmentos de conchas, gasterópodos, foraminíferos, etc...Se interpreta como depósitos de playa marina y fauna terrestre que indica reelaboración de los depósitos aluviales, en las partes proximales del frente deltaico con subambientes de canales fluviales. Hidrogeológicamente se corresponde con el acuífero principal, y es el que abastece a la ciudad de Barcelona. Corresponde al logotipo **(QL4)** según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9 (ver Figura 3.8).

#### Arcillas limosas, arcillas, arcillas arenosas grises (Facies P-Sw-Bs)

Este nivel tiene unos 30-35 m de espesor y está constituido por niveles de arenas finas, arenas-limosas, limos-arcillosos y arcillas de color gris y/o casi negro. Se han dividido en seis alternancias con geometría en forma de cuña. Estas alternancias muestran una base arcillosa que pasa gradualmente hacia techo a sedimentos de mayor tamaño tipo limo y limos-arenosos y finalmente a sedimentos mucho más finos como arenas finas. Las alternancias inferiores de la unidad tiene a techo arena fina a media. Por otro lado, las alternancias superiores de la unidad pueden tener en las arcillas basales niveles de limos con fósiles. Estas alternancias son continuas en todos los sondeos realizados en esta unidad. Dentro de estas alternancias hay niveles discontinuos que corresponden a pequeñas intercalaciones de arenas finas o niveles arcillosos. Estas alternancias, donde el material se repite, se han interpretado como pulsos de progradación de ambiente de prodelta (zona más distal del sistema deltaico) que pasan a subambientes de playa profunda. Hidrológicamente la unidad se comporta como un acuitardo entre el acuífero Principal y el acuífero Superficial. Este nivel corresponde al logotipo **(QL3)** (arcillas), **(QL3m)** (arcillas-limosas), **(QL3s)** (arcillas-arenosas), según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9 (ver Figura 3.8).

#### Arena fina gris (Facies Df)

De unos 10-15m de espesor, está compuesto por el predominio de facies arenosas finas limosas a gruesas con clastos dispersos (mayoritariamente de cuarzo), alternándose con arenas con matriz de material fino. En algunos casos se pueden

encontrar litofacies de gravas. Los materiales corresponden a ambientes proximales del frente deltaico, en el que se distinguen los subambientes de playas someras y canales fluviales. El conjunto de estas litofacies se caracteriza hidrogeológicamente como el acuífero Superficial. Corresponde al logotipo **(QL2)**, según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9 (ver Figura 3.8).

#### Arcilla roja-marrón y arenas-limosas finas (Facies Fc-Fp)

Presenta un espesor medio entre 2 y 5m, formando un nivel muy continuo ligeramente inclinado en dirección al mar. Predominan las litofacies de arcilla roja con pasadas milimétricas a centimétricas de arenas finas y limos de color marrón pasando a limos arcillosos más claro o grisáceo con abundantes restos de materia orgánica. Estos materiales llegan a alcanzar los 2-3m de potencia y se interpretan como sedimentos de llanura deltaica dentro del ambiente de frente deltaico. Este nivel superficial corresponde al logotipo **(QL1)**, según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9 (ver Figura 3.8).

#### Rellenos antrópicos y suelos vegetales

El espesor de estos materiales es muy variable, normalmente entre 1 y 3m, aumentando en zonas de relleno antiguas rieras o terraplenado de estructuras viarias. Puntualmente pueden llegar a alcanzar espesores superiores a 10 m, como es el caso de la zona del Prat de Llobregat, que veremos más adelante en el capítulo 4.

Forman un conjunto heterométrico de tierras y runa totalmente desorganizado de espesor y composición muy variable lateralmente. Generalmente quedan por encima del área prevista de excavación del túnel. Así mismo, no se descarta la existencia de este tipo de rellenos con mayor espesor en alguna zona a lo largo del trazado de la línea 9. Corresponden al logotipo **(R)**, según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9 (ver Figura 3.8).



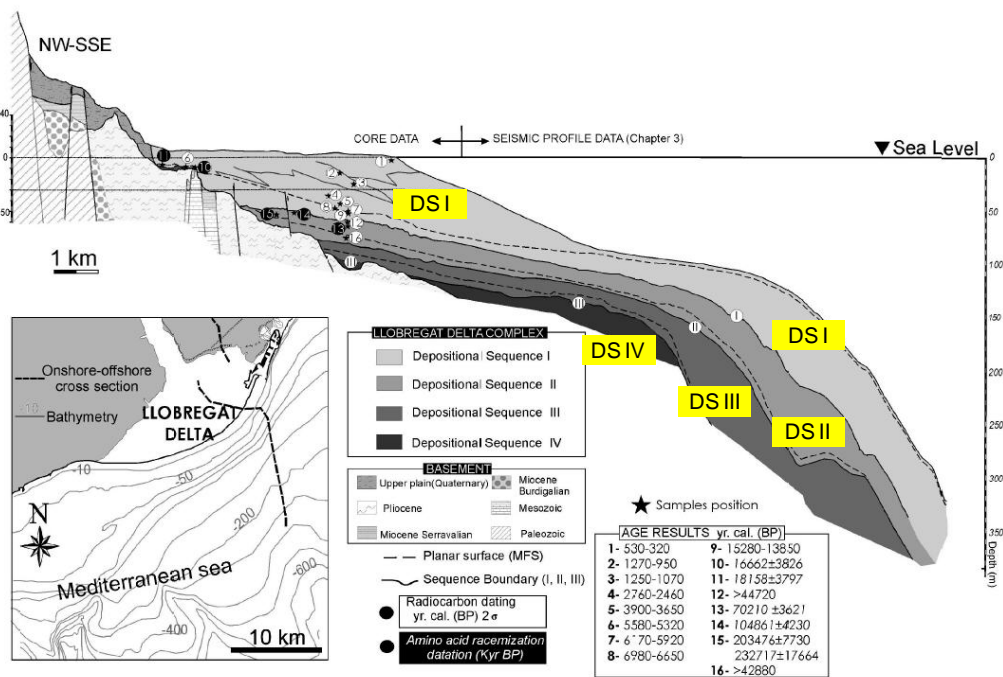


Figura 3.7 Sección longitudinal (A-A') y secciones transversales en el centro (B- B') y el margen noreste (C-C') de la llanura del delta del Llobregat. El mapa superior izquierda muestra la ubicación de las secciones transversales (líneas discontinuas)

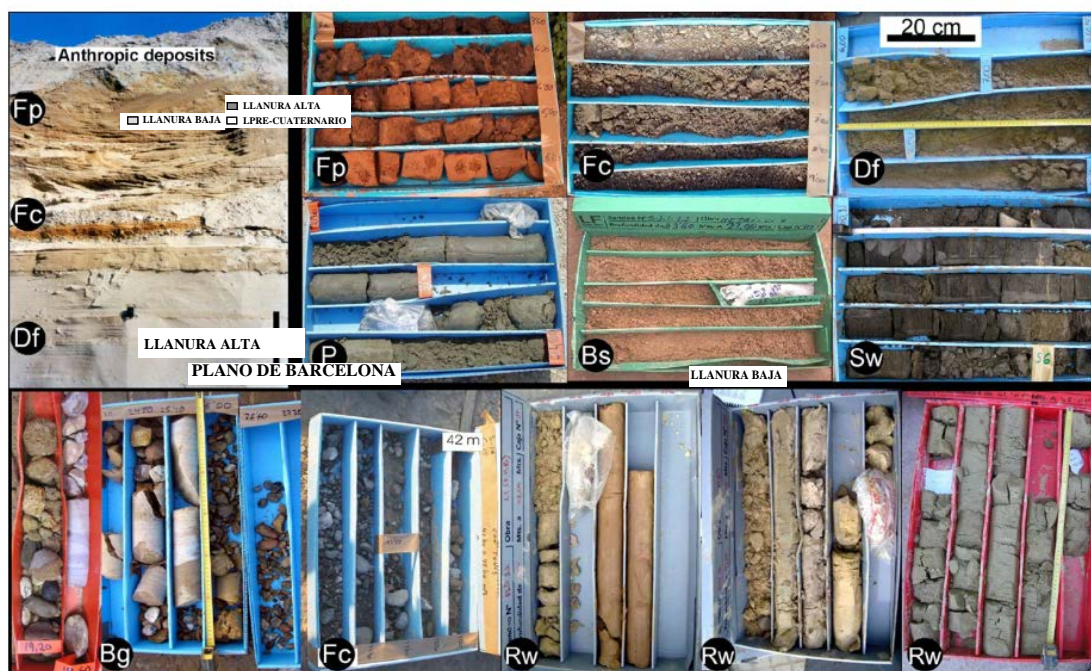


Figura 3.8 Imágenes representativas de las facies descritas en los núcleos y afloramientos Holoceno en la llanura del delta del Llobregat. Nomenclatura utilizada: Fp (Llanura de inundación); Fc (Canal Fluvial), Df (Frente Delta), P (Prodelta), B (Playa de arena); Sw (Pantano); Bg (Playa de grava), y Rw (Multicolor de grano fino asociación de facies, los sedimentos re trabajados). La dimensión máxima de las cajas de sondeos es de 60 cm.

La traza del túnel de la Línea 9 discurre exclusivamente por el complejo deltaico superior. En la Figura 3.9 podemos ver los perfiles geológicos y el trazado del túnel de la línea 9 en el tramo 1 (entre la estación de Terminal entre Pistes y la estación de Mas Blau).

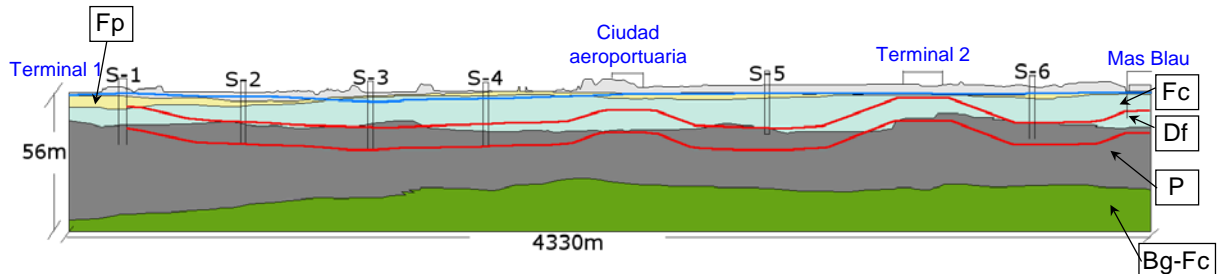


Figura 3.9 Corte geológico del trazado de la Línea 9 del metro de Barcelona. Tramo 1D

Excepto en las proximidades de las estaciones, la cobertura del túnel es aproximadamente de 16m, con una relación media de cobertura/diámetro de 1.7. En las cercanías de las estaciones, la media decrece alcanzando un valor mínimo de 1.0 en la estación de Terminal Actual.

### 3.6. Descripción geotécnica de los materiales del delta del Llobregat

Desde las primeras fases de redacción del proyecto de la L9 del Metro de Barcelona se han realizado diferentes campañas de sondeos. Estas campañas, han servido para identificar con más precisión, geológica y sobretodo geotécnicamente, los materiales del complejo deltaico superior, en concreto los materiales correspondientes a las litofacies por las que discurre la Línea 9 de metro de Barcelona identificadas como: QL3, QL3m, QL3s, QL2, QL1 y rellenos antrópicos (R).

Para la realización del presente apartado, se cuenta con la información aportada por las diferentes campañas de reconocimiento previo. En concreto se ha utilizado la información de los trabajos citados en la Tabla 3.1.



CAMPAÑA	FECHA	TRABAJOS REALIZADOS
L9, Estudi geològic, hidrogeològic i geotècnic. Pla Director d'infraestructures del Transport Públic Col·lectiu a la Regió metropolitana de Barcelona (1ª campaña de reconocimiento) ATM Autoritat del Transport Metropolità	Noviembre de 2000	Sondeos SM-P04 Ensayo de penetración P-1
2ª campaña de reconocimiento del proyecto constructivo línea 9 de Metro de Barcelona, Tramo: Aeroport-Parc Logístic, realizado por PEYCO-INPASA UTE	Julio de 2002	Sondeos S-2.1, S-2.2, S-2.3, S-2.4, S-2.5, S-2.6, S-2.7, S-2.21, S-2.22
Línea 9 de Metro de Barcelona. Tram 1r Aeroport-Parc Logístic	Septiembre de 2002	Sondeos SRA-1
4ª Campaña de reconocimiento del proyecto constructivo línea 9 metro de Barcelona, realizada por LOSAN	2004	Sondeo SRA-3
Estudi geològic-geotècnic del projecte constructiu de la línia 9, Tram primer: Aeroport-Parc Logístic	Febrero de 2005	Sondeo SRA-1, S-2.13, S-2.14, S-2.15, S-2.16, S-17, S-2.18, S-2.19, S-2.20
Comisaria Mossos d'esquadra C/Onze de Setembre- C/ del Riu Anoia; realizado por LOSAN	Mayo de 2005	Sondeos S-1R, S-2R y S-3R Ensayo de penetración P-010
Estudio geotécnico de subsuelo de los terrenos situados en la avenida Onze de Setembre/Carrer riu Anoia, (El Prat de Llobregat), realizado por GEOTÈCNIA GEÒLEGS CONSULTORS, SL.	Julio de 2005	Sondeo S-4 Ensayos de penetración P-5, P-6
5ª Campaña de reconocimiento del proyecto constructivo línea 9 metro de Barcelona realizada por PEYCO-INPASA UTE	Mayo de 2006	Ensayo de penetración P-5.12
Proyecto modificado núm 4. Línia 9 del metro de Barcelona. Tram 1, Aeroport-Parc Logístic. Subtram PK4+500-Llobregat	Mayo de 2009	Sondeos S-5.3, S-5.4, S-5.5, S-5.6, S-5.7, S-5.8, S-5.9, S-5.10, S-5.11, S-5.14, S-5.15, S-5.16, S-5.17, S-5.18.
Ensayos de identificación, edométricos y triaxiales CAU en la unidad litológica QL3 del Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona realizado por la Universitat Politècnica de Catalunya	Diciembre de 2008	Caracterización QL3

Tabla 3.1 Campañas de reconocimiento el terreno realizadas

### Arcilla, arcilla-limosa (Litofacies QL3, QL3m)

Compuesto por arcillas limosas y limos arenosos grises. Se encuentran desde los 15 metros de profundidad hasta por debajo de los 40 metros.

El contenido de finos es alto, varía entre el 65 y el 99%. Alrededor del 70% corresponde a materiales ML, y porcentajes algo superiores al 94% corresponden a materiales más arcillosos del tipo CL.

El límite líquido presenta valores medios alrededor de 23; en cambio los índices de plasticidad llegan a valores medios de 16.2, en ningún caso es superior a 25.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 25% pudiendo llegar a valores de hasta el 36.5%.

Su densidad aparente oscila entre 1.81 y 2.02 gr/cm<sup>3</sup> con valores medios de 1.96 gr/cm<sup>3</sup> y la densidad seca varía entre 1.33 y 1.88 gr/cm<sup>3</sup> con un valor promedio de 1.54 gr/cm<sup>3</sup>. El peso específico de las partículas sólidas está comprendido entre 2.4 y 2.77 gr/cm<sup>3</sup>.

El contenido en sulfatos varía de <0.1 a 0.26%; en cambio la materia orgánica oscila entre el 0.29 y el 1.2%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) se obtienen valores de 0 a 47, con un valor medio de 12.39.

También se realizaron ensayos de compresión simple con un valor medio de la tensión de ruptura de 0.66 Kp/cm<sup>2</sup> (entre 0.26 y 0.88 Kp/cm<sup>2</sup>).

De los ensayos de corte directo se obtuvo un rango de cohesión de 0.18 a 0.76 Kp/cm<sup>2</sup>. Los ángulos de rozamiento interno obtenidos, a partir del ensayo de corte directo son 11° y 44° con un valor medio de 27.5°.

En estas muestras se realizaron ensayos de compresión triaxial, obteniéndose una cohesión media de 0.5 Kp/cm<sup>2</sup> y un ángulo de rozamiento interno de 18°. Estos valores se encuentran entre los rangos de valores obtenidos mediante el ensayo de corte directo.

También se realizaron ensayos edométricos a este tipo de muestras, obteniéndose índices de compresión ( $C_c$ ) entre 0.090 y 0.189, con un valor medio de 0.108 y coeficientes de compresibilidad ( $m_v$ ) entre 0.001 y 0.002, con un valor medio de 0.0015 y un índice de poros de 0.65. El módulo edométrico es de 14.1 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es aproximadamente de 15.1 MPa.

Por último en el ensayo de permeabilidad en suelos tipo Lefranc de carga variable realizado, muestra una permeabilidad de 2.5 a 5.6 \*10<sup>-7</sup> cm/s en limos más arenosos disminuyendo el valor de la permeabilidad hasta valores de 2.6\*10<sup>-8</sup> en los limos arcillosos y de 8\*10<sup>-8</sup> en las facies más arcillosas. Los valores de la permeabilidad son inferiores a los materiales descritos hasta el momento.

### Arcillas y limos- arenosos (Litofacies QL3s)

Este estrato no tiene continuidad lateral a lo largo de toda la traza, sino que aparece en lugares restringidos con morfologías de “lentejones”, de 1 a 4 metros de espesor.

El contenido de finos es muy variable entre 5-99.9%. El límite líquido presenta valores entre 21.6-33, en cambio los índices de plasticidad obtienen rangos más altos entre 12.4 y 21.9.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 25%. Su densidad aparente oscila entre 2.08 y 1.55 gr/cm<sup>3</sup> con valores medios de 1.6 gr/cm<sup>3</sup> y la densidad seca varía entre 1.2 y 1.7 gr/cm<sup>3</sup> con un valor promedio de 1.47 gr/cm<sup>3</sup>. El peso específico de las partículas sólidas está comprendido entre 2.4 y 2.77 gr/cm<sup>3</sup>.

El contenido en sulfatos varía de 0.19 a 0.59%; en cambio la materia orgánica oscila entre el 0.07 y el 0.91%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) se obtienen valores de 0 a 47, con un valor medio de 9.8.

Los ensayos de compresión simple muestran un valor medio de la tensión de ruptura de 0.35 Kp/cm<sup>2</sup> (valores entre 0.3 y 0.7 Kp/cm<sup>2</sup>).

Por otro lado, de los ensayos de corte directo se obtuvo un rango de cohesión entre 0 a 0.07 Kp/cm<sup>2</sup>. El ángulo medio de rozamiento interno obtenido, a partir del ensayo de corte directo es de 28°.

Se realizó un ensayo de compresión triaxial, obteniéndose una cohesión de 0.38 Kp/cm<sup>2</sup> y un ángulo de rozamiento interno de 24.8°. Estos valores son parecidos a los valores obtenidos mediante el ensayo de corte directo.

También se realizó ensayos edométricos a este tipo de muestras, obteniéndose índices de compresión (C<sub>c</sub>) entre 0.03 y 0.24, con un valor medio de 0.086, un coeficiente de compresibilidad (m<sub>v</sub>) de 0 y un índice de poros de 0.73. El módulo edométrico es de 16.6 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es aproximadamente de 11.9 MPa.

Por último el ensayo de permeabilidad en suelos tipo Lefranc de carga variable realizado, muestra una permeabilidad de 1.0 \*10<sup>-6</sup> cm/s.

### Arena fina gris (Litofacies QL2)

Está compuesto por arena fina gris con presencia de arenas de granulometría mayor y frecuentes intercalaciones de arcillas limosas y limos arenosos grises. Su naturaleza es muy similar al nivel anterior aunque con mejores características mecánicas.

El contenido de finos es muy variable debido fundamentalmente a las frecuentes intercalaciones de naturaleza diversa. De esta manera el porcentaje de finos varía entre el 1 y el 97.3%, con un valor promedio del 28.61%.

De acuerdo con la Carta de Casagrande se trata de materiales no plásticos en el caso de las arenas con finos SP-SM (más o menos limosas) y limos de baja plasticidad ML-CL intercalados.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 21%. La densidad natural del material es de  $2.53 \text{ gr/cm}^3$  y la densidad seca es del orden de  $1.75 \text{ gr/cm}^3$ .

El contenido de sulfatos oscila entre valores inferiores al 0.1% en el caso de las arenas con finos y valores inferiores al 0.48% en el caso de los limos. En el caso del contenido de materia orgánica varía entre 0.22 y 0.40% respectivamente.

El parámetro  $N_{30}$  del ensayo de SPT oscila entre 3 golpes y R (rechazo), con una media de 13.5.

Por otro lado se realizaron ensayos de compresión simple sobre las arenas con alto contenido de arcillas, resultando valores finales de rotura de  $0.24 \text{ Kg/cm}^2$ .

En los ensayos de corte directo se obtiene un valor de la cohesión entre 0.15 y  $0.46 \text{ Kp/cm}^2$  con un ángulo de rozamiento de  $34.7^\circ$ , estos valores se encuentran integrados en el rango de resultados mostrado por el ensayo triaxial realizado en muestras similares. Los intervalos de valores obtenidos mediante el ensayo triaxial son entre 0 y  $1.5 \text{ Kp/cm}^2$ , para la cohesión y de  $31^\circ$  a  $39^\circ$  para el ángulo de rozamiento interno.

Por otro lado, de los ensayos edométricos se obtiene un índice de compresión de 0.15, un coeficiente de compresibilidad de 0.0013 y un índice de poros de 0.7. El módulo edométrico es de 11.7 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es de 8-18.1 MPa con un valor medio de 14.2 MPa y la permeabilidad determinada mediante el ensayo de Lefranc de carga variable en suelos es del orden de  $10^{-4} \text{ cm/s}$  en las arenas limpias, disminuyendo hasta  $4.4 * 10^{-5} \text{ cm/s}$  en las arenas finas limosas.

#### Arcilla y arenas finas-limosas marrón (Litofacies QL1)

Arena fina marrón, ocasionalmente con granulometrías de diámetro de grano superior, alternando con intercalaciones de limos e incluso con intercalaciones arcillosas en el techo. El contenido de finos varía entre 4-98% con un contenido medio de finos del 29 %, aunque para facies de arenas limpias marrones, el tanto por ciento de partículas con un diámetro inferior a 0.08mm, es algo inferior situándose en valores entre 4-12%, con un valor medio de 8%. Son materiales no plásticos con una humedad natural del 18%, la densidad natural es del orden del  $1.95 \text{ gr/cm}^3$  y la densidad seca es aproximadamente del  $1.47 \text{ gr/cm}^3$ .

En el caso de arenas limosas el contenido en finos es del 36% y en el caso de arenas con intercalaciones de arcillas el contenido en finos alcanza valores entre el 50-60%.

El contenido de sulfatos es inferior al 0.1% y el contenido de materia orgánica oscila entre el 0.1 y el 0.33%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) existe una gran dispersión en los resultados, debido a las intercalaciones de limo y arcilla en mayor o menor medida. Los valores se encuentran entre 0 y 26, con un valor promedio de 8.16. El ensayo de compresión simple nos muestra una resistencia pico de  $1.05 \text{ Kg/cm}^2$ .

En los ensayos de corte directo, el rango de valores también es amplio, debido a la misma causa. En el caso de muestras de arenas los valores de la cohesión se aproximan a  $0.16 \text{ Kp/cm}^2$  con un ángulo de rozamiento interno de  $38^\circ$ , mientras que para ensayos en muestras de arenas con intercalaciones de arcillas y muestras de arenas con intercalaciones de limos, los valores de la cohesión adoptan valores superiores a  $0.16 \text{ Kp/cm}^2$  hasta alcanzar valores máximos de  $0.23 \text{ Kp/cm}^2$ , mientras que el ángulo de rozamiento interno adopta valores inferiores a  $38^\circ$  hasta un valor mínimo de  $15^\circ$ .

Por otro lado, de los ensayos edométricos se obtiene un índice de compresión de 0.08, un coeficiente de compresibilidad de 0.00567 y un índice de poros de 0.65. El módulo edométrico es de 8.85 MPa.

Mediante el presiómetro de Menard y el presiómetro de Oyo se obtuvo un valor medio del módulo presiométrico de 10.3 MPa.

La permeabilidad determinada mediante el ensayo de carga variable de Lefranc es del orden de  $10^{-4} \text{ cm/s}$  en las arenas limpias (SW), disminuyendo hasta  $5.2 \cdot 10^{-6}$  en las arcillas arenosas intercaladas.

#### Rellenos antrópicos (Litofacies R)

La zona estudiada está profundamente antropizada debido a esto, aparecen puntualmente rellenos de materiales heterogéneos como es el caso de materiales arcillosos-limosos o arcillosos-arenosos con abundante presencia de grava heterométrica. El contenido de finos es por tanto alto, aproximadamente entre un 73 a un 99% de partículas de diámetro inferior a 0.08 mm.

De acuerdo con la carta de Casagrande estos materiales se clasifican como arcillas de baja plasticidad (CL), con valores medios de 30 en el caso del límite líquido y entre 19 y 23 para el índice de plasticidad.

El contenido en humedad natural del terreno es del orden del 18%, presentando una densidad húmeda de  $1.97 \text{ g/cm}^3$ , densidad seca igual a  $1.75 \text{ g/cm}^3$  y peso específico de las partículas sólidas de  $2.56 \text{ g/cm}^3$ .

El contenido de sulfatos solubles en suelos es del 0.12% y el contenido de materia orgánica 0.12%.

El parámetro  $N_{30}$  del ensayo de SPT da resultados variables entre 3 y 25 golpes con un valor promedio de 10.44, y una resistencia a compresión simple entre 0.68 y 1.2  $\text{Kg/cm}^2$ .

Los ensayos de corte sobre los materiales más arenosos, determinan una cohesión de  $0.13 \text{ Kp/cm}^2$  y un ángulo de rozamiento interno de  $34^\circ$  mientras que para los materiales más arcillosos la cohesión alcanza valores de  $0.37 \text{ Kp/cm}^2$  y un ángulo de rozamiento interno de  $19^\circ$ , con un valor promedio de ángulo de rozamiento interno de  $26^\circ$ .

Los ensayos edométricos muestran un coeficiente de compresibilidad de 0.00642, un índice de compresión de 0.088 y un índice de poros de 0.65.

Los ensayos dilatométricos de Marchetti nos da un resultado medio de 25.4 MPa, en este tipo de materiales.

Se han agrupado las diferentes litologías identificadas en los reconocimientos realizados según su comportamiento geotécnico, haciendo especial hincapié en su composición, disposición interna y espesor. Para ello, se ha tenido en cuenta la totalidad de los reconocimientos de campo y ensayos de laboratorio.

En las Tablas 3.2 y 3.3 siguientes, se resumen las unidades geológicas descritas y las características geotécnicas respectivamente.

Litotipos	Unidad geologico-geotécnica	Descripción
<b>R</b>	Rellenos	Rellenos de obra y horizonte vegetal
<b>QL1</b>	Arena fina marrón	Se encuentra compuesta por arenas finas y limos de color marrón pasando a limos arcillosos de color más claro o más grisáceo
<b>QL2</b>	Arena fina gris	Se encuentra compuesta por arenas finas grises con intercalaciones de gravas. Las arenas presentan una proporción elevada de intercalaciones arcillosas.
<b>QL3-QL3m</b>	Arcillas limosas grises	Se encuentra compuesta por arcillas limosas y limos arenosos grises con alto contenido en materia orgánica
<b>QL3s</b>	Limos arenosos y arenas finas	Limos arenosos y arenas finas sin continuidad lateral a lo largo de toda la traza
<b>QL4</b>	Arena limosa con grava	Se encuentra compuesta por arenas gruesas y gravas con intercalaciones de arena limosa

Tabla 3.2 Resumen de las unidades geológicas del Tramo 1 (Terminal entre pistas-Par Logístico) de la línea 9 de metro de Barcelona

Unidad geológico-geotécnica	GRANULOMETRÍA			LÍMITES		HUMEDAD	DENSIDAD (g <sub>s</sub> )	DENSIDAD SECA (g <sub>s</sub> )	N <sub>SPT</sub>	COMPRESIÓN SIMPLE	CORTE DIRECTO		EDÓMETRO			TRIAxIAL		SULFATOS	MO	PREsIONMETRO
	% Finos	Arenas	Gravas	LL	LP	%	gr/cm <sup>3</sup>	gr/cm <sup>3</sup>	Medio	q <sub>u</sub> (Kgr/cm <sup>2</sup> )	c (Kgr/cm <sup>2</sup> )	F <sup>0</sup>	e <sub>0</sub>	Cc	mv	c	F <sup>0</sup>	%	%	MPa
<b>R</b>	91,35	8,61	0,04	30,18	19-23	18	2,06	1,75	10,44	0,84	0,13-0,37	26	0,5	0,09	0,01			0,12	0,12	
<b>QL1</b>	28,55	67,67	3,78	NP	NP	18	1,95	1,47	8,16	1,05	0,16-0,23	38-15	0,65	0,08	0,01			<0,1	0,1-0,33	10,30
<b>QL2</b>	28,61	63,54	7,85	25,96	18,72	21	2,53	1,75	13,50	0,24	0,15-0,46	34,7	0,70	0,15	0,00	0-1,5	31-39	0,1-0,48	0,22-0,40	14,20
<b>QL3</b>	90,81	9,14	0,05	25,82	16,2-25	26	1,90	1,54	12,76	0,65	0,33	28,5	0,67	0,12	0,00	0,47	17,19	0,1-0,26	0,29-1,2	15,10
<b>QL3s</b>	81,5	18,39	0,11	33-21,6	12,4-21,9	25	1,60	1,47	9,80	0,35	0-0,07	28	0,73	0,09	0,00	0,38	24,80	0,19-0,59	0,07-0,91	11,90
<b>QL3m</b>	91,62	8,36	0,03	23,70	17,90	27	1,83	1,44	11,55	0,25	0,20	26,7	0,62	0,09	0,01	0,32	21,01	0,1-0,26	0,74	15,10

Tabla 3.3 Tabla resumen de los parámetros geotécnicos del Tramo 1 (Mas Blau- Aeroport del Prat) de la línea 9 de metro de Barcelona, a partir de los datos registrados en las diversas campañas de sondeos realizados en este tramo

### 3.7 Método constructivo de la L9/L10

La L9/L10 constará de 43.71 Km de túnel y 4.09 Km de viaducto. Entre los 43.71 Km de túnel:

- 26.4 Km serán construidos con una tuneladora de 12.3 metros de diámetro
- 11.9 Km serán construidos con una tuneladora de 9.4 metros de diámetro
- 5.0 Km serán construidos mediante la técnica "Cut & Cover"
- 0.4 Km será construido mediante túnel mina

Las tuneladoras que se utilizan en la construcción de la línea 9 son de última generación y están preparadas para perforar terrenos de diferentes composiciones. Precisamente esta es una de las complejidades del subsuelo de Barcelona: su diversidad.

Las máquinas tuneladoras tienen dos medidas diferentes de rueda de corte. Desde el aeropuerto del Prat hasta el Hospitalet de Llobregat (Tramo 1), se han utilizado dos tuneladoras con una rueda de corte de 9.4 metros de diámetro, permitiendo colocar una doble vía al mismo nivel. En este tramo los trenes circularán en paralelo. En la Figura 3.10a se observa una sección del túnel con doble vía, utilizada es este tramo 1. En el resto de la línea se están utilizando tres tuneladoras con una rueda de corte de 12 metros de diámetro, que permite que los trenes circulen por vías superpuestas en dos niveles diferentes y que las estaciones estén totalmente integradas en la sección del túnel. Los andenes y dependencias técnicas están situados dentro del túnel. Figura 3.10b.

Entre la estación de Europa/Fira y el Pou Bifurcació, el túnel se ha realizado mediante túnel en mina. Este pequeño tramo de túnel de algo menos de medio Km, se ha

dispuesto con doble vía superpuesta en dos niveles. Figura 3.11a. También en este tramo 1, entre las estaciones de Fira y Europa/Fira y en algunas estaciones, se utilizó la técnica Cut & Cover para la realización del túnel.

Por último, en la parte de la Zona Franca donde la L10 conectará con el Puerto y la ZAL (Zona de Actividades Logísticas de la Zona Franca), los trenes circularán sobre un viaducto. La opción de un paso elevado surgió después de comprobarse que, en esta parte de la Zona Franca, muy cercana al puerto, existen una gran cantidad de servicios enterrados (oleoductos, gaseoductos, colectores...). Esta solución que se puede observar en la Figura 3.11b, permite una rápida construcción, ya que supera todos los obstáculos de una forma económicamente ventajosa.

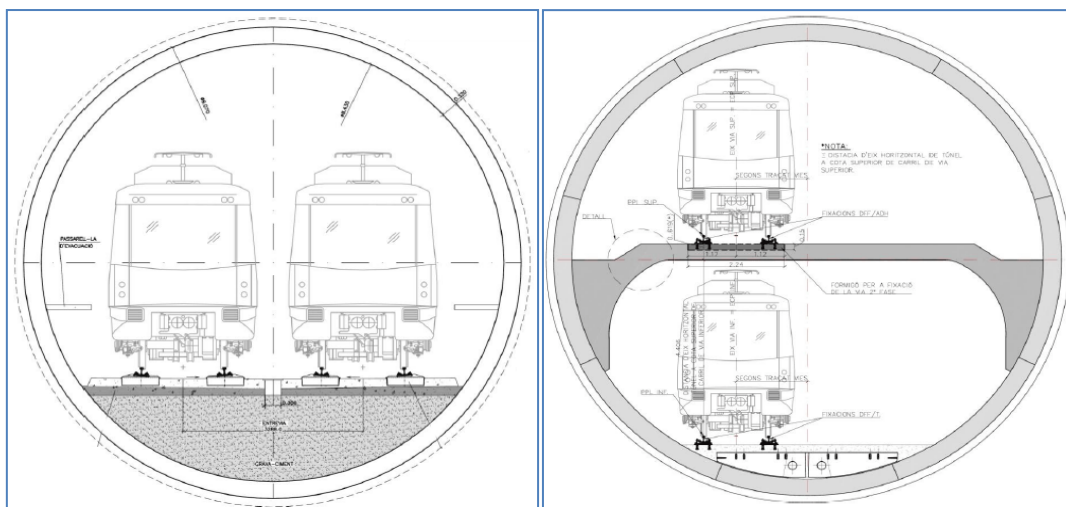


Figura 3.10 a) Sección de túnel de 9.40m de diámetro doble vía al mismo nivel b) Sección del túnel de 12 metros de diámetro. Doble vía superpuesta en dos niveles

El viaducto, que hará poco más de 4 Km de longitud, es el primero de estas características que se construye en España y ayudará a mejorar la movilidad una de las más dinámicas de Europa con más de 300 empresas instaladas, como es la Zona Franca.

En la Figura 3.12 se muestra todas las tuneladoras que excavan la línea 9 y línea 10 de metro. Actualmente de todo el trazado de la línea 9 y línea 10 únicamente se encuentra sin excavar 5.3 Km que representan el 11.08% del todo el trazado.



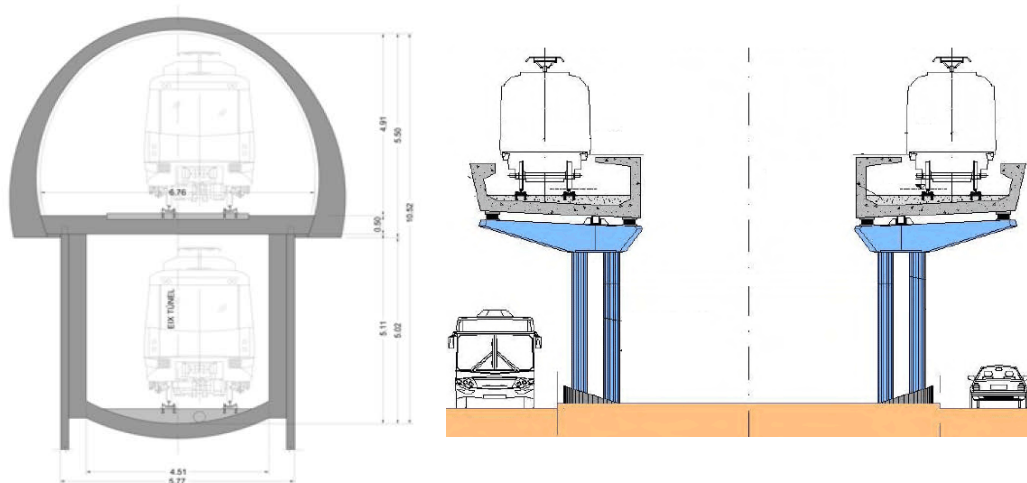


Figura 3.11 a) Sección del túnel en mina. Doble vía superpuesta en dos niveles b) Sección viaducto

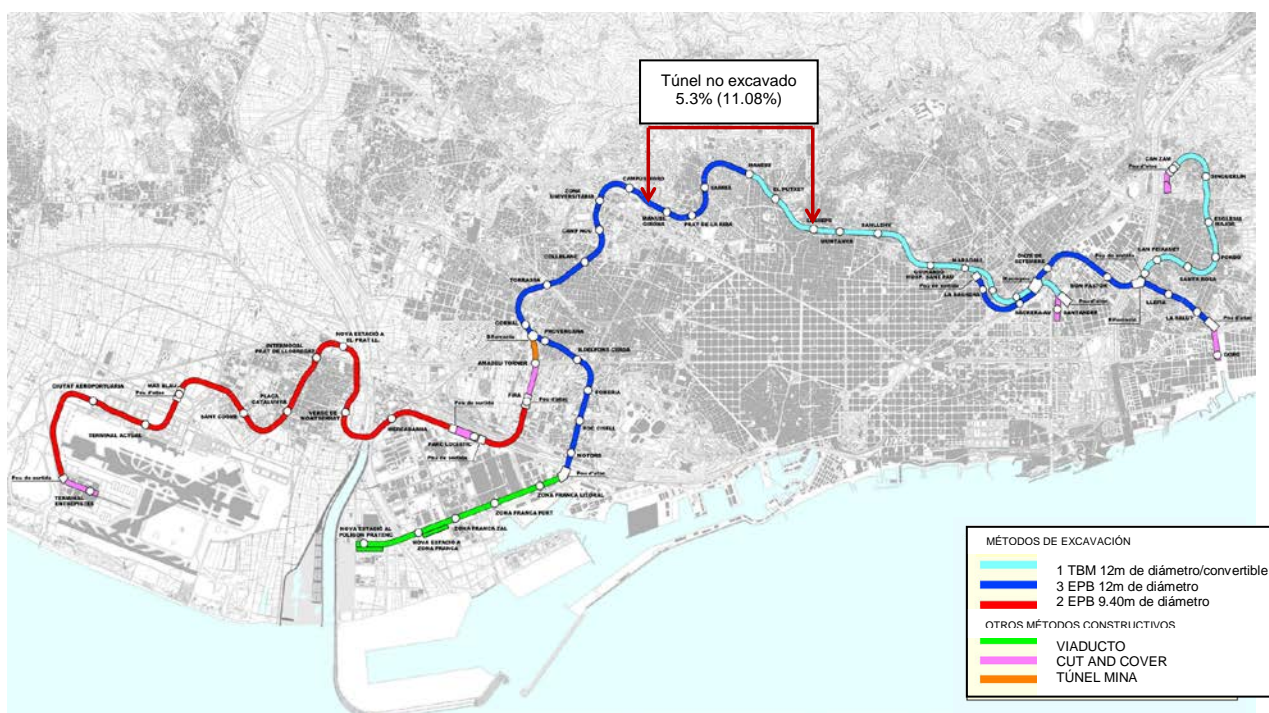


Figura 3.12 Métodos y tipos de excavación en el trazado de la línea 9

El túnel del tramo 1D de la Línea 9 de metro estudiado, que atraviesa la zona de Mas Blau hasta el Aeropuerto del Prat se realizó mediante tuneladora del tipo EPB (Earth Pressure Balance). El funcionamiento de esta tuneladora, se basa en estabilizar el frente de excavación presurizándolo con el propio terreno recién excavado y acondicionado, permitiendo así las garantías de estabilización necesarias para el avance.

La tuneladora EPB está diseñada para la excavación de suelos por debajo del nivel freático. El diámetro de excavación es de 9.43 metros y el diámetro interior una vez colocado el anillo de dovelas es de 8.43 metros. La longitud de cada anillo colocado es de 1.5 metros (Figura 3.13) (Véase Apéndice 1 para mayor información sobre las características técnicas de la tuneladora empleada).



