



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE MADRID



PUCP

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS**

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE PASO INFERIOR EN ESTACIÓN

MOLLET SANTA ROSA EN BARCELONA

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Luis Alberto Estela García

ASESOR:

José Félix Alejandro Benavides

Rubén Ángel Galindo Aires

Lima, Julio, 2021

Resumen Ejecutivo

La presente tesis tiene por objetivo la elaboración del Proyecto Constructivo de un paso inferior peatonal bajo vías de ferrocarril para cruce entre andenes en la estación de viajeros Mollet Santa Rosa en la provincia de Barcelona. Está enfocada al área de Ingeniería de Terreno, por lo que concentra mayor desarrollo en el Estudio Geotécnico y en el Cálculo de Estructuras. El Proyecto nace ante la necesidad de un cruce seguro que reemplace el actual paso a nivel de vías y cumpla con los requisitos de accesibilidad según la normativa vigente. Las obras que lo componen son un paso inferior de hormigón armado, de 12,90 m de longitud, y gálibo interior de 2,50 m de altura y 3,00 m de anchura; y sus dos embocaduras de acceso, que salvan una altura promedio de 4,50 m. La construcción es mediante hinca para el paso inferior, y la contención de tierras es mediante pantalla de micropilotes para las embocaduras.

En el Estudio Geotécnico se calculan los parámetros geotécnicos que definen el terreno con el cual interactúan las obras. Con ellos se establecen las recomendaciones para las excavaciones, cimentaciones, empujes y contención de tierras. El terreno se caracteriza por ser heterogéneo: unidad granular de espesor y parámetros resistentes variables sobre unidad cohesiva saturada de profundidad indefinida. En el Cálculo de Estructuras se diseñan los distintos elementos estructurales de las obras, verificando un correcto comportamiento mecánico de los mismos en estados límites último y de servicio. Destaca el diseño del cajón de hormigón armado, que se modela como un marco de ancho unitario. El terreno en interacción con la estructura es representado con muelles verticales y horizontales, cuyos módulos de elasticidad se obtienen a partir de módulos de balasto calculados en el Estudio Geotécnico. De igual forma destaca el análisis de la resistencia a la deformación de los micropilotes. Estos fueron denominados según longitudes y solicitaciones, y cada denominación requirió un análisis diferenciado por fases, ya que durante la construcción y en servicio no debían sobrepasar una deformación máxima permitida.

Summary

The objective of the present thesis is the elaboration of the Constructive Project of a pedestrian underpass beneath railways, to function as a crossing between platforms in the passenger station Mollet Santa Rosa, in the province of Barcelona. It is focused on the area of Terrain Engineering, thus concentrating major exposition y the Geotechnical Study and Calculation of Structures. The Project originates from the need of a safe crossing to replace the current one at the railway level, and that fulfills the accessibility requirements according to the active regulations. The works that compose the Project are a reinforced concrete underpass of a length of 2,90 m, with an interior gauge of a height of 2,50 m and a width of 3,00 m; and two access that serve an average height of 4,50 m. The construction of the underpass is by the method of box jacking, and the soil contention in the access is by micropile panels.

In the Geotechnical Study, the geotechnical parameters which define the terrain interacting with the works. With them, the recommendations for excavation, foundings, earth pressure and soil contention are established. The terrain is heterogeneous: a granular soil with variable thickness and strength parameters, upon a cohesive soil, saturated and undefined depth. In the Calculation of Structures, the structural elements of the works are design, verifying their proper mechanical behavior at ultimate and serviceability limit states. The design of the reinforced concrete underpass stands out, as it is modelled as a frame of unit width. The terrain interacting with it is represented with vertical and horizontal springs, with elastic modules obtained from the ballast modules calculated in the Geotechnical Study. Similarly, the analysis of the deformational strength of the micropiles These where designated according length and loads, and every designation required a different analysis by phases, as any of them should have not overpassed a maximum allowed deformation.