Figura 3.13 Tuneladora empleada en el tramo 1D. a) A la izquierda, vista de la rueda de corte de 9.43 m de diámetro. b) A la derecha, vista del túnel revestido con dovelas, diámetro interior túnel 8.43 m

### 3.7.1 Avance y Paradas Hiperbáricas

La tuneladora (UTE Túnel Aeroport), inició la excavación en el pozo de ataque de Mas Blau (PK 4+330) hasta el aeropuerto del Prat (PK 0+214).

La velocidad media de avance a lo largo de todo el tramo 1D, ha sido de 28.5 m/día, equivalente a 19 anillos por día (sin incluir los periodos de parada de la máquina). El avance máximo registrado fue de 90m, o 60 anillos. En la Figura 3.14 se muestra el avance de la tuneladora con relación al tiempo, además de la velocidad alcanzada en los tramos intermedios de excavación. Con líneas verticales continuas se indican las paradas realizadas. A lo largo de todo el túnel excavado, se realizaron cinco paradas, en pozos y estaciones, para cambios de herramientas en la rueda de corte y una intervención hiperbárica, donde se realizó un control de la cabeza pero no se cambiaron herramientas. En la Tabla 3.4, se detallan los PK de las paradas mencionadas.

Con línea vertical discontinua, corresponde a la Estación Ciutat Aeroportuària, la cual, como se ha comentado anteriormente, fue construida posteriormente al paso de la tuneladora EPB, y donde no se pudo realizar trabajos de mantenimiento de la máquina tuneladora.

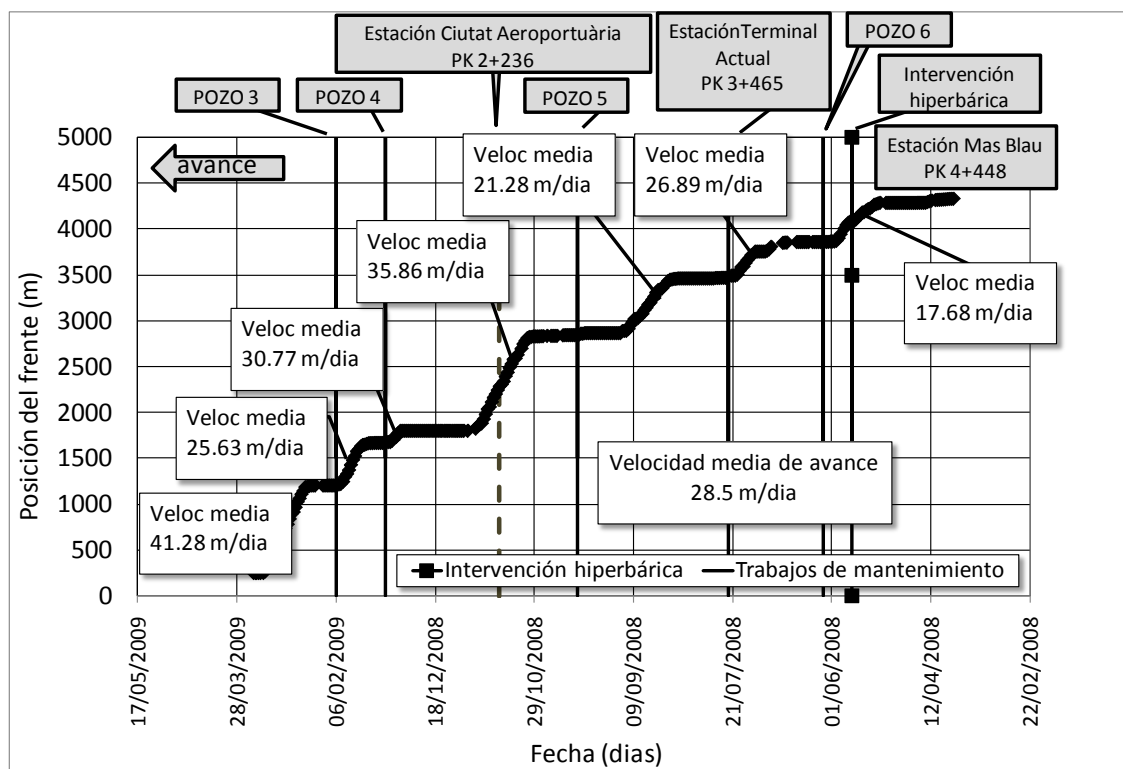


Figura 3.14 Evolución de la posición del frente de excavación versus tiempo

Fecha	PK frente	Ubicación	Tipo de Inspección	Cambio de Herramientas
22/05/2008	4+080.41	Entre Mas Blau-Pozo 6	Hiperbárica	No
04/06/2008	3+855.61	Pozo 6	En abierto	Si
25/07/2008	3+465.81	Terminal Actual	En abierto	Si
09/10/2008	2+840.73	Pozo 5	En abierto	Si
14/01/2009	1+666.26	Pozo 4	En abierto	Si
10/02/2009	1+201.65	Pozo 3	En abierto	Si

Tabla 3.4 Paradas e intervenciones realizadas en relación al PK frente

## 3.8 Sistema de auscultación

### 3.8.1 Instrumentación

Al tratarse de la excavación de un túnel urbano, los movimientos del terreno han merecido una atención especial. Se ha instalado una extensa red de auscultación para comprobar la magnitud y distribución de los movimientos del terreno y estructuras adyacentes. Estos movimientos acontecidos en el terreno, tanto en superficie como en profundidad pueden ser debidos a fenómenos de carácter: geológico, geotécnico o al propio sistema constructivo utilizado, y serán objeto de análisis en la presente tesina.

### 3.8.2 Instrumentación utilizada en el terreno

Se distinguen dos tipos de instrumentación, para el control de los movimientos en el terreno:

#### **Instrumentación topográfica de superficie:**

Determina los movimientos en superficie como su nombre indica, tanto del terreno como de las estructuras próximas a la traza del túnel y que pueden verse afectadas, por los asentamientos que genera la excavación. Además, este tipo de instrumentación, se utiliza para la corrección de la instrumentación en profundidad.

En la Figura 2.5, se muestran los asentamientos en superficie producidos por la excavación de un túnel y los ejes de referencia propuestos por Attewell en 1986, que se utilizarán como ejes de referencia en este informe.

La instrumentación topográfica de superficie se implementa mediante:

#### **HITO DE NIVELACIÓN SIMPLE (HN)**

El HN es un instrumento que permite el control, en superficie, de los asentamientos verticales del terreno.

La lectura se realiza mediante un nivel tradicional, donde el instrumento de medida auxiliar (mira), se apoya directamente sobre la cabeza redondeada del clavo de acero, hito de nivelación. (Figura 3.15). Su precisión es de  $\pm 0.4$  mm.



Figura 3.15 Foto de la cabeza de un hito de nivelación

A lo largo del trazado del tramo 1D, se han instalado 293 HN, de los cuales 147 HN se han colocado siguiendo la traza del túnel. Los primeros 400 m de túnel, la frecuencia de colocación es cada 5-10m, posteriormente a los primeros metros de excavación, los hitos de nivelación se distancian cada 20-40m.

### **HITO COMBINADO (HC)**

El hito combinado es un instrumento que permite el control, en superficie, de los asientos verticales (eje de referencia Z), del terreno, al igual que los hitos de nivelación (HN), y además el control de los asientos horizontales, ejes de referencia (X,Y). Su precisión es de  $\pm 0.5$  mm.

La lectura se lleva a cabo mediante una estación total de topografía, enfocando directamente al prisma (ver Figura 3.16).



Figura 3.16 Foto del prisma de lectura sobre cabeza de un hito de combinado

A lo largo del trazado del tramo 1D, se han instalado 24 hitos combinados.

### **Instrumentación utilizada en profundidad**

Determinan los movimientos inducidos por la excavación en la dirección horizontal y vertical a diferentes profundidades.

### **INCLINÓMETRO VERTICAL (IN)**

Los inclinómetros miden los movimientos horizontales de puntos del terreno espaciados cada medio metro.

Están formados por tuberías metálicas de dos ejes (X,Y), ensambladas cada 3m. (ver Figura 3.17).

Las lecturas se toman cada medio metro de profundidad mediante una sonda inclinométrica (ver Figura 3.17a) y se miden en las dos direcciones, como se muestra en la Figura 3.17b, una dirección perpendicular a la dirección principal del eje de la excavación (R) y otra dirección paralela a la dirección del eje de la excavación (P). Su precisión es de  $\pm 6$  mm cada 30 m.



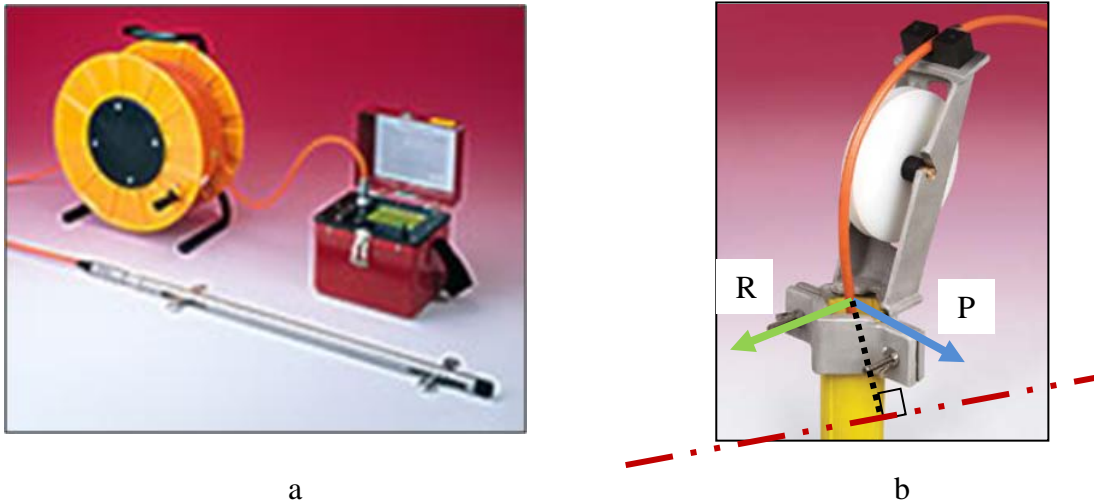


Figura 3.17 (a) Esquema de una sonda inclinométrica para el registro de las medidas (b) Esquema de las direcciones de la tubería inclinométrica respecto al eje de medida

A lo largo del trazado del tramo 1D, se han instalado 13 inclinómetros. De los cuales, 5 inclinómetros forman parte de diferentes secciones de control que veremos más adelante y el resto se encuentran situados en las cercanías de las estaciones o de los pozos.

### EXTENSOMETRO INCREMENTAL (EI)

El extensómetro incremental (EI) permite medir los movimientos verticales del terreno, en puntos espaciados cada metro. Está formado por tuberías de PVC, ensambladas cada 3m. Lleva un anillo metálico a su alrededor, cada metro (ver Figura 3.18).

La medición de los asentamientos del terreno se consigue midiendo las distancias que hay entre los anillos, de forma que, cuando asiente el terreno, los anillos se juntarán y cuando el terreno se levante los anillos se alejarán. Su precisión es de  $\pm 0.02$  mm/m.



Figura 3.18 Foto de una tubería extensométrica incremental y accesorios

A lo largo del trazado del tramo 1D, se han instalado 25 EI. De los cuales, 11 se encuentran en diferentes secciones de control y el resto se encuentran en las cercanías de las estaciones o en los pozos.

### **HITO PROFUNDO DE NIVELACIÓN (HP)**

Los hitos de nivelación profunda (HP) al igual que los hitos de nivelación, sirven para medir los movimientos verticales del terreno eje (Z), la diferencia radica, en que miden los movimientos a una determinada profundidad.

Están formados por una barra de acero de 25 mm de diámetro, ensamblada cada 2m y su lectura se lleva a cabo mediante un nivel topográfico, ayudado por mira, al igual que el hito de nivelación.

### **PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE (PV)**

Este tipo de piezómetro consta básicamente de una cuerda vibrante o hilo de acero con un anclaje fijo en uno de sus extremos y sujeto a un diafragma en el otro. El cable es excitado eléctricamente, entra en resonancia y vibra, con una frecuencia que será proporcional a la tensión en el cable. Esta frecuencia induce una corriente alterna en una bobina, la cual, es detectada por la unidad de lectura.

Los piezómetros de cuerda vibrante proporcionan la variación de presión que sufre el sensor (Figura 3.19) como consecuencia de las oscilaciones de la columna de agua sobre él.

Así pues este tipo de piezómetros se fijan en el fondo de un sondeo y la unidad de lectura registra variaciones de presión intersticial del agua. Tienen una resolución centimétrica ( $\pm 1.0$  cm).



Figura 3.19 Sensores de cuerda vibrante

### **PIEZOMÉTROS ABIERTOS (PA)**

Los piezómetros abiertos sirven para medir la elevación del agua subterránea en un sondeo vertical.

La lectura de los piezómetros abiertos se realiza mediante una sonda piezométrica (Figura 3.20). La sonda dispone de un dispositivo sensible al agua, que al entrar en contacto con la misma produce una señal eléctrica. En ese momento, queda registrada la posición relativa de la sonda y con ello la elevación del agua.

La resolución de los piezómetros abiertos será centimétrica  $\pm 1.0$  cm y dispondrán de accesorios para la toma de temperatura.



Figura 3.20 Medición de un piezómetro abierto

### **3.8.3 Frecuencias de lectura en función de la tuneladora**

Las frecuencias de lectura de los instrumentos de auscultación se establece en función del tipo de instrumento y de la distancia desde el frente de excavación hasta el instrumento de lectura. Se definen cuatro zonas (ver Figura 3.21)

- Zona anterior tuneladora (de 300 a 100 metros por delante del frente de la tuneladora). Se ha comprobado como los movimientos del terreno se inician antes del paso de la tuneladora. Es necesario conocer estos movimientos previos para poder interpretar los movimientos del terreno debidos al paso de la tuneladora.

La instrumentación instalada en esta zona se realizará un control diario de sus movimientos hasta que tres lecturas consecutivas se repitan.

- Zona de influencia de la tuneladora (de 100 por delante a 200 metros por detrás del frente de la tuneladora). Es la zona donde se producen mayores movimientos debido al paso del escudo.



En esta zona el control del movimiento vertical y del nivel freático será diario, mientras que el control de los movimientos horizontales será de dos lecturas semanales.

- Zona posterior a la tuneladora (de 200 a 400 metros por detrás del frente de la tuneladora).

En esta zona el control del nivel freático sigue siendo diario, puesto que aún no hay suficiente distancia para asegurar que dicho nivel se estabilice. El control de ambos movimientos, tanto el vertical como el horizontal, se reduce a una lectura cada dos semanas.

- Zona posterior a 400 m. La instrumentación se encuentra a 400 metros o más del frente de excavación.

Esta zona se considera lo suficientemente alejada de la zona de influencia para considerar que el terreno está estabilizado. El control del nivel freático se realiza una vez por semana, hasta que alcance la estabilización. Para el control de movimientos del terreno pasado un mes, se volverá a dos lecturas por semana, hasta que éstas se estabilicen. Pasado un mes, se volverá a tomar una nueva lectura y si ésta no es igual a la anteriormente estabilizada, se tomarán dos lecturas semanales hasta que éstas se estabilicen; el proceso se repetirá mensualmente.

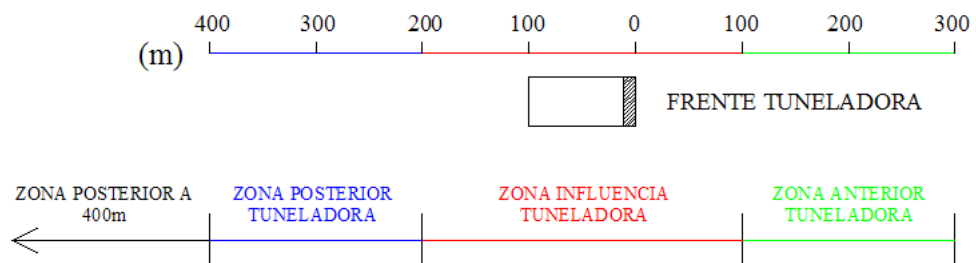


Figura 3.21 Esquema de las diferentes zonas de frecuencia de lecturas en función al frente de excavación de la tuneladora

A continuación se muestra una tabla 3.5, resumen de la frecuencia de medida en la franja comprendida entre 100 m por delante del frente de la tuneladora y 200 m por detrás del éste.

Instrumentación	Frecuencia de lecturas			
	Zona Anterior EPB	Zona Influencia	Zona Posterior EPB	Zona posterior 400m
Movimiento vertical	diario	diario	una lectura cada 2 semanas	mensual
Movimiento horizontal	diario	dos lecturas semanales	una lectura cada 2 semanas	mensual
Nivel freático	diario	diario	diario	una lectura semanal

Tabla 3.5 Frecuencias de lectura de datos en la zona de influencia de la tuneladora

Cabe destacar que estas frecuencias de lecturas pueden estar sujetas a cambios por la D.O y la empresa responsable de la auscultación, en el caso que se produzcan movimientos superiores a los previstos. En el tramo estudiado, en cuestión, no ha sido necesario ningún cambio de frecuencia de lectura.

#### **3.8.4 Secciones de control**

La instrumentación en superficie, por norma general, ha sido instalada siguiendo el eje central del túnel, pero en ciertos puntos del trazado, donde ha sido posible, se ha instalado instrumentación tanto de superficie como de profundidad perpendicular a la traza de la excavación. Estas secciones transversales con instrumentación en superficie y en profundidad se conocen con el nombre de secciones de control.

A lo largo del trazado del tramo1D se han instalado tres secciones de control. Cada una de estas secciones de control está integrada por uno o dos extensómetros en la clave del túnel, un extensómetro y un inclinómetro a cada lado de los hastiales del túnel y de profundidad superior a la solera de la excavación. Además se instalan varios piezómetros abiertos y de cuerda vibrante a cada lado de la excavación. En la Figura 3.22 se muestra una sección de control tipo. Decir, que la Figura 3.22 representa una sección de control con una instrumentación mayor que otras secciones de control estudiadas en este informe. Esto es debido a que como hemos visto al principio del informe, gran parte del trazado de estudio discurre por las instalaciones aeroportuarias, por ese motivo, en varios casos no fue posible colocar toda la instrumentación que se muestra en la Figura 3.22.

En la tabla 3.6 se detalla el punto kilométrico donde se sitúan, dichas secciones de control y en la Figura 3.23 se muestra la posición en planta de estas tres secciones de control estudiadas.

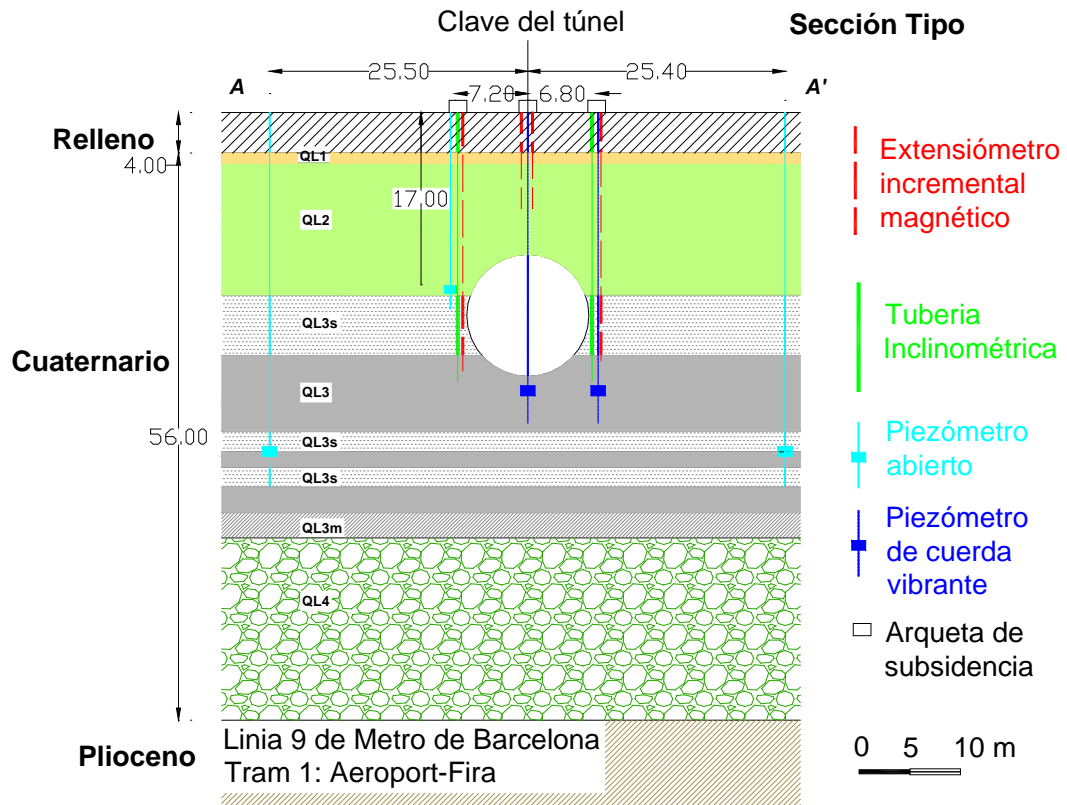


Figura 3.22 Representación de un sección de control tipo

SECCION DE CONTROL	PK
Sección I (PK 4+150)	4+169 - 4+145
Sección II (PK 4+000)	4+015 - 3+990
Sección III (PK 2+750)	2+749 - 2+751

Tabla 3.6 Punto kilométrico de las secciones de control estudiadas

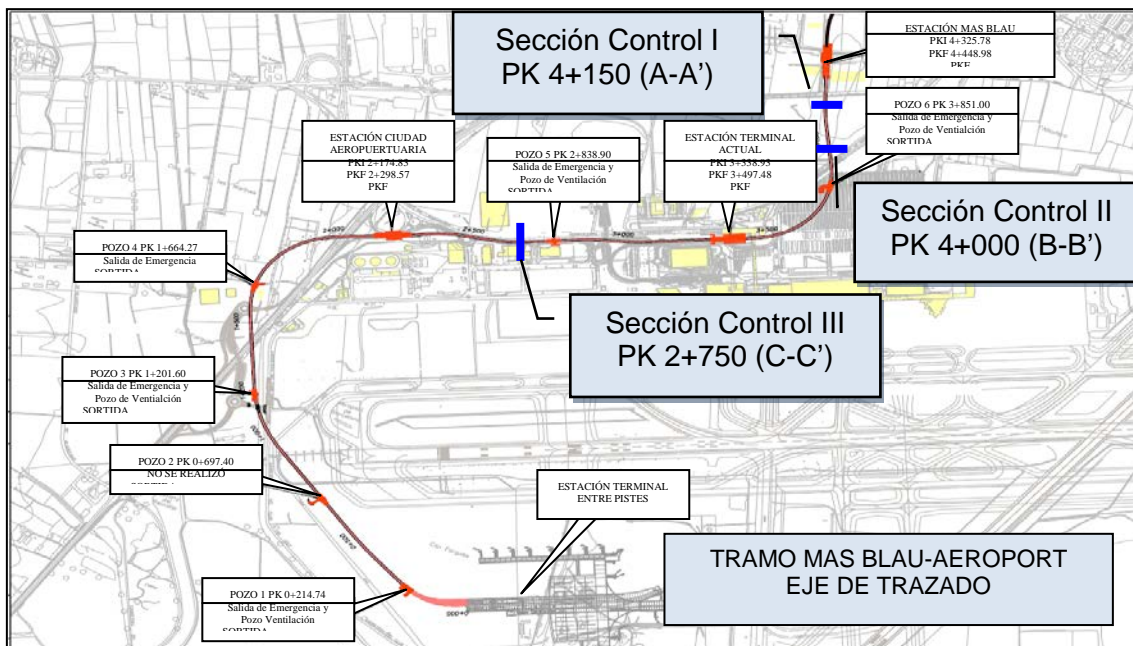


Figura 3.23 Situación de las secciones de control estudiadas

### 3.8.5 Tratamiento de los datos

Posteriormente a la obtención de los datos de instrumentación mediante el software Geoscope, se ha de realizar un tratamiento de las lecturas recibidas. El objetivo será obtener datos representables, que nos informen de la evolución en el tiempo de los movimientos tanto en superficie como en profundidad.

Referente a la instrumentación topográfica (instrumentación en superficie), el tratamiento de datos es mínimo, se pasa de ficheros de base de datos a ficheros de datos Microsoft Excel. Además, esta instrumentación de superficie nos es de gran utilidad para la corrección de extensómetros e inclinómetros a posteriori.

Respecto a los datos proporcionados por la instrumentación profunda, el tratamiento de los datos es algo mayor. Las lecturas de los inclinómetros recibidos por Geoscope web se presentan como lecturas en dirección perpendicular entre sí (R y P) medidas cada medio metro. La componente R proporciona el movimiento relativo perpendicular al túnel, que será de valor positivo si está orientada hacia la traza del túnel. La componente P proporciona el movimiento relativo paralelo a la traza del túnel y es de valor positivo si va en la dirección de avance del túnel, ver Figura 3.24.

Decir, que únicamente se han tenido en cuenta para el cálculo de los desplazamientos horizontales en profundidad, por parte de los datos recogidos por los inclinómetros, aquellas lecturas que se encuentran en dirección perpendicular a la traza del túnel (dirección R).

Para la corrección de esta instrumentación se ha considerado el movimiento registrado por los hitos en superficie. Se asume que el movimiento registrado en superficie es proporcional al movimiento del terreno en profundidad. Para comparar dichas lecturas se realizó previamente un cambio de coordenadas, transformando las coordenadas UTM (X,Y) de los hitos de superficie a las coordenadas R y P del inclinómetro (ver Figura 3.24). Como ángulo para la transformada, se toma el ángulo azimut que forma el eje de referencia X (perpendicular al norte geográfico) con la dirección de la traza del túnel (dirección P) en sentido antihorario. Este ángulo nos indica la inclinación a la que se encuentran los inclinómetros respecto a la traza del túnel.

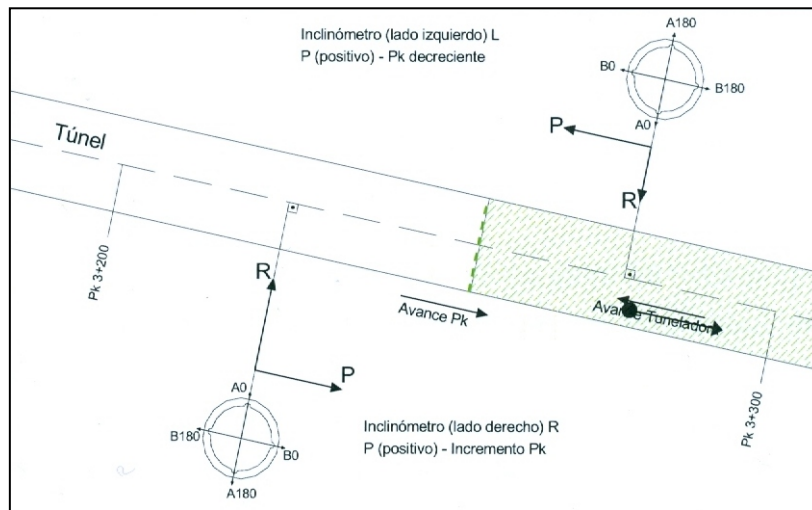


Figura 3.24 Sistema de coordenadas de los inclinómetros

En el caso en que las fechas de la toma de lecturas del hito en superficie y del inclinómetro no coincidiesen se ha optado por el dato topográfico en superficie de fecha más cercana al valor del inclinómetro, para su corrección.

Por otro lado, las lecturas referentes a los extensómetros, proporcionan los movimientos verticales relativos a diferentes profundidades.

Las lecturas de los extensómetros por parte de Geoscope web también se han de corregir. La corrección se realizará respecto a los hitos topográficos en superficie (lecturas únicamente en la componente Z). En este caso, se impone que los movimientos en el primer anillo fijado del extensómetro son iguales a los movimientos en superficie recogidos por los hitos de nivelación e hitos combinados en la dirección (Z).

Se ha calculado el desplazamiento relativo, entre los anillos de cada uno de los extensómetros instalados en las secciones de control. Este desplazamiento se obtiene restando la lectura de desplazamiento de un anillo respecto al situado inmediatamente

por encima. Si el valor es positivo, se producirá un incremento de la distancia entre anillos, por lo tanto, unos mayores asientos en profundidad, si por lo contrario, el desplazamiento es negativo se producirá una disminución de distancia entre anillos lo que implica una disminución de asientos con la profundidad. En la Figura 3.25 y 3.26 se representa el esquema de desplazamientos relativos en los extensómetros.

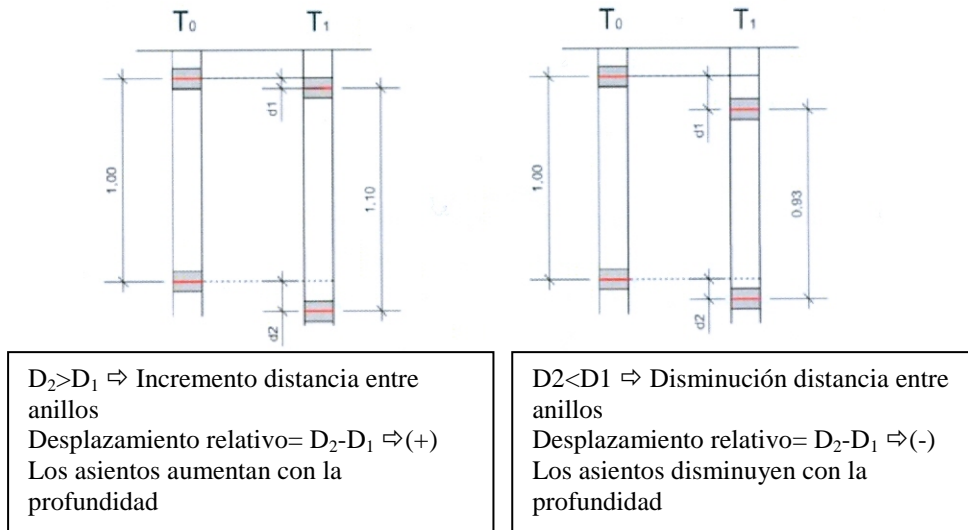


Figura 3.25 Relación de los desplazamientos relativos entre los anillos del extensómetro incremental

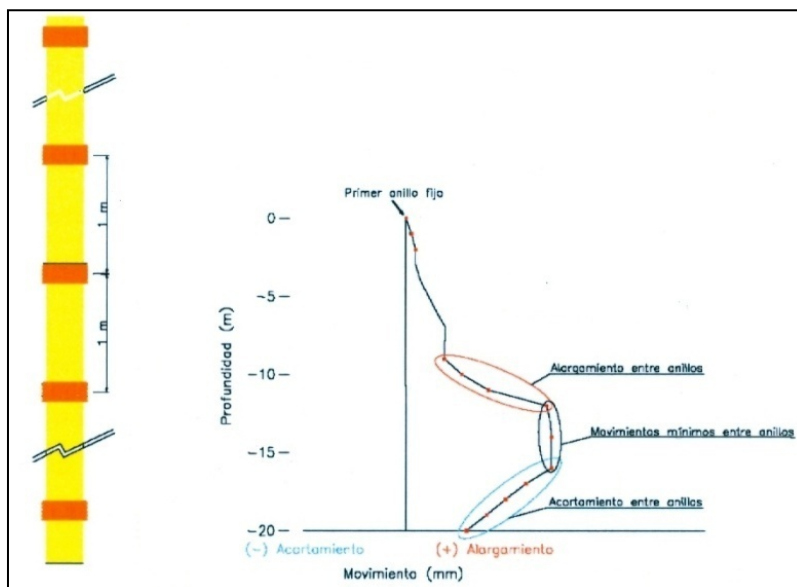


Figura 3.26 Esquema de un extensómetro incremental

# CAPÍTULO 4

## MOVIMIENTOS EN EL TERRENO

### 4.1 Introducción

Este capítulo muestra los movimientos del terreno causados por la máquina tuneladora de 9.40m de diámetro en el tramo 1D de la línea 9 de metro de Barcelona.

El túnel es excavado mediante tuneladora de presión de tierras (EPB) con una cobertura media de 16m de profundidad respecto a la superficie del terreno. La excavación atraviesa arcillas blandas y arenas a lo largo de sus algo más de 4 Km de recorrido. Una amplia descripción y discusión sobre el método de excavación, la geología, y el perfil atravesado se puede encontrar en el capítulo 3.

Los movimientos en superficie han sido medidos mediante la instrumentación en diversos puntos del terreno. Por un lado, se ha instalado instrumentación de superficie paralela a la traza del túnel y por otro lado se ha instalado tanto instrumentación de superficie como en profundidad en diversas secciones transversales a la traza del túnel, que hemos denominado como secciones de control.

En este capítulo, nos centraremos en la instrumentación instalada siguiendo el trazado de la excavación. Veremos los asientos que se producen durante el paso de la EPB y el movimiento final a una cierta distancia del frente de excavación. También se emplearán los métodos empíricos mostrados, sobre estimación de movimientos, vistos en el capítulo 2 para el cálculo de la pérdida de terreno y por último se estudiará la influencia de los parámetros operacionales de la máquina tuneladora y su influencia en el terreno.

## 4.2. Movimientos del terreno en superficie

### 4.2.1 Asientos producidos en superficie

La construcción de túneles provoca, inevitablemente una alteración del estado tensional del terreno, la cual cosa, implica una generación de movimientos en el entorno de la excavación.

Un ejemplo de los movimientos que se generan en el terreno cuando se excava con máquina EPB, se muestra en la Figura 4.1 propuesta por (Cording, 1991; Mair and Taylor, 1997; Dimmock, 2003 y Wongsaroj et al., 2006). En la Figura se indican tres componentes de asientos: movimiento del terreno vertical medida en el frente de excavación ( $S_{Face}$ ), el asiento debido al paso del escudo ( $S_{Shield}$ ) y el asiento causado por el cierre del espacio existente en la cola del escudo y la deformación del revestimiento ( $S_{Tail}$ ). El asiento debido a la consolidación no ha tenido en cuenta en esta tesina. El asiento total a corto plazo ( $S_{Total}$ ) se define como la suma de las tres primeras componentes.

En la Figura 4.2, se muestra la variación del asiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación. En la Figura se pueden observar las tres componentes de asiento comentadas anteriormente.

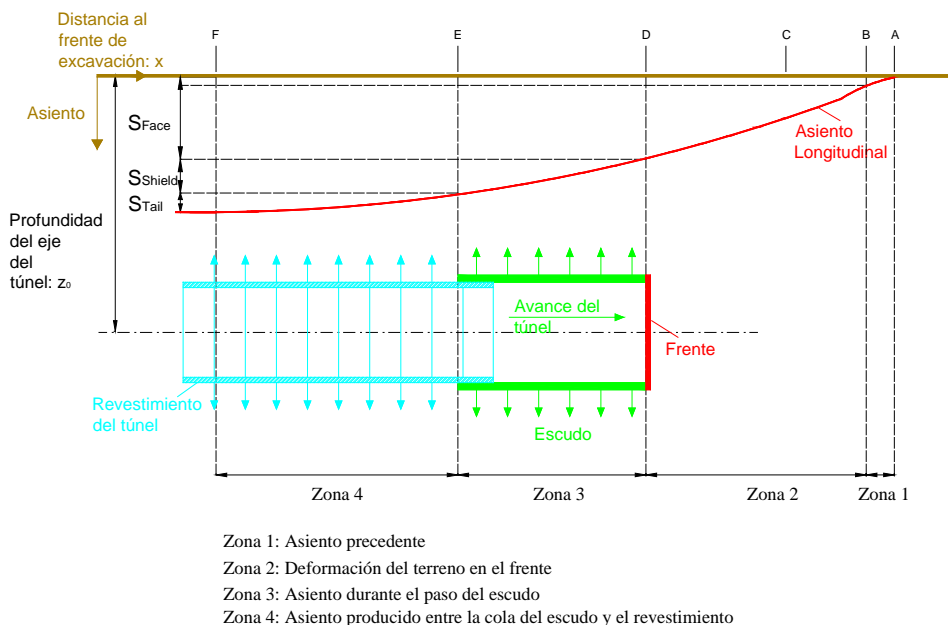


Figura 4.1 Componentes de asiento debidas a la excavación con tuneladora EPB modificado de Wongsaroj (2006)

Generalmente, la proporción de asientos por encima del frente de excavación  $S_{Face}$  se estima entre un 0.1-0.4 veces el asiento máximo (Wongsaroj, 2006). A lo largo del trazado del tramo T1D estudiado, el tanto por ciento de asiento  $S_{Face}$  con respecto al



Stotal es bastante bajo, a menudo inferior al 10%. Además, en algunos puntos la llegada del frente de excavación causa pequeños levantamientos como se observa en el PK 4+150 de la Figura 4.2.

Graficado el asiento vertical en superficie a lo largo de todo el trazado del túnel del tramo 1D (Figura 4.3), se observa que los asientos generados en el momento de pase de la tuneladora son de 0.07 el asiento máximo medido, valor algo inferior al rango propuesto por Wongsaroj. En la Tabla 4.1 se compara los datos del asiento en el frente de excavación respecto al asiento máximo publicados en Wongsaroj (2006):

Referencia	S <sub>face</sub> /S <sub>max</sub>
Datos de la Línea 9	0.07
Jubilee Line (London) Dimmock (2003)	0.25
Sugiyama et al., (1999) (slurry shield)	0.14

Tabla 4.1 Datos publicados de la proporción de asientos en el frente de excavación respecto el asiento máximo (modificado Wongsaroj, 2006)

En el mismo punto PK 4+150 (Figura 4.2), el movimiento vertical debido al paso del escudo, S<sub>shield</sub>, es solo del 0.1mm. La proporción del S<sub>shield</sub> con respecto al S<sub>total</sub> varía durante todo el trazado, dependiendo de diversos factores como son los materiales excavados, la eficiencia en la inyección de bentonita y la velocidad de avance de la máquina tuneladora.

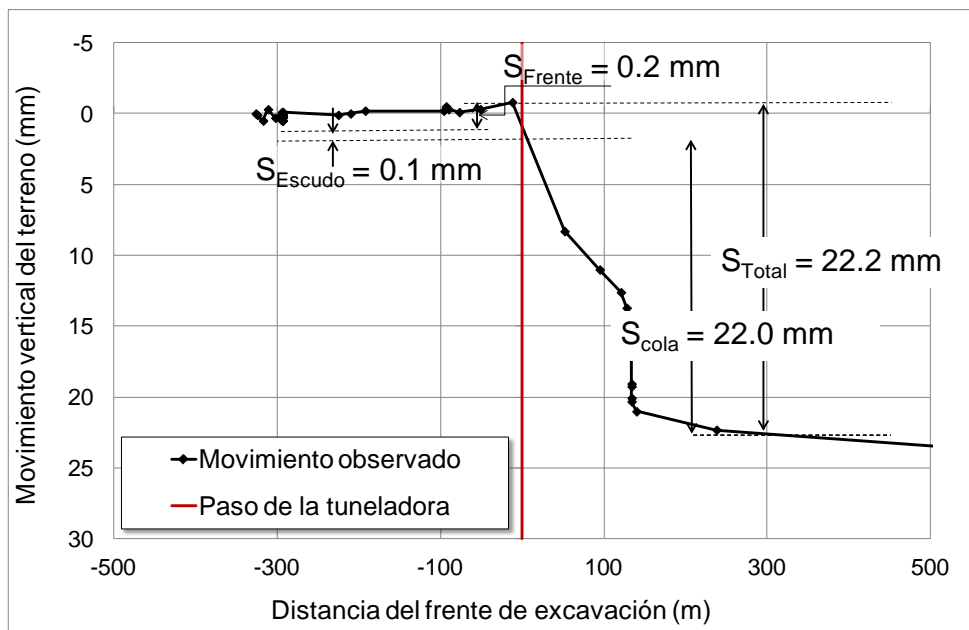


Figura 4.2 Movimientos verticales del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+150 (3765 metros excavados)

Entre el 40-50% del asiento total ocurre por encima de la cola del escudo (Wongsaroj, 2006), como se muestra en la Figura 4.2, la mayor proporción de asientos corresponde al cierre del gap en la cola del escudo (Stail).

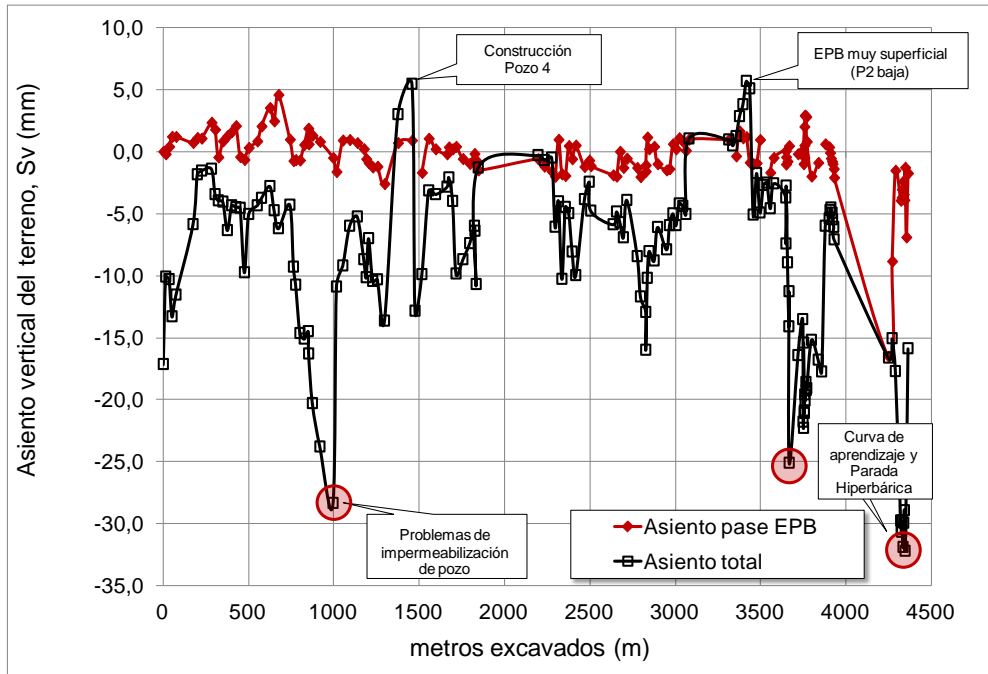


Figura 4.3 Asientos verticales del terreno durante el pase de la tuneladora y movimiento final a corto plazo, a lo largo del trazado T1D

## 4.2.2 Cálculo de la pérdida de volumen de terreno

### 4.2.1.1 Cálculo de cubetas de asiento transversales en superficie

Las cubetas de asiento transversales han sido representadas de acuerdo con la curva de distribución Gaussiana propuesta por Peck et al. (1969) descrita anteriormente en capítulo 2. Mediante el parámetro “i” (anchura de la cubeta de asientos), se ha ajustado la curva de Gauss, en la mayor medida posible a los movimientos en superficie del terreno, recogidos por la auscultación. El ajuste se ha realizado manualmente, por mínimos cuadrados y mediante la regresión lineal entre  $\ln(Sv/S_{max})$  y la distancia al cuadrado al centro del túnel ( $x^2$ ), de esta manera se puede estimar la anchura de la cubeta de asientos. Más información ver (Mair, 1993).

Estos ajustes nos dan una “i” ajustada, que nos permite mediante la expresión de O’Reilly y New et. al (1982), (ecuación 2), la obtención de un K real del terreno en superficie.

En la Figura 4.4 y 4.5, se muestran las ocho cubetas transversales calculadas. A partir del parámetro “i” ajustado y el asiento máximo registrado por los datos de auscultación

instalados. Se obtiene además, la pérdida de volumen de terreno o volume loss según la Ecuación 2.4. Los resultados se presentan en la Tabla 4.2.

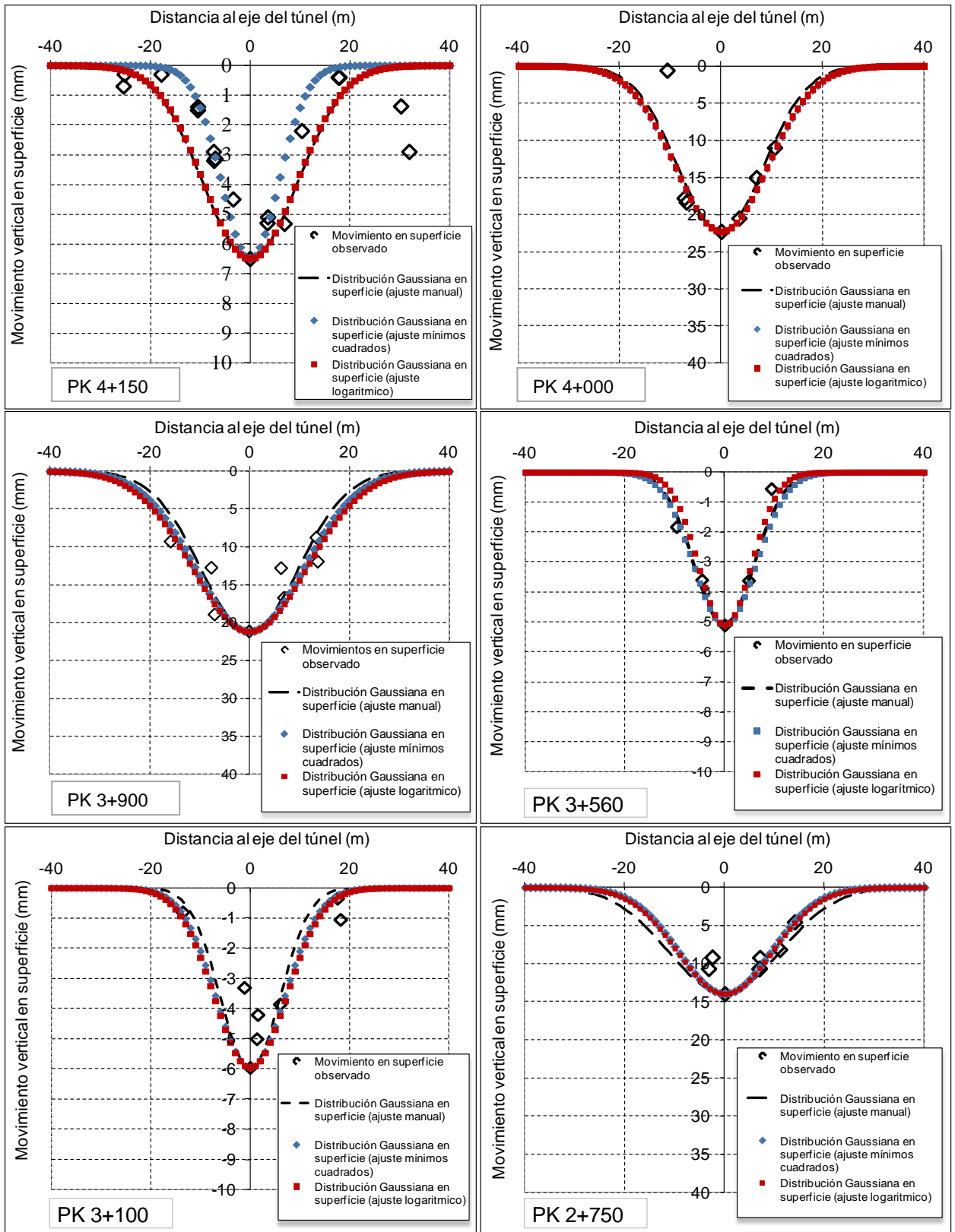


Figura 4.4 Cubetas transversales de asiento en superficie

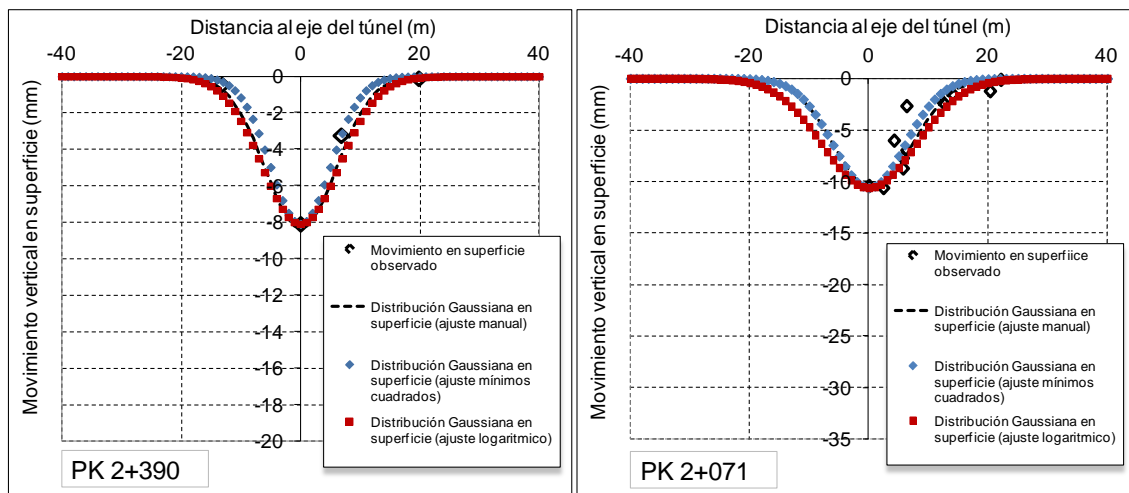


Figura 4.5 Cubetas transversales de asiento en superficie

Una vez realizadas las cubetas de asiento transversales, se ha comprobado como en secciones donde predominan los materiales más arenosos (QL2), el valor de K real es aproximadamente 0.5. En cambio, en secciones donde predominan los materiales más arcillosos (QL3), la K estimada varía entre 0.6-0.8

La pérdida de volumen de terreno, en este caso, será calculada a partir de la "i" estimada en el ajuste, de tal manera, que se obtendrá el volume loss real.

La pérdida de volumen de terreno real, ha sido calculada en 8 secciones transversales (Figura 4.4 y 4.5) y comparada con la pérdida de volumen calculada de forma teórica como veremos en el apartado siguiente.

#### 4.2.2 Cálculo de la pérdida de volumen de terreno (a partir de K=0.5)

New y O'Reilly (1982) después de varios estudios, propuso un valor de K igual a 0.5. Este valor de K, resulta apropiado para la mayoría de casos, aunque consideran que varíe entre (0.4-0.6) para arcillas rígidas a blanda respectivamente. Peck (1969) y Yoshikoshi (1978) consideraron (a partir de datos de túneles construidos en Gran Bretaña) que los límites del coeficiente K para arenas y gravas oscilan entre 0.25 y 0.45, tomando como valor medio 0.35.

En el tramo 1D estudiado, se considera un perfil geológico bastante homogéneo, con dos tipos de materiales principalmente. Por un lado, se tiene el material más arcilloso (QL3 y QL3m) y por otro lado, materiales más del tipo arenoso (QL1, QL2, QL3s). En nuestro caso, debido a que los datos de auscultación en el tramo estudiado, se encuentran situados siguiendo la traza del túnel y son pocas las situaciones donde es posible calcular cubetas transversales de asiento, se ha optado por un valor igual a 0.5

del parámetro K. Este valor de K, ha sido estimado en base a la bibliografía citada anteriormente y las cubetas transversales calculadas.

En la Tabla 4.2 se compara el cálculo de la pérdida de terreno a partir de un K estimado, determinado, a partir, del ajuste de las cubetas transversales de asientos y el cálculo de la pérdida de terreno a partir de un K teórico igual a 0.5.

SECCIÓN	Prof EJE	Sv <sub>max</sub>	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE K=0.5		
			i	K	Vloss	i	K	Vloss	i	K	Vloss	i	K	Vloss
PK	(m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
4+150	18.70	6.50	9.50	0.51	0.22	5.73	0.31	0.13	9.33	0.50	0.22	9.35	0.50	0.22
4+000	20.20	22.30	8.50	0.42	0.68	9.23	0.45	0.75	9.10	0.45	0.73	10.10	0.50	0.81
3+900	18.70	21.80	9.80	0.52	0.75	10.84	0.58	0.83	11.40	0.61	0.87	9.35	0.50	0.72
3+560	11.20	5.10	6.00	0.54	0.11	6.23	0.56	0.11	5.32	0.48	0.10	5.60	0.50	0.10
3+100	18.20	6.00	6.00	0.33	0.13	6.92	0.38	0.15	7.26	0.40	0.16	9.10	0.50	0.20
2+750	21.40	13.95	11.20	0.52	0.56	9.22	0.52	0.46	9.47	0.44	0.48	10.70	0.50	0.54
2+390	15.70	8.08	6.00	0.38	0.18	5.07	0.32	0.15	6.46	0.41	0.19	7.85	0.50	0.23
2+071	19.70	10.60	6.50	0.33	0.25	6.03	0.31	0.23	7.84	0.40	0.30	9.85	0.50	0.38

Tabla 4.2 Relación de pérdida de volumen de terreno a partir de un K=0.5 y un K ajustado respectivamente

Se puede observar que la diferencia de resultados en la pérdida de volumen calculada de una manera u de otra, no resulta ser muy significativa. Matizando se puede observar como el valor de K= 0.5, en terrenos más arenosos sobreestima ligeramente los valores reales de pérdida de terreno. Mientras que, en terrenos más arcillosos el valor de K=0.5 infravalora ligeramente los valores reales de la pérdida de terreno. De acuerdo con esto, se considera el valor de K=0.5, un valor medio aceptable para el cálculo de la pérdida de terreno o volume loss en el eje del túnel.

En la Figura 4.6 se puede observar la evolución de la pérdida de volumen de terreno teórica o volume loss expresada en (%) calculado en el eje del trazado del tramo 1D, en función del PK de avance del túnel. Los datos de asiento elegidos se han tomado más allá de la zona influencia por la tuneladora, véase también Apéndice 2.

También se han introducido en gráfico, las paradas realizadas para el mantenimiento de la rueda de corte. Estas paradas de mantenimiento coinciden con los pozos de emergencia y ventilación: Una única parada en condiciones hiperbáricas se realizó, al inicio del tramo 1D. En esta parada en condiciones hiperbáricas, únicamente se realizó un control de la cabeza de corte, pero no se cambiaron herramientas, como ya se había comentado.

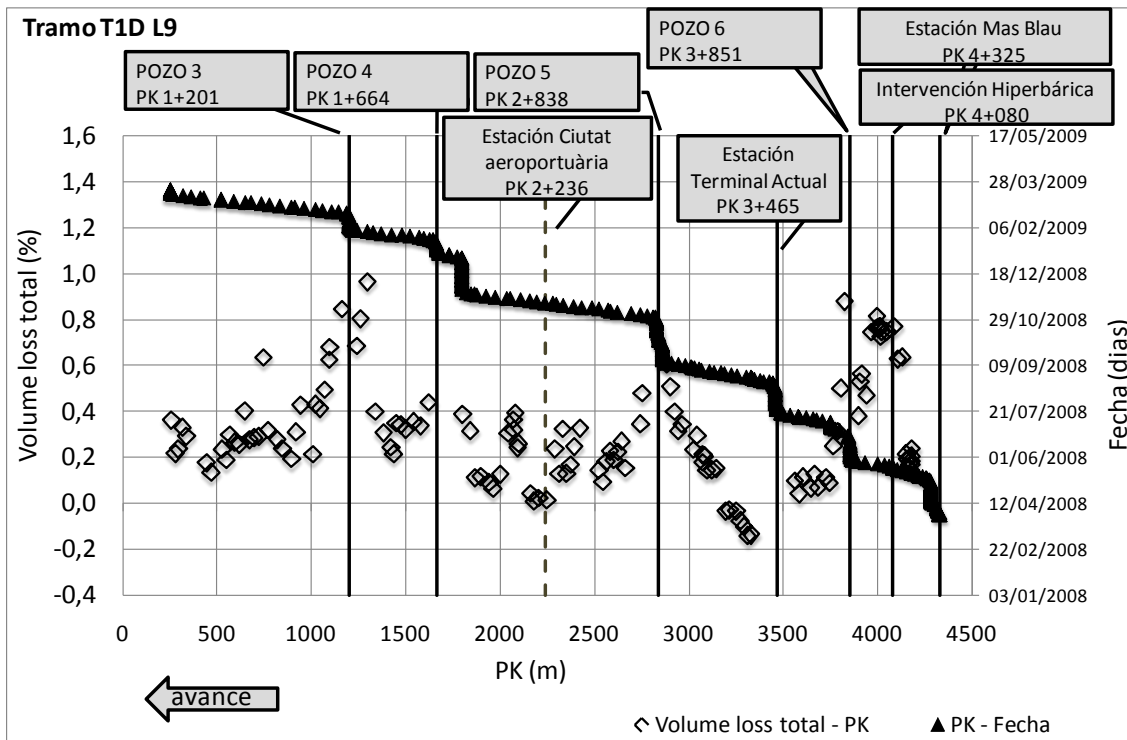


Figura 4.6 Cubetas transversales de asiento en superficie

Como vemos en la Figura 4.6, la mayoría de los valores se encuentran entre 0.0 y 0.6 %. Un intervalo de valores bastante bajo, dada la naturaleza blanda del terreno excavado.

Principalmente, en la figura anterior se observan tres puntos kilométricos con un valor de pérdida de volumen de terreno calculado más elevado. Estas tres zonas corresponden a los PK siguientes (ver 4.3):

PK	$V_{loss}$
4+081	0.77
3+820	0.88
1+297-1+163	0.96-0.85

Tabla 4.3 Relación de PK con los valores máximos de pérdida de terreno

Estas pérdidas de volumen de terreno más elevadas se engloban en dos áreas principalmente: la primera área se encuentra en el PK 4+081, donde la máquina tuneladora, realizó la parada en condiciones hiperbàricas y el PK 3+820 m, donde se encuentra el pozo 6. La segunda área engloba desde el PK 1+2971 m hasta el PK 1+163 m, correspondiente al pozo 3.

Como se observa los puntos del trazado con mayores pérdidas de terreno se localizan en las paradas, ya sean en condiciones hiperbàricas o en condiciones atmosféricas (pozos). Respecto a los pozos, todos los pozos del tramo 1D, se realizaron mediante

pantallas de hormigón armado, con jet grouting como tapón de fondo (en él van incrustadas las pantallas). Además en todos los pozos se realizó un bloque de jet, tanto en la entrada como en la salida de los mismos, para que no hubiera arrastre por la entrada de agua. Aun así, los pozos continúan siendo un punto crítico, en cuanto a la pérdida de terreno se refiere. El proceso de entrada y salida de los pozos, por parte de la máquina tuneladora, causa en ocasiones, dificultades para mantener la presión de frente, como se verá más adelante. La tuneladora en los pozos arranca en vacío, hasta que la cabeza de corte y el escudo entran nuevamente en el terreno, existe un intervalo de tiempo, en el cual, la máquina tuneladora no está trabajando en modo EPB. En este intervalo, se colocan de 6 a 8 anillos, aproximadamente entre 9 y 12 metros.

Por otro lado, la necesidad de crear un recinto estanco e impermeable para la máquina tuneladora en los pozos, no siempre es fácil, en especial en terreno granulares. En tramo 1D estudiado, se sabe, de unos problemas de impermeabilización en el pozo 3, en esta zona de material más granular, el agua arrastró el material más fino hacia el pozo, creando una mayor pérdida de volumen entre la máquina tuneladora y la línea de excavación del túnel (gap). Esta pérdida se refleja en el PK 1+201 de la Figura 4.6. Por otra parte, cada vez que la máquina EPB para, como es el caso de la inspección hiperbárica, el reinicio de los trabajos de excavación representa una fase crítica, que se representa con una pérdida de terreno algo mayor, aunque se mantengan las condiciones hiperbáricas.

Por último, otra de las causas que puede provocar una mayor pérdida de terreno es el desgaste de los cortadores. Desde la parada del Terminal Actual del aeropuerto hacia Terminal entre pistas, el material es más arenoso y con un contenido de cuarzo algo mayor, que en el inicio del tramo 1D. El cuarzo, provoca un desgaste superior en las herramientas de corte. Para evitar este desgaste y evitar mayores pérdidas de volumen de terreno, se utilizó aditivos tipo espumas.

Los valores negativos de pérdida de volumen de la Figura 4.6 se refieren a pequeños levantamientos del terreno. La mayoría de estos pequeños levantamientos se registran entre los PK 3+324 m y 3+193 m. En estos poco más de 130 metros de distancia, la excavación atraviesa arenas finas y grises del QL2, justo después de la salida de la estación de Terminal Actual. Aunque los valores de levantamiento producidos son bastante bajos, éstos nos indican una presión excesiva en el frente de excavación, como ya hemos comentado anteriormente. En esta zona la máquina tuneladora, sale de la estación Terminal Actual, con un escaso recubrimiento (entre 5-6 m aproximadamente), produciéndose los levantamientos reflejados en la Figura.



### 4.2.3 Influencia de los parámetros de ejecución de la máquina EPB sobre la pérdida de volumen de terreno

Durante el avance en el tramo 1D, la presión en el frente, en el escudo y en la cola del escudo ha sido registrada a intervalos de 10 segundos, así como los volúmenes de bentonita y mortero inyectados. En el Apéndice 3 se muestra la disposición de las células de presión en la cabeza de corte de la máquina EPB, en la cola del escudo y en el escudo.

Por tanto, se dispone de una gran cantidad de datos de campo, para estudiar la influencia de los parámetros de ejecución de la máquina EPB sobre la pérdida de volumen de terreno.

Un inconveniente, sin embargo, radica en el hecho de que el rango de variación de las presiones empleadas es limitado, lo que reduce la posibilidad de examinar el efecto de las variaciones de presión de gran tamaño.

Para ver como estos parámetros pueden afectar a la pérdida de volumen de terreno, se supone que la presión de frente ( $P_f$ ) solo influye en los movimientos del terreno medidos en una sección monitorizada cercana al frente, mientras que posteriormente la pérdida de terreno es ligeramente influenciada por la presión de frente y bastante más por el proceso de inyección de bentonita alrededor del escudo, siendo finalmente influenciada únicamente por el proceso de inyección de mortero en la cola del escudo. Por lo tanto, diferenciaremos entre:  $P_f$  (presión aplicada en el frente),  $P_b$  (presión de inyección de bentonita),  $P_g$  (presión de inyección de mortero en la cola del escudo),  $V_b$  (volumen de inyección de bentonita), y  $V_g$  (volumen de inyección de mortero).

Respecto a los movimientos del terreno asociados en la construcción de un túnel con EPB se consideraran tres componentes de asiento, como se muestran en la Figura 4.1. Estas tres componentes indican: el movimiento del terreno vertical cuando la sección monitorizada se encuentra en el frente de la rueda de corte de la máquina EPB ( $S_{Frente}$ ), el asiento debido al paso del escudo ( $S_{Escudo}$ ), y el asiento del terreno causado por el cierre del espacio entre la parte final del escudo y el revestimiento colocado ( $S_{Cola}$ ). Finalmente, se define como asiento total ( $S_{Total}$ ) a la suma de las tres componentes.

Resultado de estos asientos, tres componentes de pérdida de terreno han sido definidas (Wongsaroj, 2006): la pérdida de terreno medida en el momento en que el frente de excavación alcanza la sección estudiada ( $V_{LF}$ ), la pérdida de terreno medida cuando el final del escudo atraviesa la sección monitorizada (aproximadamente 11m por detrás del paso del frente de excavación) ( $V_{LS}$ ) y la pérdida de terreno en la cola del escudo, cuando la EPB ha dejado atrás la sección monitorizada y los movimientos del terreno empiezan a ser estables ( $V_{LT}$ ). Todas estas tres componentes se definen

de manera incremental. Finalmente la suma de estas tres componentes de asiento, dan lugar, a la pérdida de terreno total ( $V_{LTOTAL}$ ).

En la Figura 4.7 se relaciona la presión aplicada en el frente (Pf) con la pérdida de volumen de terreno que se produce también en frente en función del PK de avance.

En general, se espera que la pérdida de terreno en el frente disminuya a medida que la presión en el frente aumenta, pero esta relación es difícil de observar, debido a los pequeños valores de la pérdida de terreno observados en el frente.

La pérdida de volumen en el frente ( $V_{LF}$ ) es bastante pequeña en todos los casos, incluso llegando, a veces a ser negativa. En cualquier caso, cuando la presión de frente se mantiene entre 1.8-3.2 bar, la pérdida de volumen de terreno en el frente nunca supera el 0.1%.

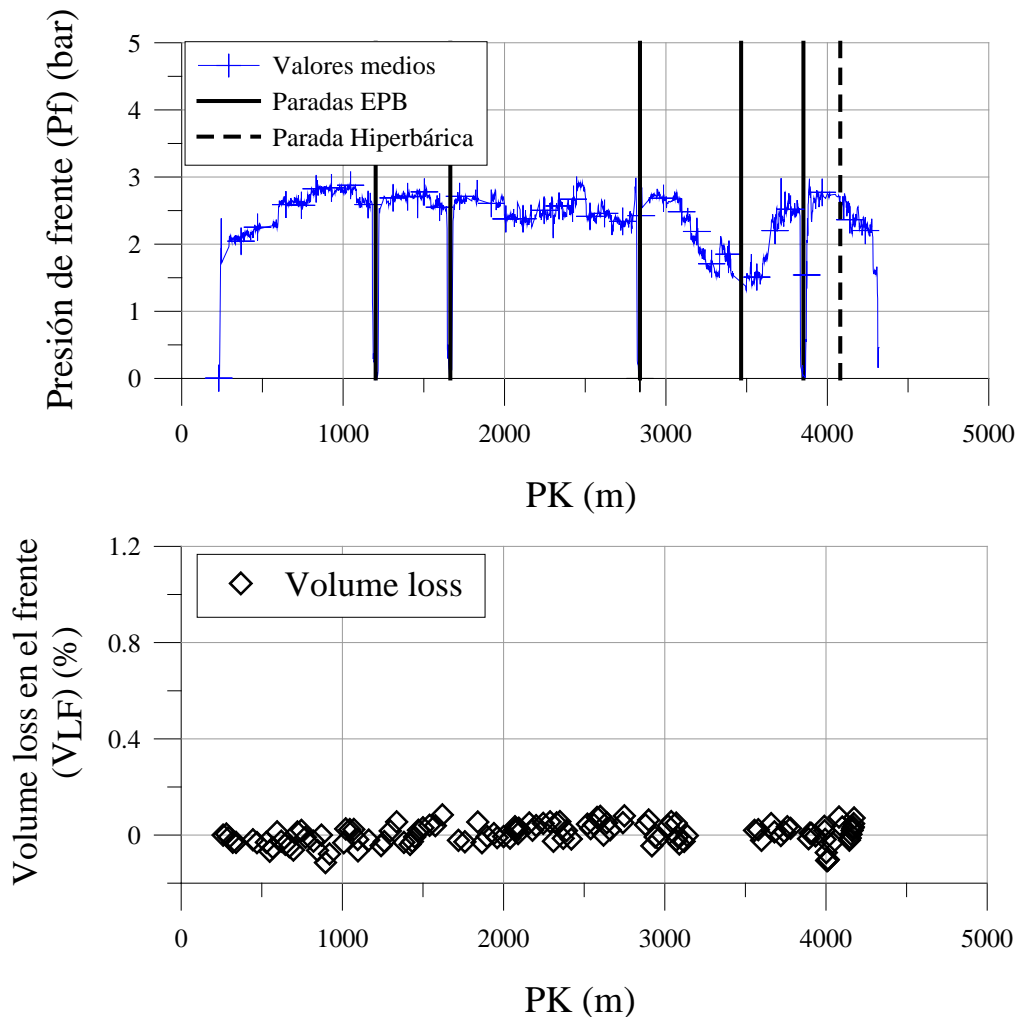


Figura 4.7 Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente en función del PK de avance

Al igual que en el frente de excavación, la pérdida de volumen de terreno al finalizar el paso del escudo por la sección monitorizada ( $V_{LS}$ ), sigue siendo muy baja e incluso en varios PK llega a ser nula (Figura 4.8). El valor más alto de pérdida de volumen de terreno medida pasado el escudo es ligeramente superior al 0.25%. En general, si la presión de inyección de bentonita aplicada se encuentra entre 1.5-3.0 bar, dicha presión es capaz de mantener la pérdida de volumen de terreno ( $V_{LS}$ ) por debajo del 0.1%.

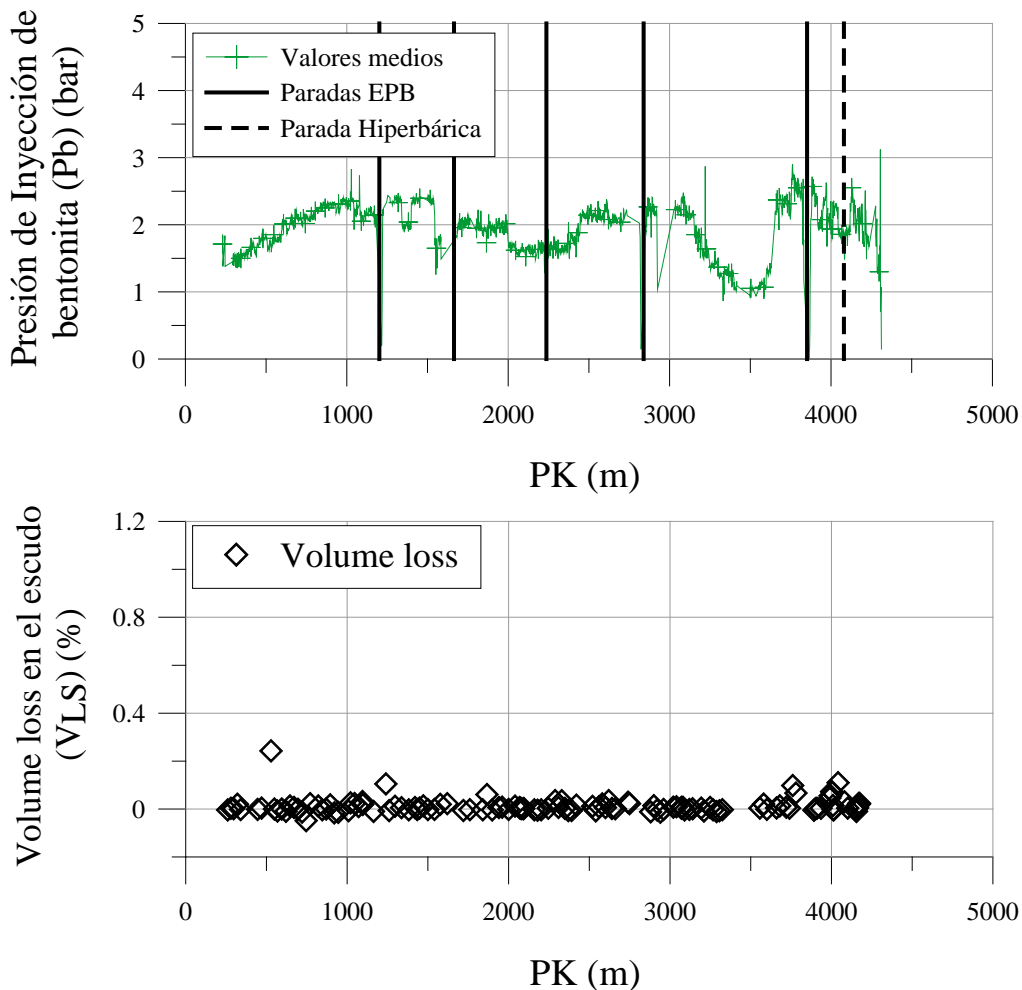


Figura 4.8 Relación pérdida de volumen de terreno en el escudo con la presión en el escudo en función del PK de avance

Respecto a la pérdida de volumen de terreno en la cola, momento cuando la EPB ha avanzado suficiente de la sección monitorizada y la superficie de asiento es estable ( $V_{LT}$ ), representa el tanto por ciento de pérdida de volumen mayor respecto a la pérdida de volumen total de terreno. Los asientos mayores se desarrollan a partir de una distancia aproximada de 100 a 150 m de la sección monitorizada, llegando a superar esta distancia en algunos casos.

Se ha comprobado mirando los archivos de datos de la tuneladora, que las líneas superiores de inyección (ver Apéndice 3) (líneas W23010101 y W23010601), han de estar en funcionamiento siempre, ya que el relleno de la parte superior del anillo es un factor muy importante, para minimizar la generación de asientos. Si alguna de estas líneas superiores se encuentra obturada se generan unos asientos superiores que en otros puntos. Por lo contrario, la pérdida de volumen en la cola disminuye a medida que la presión de inyección de mortero aumenta hasta un cierto valor, que no genere levantamientos (Figura 4.9).

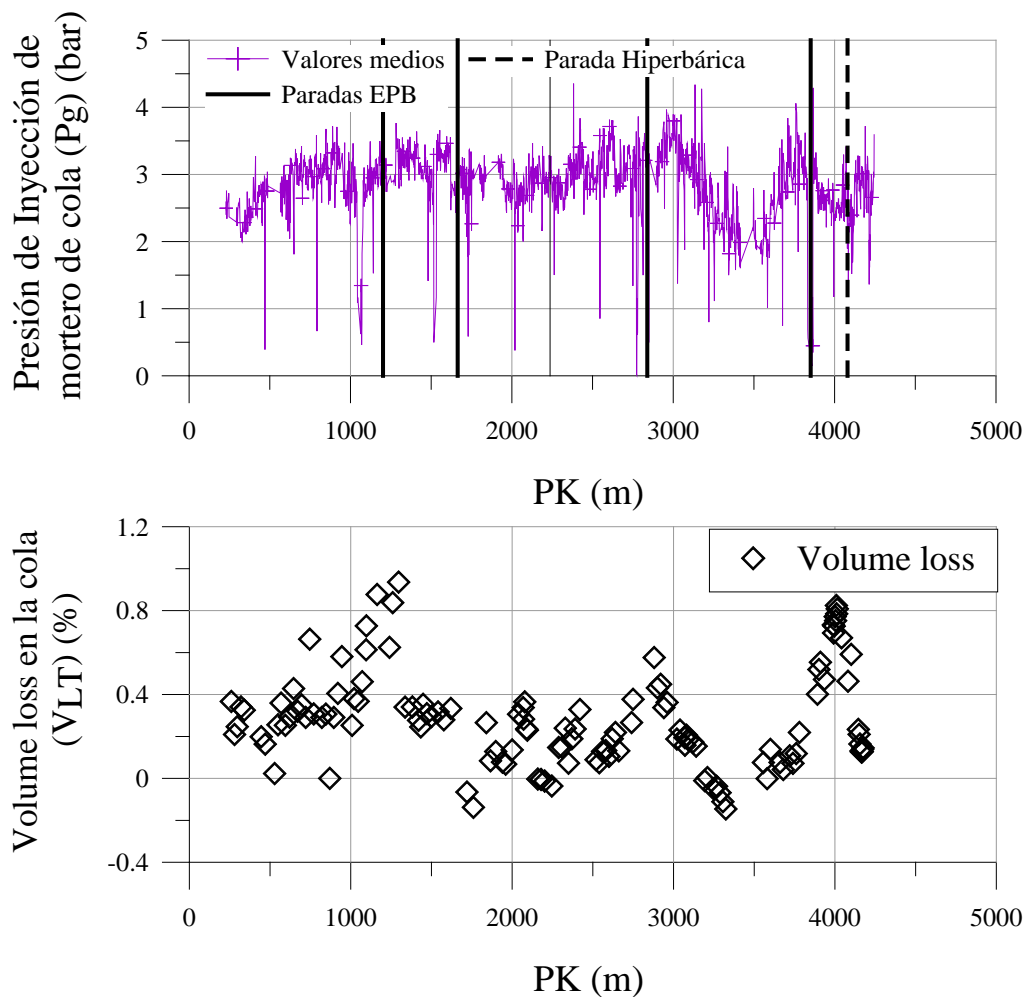


Figura 4.9 Relación pérdida de volumen de terreno en la cola con la presión aplicada en la inyección de mortero de cola en función del PK de avance

Por último, se ha mirado la pérdida de volumen total (suma de las tres componentes de asiento), en función de la presión en el frente ( $P_t$ ), la presión de inyección de bentonita en el escudo ( $P_b$ ), la presión de inyección de mortero de cola ( $P_g$ ) y los volúmenes inyectados tanto en la zona del escudo, como en la cola de la tuneladora. También se han añadido en los siguientes gráficos, las paradas que realizó la máquina tuneladora. Nótese que la pérdida de volumen de terreno total es prácticamente igual a

la pérdida de volumen en la cola de la tuneladora. Por tanto, como hemos comentado anteriormente, las mayores pérdidas de pérdida de volumen se producen en la cola. En el primero de los casos, pérdida de volumen total en función de la presión en el frente (Figura 4.10), se observa por regla general, un buen control de la presión en el frente durante la excavación del túnel. Sin embargo, cuando la máquina tuneladora se encuentra en las inmediaciones de las paradas de mantenimiento, exceptuando la parada en condiciones hiperbáricas, la presión en el frente es nula, provocando una pérdida de volumen de terreno total muy superior a otras zonas donde la presión en el frente se encuentra bien controlada. Este es otro de los factores, a tener en cuenta en la pérdida de terreno.

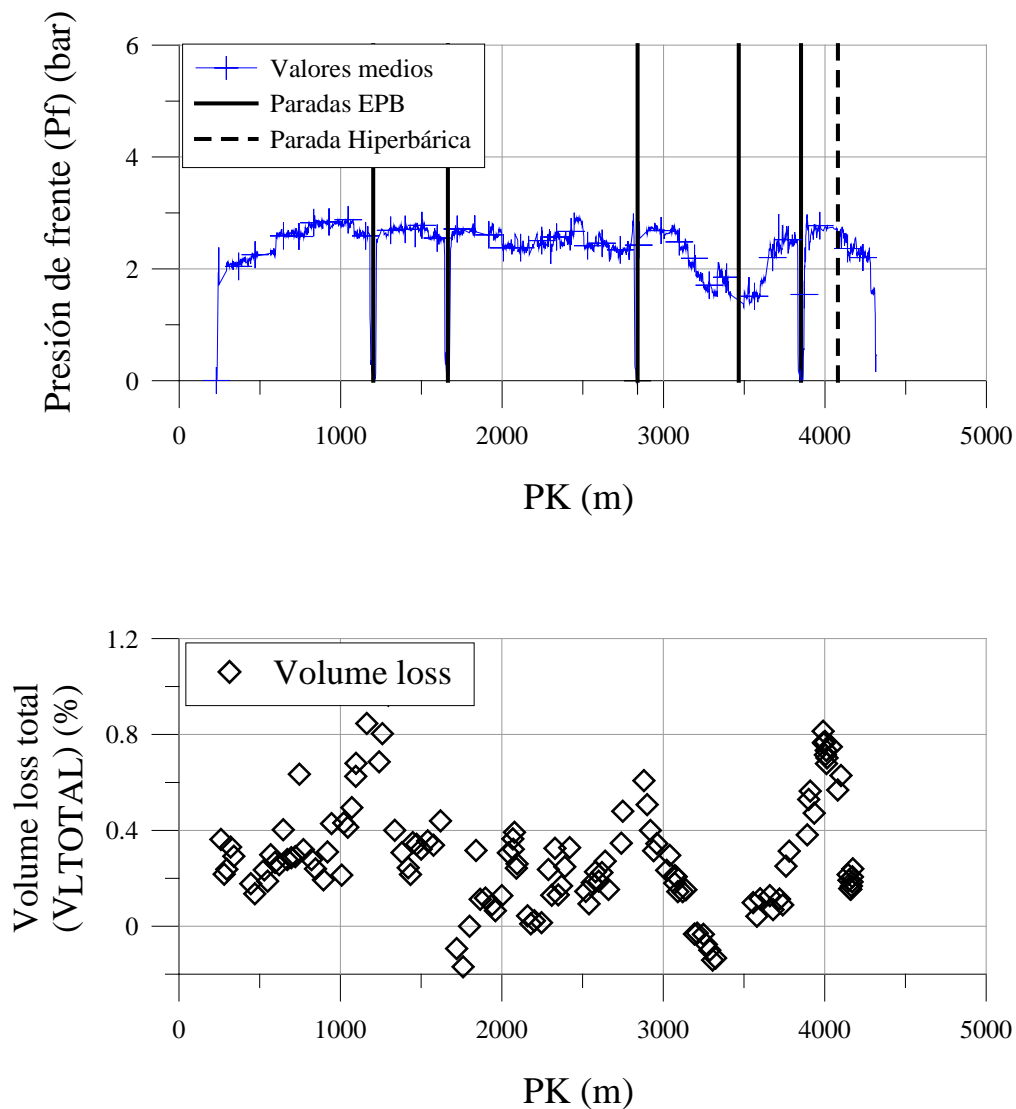


Figura 4.10 Relación pérdida de volumen de terreno total con la presión de frente en función del PK de avance

En la Figura 4.11 y Figura 4.12 se relaciona la presión de inyección de bentonita ( $P_b$ ) y el volumen de inyección de bentonita ( $V_b$ ) con la pérdida de volumen total ( $V_{L\text{TOTAL}}$ ). En este caso, no se ha realizado un buen control, tanto de la presión aplicada, como del volumen inyectado, donde en muchas ocasiones es nulo. El hecho más relevante es el mal control en las líneas de presión W23010526, W23010626 y W23010726 (ver Apéndice 3). Estas líneas de presión de inyección de bentonita, se encuentran situadas en la parte superior del escudo. La falta de sostenimiento efectivo en la zona superior del escudo debido a la conicidad del mismo, da lugar en algunos casos al cierre del espacio existente entre el escudo y el terreno excavado, provocando unos asentamientos mayores en esta zona. Por ese motivo, es de vital importancia el buen control tanto de la presión como del volumen de inyección de bentonita, en las líneas superiores del escudo.

Los valores superiores a 6 bares, en el caso de la presión de inyección de bentonita aplicada, se refieren a problemas debidos a obturaciones de las líneas de inyección o problemas mecánicos de lectura y han sido extraídos.

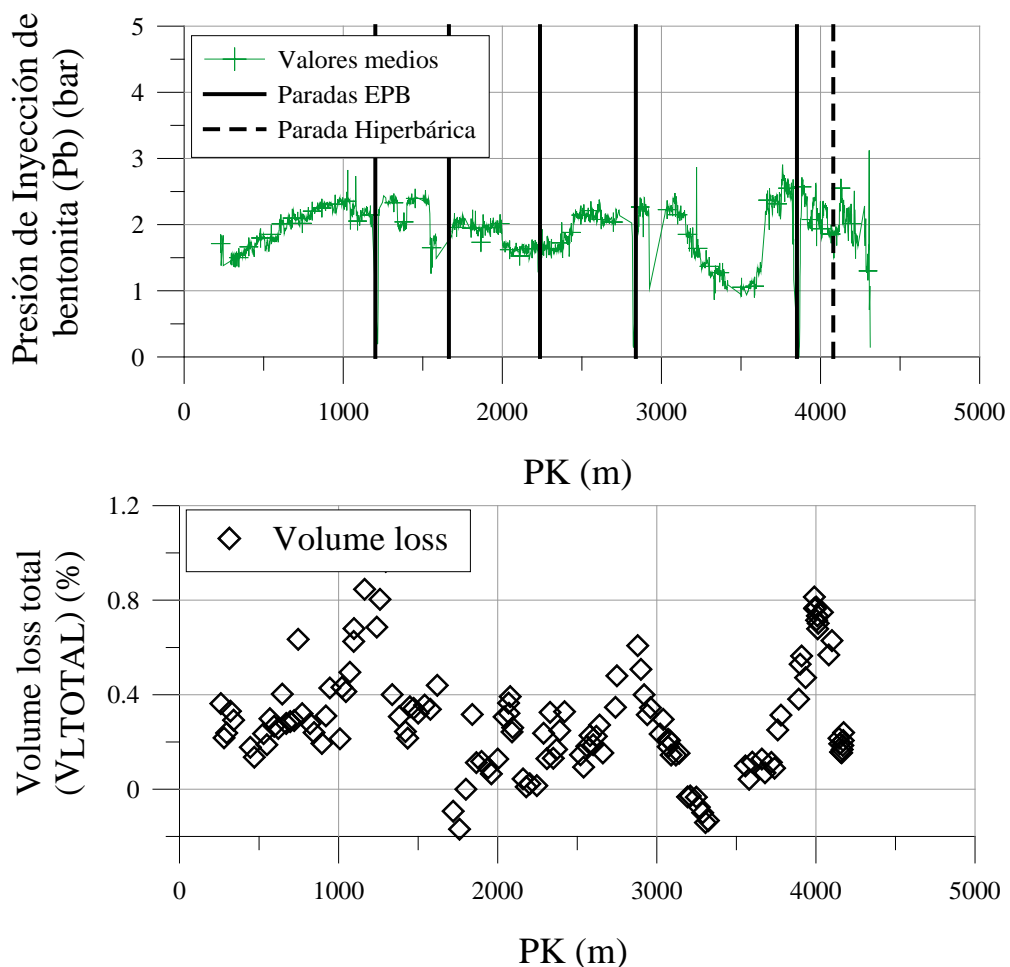


Figura 4.11 Relación pérdida de volumen de terreno total con la presión de inyección de bentonita en función del PK de avance

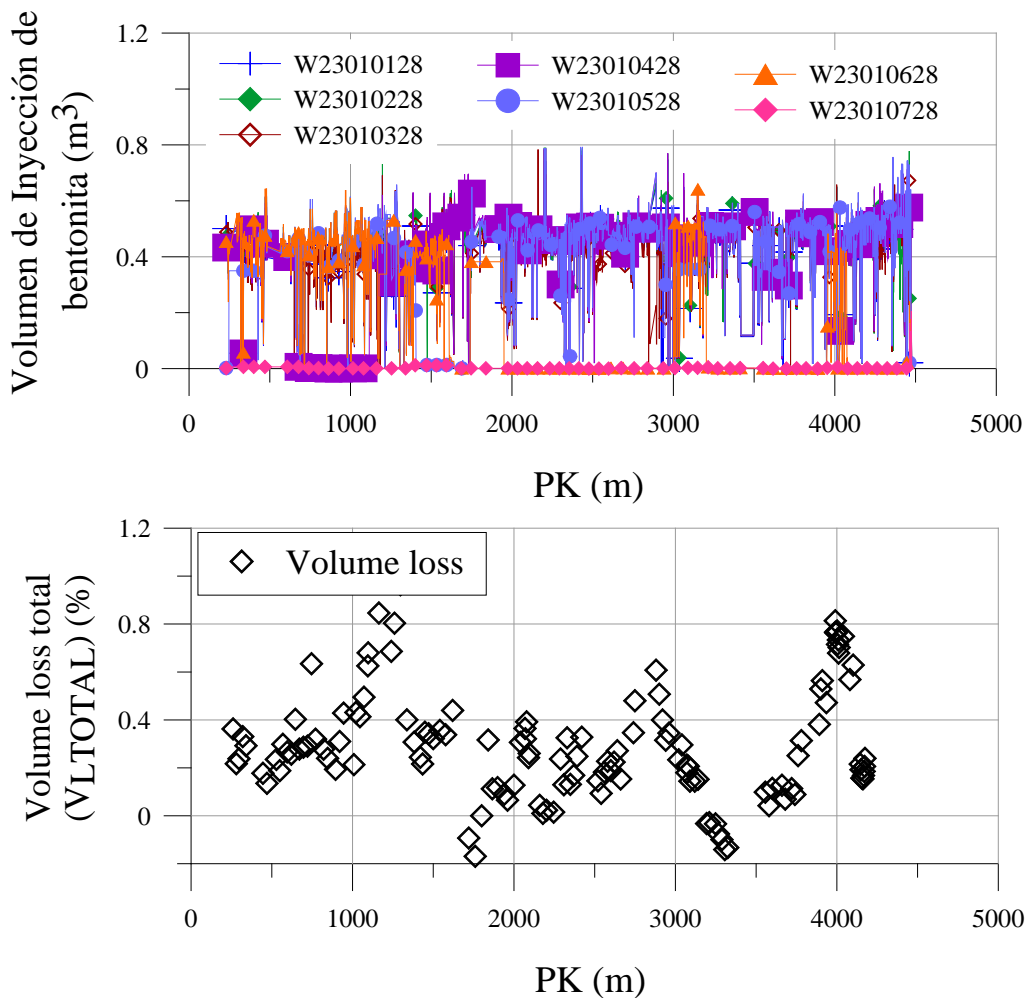


Figura 4.12 Relación pérdida de volumen de terreno total con el volumen de inyección de bentonita en función del PK de avance

En la Figura 4.13 se relaciona la presión de inyección de mortero ( $P_g$ ) y el volumen de inyección de mortero ( $V_g$ ) con la pérdida de volumen total ( $V_{LTOTAL}$ ). En este caso, se ha llevado a cabo, un buen control tanto de la presión aplicada, como del volumen inyectado. Resulta importante, ya que, dada la diferencia entre el diámetro de la rueda de corte y el trasdós de las dovelas se genera un espacio que se ha de rellenar con un buen control de inyección de mortero, con el fin de controlar la subsidencia producida por la descompresión del terreno.

Además se observa que para presiones de inyección de mortero entre 5.5-7 bares y volúmenes de inyección de mortero entre (3-4 bares) de las tres líneas superiores de inyección de presión de mortero W23010101, W23010601 y W23010501 (ver Apéndice 3), coinciden con pérdidas de volumen de terreno total bajas.

Los valores superiores a 5 bares, en el caso de la presión de inyección de bentonita aplicada, y superiores a 6 m³, en el caso del volumen de inyección de mortero, se



refieren a problemas debidos a obturaciones de las líneas de inyección o problemas mecánicos de lectura de los manómetros y han sido extraídos.

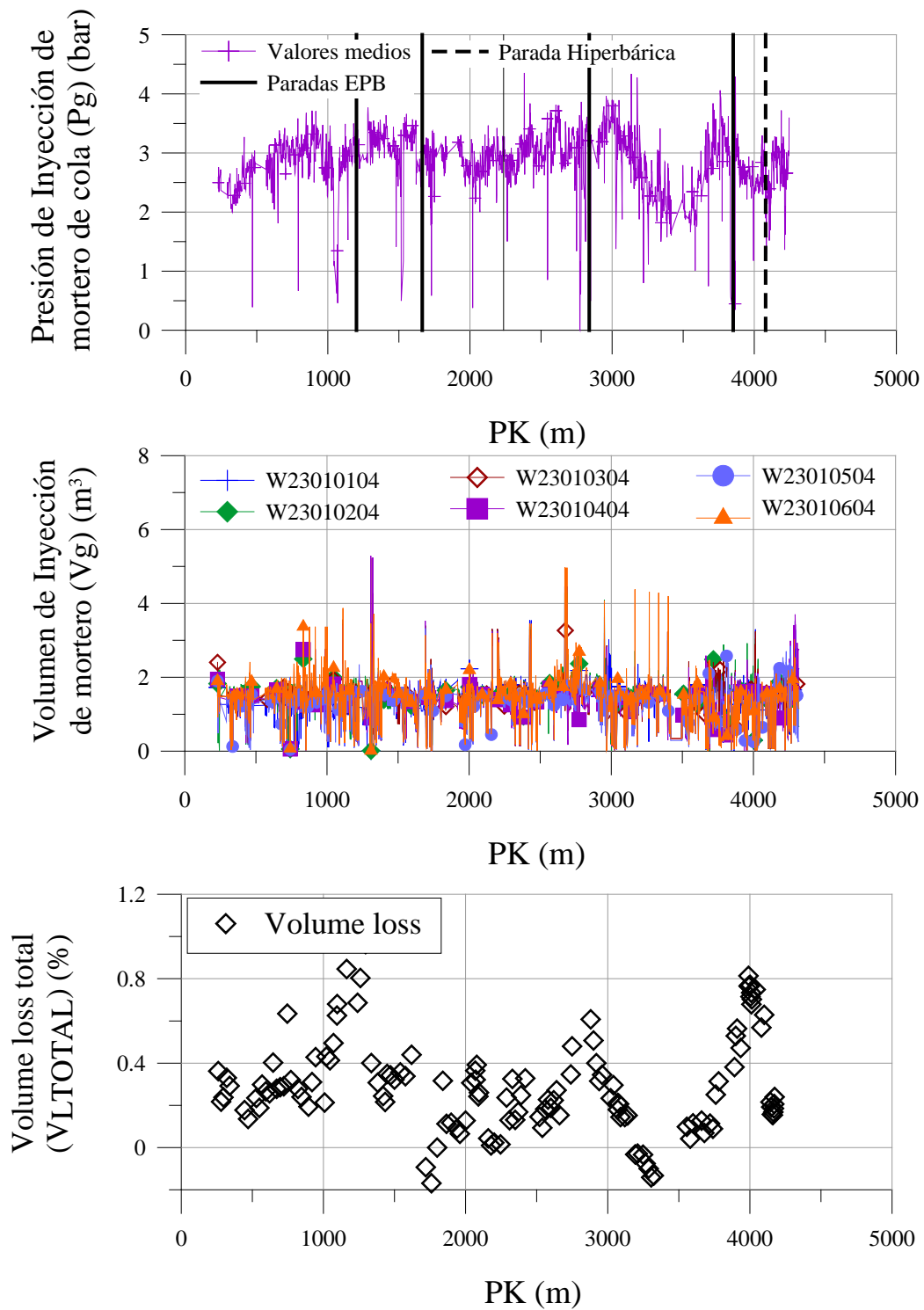


Figura 4.13 Relación pérdida de volumen de terreno total con la presión y volumen de inyección de mortero de cola en función del PK de avance

De acuerdo con las tres presiones ( $P_f$ ,  $P_b$ ;  $P_g$ ) hasta ahora mostradas, también se han sido introducidas tres nuevas relaciones: el índice de la presión de frente, el índice de la presión de bentonita y el índice de la presión de mortero. Los tres índices representan la presión en el frente, la presión de bentonita y la presión de mortero respectivamente. Los índices se encuentran normalizados con respecto a la presión de sobrecarga en el eje del túnel.

La Figura 4.14 muestra la relación entre la pérdida de volumen en el frente de excavación,  $V_{LF}$ , y la presión en el frente. Se puede observar que la pérdida de terreno en el frente es bastante pequeña (a veces negativa) en todos los casos. Por lo tanto, podemos decir, que en este caso cuando la presión en el frente alcanza valores comprendidos entre 48-78% de la presión de sobrecarga, la pérdida de volumen del terreno en el frente se mantiene muy baja, no alcanzando el 0.2% aproximadamente.

La pérdida de volumen de terreno en el escudo es muy pequeña como se ha mostrado anteriormente. Los valores más altos en la pérdida de volumen de terreno en el escudo que se observan a lo largo del trazado del tramo 1D no superan al 0.2% del total en la mayoría de los casos. La presión de bentonita se encuentra entre el 33-74% de la presión de sobrecarga y es capaz de mantener la pérdida de volumen de terreno por debajo del 0.3% e inferior en muchos casos (Figura 4.15).

La presión de mortero normalizada en función del factor de sobrecarga respecto a la pérdida de volumen en la cola del escudo se muestra en la Figura 4.16. A pesar, de la dispersión de los datos, se puede observar una tendencia de la pérdida de terreno en la cola del escudo a disminuir a medida que la relación mortero/factor de sobrecarga aumenta. Identificar la causa de esta dispersión de datos observada en la figura anterior no es sencillo, debido a que existen un gran número de factores adicionales que pueden contribuir de alguna manera (Gens et al., 2011)

Como se ha mencionado anteriormente, la pérdida de volumen de terreno debida al gap entre el escudo y el terreno representa el tanto por ciento mayor de la pérdida de volumen de terreno total, por ese motivo la inyección de mortero en la cola del escudo siempre se ha considerado una de las operaciones más importantes a realizar durante el proceso de excavación. En este caso, el cierre total del gap sin que se realizase ninguna inyección de mortero representaría una pérdida de volumen de terreno del 7% aproximadamente.

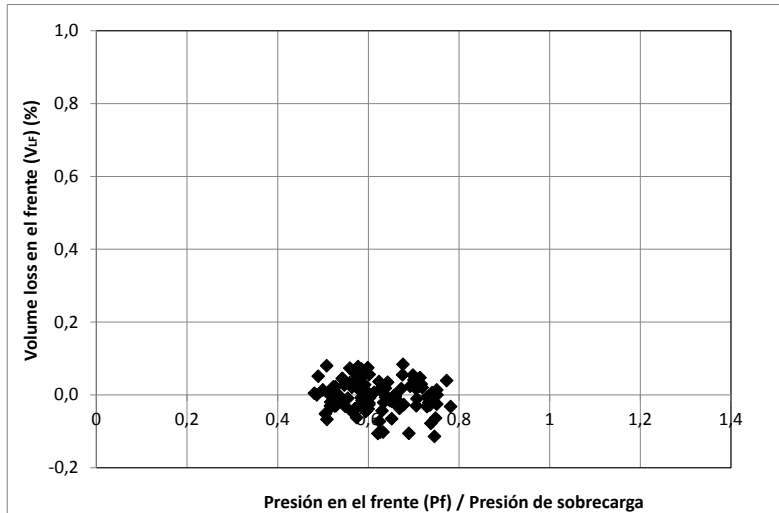


Figura 4.14 Pérdida de volumen de terreno en el frente en función de la presión aplicada en frente normalizada con la presión de sobrecarga

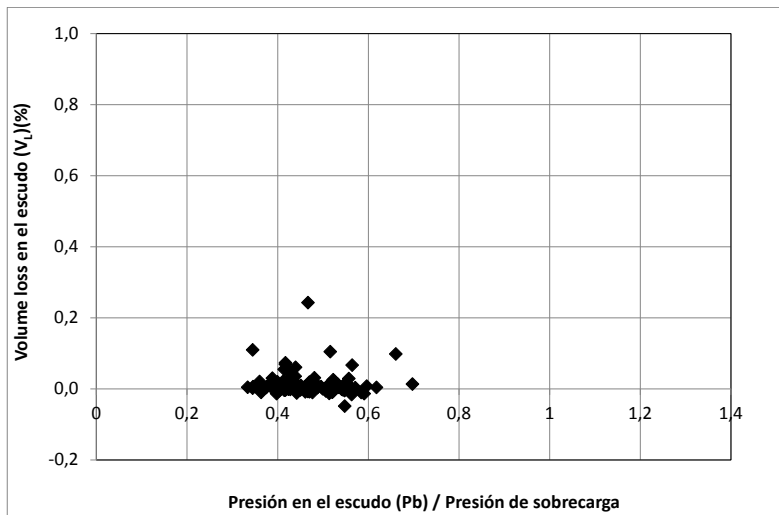


Figura 4.15 Pérdida de volumen de terreno en el escudo en función de la presión aplicada en el escudo normalizada con la presión de sobrecarga

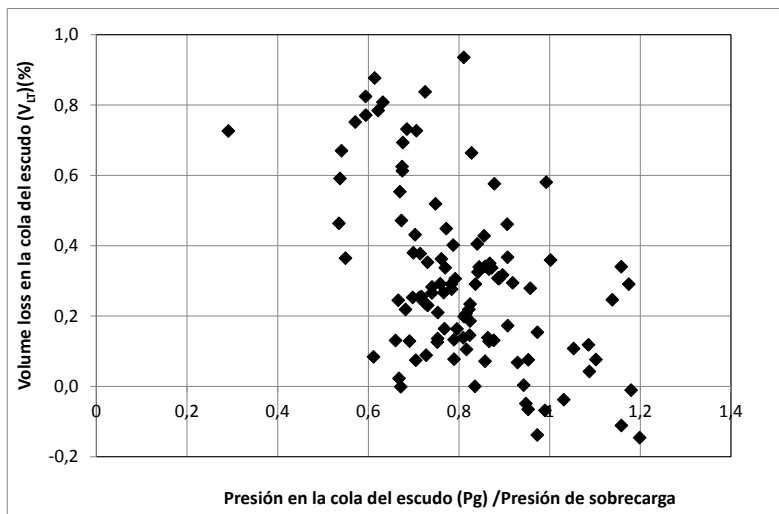


Figura 4.16 Pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga

Además del estudio de las presiones y volúmenes de inyección también se ha tenido en cuenta en este informe la penetración y la velocidad de la máquina tuneladora. La penetración aplicada ha sido muy regular en todo el tramo 1D, los valores de penetración varían entre 16000-23000KN (Figura 4.17).

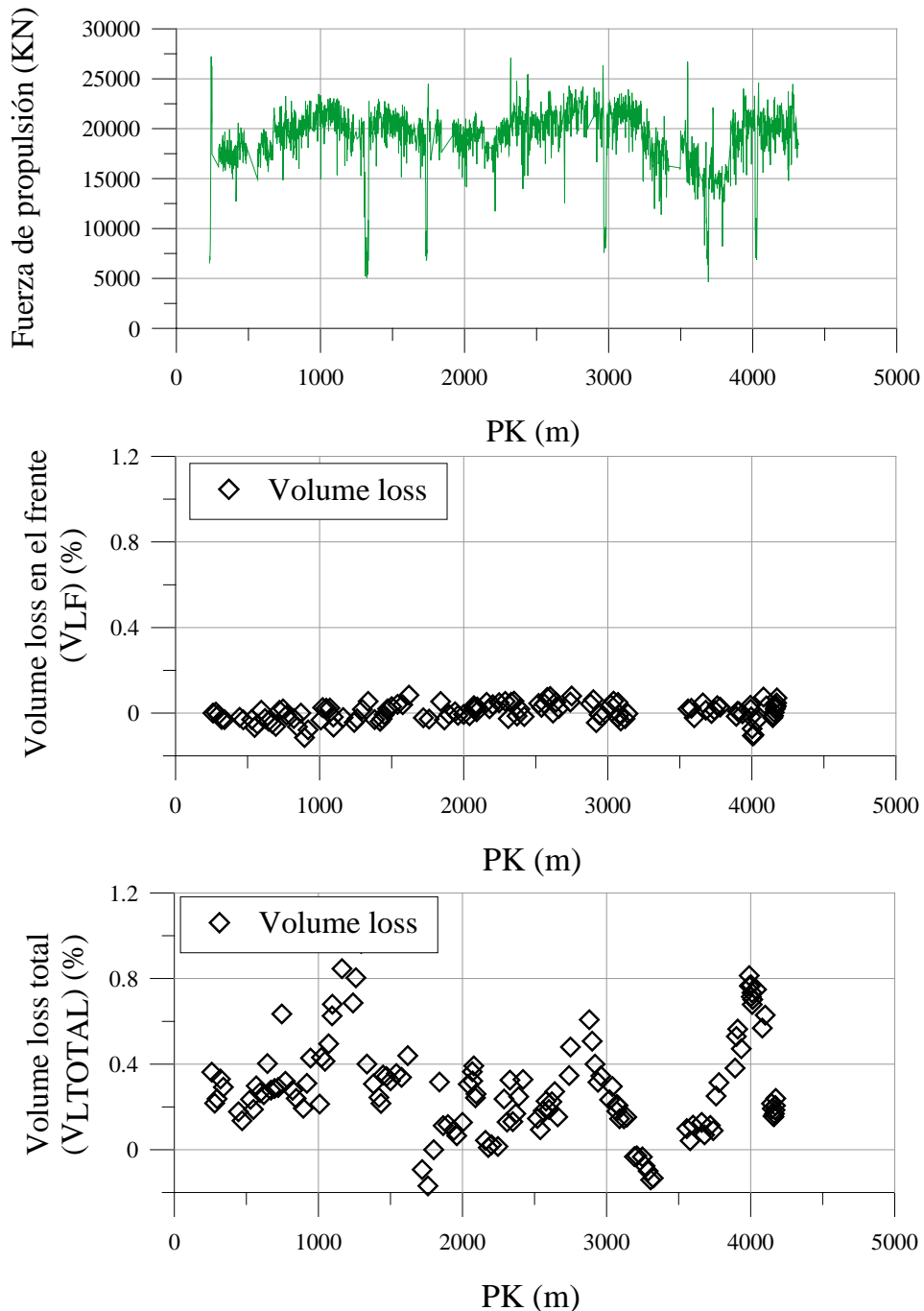


Figura 4.17 Relación de la pérdida de volumen de terreno en el frente y total con la fuerza de propulsión o penetración de la tuneladora en función del PK de avance

Para el caso de la velocidad de perforación o de avance (m/día), se entiende la velocidad de empuje de la máquina tuneladora (ver Figura 4.18), no se ha observado

ninguna relación, en el hecho de que una mayor o menor velocidad de avance o de perforación pueda influir en la pérdida de volumen de terreno.

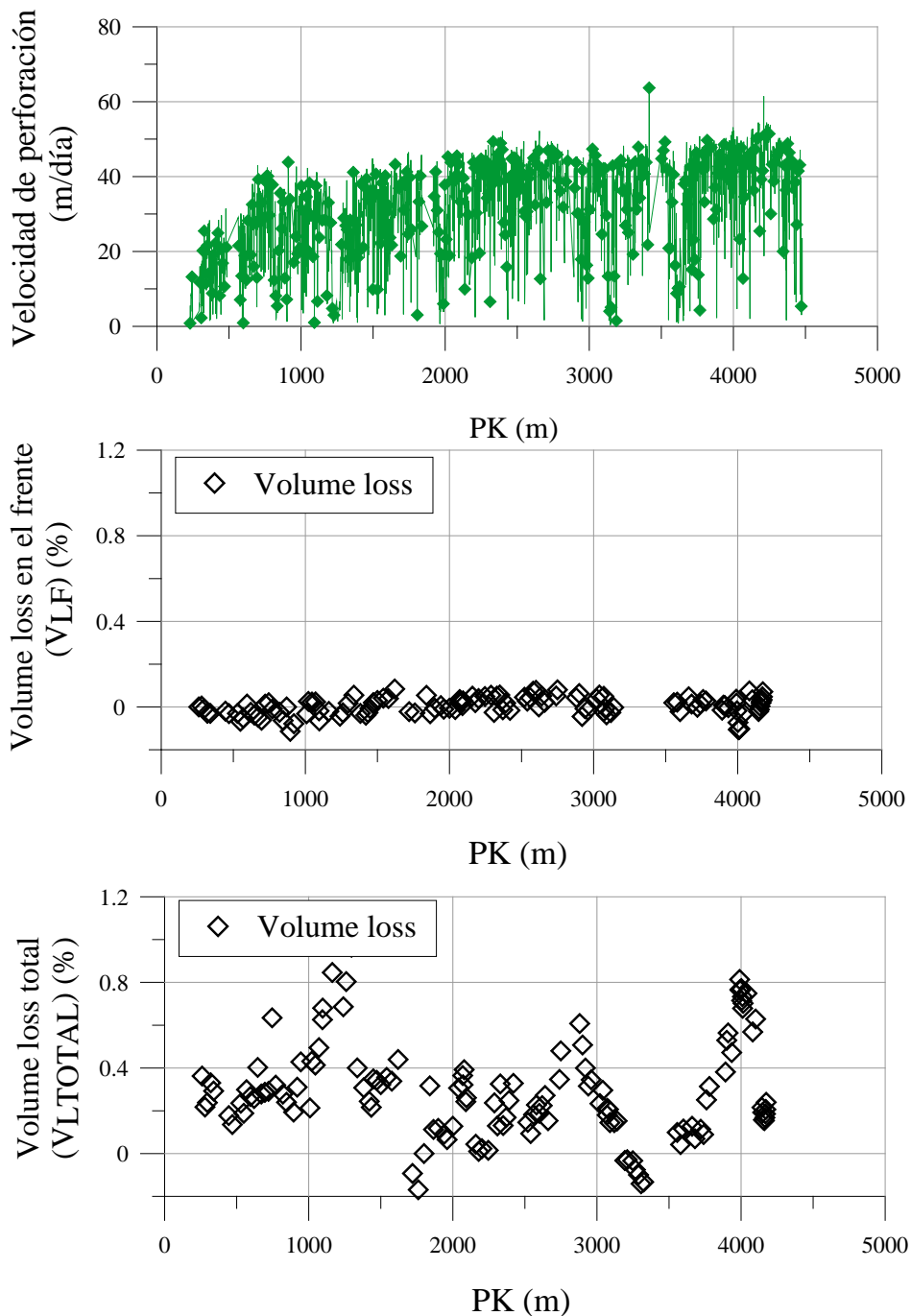


Figura 4.18 Relación de la pérdida de volumen de terreno con la velocidad de perforación (m/día) de la tuneladora en función del PK de avance

También se ha estudiado la velocidad de penetración por revolución de la rueda de corte de la máquina tuneladora (Figura 4.19). La velocidad de la rueda de corte ha sido muy constante a lo largo de todo el tramo excavado, por lo tanto, tampoco se pueden

atribuir mayores pérdidas de volumen de terreno en función de la velocidad de penetración por revolución de la rueda de corte de la máquina tuneladora.

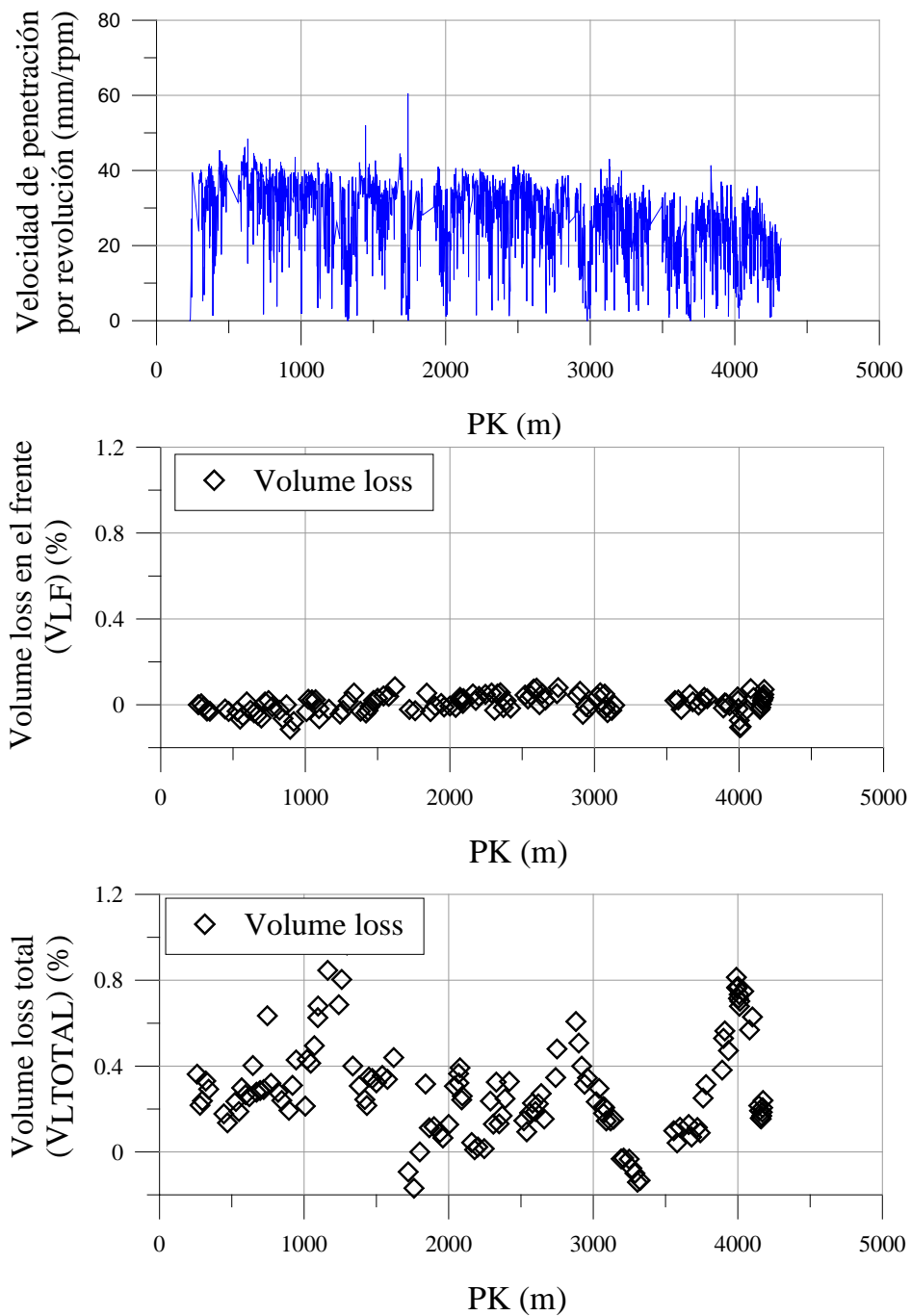


Figura 4.19 Relación de la pérdida de volumen de terreno con la velocidad de penetración por revolución de la cabeza de corte (m/rpm) de la tuneladora en función del PK de avance

Cabe incidir, que posteriores asientos acontecidos debidos a consolidación y/o creep del terreno no se han tenido en cuenta en este informe. La causa, por la que no se han tenido en cuenta dichos movimientos, es debida a que la magnitud de estos asientos no son significativos respecto a los asientos inducidos por el proceso de excavación.

## 4.3 Comparación de los parámetros de las cubetas de asiento en superficie en otras obras

### 4.3.1 Introducción

En este apartado se realizará una comparativa de los parámetros que conforman la cubeta de asientos verticales en superficie de diferentes excavaciones realizadas en los últimos años.

Una vez revisada la literatura existente, se han escogido varios casos de excavaciones principalmente en arcillas, que serán comparados con los datos resultantes para el caso del tramo 1D estudiado de la Línea 9 de metro de Barcelona.

Como hemos comentado en el capítulo 2, la curva de asientos transversales puede definirse como una distribución normal, expresada por la función de Gauss. Esta curva, queda definida mediante dos parámetros que son:  $S_{m\acute{a}x}$  y la "i" (anchura de la cubeta de asientos). Peck et al., (1969), propuso una relación entre el valor del parámetro  $i$ ,  $z_0$  (profundidad del túnel) y  $D$  (diámetro de la excavación), en base a numerosas experiencias observadas y la comparación de asentamientos reales medidos a los descritos por esta función. El resultado de su trabajo se observa en la Figura 4.20. Como vemos en la figura la profundidad del túnel es el principal factor que controla la anchura de la cubeta de asientos. Los puntos correspondientes a túneles reales muestran una gran dispersión, por tanto, la división en zonas para los diferentes tipos de suelo no está clara. Una vez introducidos los datos de la línea 9 vemos como según el gráfico propuesto por Peck, correspondería a arcillas rígidas, duras o arenas por encima del nivel freático que no es nuestro caso. Esto se puede explicar, a que actualmente los métodos de excavación de túneles son más sofisticados y la generación de movimientos en el terreno se ve reducida.

A partir de este trabajo, numerosos autores han trabajado con la idea de ser más precisos en el cálculo del punto de inflexión "i". O'Reilly y New et al., (1982), para el caso de materiales cohesivos y granulares bajo condiciones de deformación a volumen constante, asumen que la anchura de la cubeta de asientos decrece linealmente con la profundidad de la excavación (Figura 4.21).

El perfil del terreno que atraviesa la excavación de la Línea 9, principalmente está compuesto por arcilla (QI3-QI3m), si comparamos los datos medidos en formaciones de suelos blandos representativos de la mayoría de áreas construidas en Reino Unido, con los datos provenientes de los materiales deltaicos atravesados por la línea 9 de metro de Barcelona, se observa que los datos provenientes de la Línea 9, se ajustan bien a la regresión lineal para suelos cohesivos propuesta por O'Reilly, como era de esperar.



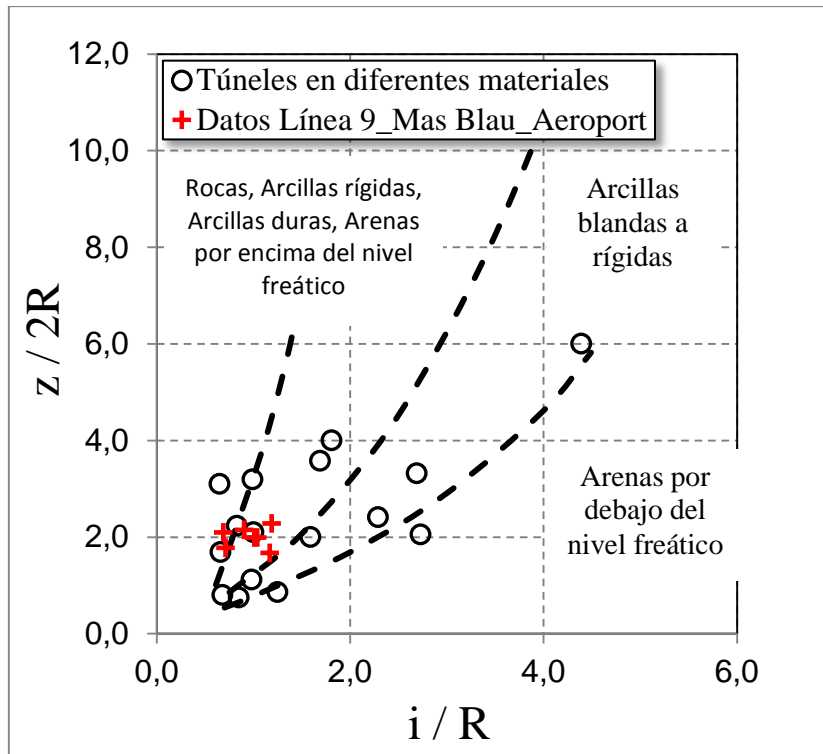


Figura 4.20 Relación punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por Peck (1969)

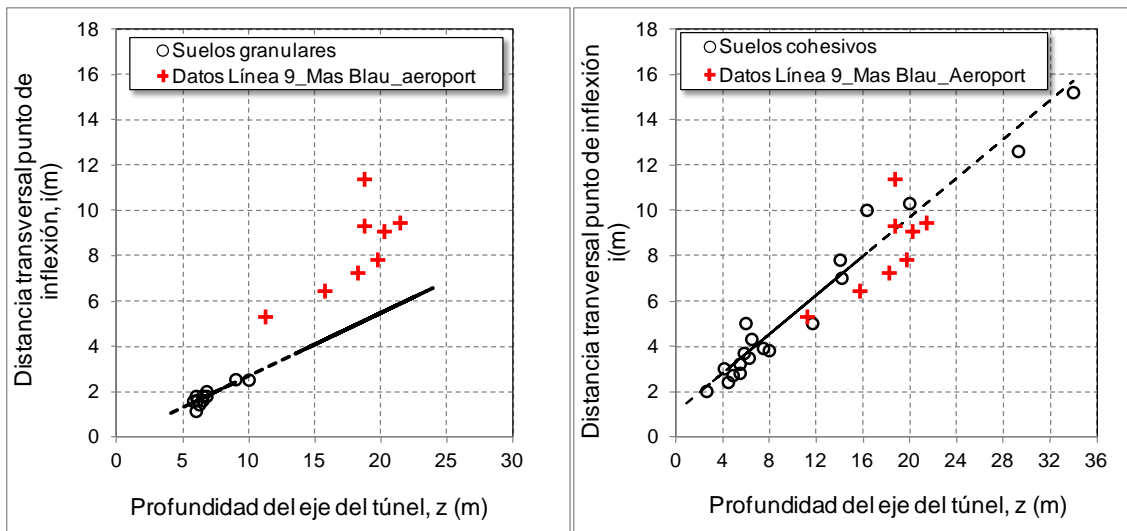


Figura 4.21 Relación punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por O’Reilly y New (1982)

Wongsaroj (2006) muestra también la variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad del eje del túnel, en la excavación del ferrocarril Contract 220 desde Stranford hasta la estación de St Pancras en Londres

(Figura 4.22). La obra subterránea atraviesa materiales arcillosos y arenosos. Comparando los resultados mostrados en la Figura 4.22, se puede observar como los resultados presentados por Wongsaroj (2006) son consistentes con los datos de la Línea 9 de metro de Barcelona. El rango de valores del parámetro  $i$  oscila entre 4.5 y 20 para el caso de la excavación de Londres. Según O'Reilly (1982) la anchura de la cubeta decrece linealmente con la profundidad. Siguiendo las observaciones propuestas por O'Reilly, estos datos se han ajustado a cuatro regresiones lineales de pendiente  $K$  diferente: ( $K=0.4$ ;  $K=0.5$ ;  $K=0.6$ ) que engloban todos los resultados del parámetro  $i$  del túnel de Londres. Para el caso de la Línea 9, los datos de la anchura de la cubeta varían entre 5.32 y 11.40 y los valores del parámetro  $K$  que más se ajustan a estos datos oscilan entre: 0.4-0.5 mayoritariamente. Según O'Reilly, el valor del parámetro  $K$  para arcillas varía entre 0.4 para las arcillas rígidas y 0.7 para las arcillas-limosas blandas.

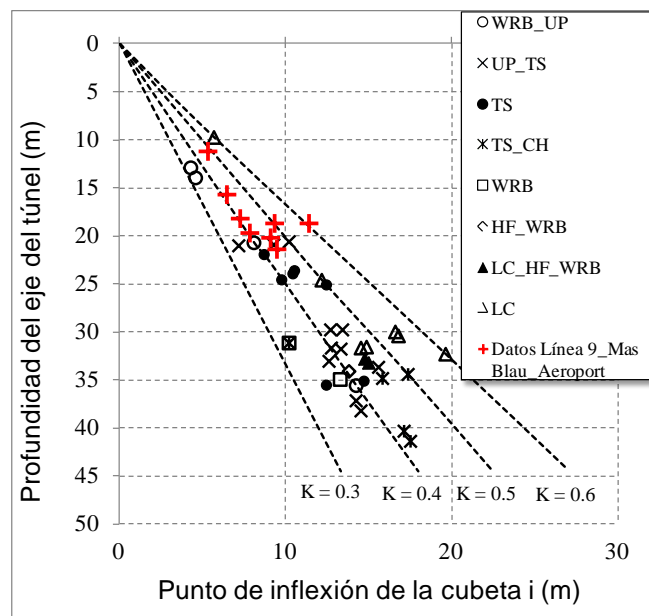


Figura 4.22 Relación punto de inflexión "i" con la profundidad de la excavación, propuesto por Wongsaroj (2006)

London clay (LC)	Arcilla limosa muy rígida, muy a extremadamente fisuras en ocasiones con limos y arenas
Harwich Formation (HF)	Arenas, arcillas o limos
Woolwich and Reading Beds (WRB)	Formación compleja de rígidas y duras arcillas a arenas densas y gravas
Upnor Formation (UP)	Arena limosa gris o verde grisosa
Thanet Sand (TS)	Arena limosa fina a media
Upper Chalk (CH)	Fracturas closely spaced often clean and tight

En la Figura 4.23, se muestran los diferentes valores del parámetro K, en la excavación de Londres, el túnel de la Línea 9 y dos nuevos túneles realizados en Kaohsinung (Taiwan) bajo materiales arenosos principalmente, Hsiung (2011) en función de la pérdida de volumen del terreno total. En los dos primeros casos la pérdida de volumen total de terreno no supera el 1%, en cambio en el caso de los túneles de Taiwan la pérdida de volumen en algo superior. Esto confirma que el valor de K es independiente del método constructivo del túnel pero depende del material excavado, Wongsaroj (2006).

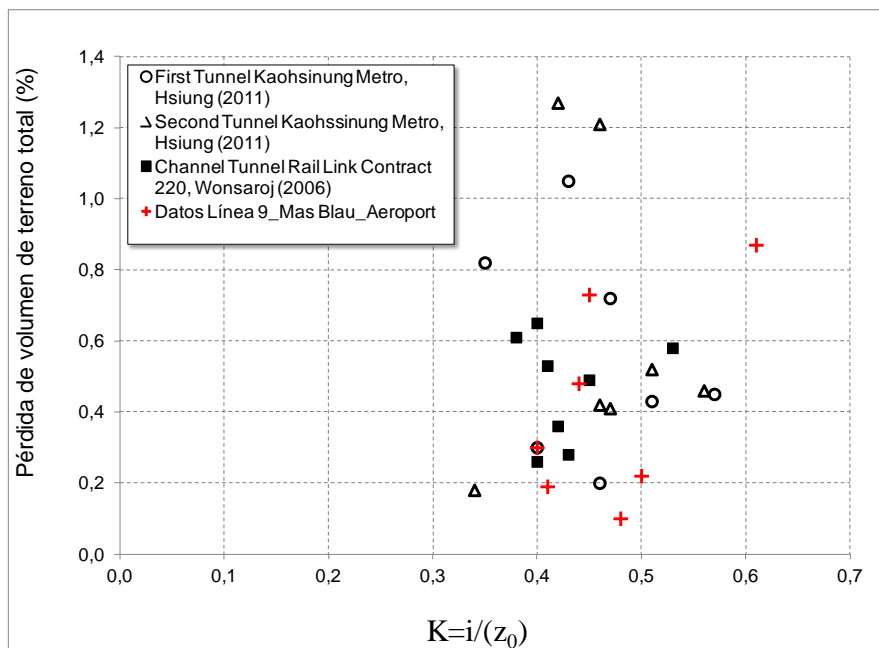


Figura 4.23 Relación parámetro “K” con la pérdida de volumen de terreno (%)

Hasta el momento todos los datos de la línea 9, mostrados en este apartado han sido ajustados mediante el ajuste logarítmico al igual que los gráficos comparados. En los siguientes gráficos los datos de la Línea 9 han sido ajustados considerando  $K=0.5$ . Se ha comprobado que la K real del terreno no dista mucho del valor teórico de  $K=0.5$ , de esta manera podemos comparar con muchos más datos de instrumentación colocados en la clave del túnel.

En la gráfica 4.24a se representa la presión en el frente versus la pérdida de terreno en el frente. Para el caso de la Línea 9 la presión en el frente es algo superior que para el caso de la excavación de ferrocarril en Londres, lo que provoca unas pérdidas de volumen de terreno en frente algo inferiores, llegando a ser negativa en algunos puntos en la clave del túnel.

En la gráfica 4.24b se representa la presión en la cola del escudo versus la pérdida de terreno en la cola del escudo. En este caso no hay tanta diferencia entre los datos comparados, la presión en la cola del escudo para el caso de la Línea 9 sigue siendo algo superior pero la pérdida de terreno en la cola del escudo en este caso es muy similar a la de los túneles de Londres.

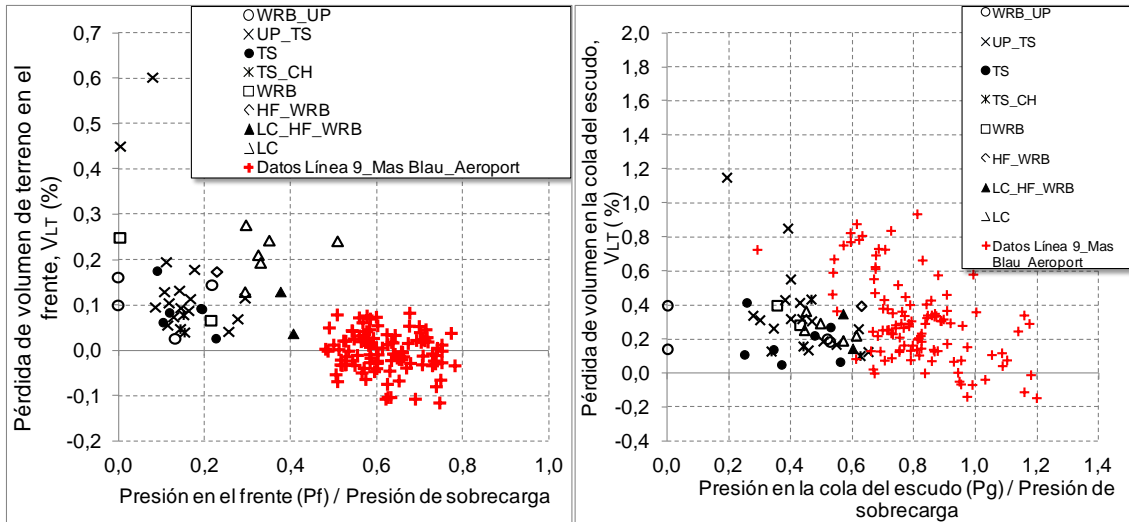


Figura 4.24 a) Relación pérdida de terreno en el frente vs presión en el frente b) Relación pérdida de terreno en la cola del escudo vs presión en la cola del escudo

Por último se ha comparado la pérdida de volumen total versus la presión en el frente de la excavación con los datos de las arcillas marinas atravesadas durante el proceso de construcción con EPB en el metro de Singapur (más información ver Shirlaw et al., 2003).

Vemos que los valores alcanzados en la Línea 9 son similares para los materiales del Pleistoceno (Old Alluvium) (Figura 4.25b). Los valores de la Línea 9 se encuentran dentro del rango de valores de presión en el frente aplicada en los materiales “Old Alluvium” y la pérdida de volumen de terreno total es menor al 1% en ambos casos.

Para el caso de la formación Kallang, existe una gran dispersión en los datos, alcanzado valores de pérdida de volumen total considerablemente altas. Para el caso de la Línea 9 vemos que para un mismo rango de presión de frente la pérdida de volumen total en la mayoría de los casos es considerablemente mayor en el caso de las arcillas marinas de Singapur (Figura 4.25a).

Para frentes mixtos, aunque la presión de frente aplicada, en el caso de la excavación asiática es algo mayor a la presión de frente aplicada en los terrenos deltaicos de Barcelona, la pérdida de volumen de terreno total finalmente es bastante similar.

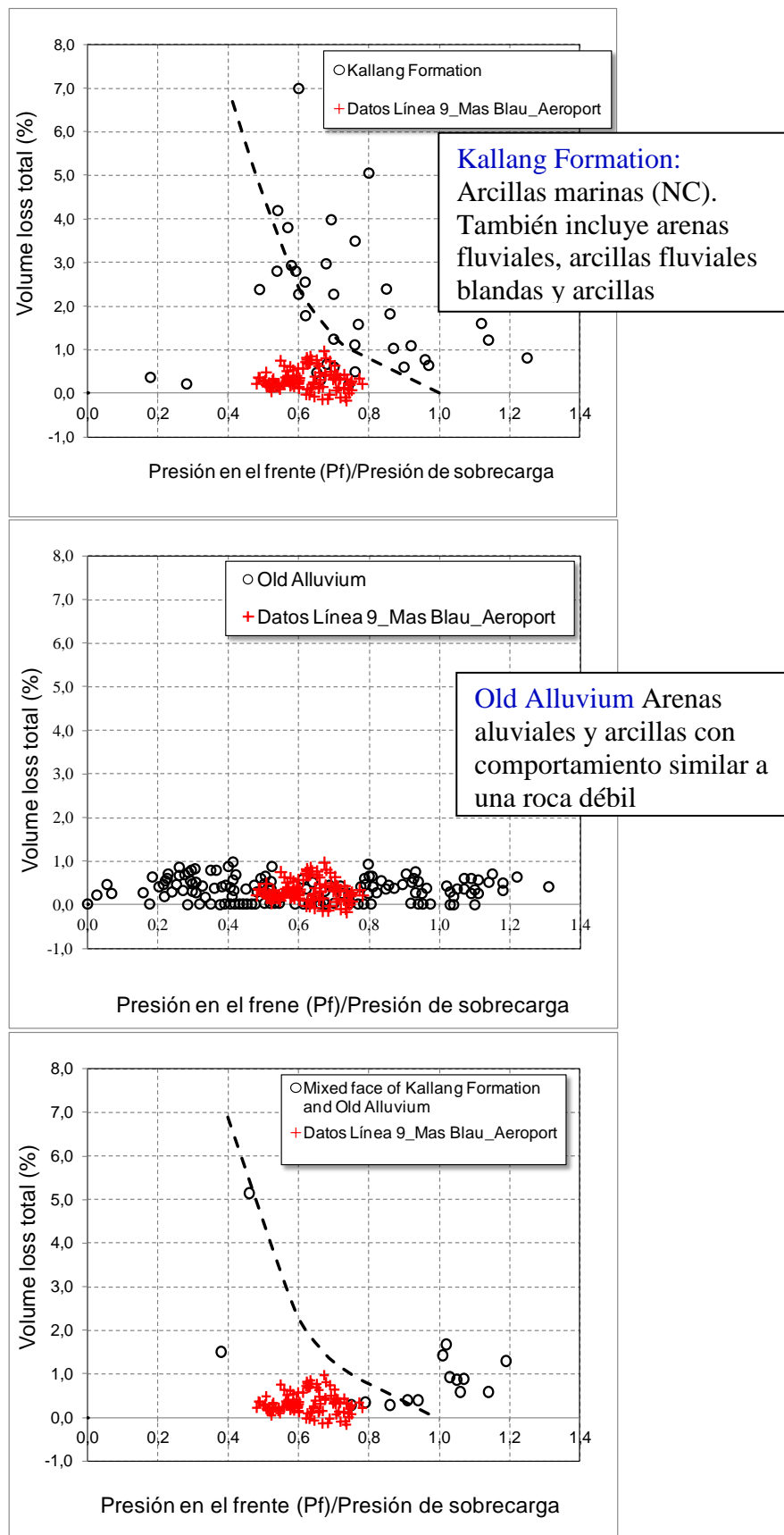


Figura 4.25 Presión en el frente normalizada versus Volume loss total a) Kallang formation y Datos Línea 9 b) Old Alluvium y Datos Línea 9 c) Frente mixto (Kallang Formation + Old Alluvium y Datos Línea 9)

# CAPÍTULO 5

## MOVIMIENTOS EN PROFUNDIDAD

### 5.1 Introducción

Este capítulo muestra en detalle tres secciones del terreno, afectadas por la construcción de la excavación con EPB. Estas tres secciones se sitúan a lo largo del tramo 1D de la Línea 9 de Barcelona.

Las secciones estudiadas en cuestión son: PK 4+150; PK 4+000; PK 2+750. La localización de estas secciones a lo largo de la Línea 9 se muestra en la Figura 3.23. La sección PK 4+150 y PK 4+000 han sido monitorizadas en situación de “greenfield” (situación libre de edificaciones) mientras que la sección PK 2+750, se encuentra situada en la terminal antigua del aeropuerto del Prat. Las tres secciones han sido monitorizadas tanto en superficie como en profundidad, para observar los movimientos causados por el paso de la EPB a través de arenas y arcillas blandas atravesadas por la traza del túnel.

Este capítulo detalla las condiciones del terreno, la instrumentación utilizada y el análisis de esta instrumentación para controlar los efectos de la excavación en cada una de las secciones de control fijadas.

### 5.2 Sección 4+140

La sección PK 4+150 está situada entre la futura estación de Mas Blau y la estación de Terminal Actual (Figura 3.23). La sección se encuentra fuera de un polígono industrial llamado como la futura estación “Mas Blau”. Como se puede observar en la Figura 5.1, en donde se ha instalado la sección de control, existe un gran descampado libre de edificaciones que podemos considerar “condiciones de greenfield”.

## 5.2.1 Posición del túnel

En la sección PK 4+150 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía, alcanza una profundidad de 18.7m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.2 y 5.3 muestra la posición del túnel en planta y el alzado de toda la instrumentación instalada en esa sección. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de dos meses de duración. Un mes y medio antes del paso de la EPB y aproximadamente quince días después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intersecta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente. (Figura 5.2)



Figura 5.1 Fotografía de la zona donde se ha instalado la sección de control PK 4+150 y planta del trazado del tramo T1D

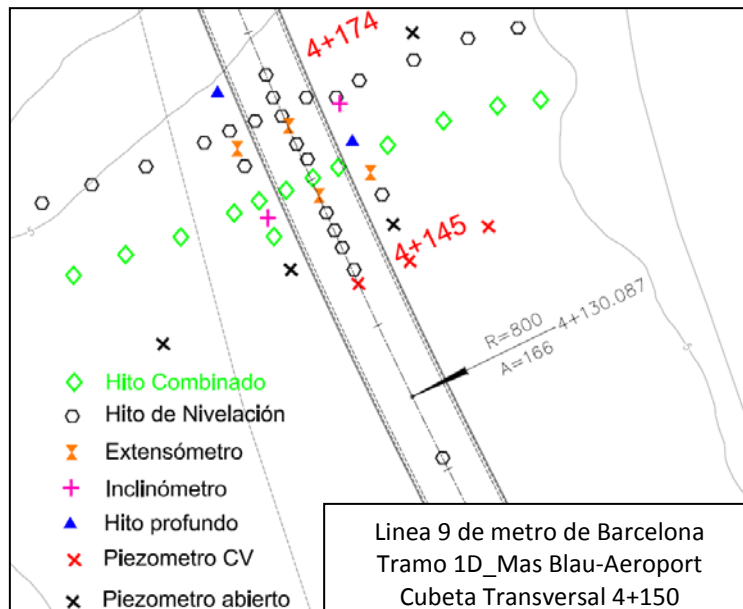


Figura 5.2 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 4+150m



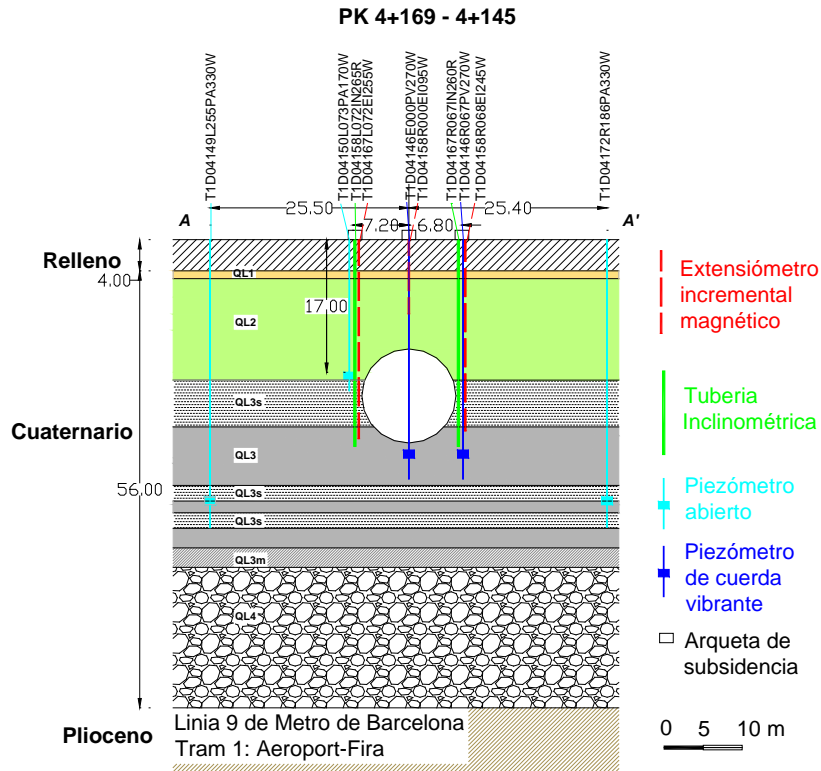


Figura 5.3 Sección transversal instrumentada PK 4+150

## 5.2.2 Condiciones geológicas

Como se ha comentado en el apartado 3.6 han sido muchos los sondeos realizados a lo largo del trazado 1D. El perfil del terreno simplificado, del resultado de todos estos sondeos se muestra en la Figura 3.9. La secuencia de la sección (PK 4+150) comprende 4 m de material de relleno, 1m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 14 m de arenas finas grises (QL2) que comprende el acuífero superior, a continuación 5 m de limos arenosos y arenas finas (QL3s), 18.5 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m) y resto arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.3).

## 5.2.3 Instrumentación y monitorización

El comportamiento del terreno en la sección PK 4+150 ha sido monitorizado y analizado en dos contextos principalmente: por un lado los desplazamientos y por otro lado, los cambios en el nivel piezométrico.

El comportamiento del terreno en la sección PK 4+000 ha sido monitorizado y analizado en dos contextos principalmente: por un lado los desplazamientos y por otro lado, los cambios del nivel piezométrico.

Inicialmente, se han recogido los datos facilitados por la instrumentación con la finalidad de describir lo más detalladamente posible como afecta la excavación del túnel en el terreno. Las medidas han sido registradas con una frecuencia mayor durante el paso de la EPB. Aproximadamente se han tomado seis lecturas al día y una frecuencia de 1-2 lecturas al día, cuando la tuneladora estaba alejándose de la excavación.

Los desplazamientos han sido medidos tanto en superficie como en profundidad alrededor del túnel. La mayor parte de la instrumentación tanto de superficie como de profundidad ha sido orientada perpendicular a la traza del túnel, permitiendo medir los desplazamientos verticales y horizontales en un plano transversal (Figura 5.2). La sección está compuesta por 36 instrumentos de superficie, de los cuales, dos también nos proporcionan movimientos en profundidad (Hitos profundos), y 13 de los 36 hitos son hitos combinados, los cuales nos proporcionan las medidas en las tres direcciones (X, Y, Z). Se dispone de 3 extensómetros, dos de ellos en el centro del túnel hasta la clave. Para medir los movimientos horizontales en profundidad se han instalado 2 inclinómetros, uno a cada lado del túnel. Y por último, para medir el nivel piezométrico se han colocado 4 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante.

## **5.2.4 Movimiento del terreno en superficie**

### **5.2.4.1 Cubeta transversal de asiento en superficie**

Basado en el área comprendida entre la superficie del terreno y el perfil de la cubeta transversal de asientos, la pérdida de volumen estimada en la sección PK 4+150 ha sido de aproximadamente 0.22%. Partiendo de un asiento máximo, una misma curva de Gauss ha sido ajustada de diferentes maneras. Por un lado el ajuste ha sido manual, ajustando la curva de Gauss a los datos proporcionados por la instrumentación, y con ayuda de las expresiones (2.4 y 2.9), se obtiene la pérdida de terreno y el valor del parámetro K respectivamente.

Por otro lado, se ha actuado de la misma manera, fijando el asiento máximo y los demás asientos de superficie facilitados por la instrumentación (movimiento real), se ha elegido la curva de Gauss que más se aproximaba a los datos, de acuerdo con el criterio de mínimo error cuadrático. El método de mínimos cuadrados lo que intenta es minimizar la suma de cuadrados de las diferencias en las ordenadas (llamadas

residuos) entre los puntos generados por la función elegida, en este caso la curva de Gauss, y los correspondientes valores de datos.

Un tercer ajuste, en base a los datos analizados, ha sido considerar el parámetro  $K=0.5$ . A partir, de este valor con la ecuación 2.9, se obtiene la anchura de la cubeta de asientos y posteriormente la pérdida de volumen (ecuación 2.4).

Un cuarto ajuste, ha sido considerar que el  $\ln(S_v/S_{max})$  debería ser directamente proporcional a  $y^2$  (distancia al centro de la excavación). El coeficiente de proporcionalidad resultante de la regresión lineal entre ambos puede ser utilizado para estimar la anchura de la cubeta de asientos ( $i$ ) (Figura 5.4), para más información ver (Mair, 1993).

La Figura 5.5 nos muestra la cubeta de asientos mediante la curva de Gauss ajustada a los datos de instrumentación de la sección PK 4+150. Esta curva ha sido ajustada según los métodos citados anteriormente. Se observa que el ajuste de la cubeta de Gauss, tanto para el caso del ajuste manual como para el ajuste mediante el parámetro “ $i$ ” propuesto de la regresión lineal, el valor de “ $i$ ” anchura de la cubeta de asientos es de  $i=9.5$  y  $i=9.33$ , respectivamente es muy similar en ambos casos. En cambio, el perfil de la curva Gaussiana aparece muy pobremente ajustada a lo que sería la cubeta de asientos verticales en superficie, para el caso del ajuste por mínimos cuadrados. En este caso, el método de mínimos cuadrados aproxima los datos, de acuerdo con el criterio de mínimo error cuadrático, de esta manera valores muy dispersos, que mediante el ajuste manual se tendrían en cuenta, mediante el ajuste por métodos cuadrados nos puede dar soluciones poco realistas. En el caso de la sección PK 4+150 el resultado propuesto por el ajuste por mínimos cuadrados nos da una cubeta de asientos algo más estrecha que con las demás soluciones. Esto es debido a que el mayor número de datos de los cuales disponemos se encuentran a una distancia del centro del túnel entre (-10m-10m), de tal manera que se ajusta con el mínimo error para este grupo de datos.

Por último, una curva de Gauss solución, con la misma pérdida de volumen y la misma solución de máximo asiento medido, tiene una anchura de cubeta de  $i=9.35$  para un ( $K=0,5$ ). Nos da una solución muy parecida al ajuste manual realizado y prácticamente idéntica al ajuste logarítmico.

En la Tabla 5.1 se detalla todos los valores encontrados por los diferentes ajustes propuestos. Como se puede observar los datos son consistentes para todos los ajustes propuestos.

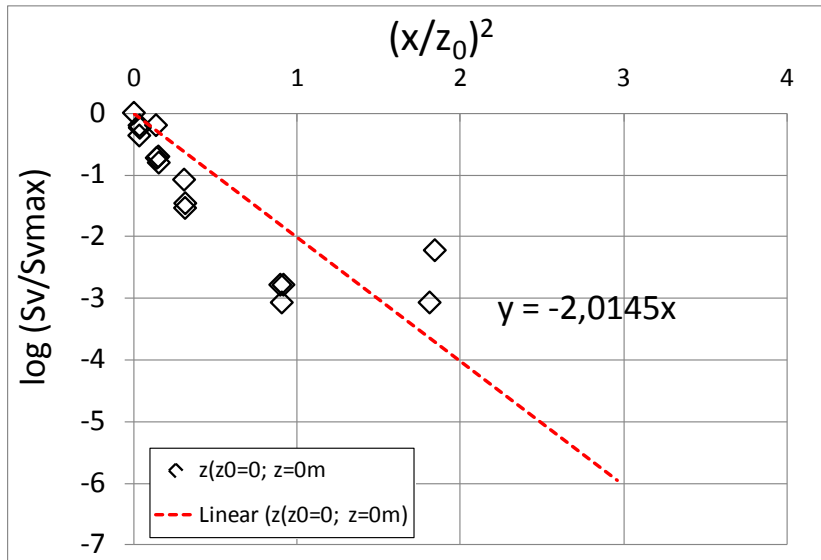


Figura 5.4 Estimación de la anchura de la cubeta de asientos

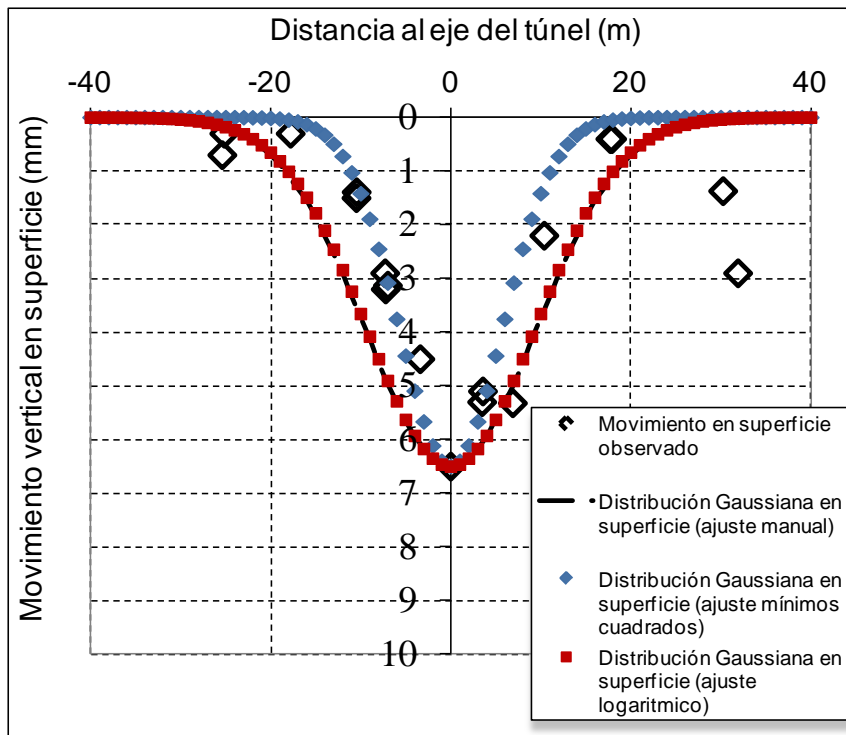


Figura 5.5 Cubeta de asientos transversales en superficie de la sección PK 4+150

PROF. CUBETA (m)	Prof EJE (m)	Sv <sub>max</sub> (mm)	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE K=0.5		
			i	K	Vloss	i	K	Vloss	i	K	Vloss	i	K	Vloss
0	18.7	6.5	9.5	0.51	0.22	5.73	0.31	0.13	9.33	0.50	0.22	9.35	0.50	0.22

Tabla 5.1 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 4+150

### 5.2.4.2 Cubeta longitudinal de asiento

El perfil de la cubeta longitudinal de asiento en superficie de la sección PK 4+150, se adapta bien a la curva de probabilidad acumulada (Attewell, 1982) (Ecuación 2.8), asumiendo un  $K_y=K_x=0.5$ . El asiento como se ve en la Figura 5.6 es progresivo después del paso de la EPB y se asemeja a una curva de distribución acumulada. Vemos que en el momento de paso de la tuneladora existe un pequeño levantamiento de valor 0.6mm poco importante. En la zona del escudo el asiento es tan solo de 0.1mm y en la zona de final del escudo el asiento es del 6.5mm, por lo que el máximo asiento vertical se desarrolla una vez pasado el escudo de la máquina.

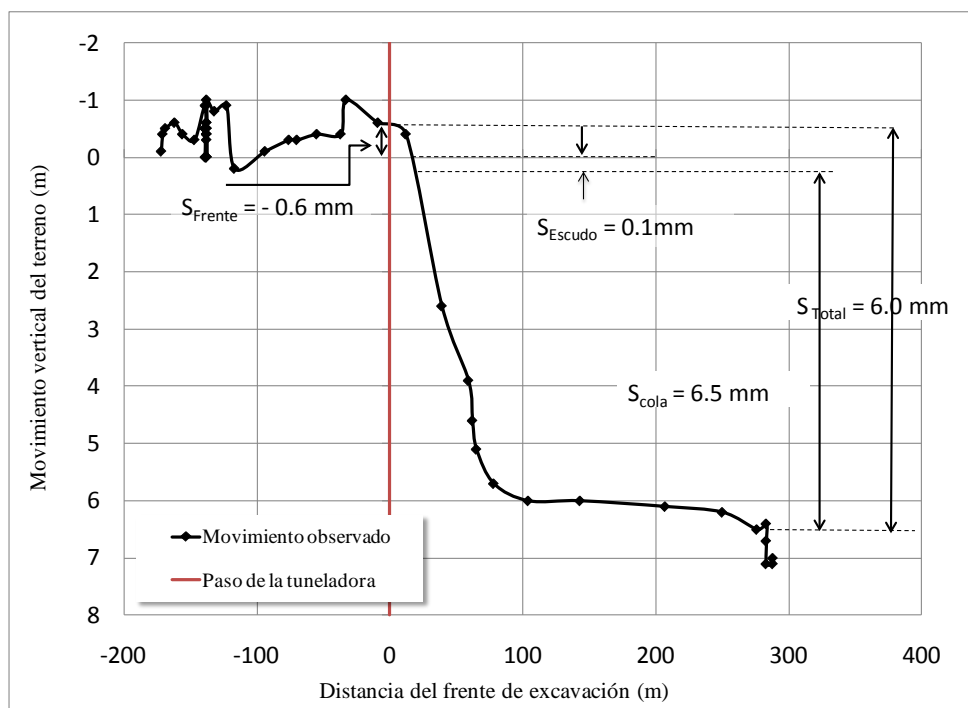


Figura 5.6 Movimiento vertical del terreno versus distancia del frente de excavación PK 4+150m

### 5.2.4.3 Cubeta movimientos horizontales

Los movimientos horizontales se observan en la Figura 5.7. A partir de instrumentación de superficie (hitos combinados) se conocen los movimientos horizontales del terreno. Estos movimientos se pueden modelar con un  $i_x=i_y=9.5$  mediante la expresión propuesta por O'Reilly, 1982 (Ecuación 2.6).

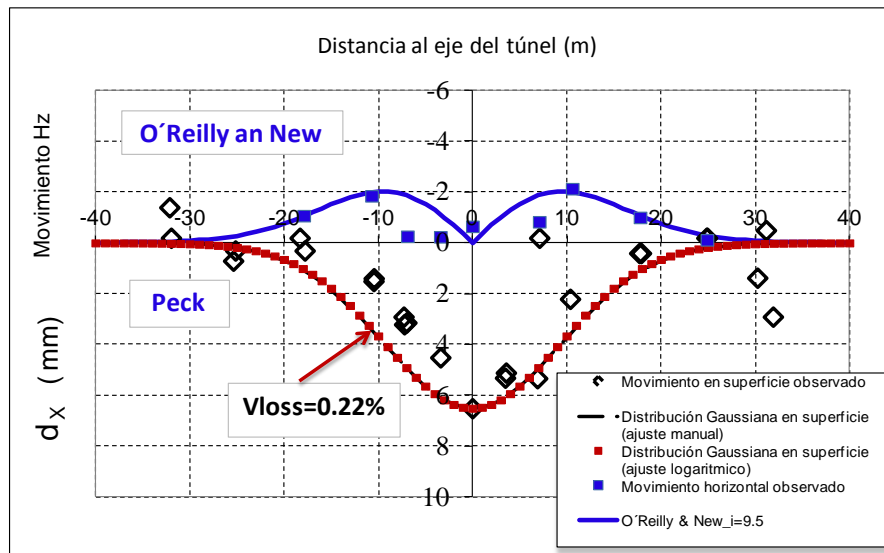


Figura 5.7 Cubeta de movimientos horizontales y verticales del terreno propuesta por Peck (1969) y O'Reilly and New (1982)

### 5.2.5 Movimiento del terreno en profundidad

Los movimientos del terreno en profundidad han sido estudiados, a partir, de la instrumentación instalada en el terreno en ciertas secciones, llamadas secciones de control como hemos comentado anteriormente. En este apartado se recoge tanto, los movimientos verticales como los horizontales, acontecidos en el terreno a diferentes profundidades. Además se analiza también la variación de la presión de poros en el terreno y como afecta el paso de la máquina EPB.

#### 5.2.5.1 Cubeta transversal de asiento en profundidad

La distribución de asientos en profundidad por encima de la clave del túnel en la sección PK 4+150 se muestra en la Figura 5.8. Los asientos se incrementan hasta un máximo de 9.28mm a la profundidad de 9.5m por debajo de la superficie. El gradiente de asientos aumenta con la profundidad a medida que nos acercamos a la clave del túnel.

Los asientos producidos en el terreno a diferentes profundidades son medidos a partir de extensómetros, con lectura cada medio metro de profundidad. En la Figura 5.8 vemos el asiento producido en el terreno a diferentes profundidades. Dado que los movimientos observados en el terreno son pequeños, únicamente se han dibujado los movimientos en las cuatro profundidades siguientes: ( $z=0.5m$ ;  $z=3.5m$ ;  $z=6.5m$ ;  $z=9.5m$ ).

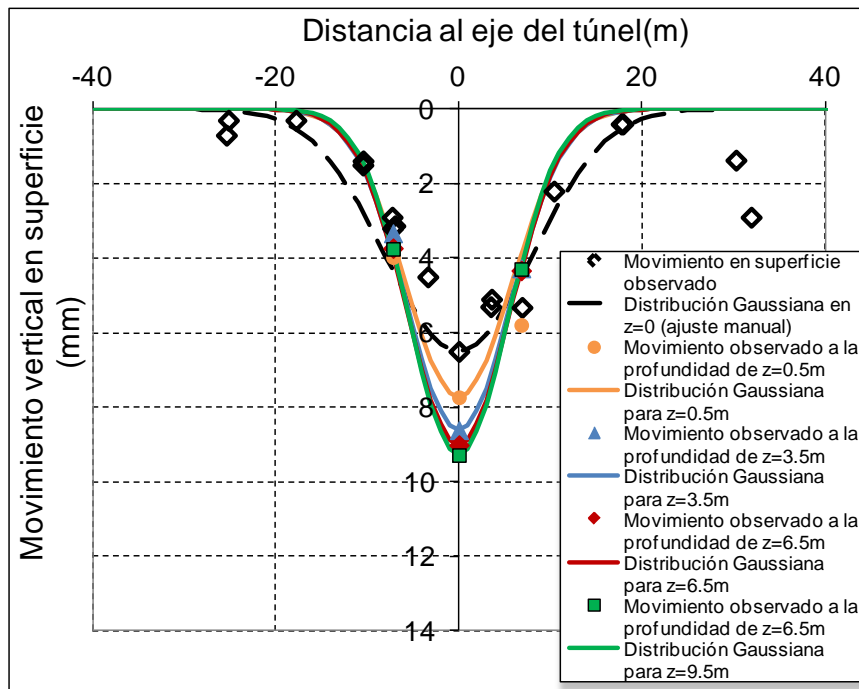


Figura 5.8 Cubeta de asientos transversales en superficie y para varias profundidades

El volumen de la cubeta de asientos en profundidad es estimado al igual que la cubeta en superficie. La primera consiste en sumar las áreas trapezoidales que forma la cubeta de asentamientos con la superficie. La segunda forma de determinar el volumen de asientos de la cubeta consiste en determinar una distribución gaussiana que mejor se ajusta a los puntos extensométricos de los que se dispone. La integral de la curva de Gauss se calcula entonces fácilmente de acuerdo con la Ecuación 2.2. El valor de la pérdida de volumen resulta de igual valor en los dos casos.

Para un buen ajuste de las cubetas en profundidad se ha utilizado el ajuste manual, el ajuste por mínimos cuadrados y el ajuste logarítmico descritos en el apartado 5.2.4.1. Además se ha utilizado un cuarto método para el cálculo del parámetro “i” en profundidad. Este último método consiste en considerar la pérdida de volumen constante en profundidad, de tal manera que el valor de i se calcula fácilmente con la Ecuación 2.2.

La pérdida de volumen de terreno ( $V_{loss}$ ), es la relación entre el volumen de la cubeta de asientos ( $V_s$ ) y el volumen teórico de la excavación ( $V_t$ ), expresado en tanto por ciento. Las pérdidas de volumen calculadas de acuerdo con los cuatro métodos de ajuste propuestos se muestran en la Tabla 5.2. Vemos que para el caso del ajuste manual, por mínimos cuadrados y mediante el ajuste logarítmico los valores son muy similares. Si comparamos la pérdida de terreno para los tres primeros casos, vemos que es algo inferior en profundidad que para el caso de considerar la pérdida de terreno de superficie constante ( $V_{loss}=0.22\%$ ).



PROF. CUBETA (m)	Prof EJE (m)	S <sub>vmax</sub> (mm)	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE V <sub>loss</sub> =ctte		
			i (m)	K	V <sub>loss</sub> (%)	i (m)	K	V <sub>loss</sub> (%)	i (m)	K	V <sub>loss</sub> (%)	i (m)	K	V <sub>loss</sub> (%)
0	18.7	6.5	9.5	0.51	0.22	5.73	0.31	0.13	9.33	0.50	0.22	9.5	0.51	0.22
0,5	18.2	7,73	5,8	0,32	0,16	7,26	0,40	0,20	7,10	0,39	0,2	7,87	0,43	0,22
3,5	15.2	8,61	5,7	0,37	0,18	5,47	0,36	0,17	5,44	0,36	0,17	6,94	0,46	0,22
6,5	12.2	9,01	5,6	0,46	0,18	5,52	0,45	0,18	5,51	0,45	0,18	6,63	0,54	0,22
9,5	9.2	9,28	5,4	0,59	0,18	5,47	0,60	0,18	5,40	0,59	0,18	6,44	0,70	0,22

Tabla 5.2 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en profundidad a los datos de la instrumentación PK 4+150

### 5.2.5.2 Movimientos horizontales en profundidad

Los perfiles de desplazamientos horizontales en profundidad en una sección transversal al eje del túnel, han sido medidos mediante los inclinómetros instalados en el terreno. En total se han instalado dos inclinómetros a banda y banda de la excavación (Figura 5.2). Los inclinómetros han sido colocados a 7.2m y 6.7m del centro del túnel, el primero en lado izquierdo y el segundo en lado derecho según el avance del túnel.

En la Tabla 5.3 se muestra los hitos en superficie asociados a estos dos inclinómetros y que nos han servido para corregir sus lecturas según el procedimiento descrito en el apartado 3.3.3.

La disparidad más significativa entre estos perfiles se produce en las inmediaciones del túnel, donde los movimientos horizontales son mucho mayores varios metros después del paso de la EPB. En el momento de paso de la tuneladora los movimientos horizontales en el terreno son prácticamente nulos.

El mayor movimiento horizontal se concentra en un rango que abarca cinco metros por encima y por debajo del eje del túnel y llega a 5 mm desplazamiento desde el eje del túnel (Figuras 5.9 y 5.10)

ETIQUETA INCLINÓMETROS	ETIQUETA HITOS ASOCIADOS	AZIMUT (ÁNGULO DEL EJE "X" CON LA TRAZA DEL TÚNEL)
T1D04158L072IN	T1D04162R067HX007Z	117°
T1D04167R067IN	T1D04158L069HX007Z	117°

Tabla 5.3 Relación de ángulos de conversión de ejes PK 4+150

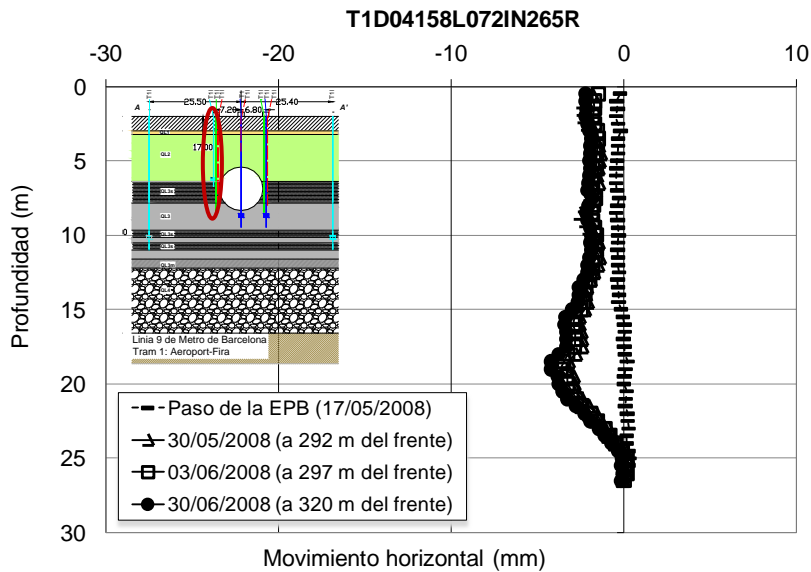


Figura 5.9 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 7.2m a la izquierda del eje del túnel, en el PK 4+158m

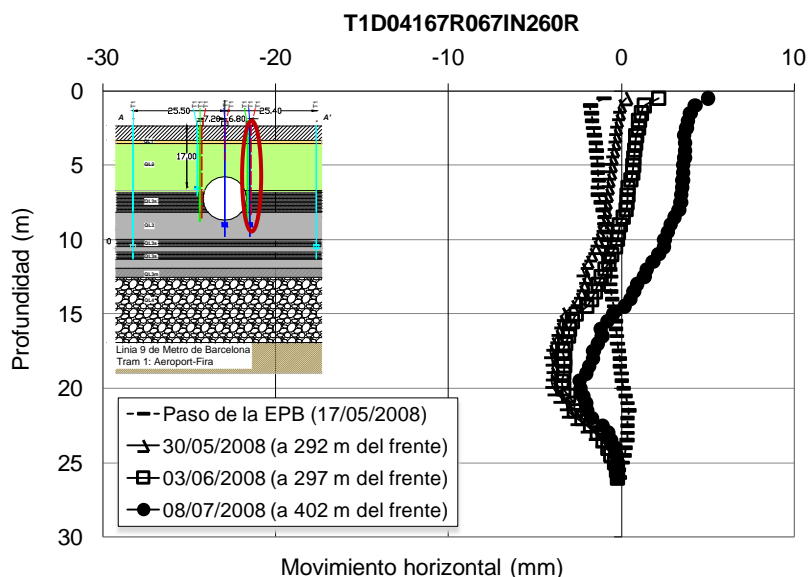


Figura 5.10 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 6.7 m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+167m

### 5.2.5.3 Movimientos verticales en profundidad

Los perfiles de desplazamientos verticales en profundidad en una sección transversal al eje del túnel, han sido medidos mediante los extensómetros instalados en el terreno. En total se han instalado tres extensómetros (Figura 5.2). Un extensómetro ha sido colocado sobre el eje del túnel y los otros dos extensómetros han sido colocados a 7.2m y 6.8m del centro del túnel, el primero en lado izquierdo y el segundo en lado derecho según el avance del túnel.

Los perfiles observados de movimiento vertical con la profundidad se muestran en las Figuras (5.11 a 5.13). El perfil de de movimiento vertical con la profundidad sobre el eje del túnel, nos muestra que los asentamientos se incrementan con la profundidad, tal y como se muestra en las cubetas transversales de asiento en profundidad, hasta un movimiento vertical máximo de 9.8mm a la profundidad de  $z=9.5\text{m}$ . Lateralmente los movimientos verticales son de asiento con un valor comprendido entre 4 y 5mm aproximadamente.

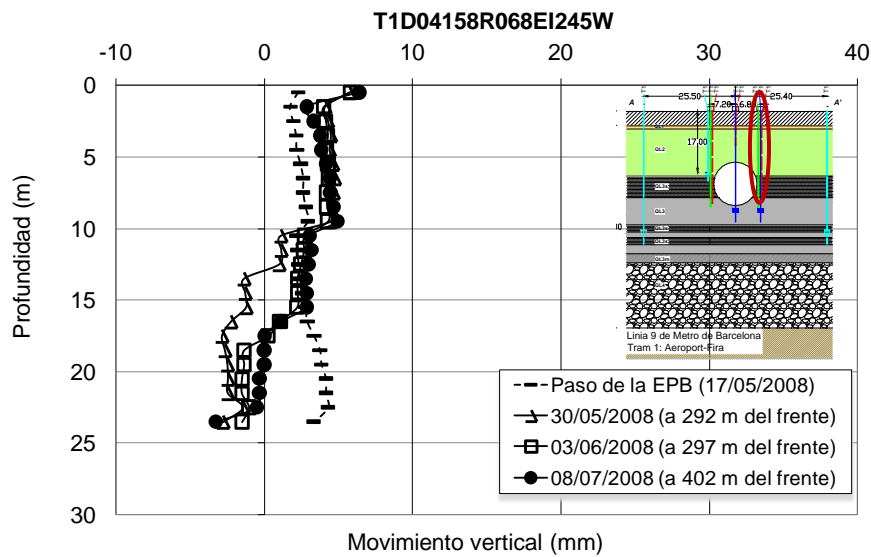


Figura 5.11 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a unos 6.8m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+158m

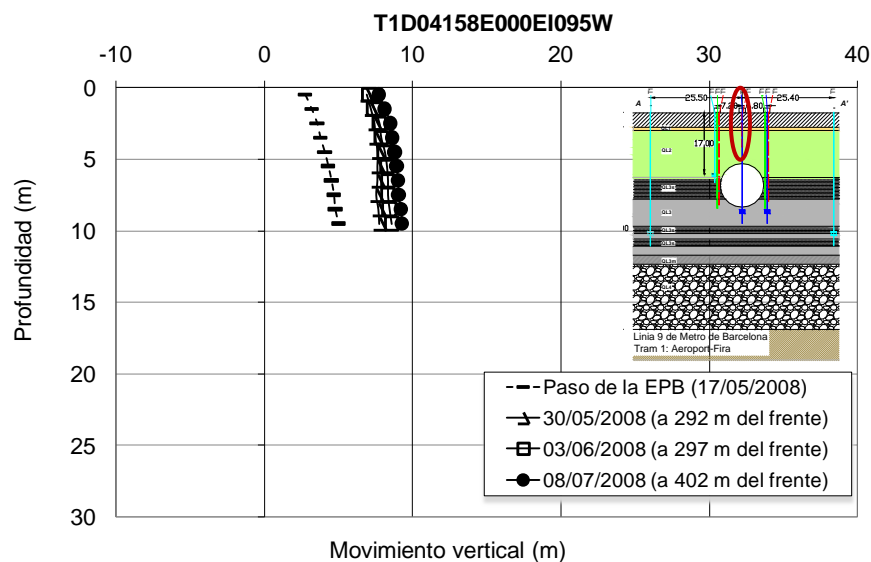


Figura 5.12 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado en el eje del túnel, en el PK 4+158m

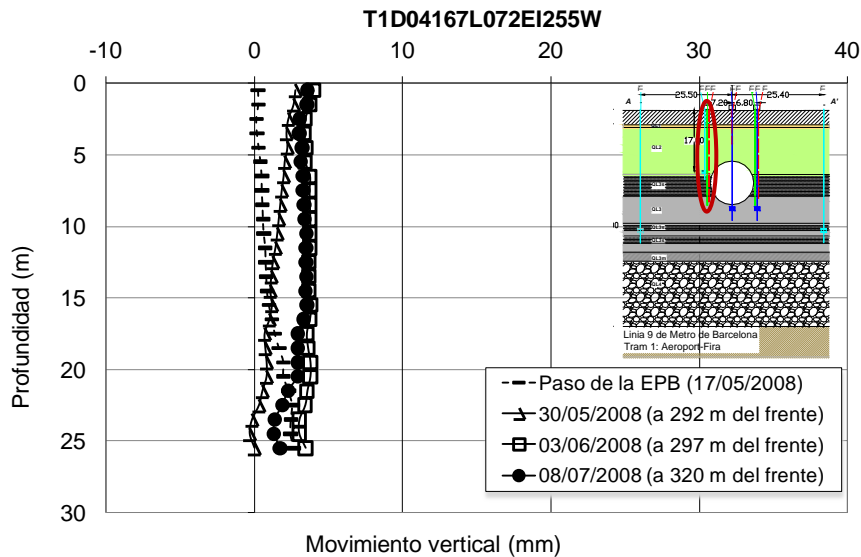


Figura 5.13 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a 7.2m del eje del túnel, en el PK 4+167m

#### 5.2.5.4 Presiones de agua

El nivel piezométrico ha sido medido mediante piezómetros instalados en el terreno. En total se han instalado cinco piezómetros (Figura 5.2). Dos piezómetros del tipo de cuerda vibrante, y tres piezómetros abiertos. Un piezómetro sobre el eje del túnel y el resto a banda y banda de la excavación. El registro de datos empezó varios meses antes del paso de la tuneladora y se prolongó varios meses después del paso del frente por la sección estudiada. De esta manera se puede ver cómo afecta el paso de la EPB al nivel piezométrico original del terreno.

De los gráficos siguientes (Figuras 5.14 a 5.17) se observa que durante el paso de la EPB el nivel piezométrico permanece constante. Posteriormente al paso de la EPB se produce un ligero aumento del nivel piezométrico que vuelve a recuperar su nivel original pocos días después.

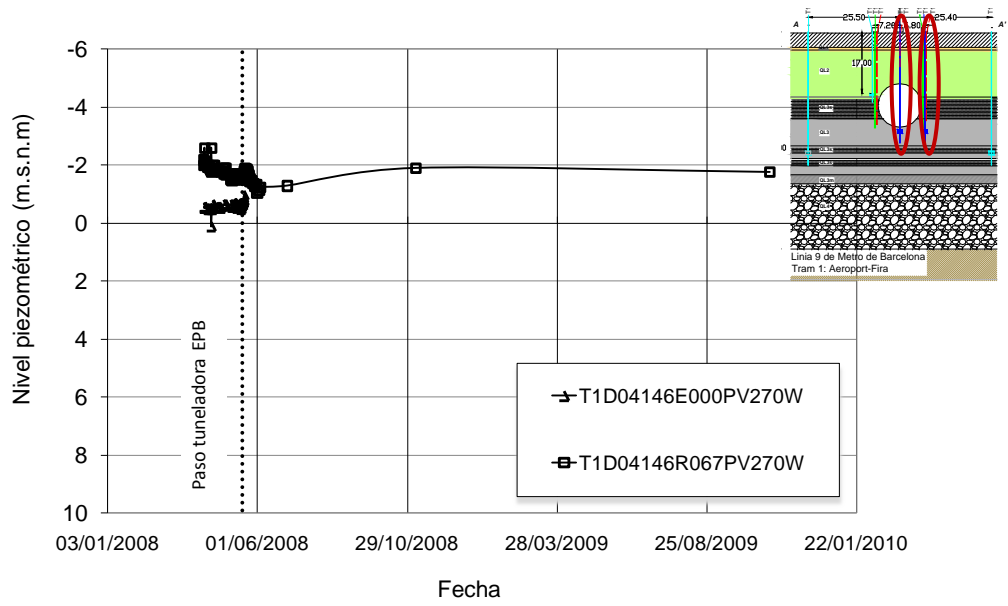


Figura 5.14 Evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 4+146 m

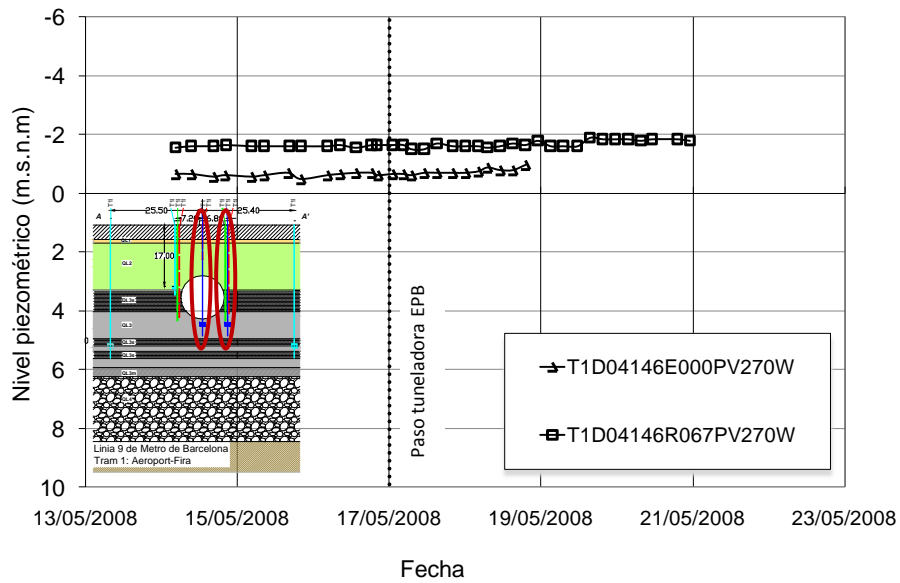


Figura 5.15 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 4+146 m

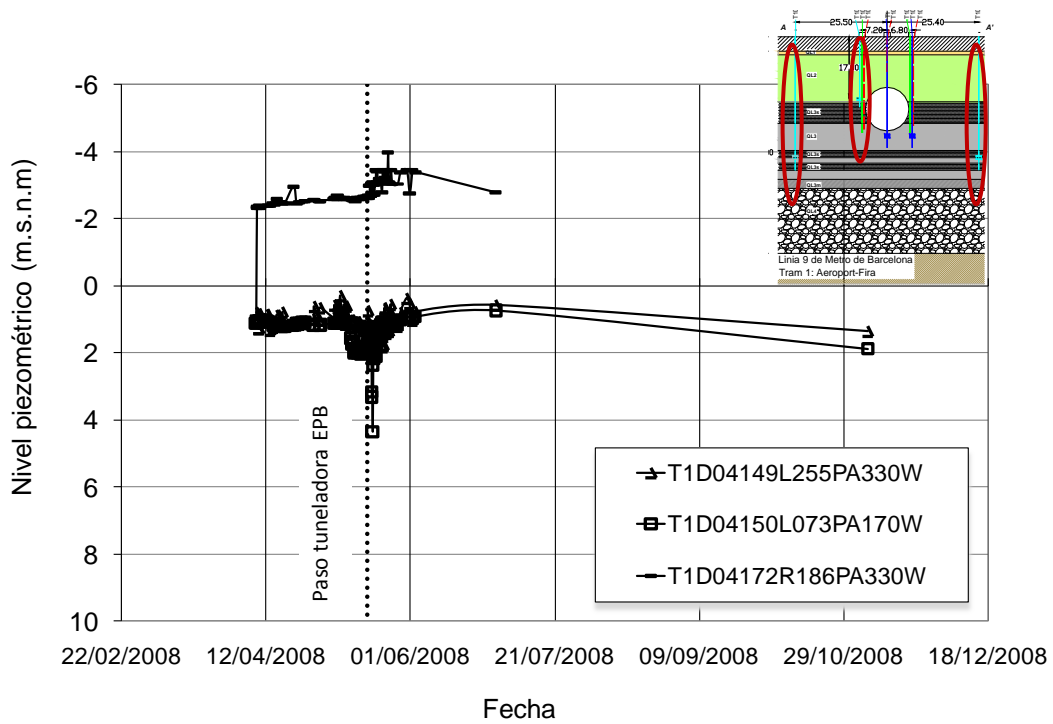


Figura 5.16 Evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+150m

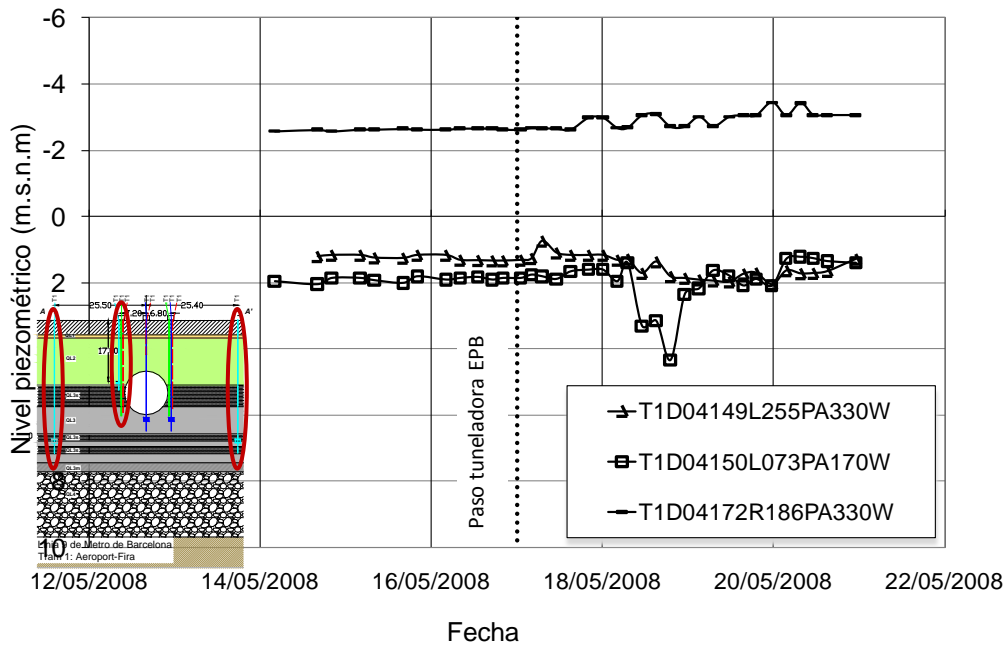


Figura 5.17 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+150m

## 5.3 Sección 4+000

La sección PK 4+000 está situada entre la sección PK 4+150 y la estación de Terminal Actual (Figura 3.23). La sección se encuentra a tan solo 150 m de la sección anterior. Como se puede observar en la Figura 5.18, en donde se ha instalado la sección de control, existe un gran descampado libre de edificaciones que podemos considerar “condiciones de greenfield”.

### 5.3.1 Posición del túnel

En la sección PK 4+000 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía, alcanza una profundidad de 20.2m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.19 y 5.20 muestran la posición del túnel en planta y el alzado de toda la instrumentación instalada en esa sección. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de ocho meses de duración. Un mes y medio antes del paso de la EPB y aproximadamente algo menos de 7 meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intersecta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.19).



Figura 5.18 Fotografía de la zona donde se ha instalado la sección de control PK 4+000 y planta del trazado del tramo T1D



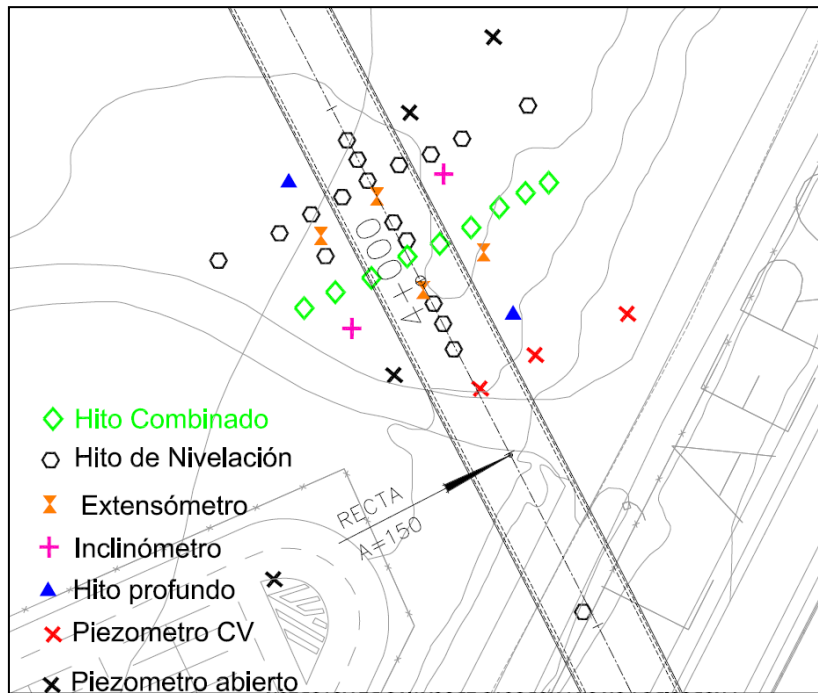


Figura 5.19 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 4+000m

PK 4+015 - 3+990

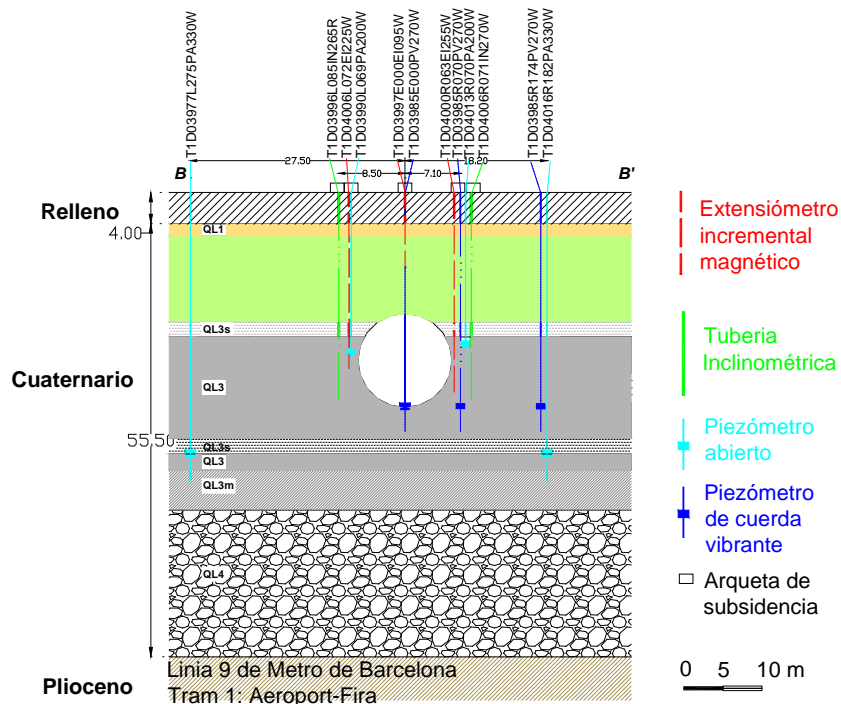


Figura 5.20 Sección transversal instrumentada PK 4+000

### 5.3.2 Condiciones geológicas

Como se ha comentado en el apartado anterior han sido muchos los sondeos realizados a lo largo del trazado 1D. El perfil del terreno simplificado del resultado de

todos estos sondeos se muestra en la Figura 3.9. La secuencia de la sección (PK 4+000) comprende 4 m de material de relleno, 2 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 11 m de arenas finas grises (QL2) que comprende el acuífero superior, a continuación 2 m de limos arenosos y arenas finas (QL3s), 22 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m) y resto arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.20).

### **5.3.3 Instrumentación y monitorización**

La sección está compuesta por 28 instrumentos de superficie, de los cuales, dos también nos proporcionan movimientos en profundidad (Hitos profundos), y 9 de los 28 hitos son hitos combinados, los cuales nos proporcionan las medidas en las tres direcciones (X, Y, Z). Se dispone de 3 extensómetros, dos de ellos en el centro del túnel hasta la clave. Para medir los movimientos horizontales en profundidad se han instalado 2 inclinómetros, uno a cada lado del túnel. Y por último, para medir el nivel piezométrico se han colocado 4 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante.

### **5.3.4 Movimiento del terreno en superficie**

#### **5.3.4.1 Cubeta transversal de asiento en superficie**

Basado en el área comprendida entre la superficie del terreno y el perfil de la cubeta transversal de asientos, la pérdida de volumen estimada en la sección PK 4+000 ha sido de aproximadamente 0.70%.

La Figura 5.21 nos muestra la cubeta de asientos mediante la curva de Gauss ajustada a los datos de instrumentación de la sección PK 4+000. Esta curva ha sido ajustada según los métodos citados en la sección anterior. Se observa que el ajuste de la cubeta de Gauss, tanto para el caso del ajuste manual como para el ajuste por mínimos cuadrados, como para el ajuste mediante el parámetro "i" propuesto de la regresión lineal, el valor de "i" anchura de la cubeta de asientos es de  $i=8.5$ ,  $i=9.25$ ,  $i=9.09$ , respectivamente es muy similar en todo los casos.

Por último, una curva de Gauss solución, con la misma pérdida de volumen y la misma solución de máximo asiento medido, tiene una anchura de cubeta de  $i=10.1$  para un ( $K= 0,5$ ). El valor es muy similar al resto de ajustes realizados.

En la Tabla 5.4 se detalla todos los valores encontrados por los diferentes ajustes propuestos. Como se puede observar los datos son consistentes para todos los ajustes propuestos.

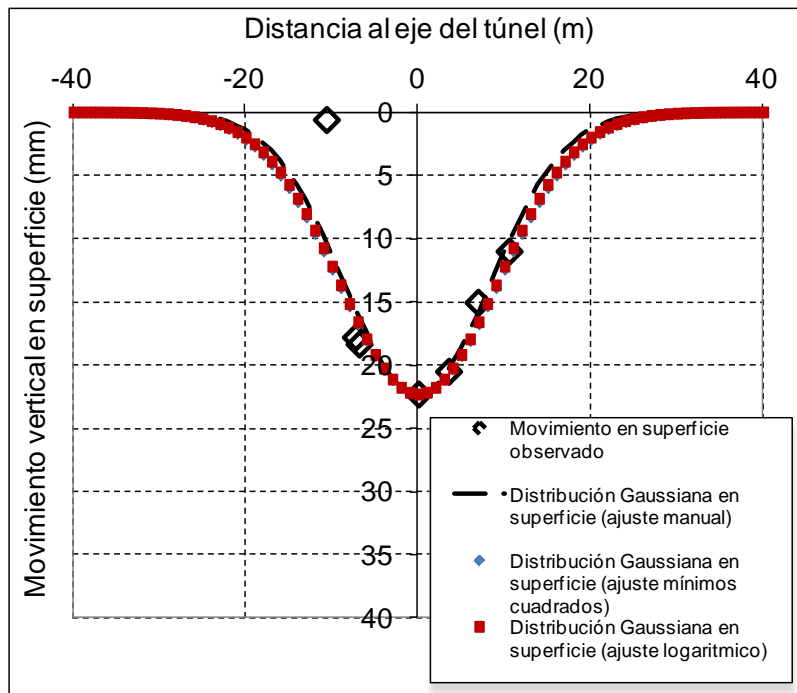


Figura 5.21 Cubeta de asientos transversales en superficie de la sección PK 4+000

PROF. CUBETA	Prof EJE	S <sub>v,max</sub>	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE K=0.5		
			i	K	V <sub>loss</sub>	i	K	V <sub>loss</sub>	i	K	V <sub>loss</sub>	i	K	V <sub>loss</sub>
(m)	(m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
0	20,2	22,3	8,5	0,42	0,68	9,250	0,46	0,75	9,097	0,45	0,73	10,1	0,5	0,81

Tabla 5.4 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 4+000

### 5.3.4.2 Cubeta longitudinal de asiento

El perfil de la cubeta longitudinal de asiento en superficie de la sección PK 4+000, se adapta bien a la curva de probabilidad acumulada (Attewell, 1982) (Ecuación 2.8), asumiendo un  $K_y=K_x=0.45$ . El asiento como se ve en la Figura 5.22 es progresivo después del paso de la EPB y se asemeja a una curva de distribución acumulada. Vemos que en el momento de paso de la tuneladora existe un pequeño levantamiento de valor 0.6mm poco importante. En la zona del escudo el asiento es tan solo de 0.1mm y en la zona de final del escudo el asiento es del 22mm, por lo que el máximo asiento vertical se desarrolla una vez pasado el escudo de la máquina.

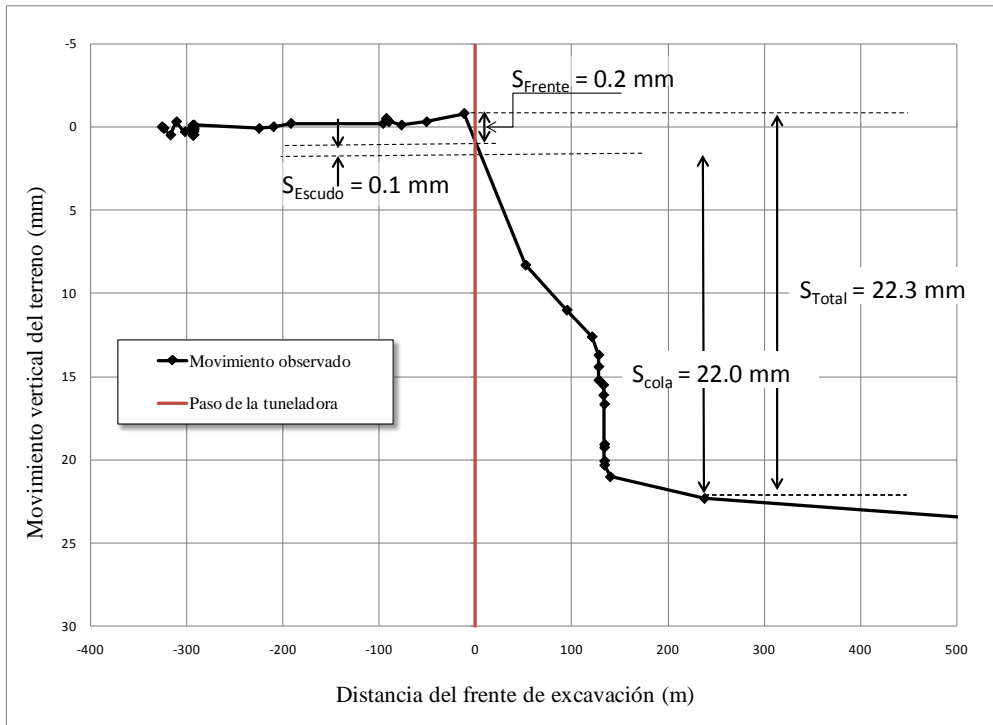


Figura 5.22 Movimiento vertical del terreno versus distancia del frente de excavación PK 4+000m

### 5.3.4.3 Cubeta movimientos horizontales

Los movimientos horizontales se observan en la Figura 5.23. A partir de instrumentación de superficie (hitos combinados) se conocen los movimientos horizontales del terreno. Estos movimientos se pueden modelar con un  $i_x=i_y=8.5$  mediante la expresión propuesta por O'Reilly, 1982 (Ecuación 2.6).

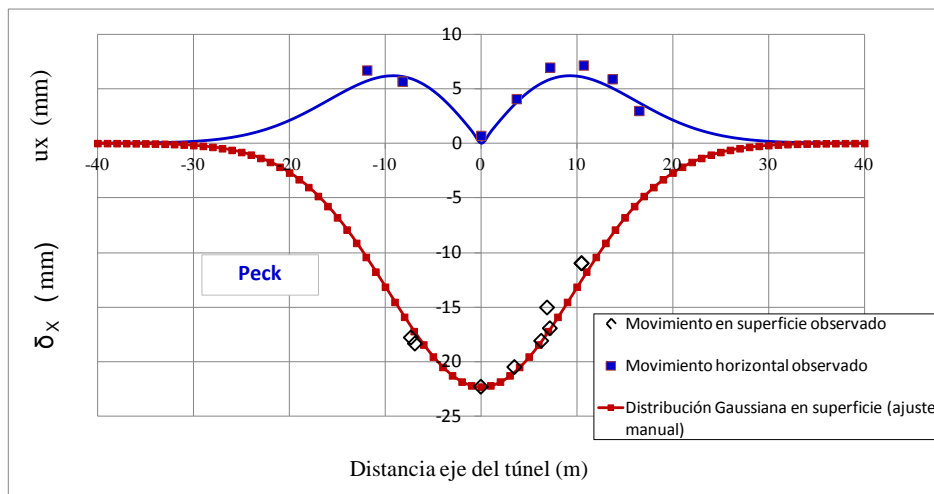


Figura 5.23 Cubeta de movimientos horizontales y verticales del terreno propuesta por Peck (1969) y O'Reilly and New (1982)

### 5.3.5 Movimiento del terreno en profundidad

#### 5.3.5.1 Cubeta transversal de asiento en profundidad

La distribución de asientos en profundidad por encima de la clave del túnel en la sección PK 4+000 se muestra en la Figura 5.23. Los asientos se incrementan hasta un máximo de 38.98mm a la profundidad de 9.5m por debajo de la superficie. El gradiente de asientos aumenta con la profundidad a medida que nos acercamos a la clave del túnel.

Los asientos producidos en el terreno a diferentes profundidades son medidos a partir de extensómetros, con lectura cada medio metro de profundidad. En la Figura 5.24 vemos el asiento producido en el terreno a diferentes profundidades. Dado que los movimientos observados en el terreno son pequeños, únicamente se han dibujado los movimientos en las cuatro profundidades siguientes: ( $z=0.5\text{m}$ ;  $z=3.5\text{m}$ ;  $z=6.5\text{m}$ ;  $z=9.5\text{m}$ ).

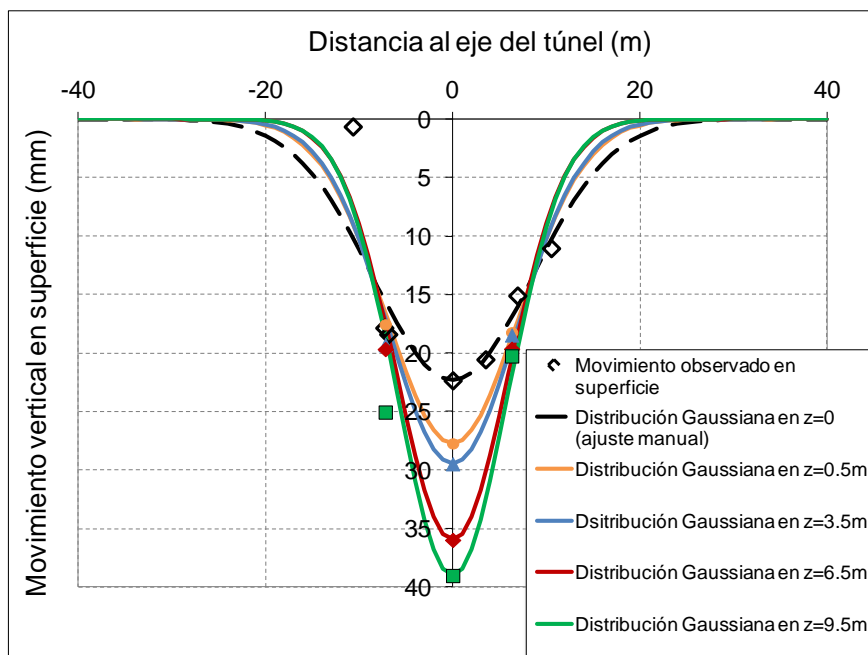


Figura 5.24 Cubeta de asentamientos transversales en superficie y para varias profundidades

Para un buen ajuste de las cubetas en profundidad se ha utilizado el ajuste manual, el ajuste por mínimos cuadrados y el ajuste logarítmico descritos en el apartado 5.4.4.1. Además se ha utilizado un cuarto método para el cálculo del parámetro “i” en profundidad. Este último método consiste en considerar la pérdida de volumen constante en profundidad, de tal manera que el valor de i se calcula fácilmente con la Ecuación 2.2.

La pérdida de volumen de terreno (Vloss), es la relación entre el volumen de la cubeta de asientos (Vs) y el volumen teórico de la excavación (Vt), expresado en tanto por ciento. Las pérdidas de volumen calculadas de acuerdo con los cuatro métodos de ajuste propuestos se muestran en la Tabla 5.5. Vemos que para el caso del ajuste manual, por mínimos cuadrados, mediante el ajuste logarítmico y considerando la pérdida de volumen constante, los valores son algo diferentes.

PROF. CUBETA (m)	Prof EJE (m)	Sv <sub>max</sub> (mm)	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE Vloss=ctte		
			i (m)	K	Vloss (%)	i (m)	K	Vloss (%)	i (m)	K	Vloss (%)	i (m)	K	Vloss (%)
0	20,2	22,3	8,5	0,42	0,68	9,250	0,46	0,75	9,097	0,45	0,73	8,500	0,42	0,68
0,5	19,7	27,69	7,1	0,36	0,71	7,520	0,38	0,75	7,528	0,38	0,75	6,792	0,34	0,68
3,5	16,7	29,43	6,9	0,41	0,73	7,814	0,47	0,83	7,814	0,47	0,83	6,390	0,38	0,68
6,5	13,7	35,94	6,3	0,46	0,82	6,547	0,48	0,85	6,547	0,48	0,85	5,233	0,38	0,68
9,5	10,7	38,98	6,2	0,58	0,87	7,643	0,71	1,08	7,643	0,71	1,08	4,825	0,45	0,68

Tabla 5.5 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 4+000

### 5.3.5.2 Movimientos horizontales en profundidad

Los perfiles de desplazamientos horizontales en profundidad en una sección transversal al eje del túnel, han sido medidos mediante los inclinómetros instalados en el terreno. En total se han instalado dos inclinómetros a banda y banda de la excavación (Figura 5.20). Los inclinómetros han sido colocados a 7.1m y 8.5m del centro del túnel, el primero en lado derecho y el segundo en lado izquierdo según el avance del túnel.

En la Tabla 5.6 se muestra los hitos en superficie asociados a estos dos inclinómetros y que nos han servido para corregir sus lecturas según el procedimiento descrito en el apartado 3.3.3.

La disparidad más significativa entre estos perfiles se produce en las inmediaciones del túnel, donde los movimientos horizontales son mucho mayores varios metros después del paso de la EPB. En el momento de paso de la tuneladora los movimientos horizontales en el terreno son prácticamente nulos en el inclinómetro situado a la derecha del trazado.

ETIQUETA INCLINÓMETROS	ETIQUETA HITOS ASOCIADOS	AZIMUT (ÁNGULO DEL EJE "X" CON LA TRAZA DEL TÚNEL)
T1D04006R071IN	T1D04000R072HC007Z	117°
T1D03996L085IN	T1D04000L082HC007Z	117°

Tabla 5.6 Relación de ángulos de conversión de ejes PK 4+000

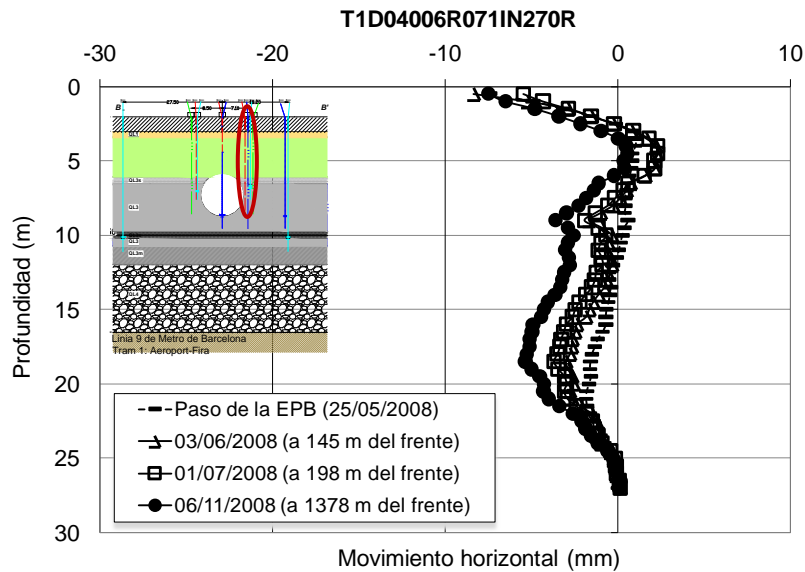


Figura 5.25 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 7.1 m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+000m

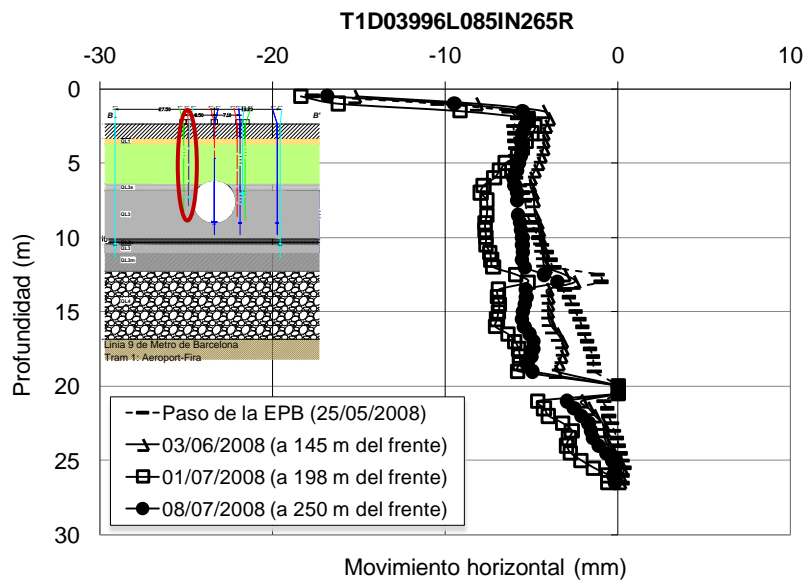


Figura 5.26 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 8.5 m a la izquierda del eje del túnel, en el PK 3+996m

### 5.3.5.3 Movimientos verticales en profundidad

Los perfiles de desplazamientos verticales en profundidad en una sección transversal al eje del túnel, han sido medidos mediante los extensómetros instalados en el terreno. En total se han instalado tres extensómetros (Figura 5.20). Un extensómetro ha sido colocado sobre el eje del túnel y los otros dos extensómetros han sido colocados a 7.2m y 6.3m del centro del túnel, el primero en lado izquierdo y el segundo en lado derecho según el avance del túnel.



Los perfiles observados de movimiento vertical con la profundidad se muestran en las Figuras (5.27 a 5.29). El perfil de movimiento vertical con la profundidad sobre el eje del túnel, nos muestra que los asentamientos se incrementan con la profundidad, tal y como se muestra en las cubetas transversales de asiento en profundidad. Lateralmente los movimientos verticales son de asiento con un valor de 20mm aproximadamente.

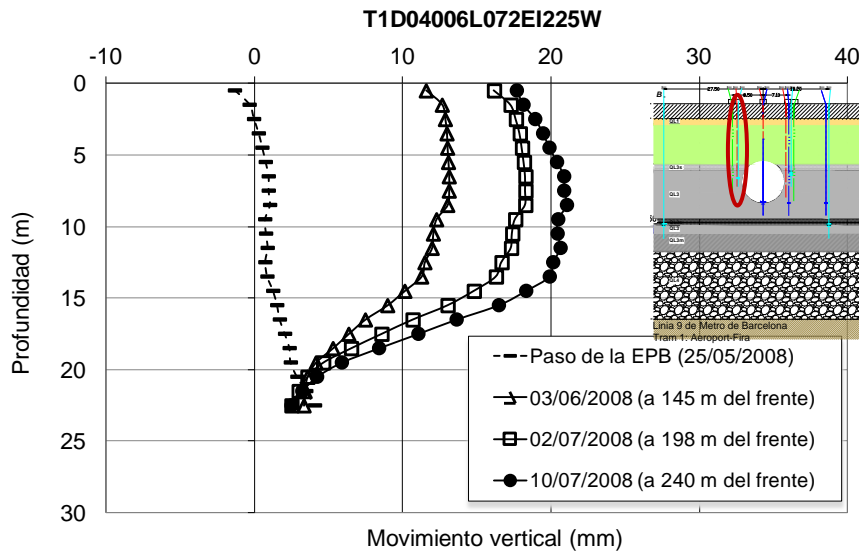


Figura 5.27 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a 7.2m a la izquierda del eje del túnel, en el PK 4+006m

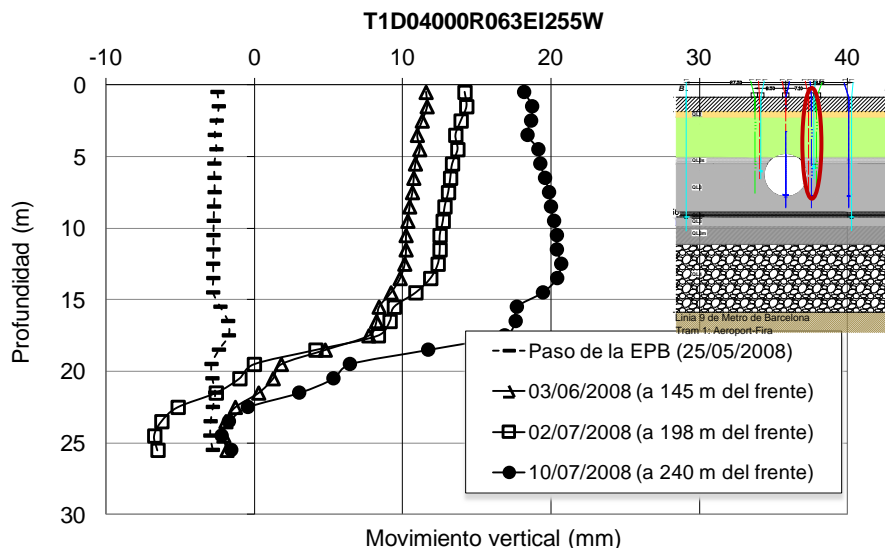


Figura 5.28 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a 6.3m a la derecha del eje del túnel, en el PK 4+000m

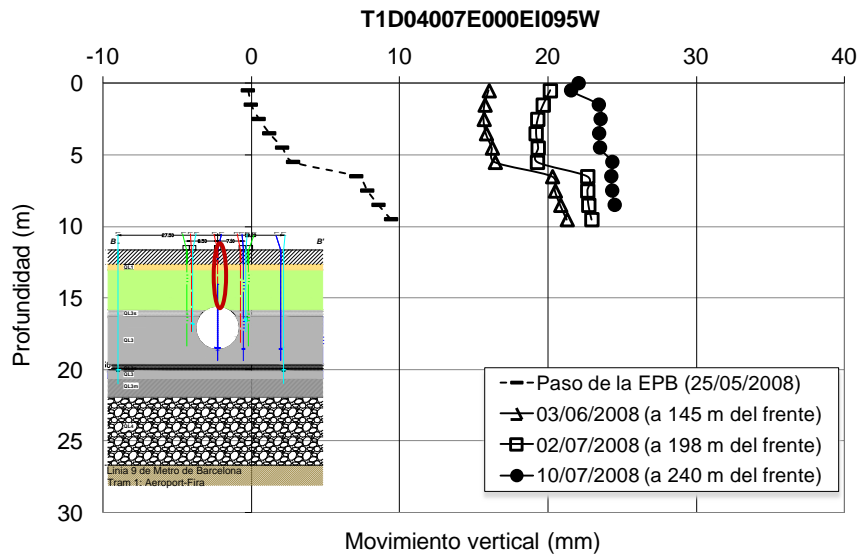


Figura 5.29 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado en el eje del túnel, en el PK 3+997m

### 5.3.5.4 Presiones de agua

El nivel piezométrico ha sido medido mediante piezómetros instalados en el terreno. En total se han instalado siete piezómetros (Figura 5.20). Tres piezómetros del tipo de cuerda vibrante, y cuatro piezómetros abiertos. Un piezómetro sobre el eje del túnel y el resto a banda y banda de la excavación. El registro de datos empezó varios meses antes del paso de la tuneladora y se prolongó varios meses después del paso del frente por la sección estudiada. De esta manera se puede ver, como afecta el paso de la EPB al nivel piezométrico original del terreno.

De los gráficos siguientes (Figuras 5.30 a 5.33) se observa que durante el paso de la EPB el nivel piezométrico permanece constante. Posteriormente al paso de la EPB se produce un ligero aumento del nivel piezométrico que vuelve a recuperar su nivel original pocos días después.

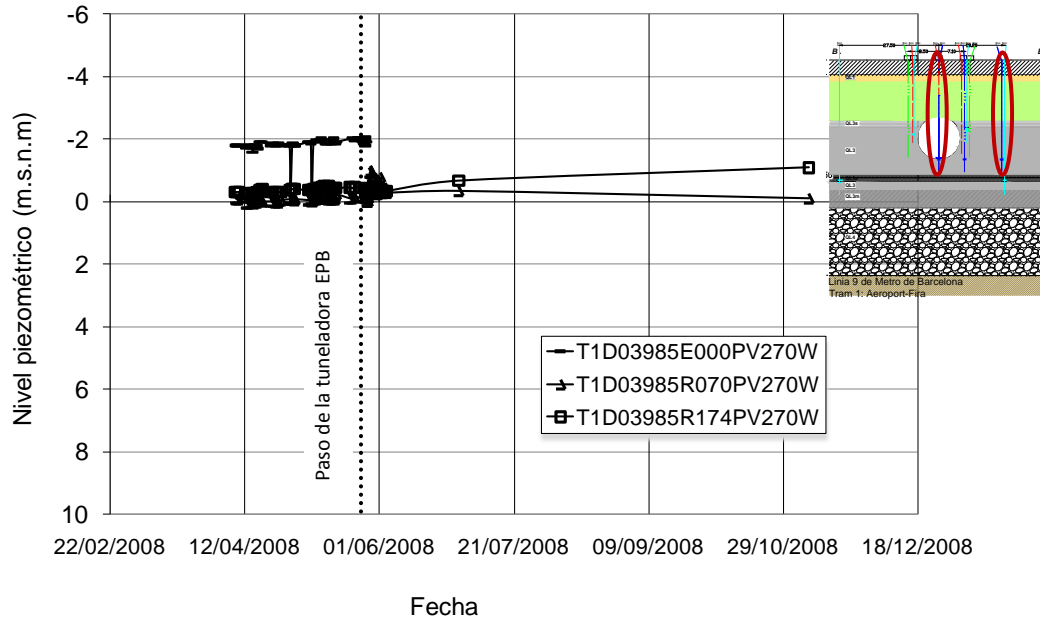


Figura 5.30 Evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 3+985m

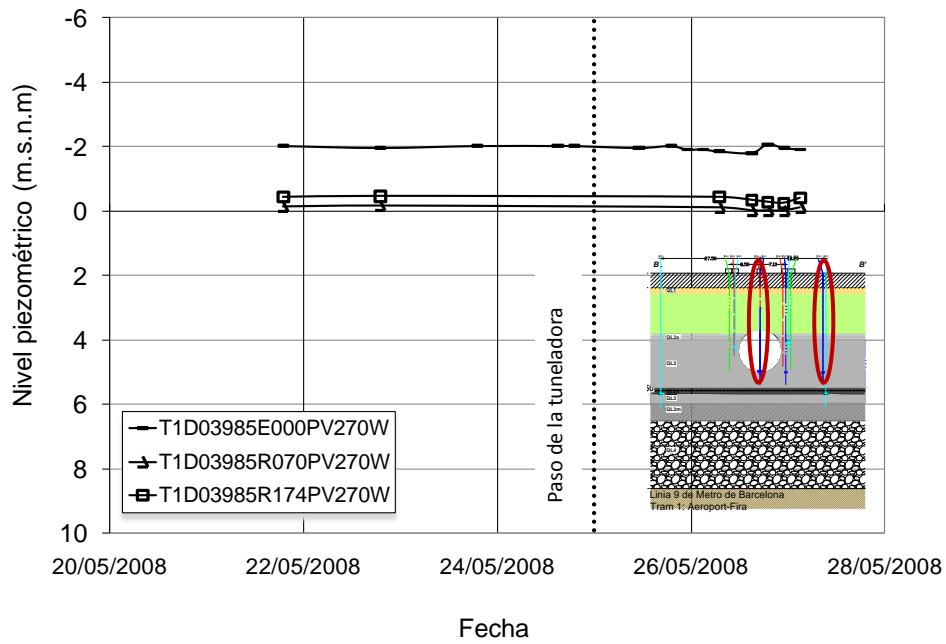


Figura 5.31 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de tres piezómetros de cuerda vibrante en el PK 4+000 m

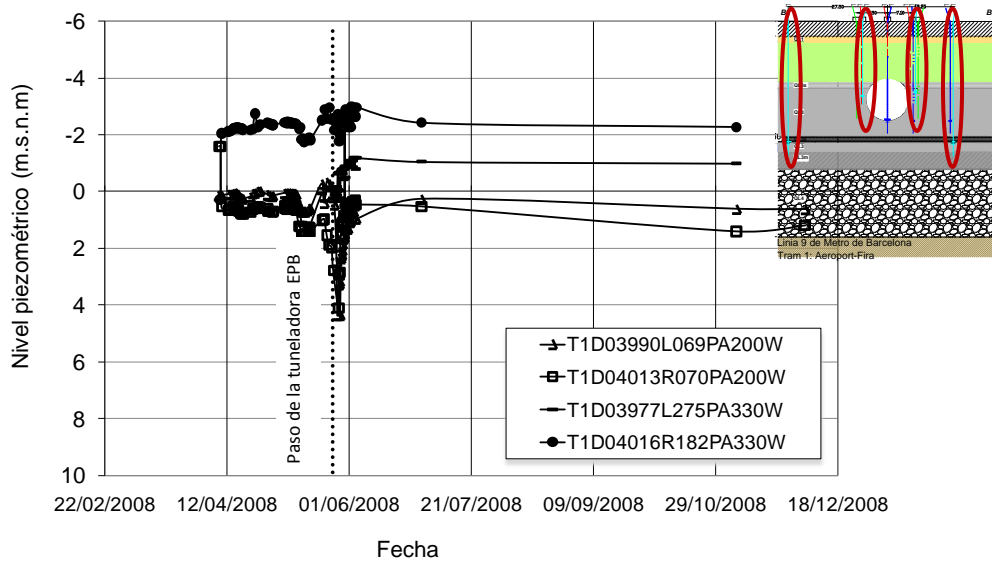


Figura 5.32 Evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+000 m

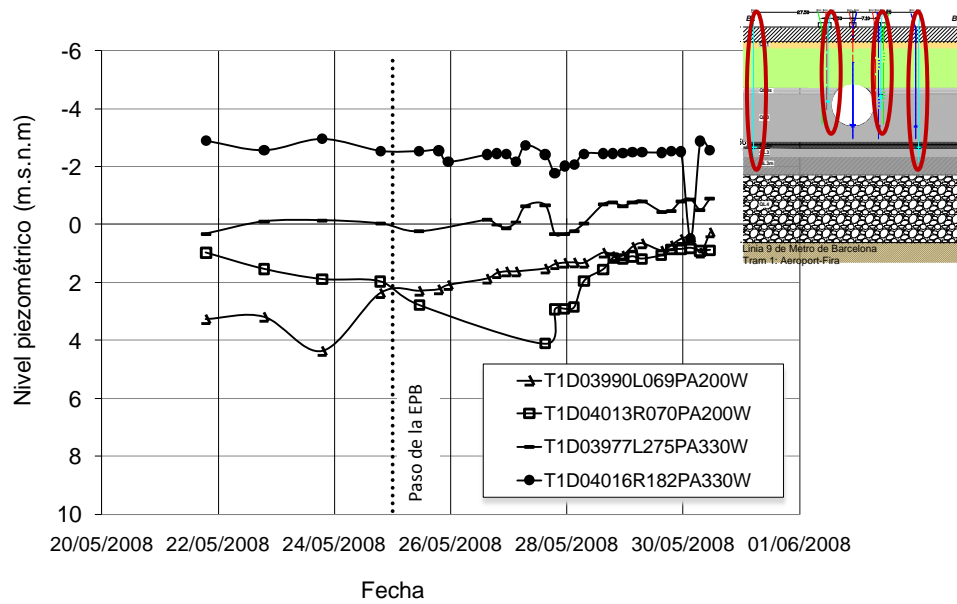


Figura 5.33 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medido a partir de cuatro piezómetros abiertos en el PK 4+000 m

## 5.4 Sección 2+750

La sección PK 2+750 está situada entre el pozo 5 y la estación Ciutat Aeroportuaria (Figura 3.23). La sección se encuentra a un lado de la terminal antigua del aeroport del Prat. Como se puede observar en la Figura 5.34, donde se ha instalado la sección de control, detrás del vallado existe una zona libre de edificaciones que podemos considerar “condiciones de greenfield”.

### 5.4.1 Posición del túnel

En la sección PK 2+750 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía, alcanza una profundidad de 21.4m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.35 y 5.36 muestran la posición del túnel en planta y el alzado de toda la instrumentación instalada en esa sección. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de seis meses de duración. Tres meses antes antes del paso de la EPB y aproximadamente algo menos de 3 meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intersecta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.35).



Figura 5.34 Fotografía de la zona donde se ha instalado la sección de control PK 2+750 y planta del trazado del tramo T1D

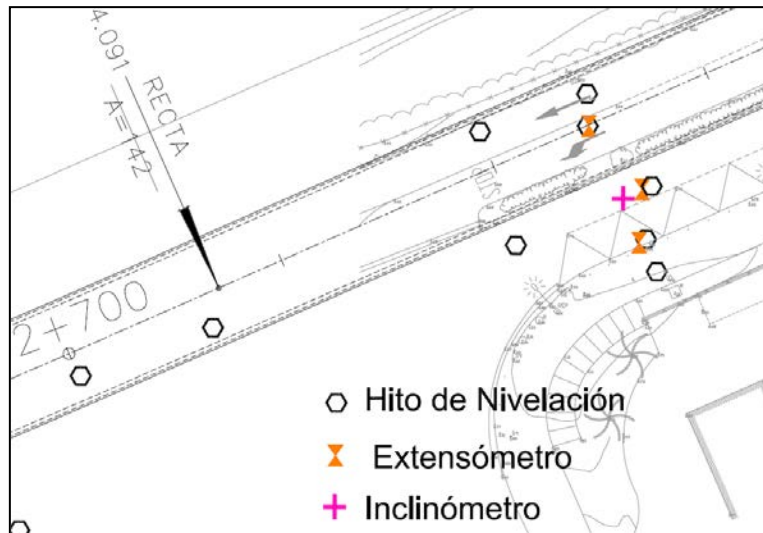


Figura 5.35 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 2+750m

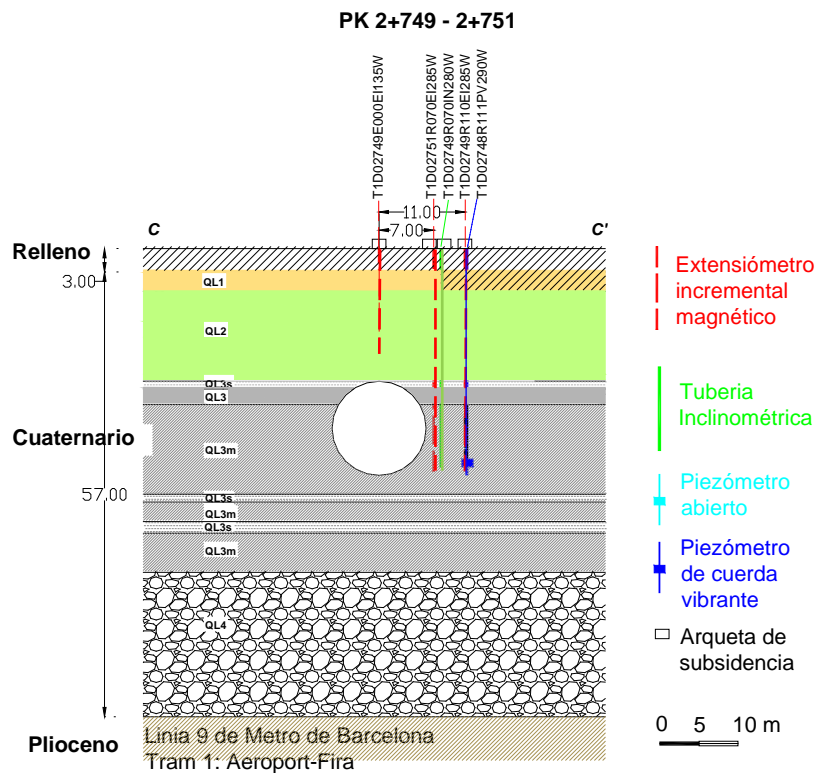


Figura 5.36 Sección transversal instrumentada PK 2+750

## 5.4.2 Condiciones geológicas

Como se ha comentado en el apartado 3.6 han sido muchos los sondeos realizados a lo largo del trazado 1D. El perfil del terreno simplificado del resultado de todos estos sondeos se muestra en la Figura 3.9. La secuencia de la sección (PK 2+750) comprende 3 m de material de relleno, 2 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de

estas arenas encontramos 12 m de arenas finas grises (QL2) que comprende el acuífero superior, a continuación 25 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m) y resto arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.36).

### **5.4.3 Instrumentación y monitorización**

La sección está compuesta por 7 instrumentos de superficie. Se dispone de 3 extensómetros, uno de ellos en el centro del túnel hasta la clave. Para medir los movimientos horizontales en profundidad se ha instalado 1 inclinómetro en un lado de la excavación. Y por último, para medir el nivel piezométrico se ha colocado 1 piezómetro de cuerda vibrante.

### **5.4.4 Movimiento del terreno en superficie**

#### **5.4.4.1 Cubeta transversal de asiento en superficie**

Basado en el área comprendida entre la superficie del terreno y el perfil de la cubeta transversal de asientos, la pérdida de volumen estimada en la sección PK 2+750 ha sido de aproximadamente 0.50%.

La Figura 5.37 nos muestra la cubeta de asientos mediante la curva de Gauss ajustada a los datos de instrumentación de la sección PK 2+750. Esta curva ha sido ajustada según los métodos citados en la sección anterior. Se observa que el ajuste de la cubeta de Gauss, tanto para el caso del ajuste manual como para el ajuste por mínimos cuadrados, como para el ajuste mediante el parámetro "i" propuesto de la regresión lineal, el valor de "i" anchura de la cubeta de asientos es de  $i=11.2$ ,  $i=9.22$ ,  $i=9.46$ , respectivamente. Los valores son muy similares en todos los casos.

Por último, una curva de Gauss solución, con la misma pérdida de volumen y la misma solución de máximo asiento medido, tiene una anchura de cubeta de  $i=10.7$  para un  $(K = 0,5)$ . El valor es muy similar al resto de ajustes realizados.

En la Tabla 5.7 se detalla todos los valores encontrados por los diferentes ajustes propuestos. Como se puede observar los datos son consistentes para todos los ajustes propuestos.



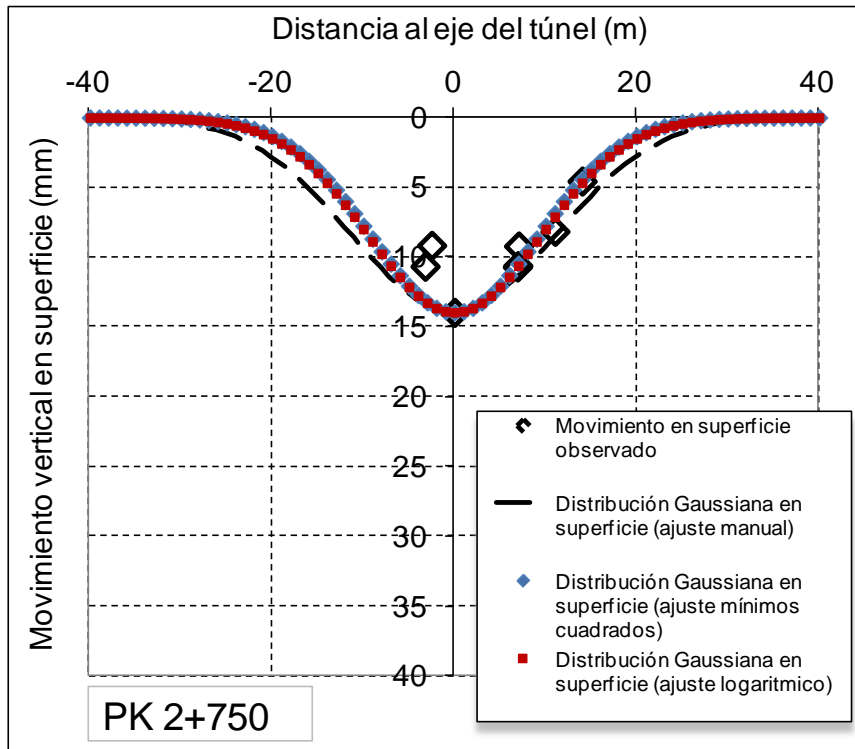


Figura 5.37 Cubeta de asientos transversales en superficie de la sección PK 4+000

PROF. CUBETA (m)	Prof EJE (m)	S <sub>vmax</sub> (mm)	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARÍTMICO			AJUSTE K=0.5		
			i (m)	K	Vloss (%)	i (m)	K	Vloss (%)	i (m)	K	Vloss (%)	i (m)	K	Vloss (%)
0	21,4	13,95	11,2	0,52	0,56	9,225	0,52	0,46	9,46	0,44	0,48	10,7	0,50	0,54

Tabla 5.7 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 2+750

#### 5.4.4.2 Cubeta longitudinal de asiento

El perfil de la cubeta longitudinal de asiento en superficie de la sección PK 2+750, se adapta bien a la curva de probabilidad acumulada (Attewell, 1982) (Ecuación 2.8), asumiendo un  $K_y=K_x=0.45$ . El asiento como se ve en la Figura 5.38 es progresivo después del paso de la EPB y se asemeja a una curva de distribución acumulada. Vemos que en el momento de paso de la tuneladora existe un pequeño levantamiento de valor 1.6mm poco importante. En la zona del escudo el levantamiento es de 0.4mm y en la zona de final del escudo el asiento es del 12mm, por lo que el máximo asiento vertical se desarrolla una vez pasado el escudo de la máquina.

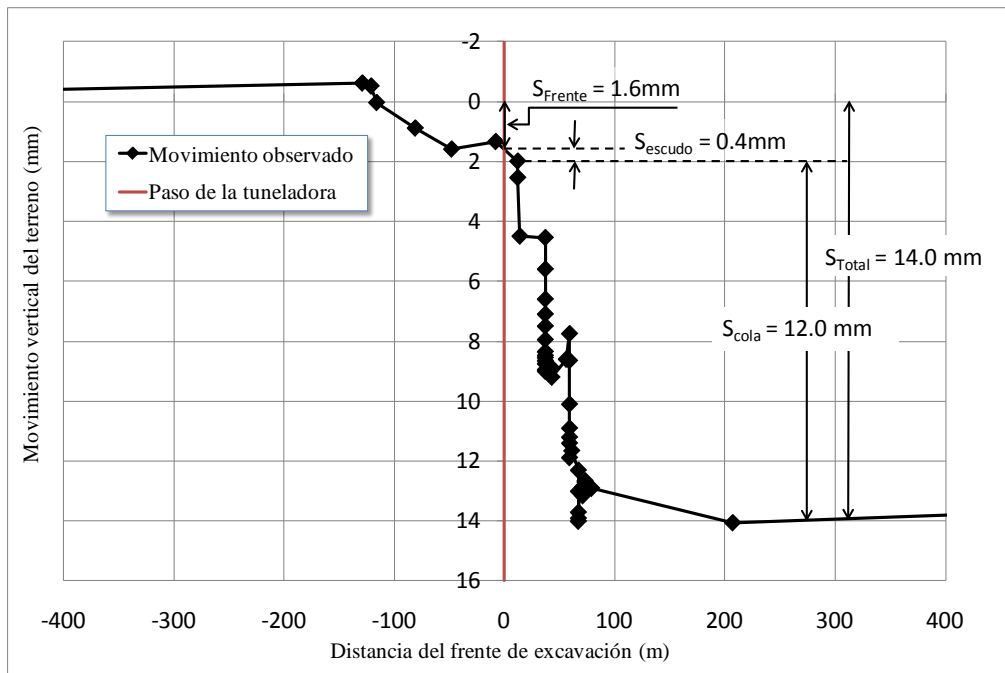


Figura 5.38 Movimiento vertical del terreno versus distancia del frente de excavación PK 2+750

## 5.4.5 Movimiento del terreno en profundidad

### 5.4.4.1 Cubeta transversal de asiento en profundidad

La distribución de asientos en profundidad por encima de la clave del túnel en la sección PK 2+750 se muestra en la Figura 5.39. Los asientos se incrementan hasta un máximo de 18.06mm a la profundidad de 9.5m por debajo de la superficie. El gradiente de asientos aumenta con la profundidad a medida que nos acercamos a la clave del túnel.

Los asientos producidos en el terreno a diferentes profundidades son medidos a partir de extensómetros, con lectura cada medio metro de profundidad. En la Figura 5.39 vemos el asiento producido en el terreno a diferentes profundidades. Dado que los movimientos observados en el terreno son pequeños, únicamente se han dibujado los movimientos en las cuatro profundidades siguientes: ( $z=0.5\text{m}$ ;  $z=3.5\text{m}$ ;  $z=6.5\text{m}$ ;  $z=9.5\text{m}$ ).

Para un buen ajuste de las cubetas en profundidad se ha utilizado el ajuste manual, el ajuste por mínimos cuadrados y el ajuste logarítmico descritos en el apartado 5.4.4.1. Además se ha utilizado un cuarto método para el cálculo del parámetro "i" en profundidad. Este último método consiste en considerar la pérdida de volumen constante en profundidad, de tal manera que el valor de i se calcula fácilmente con la Ecuación 2.2.

La pérdida de volumen de terreno ( $V_{loss}$ ), es la relación entre el volumen de la cubeta de asientos ( $V_s$ ) y el volumen teórico de la excavación ( $V_t$ ), expresado en tanto por ciento. Las pérdidas de volumen calculadas de acuerdo con los cuatro métodos de ajuste propuestos se muestran en la Tabla 5.8. Vemos que para el caso del ajuste manual, por mínimos cuadrados, mediante el ajuste logarítmico y considerando la pérdida de volumen constante, los valores son muy similares.

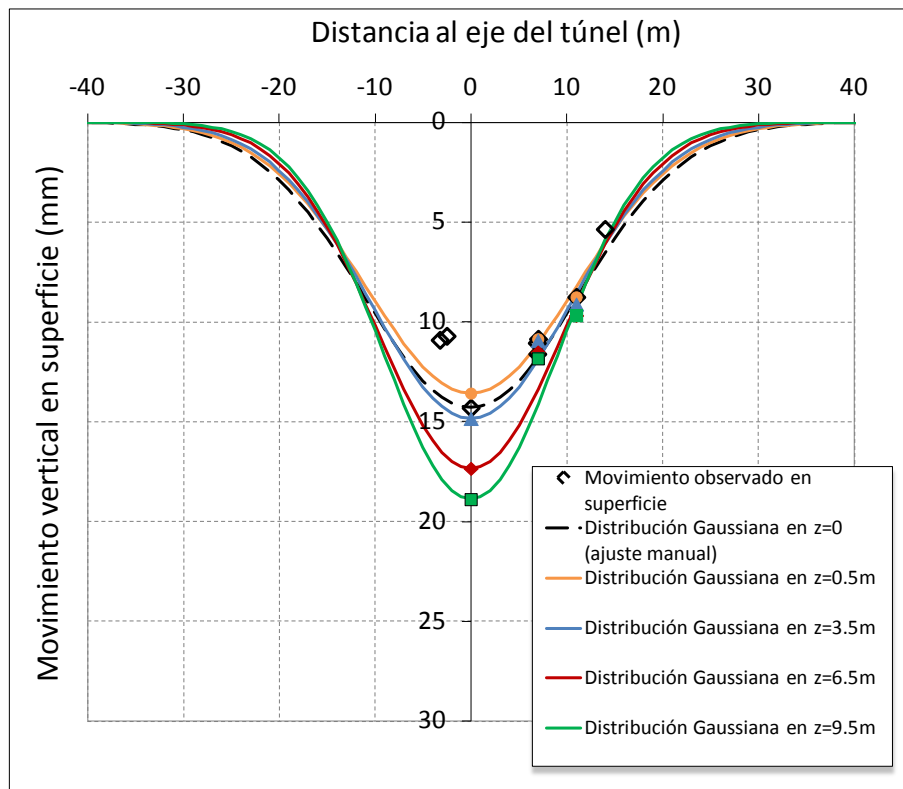


Figura 5.39 Cubeta de asientos transversales en superficie y para varias profundidades

PROF. CUBETA (m)	Prof EJE (m)	$S_{v,max}$ (mm)	AJUSTE MANUAL			AJUSTE MÍNIMOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE $V_{loss}=cte$		
			i	K	$V_{loss}$ (%)	i	K	$V_{loss}$ (%)	i	K	$V_{loss}$ (%)	i	K	$V_{loss}$ (%)
0	21,4	13,95	11,2	0,52	0,56	9,225	0,52	0,46	9,46	0,44	0,48	11,2	0,52	0,56
0,5	20,9	13,25	11,05	0,53	0,51	10,622	0,51	0,51	10,90	0,52	0,52	11,689	0,56	0,56
3,5	17,9	14,36	10,1	0,56	0,52	10,622	0,59	0,40	10,81	0,60	0,56	10,79	0,60	0,56
6,5	14,9	16,73	8,95	0,6	0,54	8,72	0,59	0,53	9,13	0,61	0,55	9,26	0,62	0,56
9,5	11,9	18,06	8,33	0,7	0,54	8,13	0,68	0,53	8,60	0,72	0,56	8,58	0,72	0,56

Tabla 5.8 Ajustes realizados y sus parámetros para el mejor ajuste de la cubeta transversal de asientos en superficie a los datos de la instrumentación PK 2+750

#### 5.4.4.2 Movimientos horizontales en profundidad

Los perfiles de desplazamientos horizontales en profundidad en una sección transversal al eje del túnel, han sido medidos mediante los inclinómetros instalados en el terreno. En total se ha instalado un inclinómetro en el lado derecho de la excavación

(Figura 5.35). El inclinómetro ha sido colocado a 7.0m del centro del túnel, en la lado derecho según el avance del túnel.

En la Tabla 5.9 se muestra el hito en superficie asociado a este inclinómetro y que nos han servido para corregir sus lecturas según el procedimiento descrito en el apartado 3.3.3.

Los movimientos horizontales en profundidad en esta sección son muy pequeños. El máximo valor se produce en las inmediaciones del túnel, donde los movimientos horizontales son aproximadamente de 5 mm (Figura 5.40)

ETIQUETA INCLINÓMETROS	ETIQUETA HITOS ASOCIADOS	AZIMUT (ÁNGULO DEL EJE "X" CON LA TRAZA DEL TÚNEL)
T1D02749R070IN	T1D02750R069HX	24°

Tabla 5.9 Relación de ángulos de conversión de ejes PK 2+750

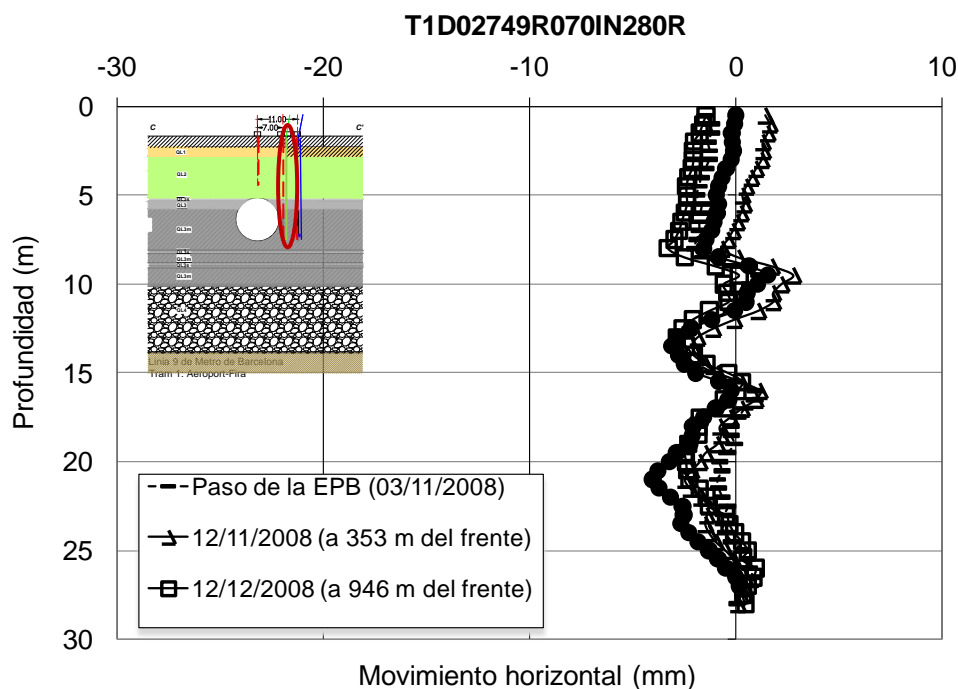


Figura 5.40 Movimientos horizontales, medidos y calculados por un inclinómetro colocado a 7 m a la derecha del eje del túnel, en el PK 2+749m

#### 5.4.4.3 Movimientos verticales en profundidad

Los perfiles de desplazamientos verticales en profundidad en una sección transversal al eje del túnel, han sido medidos mediante los extensómetros instalados en el terreno. En total se han instalado tres extensómetros (Figura 5.35). Un extensómetro ha sido colocado sobre el eje del túnel y los otros dos extensómetros han sido colocados a

11.0m y 7.0m del centro del túnel, el primero en lado derecho y el segundo en lado izquierdo según el avance del túnel.

Los perfiles observados de movimiento vertical con la profundidad se muestran en las Figuras (5.41 a 5.43). El perfil de de movimiento vertical con la profundidad sobre el eje del túnel, nos muestra que los asentamientos se incrementan con la profundidad, tal y como se muestra en las cubetas transversales de asiento en profundidad, hasta un movimiento vertical máximo de 18.06mm a la profundidad de  $z=9.5\text{m}$ . Lateralmente los movimientos verticales son de asiento con un valor máximo de 11mm en la zona de la excavación.

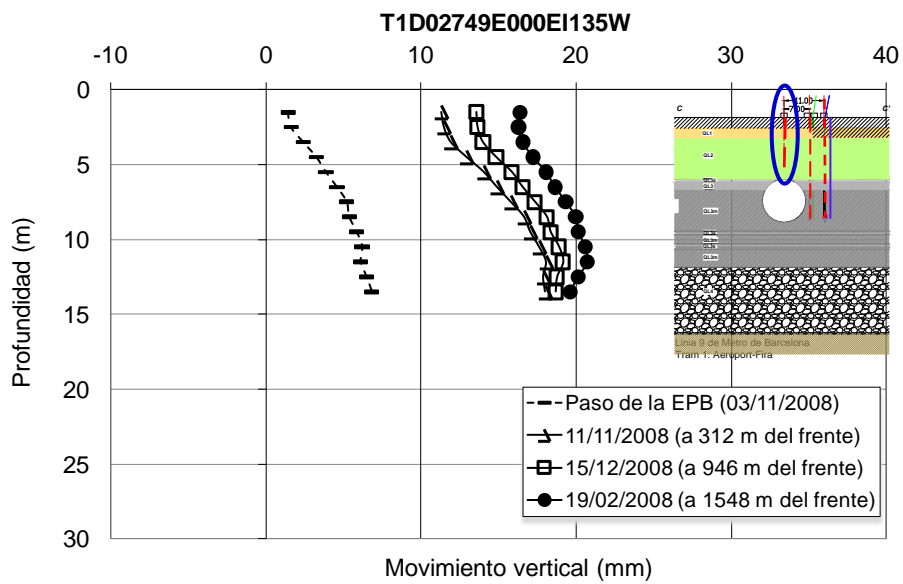


Figura 5.41 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado en el eje del túnel, en el PK 2+749m

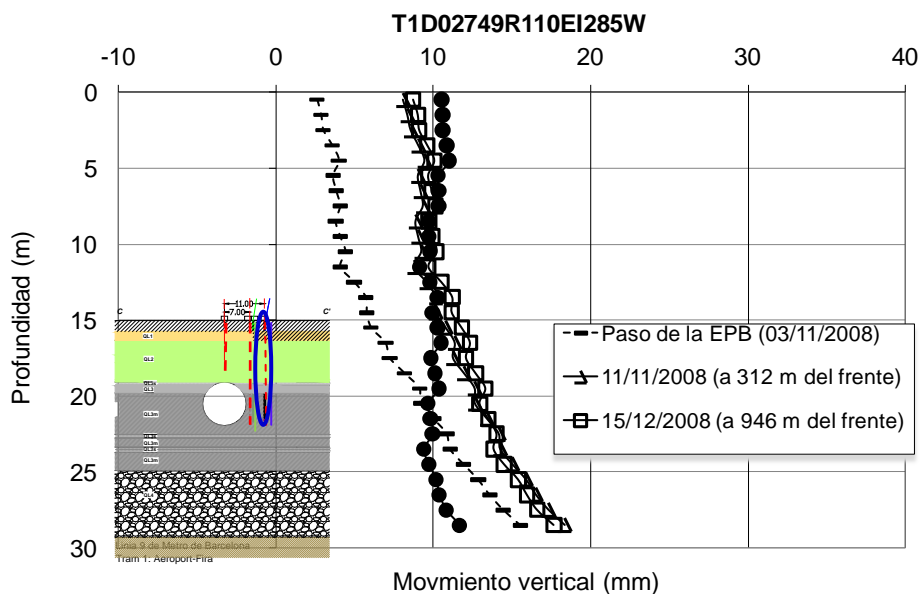


Figura 5.42 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a unos 11m a la derecha del eje del túnel, en el PK 2+749m

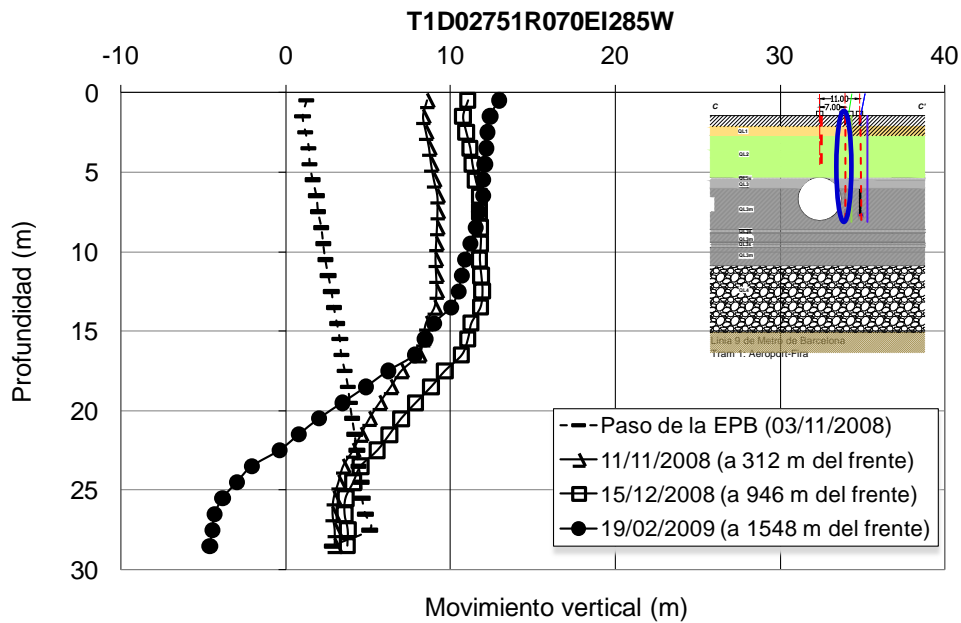


Figura 5.43 Movimientos verticales, medidos y calculados por un extensómetro colocado a unos 7m a la derecha del eje del túnel, en el PK 2+750m

#### 5.4.4.4 Presiones de agua

El nivel piezométrico ha sido medido mediante piezómetros instalados en el terreno. En total se han instalado un piezómetro a once metros del centro de excavación. El piezómetro es del tipo de cuerda vibrante. El registro de datos empezó varios meses antes del paso de la tuneladora y se prolongó varios meses después del paso del frente por la sección estudiada. De esta manera se puede ver, como afecta el paso de la EPB al nivel piezométrico original del terreno.

Del gráfico siguiente (Figuras 5.44) se observa que durante el paso de la EPB el nivel piezométrico permanece constante. Inmediatamente después del paso de la EPB se produce un ligero aumento del nivel piezométrico que vuelve a recuperar su nivel original pocos días después.

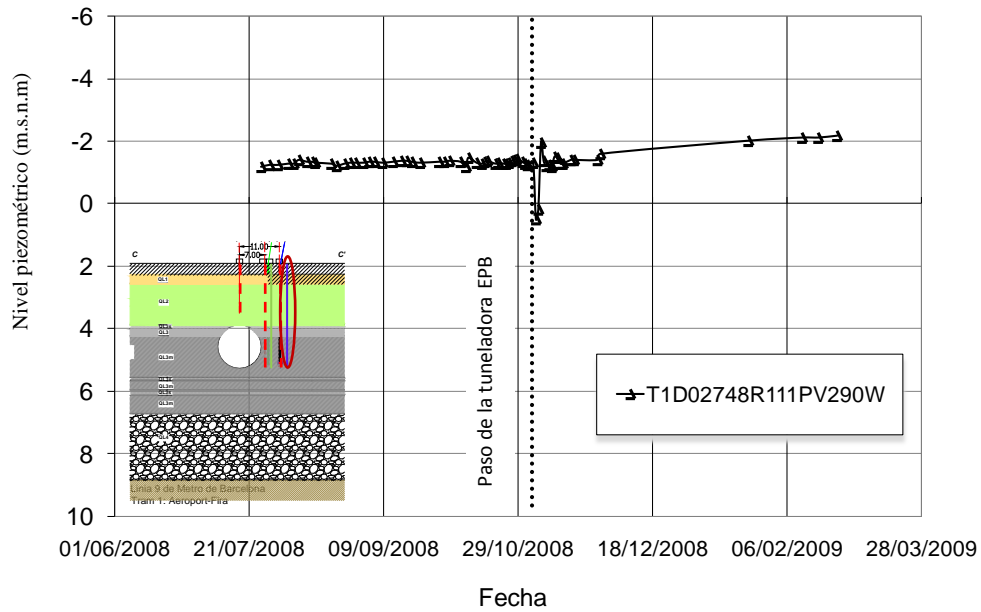


Figura 5.44 Evolución de la presión intersticial del agua medida a partir de un piezómetro de cuerda vibrante en el PK 2+748m

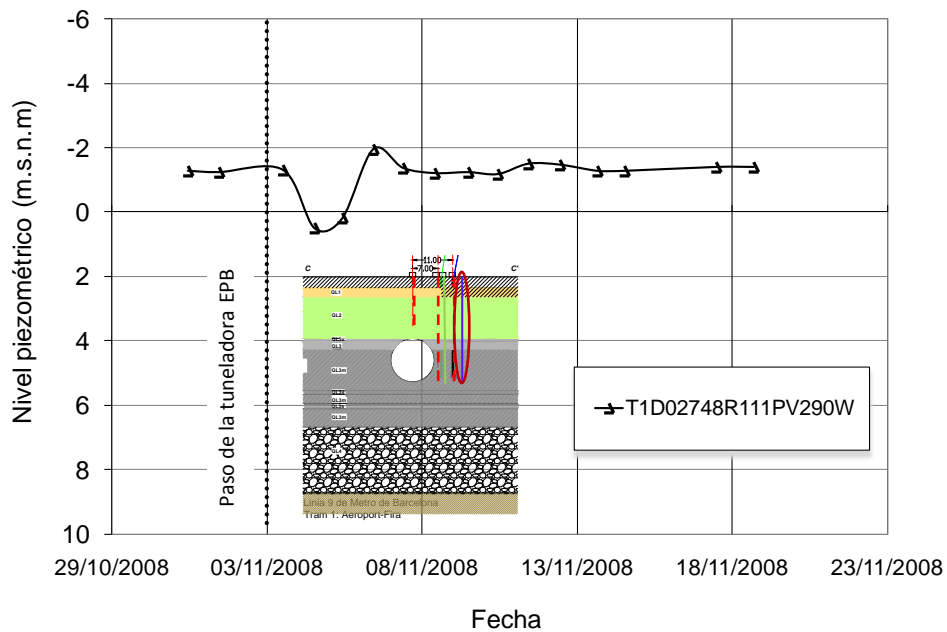


Figura 5.45 Ampliación en el momento del paso de la tuneladora EPB, de la evolución de la profundidad del nivel freático medida a partir de un piezómetro de cuerda vibrante en el PK 2+750 m



## 5.5 Comparación de los parámetros de las cubetas de asiento en profundidad en otras obras

En contraste con las medidas de movimientos en superficie, son pocas las medidas en profundidad disponibles. Asumimos que la forma de la cubeta de asientos en profundidad durante la construcción del túnel es caracterizada por una distribución de Gauss, al igual que para los datos de superficie. Sin embargo, los datos de campo de la cubeta de asientos en profundidad indican que el parámetro K incrementa con la profundidad (Mair et al., 1993). En la Figura 5.46 se muestra la anchura de la cubeta derivada de los asientos medidos en profundidad versus la profundidad ( $z$ ), tanto la  $i$  como la  $z$  han sido normalizadas en función de la profundidad del eje del túnel. Los datos de campo están medidos en las arcillas rígidas de Londres y los materiales deltaicos de la Línea 9 de Barcelona en el tramo entre la estación de Mas Blau y el Aeroport del Prat. En esta Figura se observa como la anchura de la cubeta de asientos en profundidad es mayor que los valores propuestos a partir de la recta dada por  $K=0.5$ . En  $z/z_0=0.8$  la anchura de la cubeta llega a ser dos veces el dado por  $K=0.5$  (Mair, et al., 1993). En el caso de la Línea 9, no tenemos datos a tanta profundidad, pero cuando  $z/z_0=0.5$  en todos los casos la anchura de la cubeta de asientos supera el valor de  $K=0.5$ . Los datos de la Línea 9 son algo dispersos, que los datos en varias excavaciones en el subsuelo de Londres, propuestos por Mair et al., (1993).

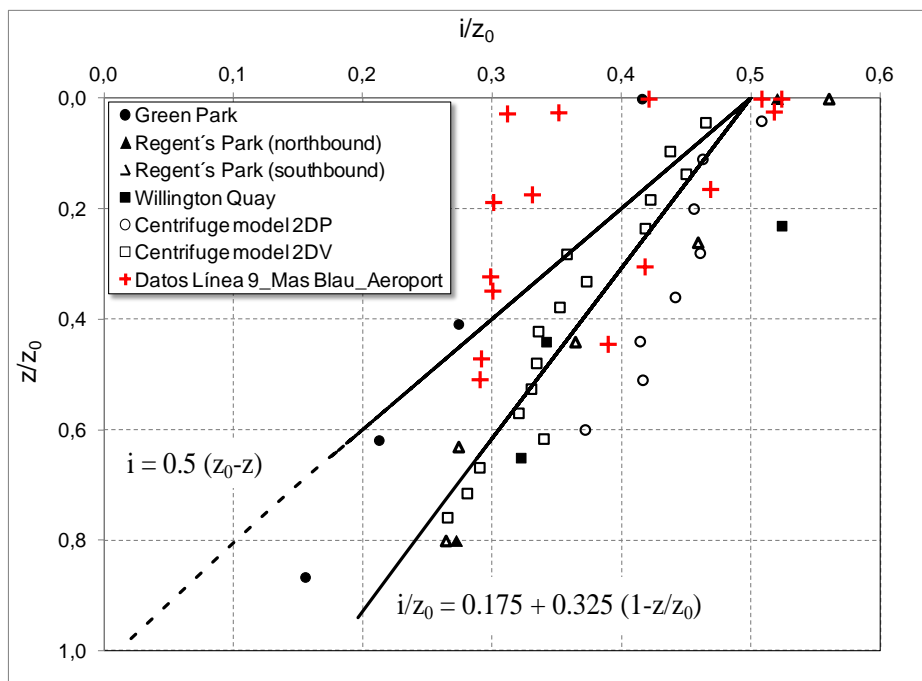


Figura 5.46 Variación de la anchura de la cubeta de asientos en profundidad versus profundidad del punto estudiado

A continuación, el factor de la variación de la anchura de la cubeta de asientos en profundidad ( $i$ ) a través de ( $K$ ) con la profundidad de los datos de la Línea 9, es comparado con las relaciones propuestas por Mair et al., basado en estudios de campo y pruebas de centrifugador para túneles en arcillas de Londres.

A partir de la regresión lineal mostrada en la Figura 5.47, ( $i/z_0=0.175+0.325(1-z/z_0)$ ) y combinando con la expresión ya conocida para el cálculo de la anchura de la cubeta de asientos en profundidad ( $i=K(z-z_0)$ ) se obtiene la ecuación dibujada en la Figura 5.45. En  $z/z_0=0.8$  la magnitud del asiento máximo  $S_{max}$  (Ecuación 2.5b) puede verse sobreestimada significativamente por una suposición de  $K=0.5$ , en lugar de 1.2.

En el caso de los datos de la Línea 9, nos dan valores entre  $K=0.6$  y  $K=0.9$ , el asiento máximo en profundidad también puede verse sobreestimado si se considera un  $K=0.5$  ya que la  $K$  es algo mayor en profundidad como hemos visto.

Por último, decir que la ecuación propuesta por Mair et al., (1993) parece proporcionar un buen ajuste promedio de los datos de la Línea 9 en los terrenos deltaicos de Barcelona, siendo representativo las medidas al perfil de asiento de campo.

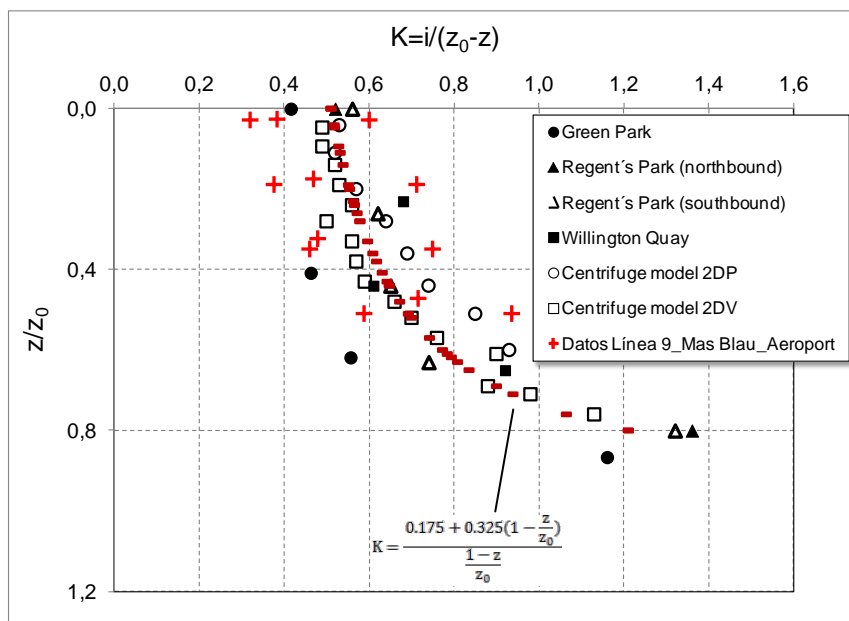


Figura 5.47 Variación de K con la profundidad

## 5.4 Observaciones finales

Se ha estudiado los movimientos en superficie y profundidad de tres secciones de control. Además también se ha estudiado la variación del nivel piezométrico al paso de la máquina EPB por estas tres secciones. Para el estudio de los movimientos, tanto en superficie como en profundidad, las tres secciones de control han sido ajustadas mediante la distribución Gaussiana. Esta curva se ajusta a los datos de campo

mediante cuatro métodos diferentes: ajuste manual, ajuste por mínimos cuadrados y ajuste logarítmico. Para el caso de la cubeta de asientos en superficie el cuarto método de ajuste propuesto ha sido considerar el valor de  $K=0.5$ . En el caso del cálculo de las cubetas en profundidad el cuarto método propuesto es considerar la pérdida de terreno constante en profundidad.

Se observa que los cuatro métodos de ajuste son consistentes comparándolos con los movimientos reales del terreno. Podemos decir, que en el caso de considerar la  $K=0.5$ , el ajuste es bueno. Por lo tanto, el valor de  $K$  en los terrenos deltaicos se puede considerar igual a 0.5. Para el caso, del ajuste por mínimos cuadrados, dependiendo de los datos de campo se puede llegar a soluciones muy poco realistas.

En las tres secciones de control estudiadas, los asientos en superficie van de un mínimo de 6.0 mm hasta un máximo de unos 22.3 mm, dando lugar a pérdidas de volumen de terreno entre 0.22 % y 0.68% respectivamente.

En profundidad los movimientos observados son algo superiores van de un mínimo de 9.28 mm hasta un máximo de unos 38.98mm, dando lugar a unas pérdidas de volumen de terreno a 9.5 m de profundidad de 0.18% a 0.87%. En este caso, comparándolo con la literatura existente, hemos comprobado que si consideramos un  $K=0.5$  en profundidad, el asiento queda sobreestimado, se ha observado como este valor de  $K$  aumenta con la profundidad.

Respecto a los movimientos horizontales máximos registrados por los inclinómetros en ningún caso superan los 11 mm en las tres secciones de control estudiadas. Los inclinómetros tienden a dar valores de desplazamientos más altos a medida que nos acercamos a la clave del túnel (aproximadamente entre los 15-20 metros de profundidad), pero en ningún caso estos valores de desplazamiento son muy elevados.

Por otra banda, los datos registrados por los extensómetros en la clave del túnel, nos muestran que los desplazamientos verticales en superficie más elevados son de 22 mm. Este desplazamiento vertical aumenta con la profundidad llegando a valores máximo de algo más de 38 mm. Se observa que cuanto más cercanos a la clave del túnel nos encontramos mayor asiento se obtiene. Respecto a los extensómetros colocados en los hastiales de la excavación, la evolución de los asientos va disminuyendo con la profundidad, una vez sobrepasado el hastial del túnel, los movimientos se ralentizan.

Por último, la evolución de la presión intersticial del agua y la variación de la profundidad del nivel freático proporcionada por los piezómetros de cuerda vibrante y abiertos en las tres secciones de control estudiadas, nos muestran una variación casi nula de estos niveles.

# CAPITULO 6

## RESUMEN Y CONCLUSIONES

Todos los datos presentados en esta tesina tienen como objetivo la caracterización de los movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad debidos a la excavación mediante EPB, de un tramo de la Línea 9 de metro de Barcelona entre la estación de Mas Blau y el aeropuerto del Prat de Llobregat.

Este tramo de poco más de cuatro kilómetros discurre por terrenos deltaicos blandos, bajo el nivel freático y en el que el túnel tiene un diámetro de 9.4m.

La ejecución del túnel ha sido mediante tuneladora del tipo EPB con una velocidad media de avance de 28.5 m/día y una pérdida de volumen de terreno que varía principalmente entre 0.0-0.6%, aunque se ha observado en ciertas ocasiones, en que las pérdidas de volumen adoptan valores superiores.

El parámetro K, a través del parámetro i, que define la anchura de la cubeta de asiento en superficie, ha sido ajustado, tanto en superficie como en profundidad mediante cuatro ajustes propuestos diferentes, adoptando un valor medio en superficie de  $K=0.5$ , válido para todos los materiales atravesados por la traza del túnel.

En profundidad, a partir de la información facilitada por los extensómetros se comprueba que este valor de K aumenta con la profundidad, proporcionando un buen ajuste promedio con la ecuación propuesta por Mair et al., 1993.

En general, la excavación mecanizada de túneles usando máquinas EPB puede conducir a movimientos mayores en el terreno, provocados por causas de diversa índole. En un primer momento, el rodaje conjunto máquinas-equipos, se cree causante en algunos casos, de anomalías hasta que se adquiere una experiencia, como se ha podido observar, pero este factor únicamente es válido en los primeros metros de excavación. La causa, que se cree principal, de la mayoría de las mayores pérdidas de

volumen de terreno acontecidas en este tramo, está asociada con la entrada y salida de los pozos de mantenimiento y su correspondiente parada en ellos.

Se cree, en la importancia de controlar en todo momento la estanqueidad e impermeabilización de los pozos, ya que la entrada de material en ellos, incrementa el gap entre la máquina tuneladora y la línea de excavación.

Los asientos y las pérdidas de volumen en el frente de la excavación son siempre pequeñas, al igual que en el escudo. Los mayores asientos se producen a 100-200 m del frente de excavación, una vez pasado la cola del escudo.

Respecto a las presiones aplicadas, se ha comprobado que el descontrol generalizado de varias líneas de presión de frente en las inmediaciones de los pozos, repercute en un aumento de la pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo.

Presión y volúmenes bajos de inyección de bentonita en las líneas superiores del escudo aumentan en menor medida al valor de la pérdida de volumen de terreno en cola.

Por lo tanto un buen control de la presión y el volumen de inyección en la cola del escudo, provocado pérdidas de volumen bastante bajas en general, a pesar de las características arenosas y blando-arcillosas del terreno atravesado por la traza del túnel.

Por último se ha comprobado que el nivel piezométrico en el terreno, apenas se ve influenciado por la excavación.

# REFERENCIAS

UTE INPASA-PEYCO (Julio 2002): "*Línea 9 del FMB. Tram 1r: Aeroport-Parc Logístic. Infraestructura i estacions, supervisió de la campanya de reconeixement geològic-geotècnic*" con Clave: TM-00509.96

UTE INPASA-PEYCO (Septiembre 2002): "*Projecte constructiu final del Tram 1r (Aeroport-Parc Logístic) de la Línea 9 de Metro de Barcelona*"<sup>1</sup>, con Clave: TM-00509.6

Almera, J., 1891. Mapa geológico-topográfico de la provincia de Barcelona. Región I o de contornos de la capital. Escala 1:40.000. 1ª, Barcelona.

Almera, J., 1894. Descripción de los terrenos pliocénicos de la cuenca del Bajo Llobregat y llano de Barcelona. Mapa Geol. Prov. Barcelona. 351p.

Atkinson, J. H. & Potts, D. M. (1977), "*Subsidence above shallow tunnels in soft ground*. Proc. ASCE Geotechnical Eng. Div. 103, GT 4, 307-325.

Attewell, P. B. (1978), "*Ground movements caused by tunnelling in soil*." Proc. Int.Conf. On Large Movements and Structures (ed. J. D. Geddes), Pentech Press, London, 812-948.

Attewell, P.B. & Woodman, J.P. (1982). "*Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*". Ground Engineering, 13-16, 18-22&36.

Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R. (1986). "*Estimation of ground movements*" en el libro "Soil movements induced by tunneling". pp. 8-121.

Bono, R., Ortu, M., Valdemarin, F. (2008). "Surface settlement minimization in soft soil when excavating with an earth pressure balance shield". Jornada técnica: Túneles con EPB simulación y control de la tuneladora.

Borràs, X., Boté, R., Maidel B., & Della Valle, N. (2003a). "*Metro Barcelona Línea 9-Europe's greatest Metro Project with shield boring machines of large diameters*". ITA Conference, Amsterdam

Borràs, X., Della Valle, N. & Comulada, M. (2003b). "*Crossing under the city of Barcelona through different geological formations with several shield types*". In XI. Kolloquium für Bauverfahrenstechnik, Risikopotential und -bewältigung bei aktuellen Tunneln. Essen: Verlag Glückauf.

Borràs, X., Maidl, U. & Comulada, M. (2003c). "*Metro Línea 9 in Barcelona*". Tunnel 8, 51-55

Broms, B. B. and Bennermark, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division SM1, Vol. 93, pp. 71-94

Checa, A., Díaz, J.I., Farrán, M. y Maldonado, A., 1988. Sistemas deltaicos holocenos de los ríos Llobregat, Besós y Foix: modelos evolutivos transgresivos. Acta Geol. Hispánica, 23: 241-255.

Clough, G. W., Sweeny, B.P. and Finno, R. J. (1983). Measured soil response to EPB shield tunnelling. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 2, February, pp. 131-149.

Clough, G.W. & Schmidt, B. (1981). "*Design and performance of excavations and tunnels in soft clay*". Engineering, Elsevier. pp. 559-634.

Cording, E. J. (1991). Control of ground movements around tunnels in soil. General Report, 9th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile.

Cording, E. J. and Hansmire, W. H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. General Report 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Buenos Aires, Session IV, pp. 571-632.

Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J., Seneviratne, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Geotechnique*, vol.30, No.4, pp 397-419.

Di Mariano, A., Gesto, J.M., Gens, A. & Schwarz, H. (2007). "Ground deformation and mitigating measures associated with the excavation of a new Metro line". Proceedings of the 14<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 1901-1906.

Dimmock, P.S. (2003). *Tunnelling induced ground and building movement on the Jubilee Line Extension*. Ph. D. Thesis, University of Cambridge.

Gens, A., Di Mariano, A., Gesto, J.M., Schwarz, H. (2006), "Ground movement control in the construction of a new metro line in Barcelona". Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Taylor & Francis (eds), Balkema, Rotterdam. pp. 389-395.

Emeriault F., Bonnet-Eymard T., Kastner R., Vanoudheusden E., Petit G., Robert J., Lamballerie J.-Y. and Reynaud B. (2005a). "Analysis of ground movements induced by tunnelling: comparison of the earthpressure balanced, slurry shield and compressed-air TBM techniques on Toulouse subway line B". *Underground Space Use – Proc. 31st ITA-AITES World Tunnel Congr.* Erdem & Solak eds BALKEMA, Istanbul (Turkey), 07-12/05/2005. p.841-848.

Gàmez, D. (2007). *Sequence Stratigraphy as a tool for water resources management in alluvial coastal aquifers: application to the Llobregat delta (Barcelona, Spain)*. Tesis doctoral realizada Ingeniería del Terreny, Cartogràfica i Geofísica. Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Gens, A., Persio, R., Di Mariano, A., Castellanza, R., Arroyo, M. (2009). "Relación entre parámetros de una tuneladora EPB y los movimientos del terreno". *Jornadas Hispano Portuguesas sobre geotecnia en las infraestructuras ferroviarias*, Madrid, pp. 433-441.

Grant, R.J., Taylor, R.N. (2000). "Tunnelling-induced ground movements in clay". *Proc. Civ. Engrs Geotech. Engng*, 143, pp 43-45

Kimura, T., & Mair, R. J. (1981). "Centrifugal testing of model tunnels in soft clay". *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*1. Balkema, Rotterdam. 319-322.

Leca, E., Barry, N. (2007) "Settlements induced by tunneling in soft ground". *Tunnelling and Underground Space Technology* 22, pp119-149.

Lee, K.M., Ji, H.W., Shen, C.K., Liu, J.H. and Bai, T.H. (2000). A case study of ground control mechanisms of EPB shield tunnelling in soft clay. *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Tokyo (eds Kusakabe, O., Fujita, K. & Miyazaki.), Balkema, pp. 251-256.

Llopis, N., 1942a. Los terrenos cuaternarios del llano de Barcelona. *Publicaciones de la Diputación Provincial de Barcelona*, 6: 52.

Llopis, N., 1942b. Tectomorfoloía del Macizo del Tibidabo y valle inferior del Llobregat. *Estudios Geograficos*, III(7): 321-383.

Llopis, N., 1946. Los movimientos verticales intracuaternarios del NE de España. *Estudios Geologicos*, II: 181-236.

Mair, R. J. and Taylor, R. N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment. State-of-the-Art Report and Theme Lecture, Proceedings 14th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Rotterdam, Vol. 4, pp. 2353-2385.



Mair, R.J. & Taylor, R.N. (1996). "Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground", (Int. Symposium Proceedings), Balkema, pp. 786.

Mair, R.J., Taylor, R.N. i Bracegirdle, A. (1993). "Subsurface settlement profiles above tunnels in clay". *Geotechnique*, 43, 2, pp. 315-320.

Marques, M.A., 1984. Las formaciones cuaternarias del delta del Llobregat, LXXI. Institut d'Estudis Catalans, Barcelona, 1-280 pp.

Medialdea, J., Maldonado, A., Alonso, B., Diaz, J.I., Farrán, M., Giró, S., Vazquez, A., Saonz-Amor, E., Martínez, A. and Medialdea, T., 1986. Mapa geológico de la plataforma continental española y zonas adyacentes. E 1:200000. Tarragona. Memoria. Hojas 41 and 442. Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Madrid.

Medialdea, J., Maldonado, A., Diaz, J.I., Escutia, C., Ferran, M., Giro, S., Serra, M., Medialdea, T. and Vazquez, J.T., 1989. Mapa geológico de la plataforma continental española y zonas adyacentes. E 1:200000. Barcelona. Memoria. Hojas 35 and 42. Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Madrid.

Matsushita Y., Iwasaki Y., Hashimoto T. and Imanishi H. (1995). "Behaviour of subway tunnel driven by large slurry shield", *Underground Construction in Soft Ground*, pp. 253-256

O'Reilly, M.P., & New, B.M. (1982). "Settlements above tunnels in the United Kingdom— their magnitude and prediction". *Tunnelling '82*, London, IMM, 173-181.

Peck, R.B. (1969) "Deep excavations and tunnelling in soft ground". *Proc. 7th ICSMFE*, Mexico City, pp. 225-290.

Peña Duarte, M.A. (2007). Foam as a soil conditioner in tunnelling: physical and mechanical properties of conditioned sands. Ph.D. Thesis, University of Oxford.

Rankine, W.J. (1988). "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects". *Engineering geology of underground movements*. The Geological Society, London, pp.79-82.

Shirlaw, J.N., Ong, J:C:W., Rosser, H:B., Tan, C:G., Osborne, N:H., & Heslop, P:E. (2003). "Local Settlements and Sinkholes due to EPB Tunnelling". *Proceedings Institution of Civil Engineering, Geotechnical Engineering*, issue 4, pp. 193-211.

Skempton, A.W. and Henkel, D.J. (1957). Tests on London Clay from deep borings at Paddington, Victoria and the South Bank. *Proc. 4<sup>th</sup> ICSMFE*, Vol. 1, pp. 100-106.

Solé-Sabaris, L., Virgili, C. and I., Z., 1957. Livret guide d'excursions: Environs de Barcelone et Montserrat. In: INQUA (Editor), V Congress Inter INQUA, Barcelona, pp. 38.

Solé-Sabaris, L., 1963. Ensayo de interpretación del Cuaternario Barcelonés. *Miscel. Barcelonensia*, II: 7-54.

Sugiyama, T., Hagiwar, T., Nomoto, T., Ano, Y., Mair, R.J., Bolton, M.D., Soga, K. (1999). "Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the docklands light railway lewisham extension-east London". *Soils and Foundations*, 39, 3, pp. 99-112

Uriel, A. O. and Sagaseta, C. (1989). General Report: Discussion Session 9; Selection of design parameters for underground construction. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Balkema, Vol. 4, pp. 2521-2551.

Vanoudheusden, G., Emeriault, F & Kastner, R., Lamballerie, J.Y., Reynaud, B. (2006). "Analysis of settlements caused by tunneling with an earth-pressure balance machine and



*correlation with excavating parameters*". Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam (eds Bakker), Balkema, pp. 779-785.

Yoshikoshi, W., Watanabe, O. and Takagi, N. (1978). *Prediction of ground settlements associated with shield tunnelling*. Soils and Foundations, J. of Japanese Soc. Soil Mech. And Found Eng. 18, 4, 47-59.

Wongsaroj, J., Borghi, F.X., Soga, K., Mair, R.J (2006). *"Effect of TBM driving parameters on ground surface movements: Channel Tunnel Rail Link Contract 20"*. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam (eds Bakker), Balkema, pp. 335-341.

Wongsaroj J., Borghi X., Soga K., Mair R.J., Sugiyama T, Hagiwara T. and Bowers K.H. (2005). *"Effect of TBM driving parameters on ground surface movements : Channel Tunnel Rail Link Contract 220"*, Proc.5th Symp. on Geotech. Aspect of Undergr. Constr. in Soft Ground, K.J. Bakker et al. eds, Amsterdam, 15-17 june 2005,pp. 335-341.

# APÉNDICE 1

DATOS TÉCNICOS DE LA TUNELADORA

**TRAMO MAS BLAU - AEROPUERTO**

Tramo de 4,2 km de longitud, con 4 estaciones (Mas Blau, Terminal Actual y Ciutat Aeroportuaria), 3 pozos de ventilación y 2 pozos de emergencia.

**Geología**

En la sección del túnel, bajo el nivel freático, se encuentran principalmente arenosas finas limosas (QL2) y limos arcillosos (QL3) del delta del Llobregat.

**Características Tuneladora**

Marca:	Herrenknecht
Número de serie HK:	S-461
Nombre Tuneladora:	Guster
Diámetro de excavación:	9,43 m
Empuje máximo:	92.600 kN
Par de giro desbloqueo:	27.775 kNm
Número giros:	0 - 3,2 rpm
Potencia instalada:	5.600 kW

**Características Revestimiento de Dovelas**

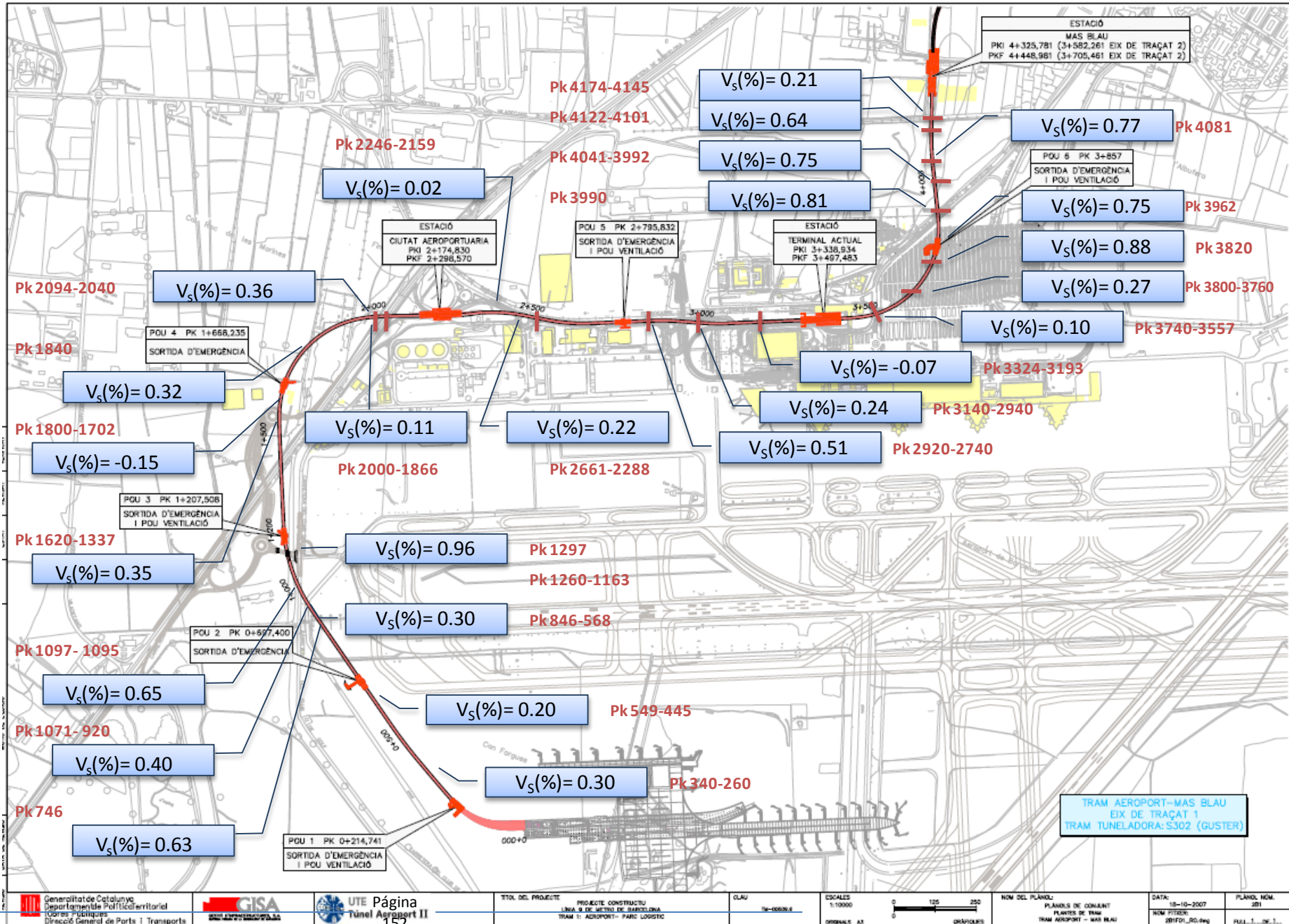
Diámetro interior:	8,43 m
Espesor dovelas:	32 cm
Longitud anillo:	1,5 m
Número dovelas:	6+1
Volumen hormigón:	13,2 m <sup>3</sup> /anillo
Peso hierro de armadura:	1.190 kg/anillo
Peso fibras de acero:	330 kg/anillo
Peso anillo:	31,7 to/anillo
Peso medio dovela:	5,3 to/dovela

**Características Producción**

Inicio excavación:	02/04/2008
Final excavación:	03/04/2009
Anillos excavados:	2.728 anillos
Metros excavados:	4.092 m
Rendimiento medio total (incl. cruces estaciones/pozos):	11,1 m/día
Rendimiento medio total (excl. cruces estaciones/pozos):	23,8 m/día
Producción máxima diaria	69,0 m/día
Producción máxima semanal (7 días consecutivas)	369,0 m/semana
Producción máxima mensual (30 días consecutivas)	1027,5 m/mes
Volumen total material excavado:	285.791 m <sup>3</sup>
Volumen total mortero inyectado por la cola del escudo:	21.404 m <sup>3</sup>
Volumen total hormigón dovelas:	36.010 m <sup>3</sup>
Peso total dovelas:	86.423 to
Peso total hierro de armadura:	3.246 to
Peso total fibras de acero:	900 to

EVOLUCIÓN PÉRDIDA DE VOLUMEN  
DE TERRENO

## **APÉNDICE 2**



# APÉNDICE 3

POSICIÓN CELULAS DE PRESIÓN Y  
INYECCIÓN

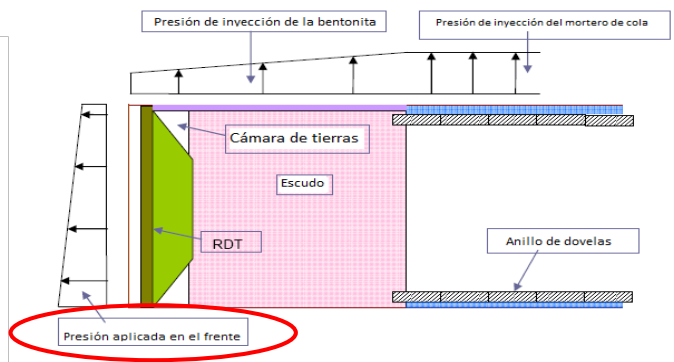
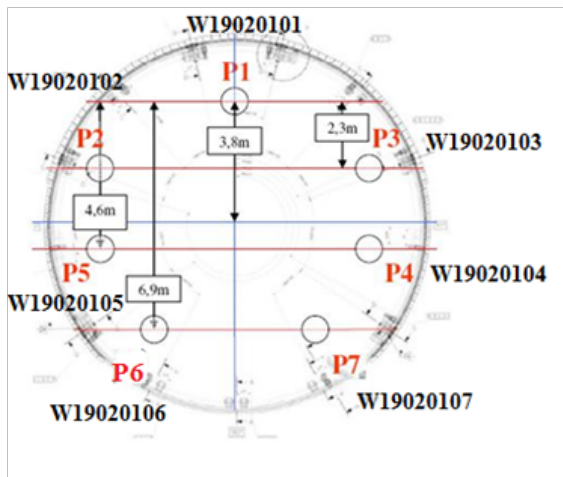


Figura 3.1 Situación de los sensores de presión en el frente de la tuneladora

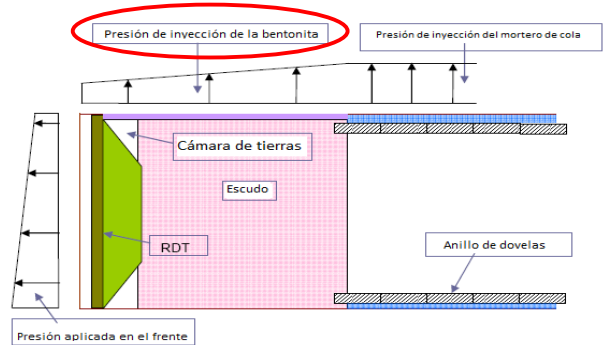


Figura 3.2 Puntos de presión de inyección en el escudo de la EPB

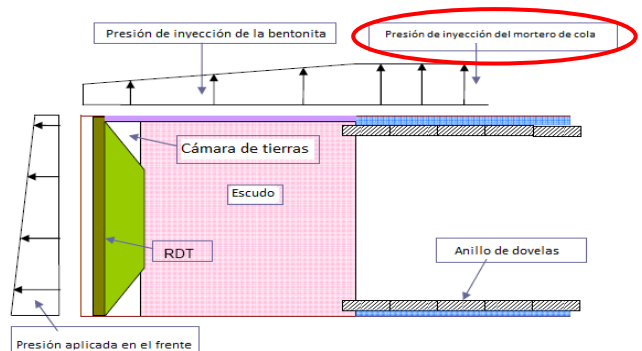
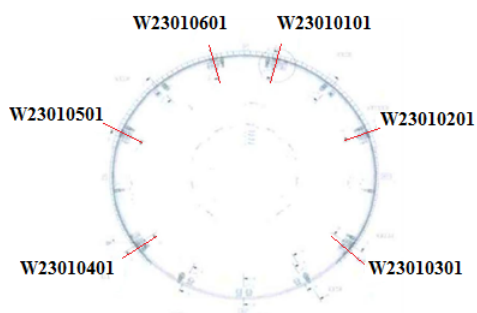


Figura 3.3 Situación de los sensores de inyección de mortero de cola