Índice General

Resumen Ejecutivo	i
Summary	ii
Índice General	iii
Índice de Tablas	v
Índice de Figuras	vii
Documento Principal	1
1. Antecedentes	2
1.1. Introducción.....	2
1.2. Ubicación del proyecto.....	2
1.3. Situación actual.....	3
1.3.1. Andenes.....	4
1.3.2. Edificio de viajeros.....	7
1.3.3. Instalaciones existentes en andenes.....	7
1.4. Alcance del proyecto.....	8
1.5. Marco legal y urbanístico.....	8
2. Cartografía, Topografía y Replanteo	10
2.1. Introducción.....	10
2.2. Cartografía.....	10
2.3. Topografía.....	10
2.4. Replanteo.....	10
3. Estudio de Alternativas	12
3.1. Introducción.....	12
3.2. Alternativas planteadas.....	12
3.2.1. Alternativas para la ejecución del paso inferior.....	12
3.2.2. Alternativas para la ejecución de las embocaduras de acceso.....	13
3.3. Análisis multicriterio.....	15
3.3.1. Método de análisis y criterios de decisión.....	15
3.3.2. Análisis de las alternativas para la ejecución del paso inferior.....	16
3.3.3. Análisis de las alternativas para la ejecución de las embocaduras de acceso.....	19
4. Geometría y Proceso Constructivo	23
4.1. Introducción.....	23
4.2. Definición geométrica.....	23
4.2.1. Estructuras existentes.....	23
4.2.2. Estructuras a ejecutarse.....	24
4.3. Proceso constructivo.....	26
4.3.1. Embocaduras de acceso	27
4.3.2. Paso Inferior.....	27
5. Estudio Geotécnico	31
5.1. Introducción.....	31
5.2. Descripción del terreno del proyecto a partir de campaña geotécnica.....	31
5.2.1. Estratigrafía.....	31
5.2.2. Cálculos justificativos de los parámetros geotécnicos del terreno.....	32
5.2.3. Parámetros geotécnicos adoptados por unidad.....	44
5.2.4. Aceleración sísmica de cálculo.....	45
5.2.5. Nivel freático.....	47
5.2.6. Agresividad.....	47
5.2.7. Ripabilidad del terreno.....	48

5.2.8. Reutilización de materiales.....	48
5.3. Metodología de cálculo.....	48
5.3.1. Cimentaciones superficiales.....	48
5.3.2. Coeficiente de empuje.....	50
5.3.3. Módulo de balasto vertical.....	51
5.3.4. Módulo de balasto horizontal.....	52
5.3.5. Resistencia por fuste de micropilotes.....	53
5.3.6. Taludes.....	55
5.4. Recomendaciones para la cimentación.....	56
5.4.1. Actuaciones objeto de las recomendaciones.....	56
5.4.2. Andenes.....	56
5.4.3. Paso inferior.....	57
5.4.4. Embocaduras de acceso.....	60
6. Cálculo de Estructuras.....	66
6.1. Introducción.....	66
6.2. Materiales.....	66
6.3. Paso inferior de hormigón armado.....	67
6.3.1. Geometría de la estructura.....	67
6.3.2. Acciones a considerar.....	68
6.3.3. Combinación de acciones.....	78
6.3.4. Modelo de cálculo.....	82
6.3.5. Dimensionado.....	84
6.4. Embocaduras de acceso.....	85
6.4.1. Estructuras de acceso.....	85
6.4.2. Estructuras de contención de tierras.....	90
7. Instalaciones, Firmes y Pavimentos.....	100
7.1. Introducción.....	100
7.2. Red de drenaje.....	100
7.2.1. Caz de sumidero continuo.....	100
7.2.2. Colector.....	100
7.2.3. Arquetas.....	100
7.3. Instalaciones eléctricas y electromecánicas.....	101
7.3.1. Iluminancia.....	101
7.3.2. Aparatos de elevación.....	101
7.3.3. Red de distribución eléctrica.....	102
7.3.4. Previsión de potencia.....	102
7.4. Firmes y pavimentos.....	102
8. Plan de Obra.....	104
8.1. Introducción.....	104
8.2. Organización de las obras.....	104
8.3. Presupuesto.....	104
9. Conclusiones.....	106
Referencias Bibliográficas.....	108
Anexo A: Planos.....	111
Anexo B: Reconocimientos Geotécnicos.....	132
Anexo C: Cálculo de Acero de Refuerzo en Elementos de Hormigón Armado.....	159
Anexo D: Reporte de Análisis Estructural de Micropilotes Más Solicitados.....	196
Anexo E: Reporte de Diseño Estructural de Muro de Cierre.....	208

Índice de Tablas

Tabla 3.1. Valoración de parámetros (paso inferior).....	18
Tabla 3.2. Cálculo de índices por método Pattern (paso inferior).....	18
Tabla 3.3. Puntuación de alternativas (paso inferior).....	19
Tabla 3.4. Valoración de parámetros (embocaduras de acceso).....	21
Tabla 3.5. Cálculo de índices por método Pattern (embocaduras de acceso).....	21
Tabla 3.6. Puntuación de alternativas (embocaduras de acceso).....	22
Tabla 5.1. Variación del factor de corrección a.....	33
Tabla 5.2 Variación del factor de corrección d.....	33
Tabla 5.3. Número de golpes de ensayo SPT corregidos.....	35
Tabla 5.3. Número de golpes de ensayo SPT corregidos (continuación).....	36
Tabla 5.4. Ángulos de fricción interna para unidad granular.....	40
Tabla 5.5. Módulo de deformación para unidad granular, en [MPa].....	42
Tabla 5.6. Módulo de deformación para unidad cohesiva, correlaciones de Webb (1974) y Meigh & Nixon (1961), en [MPa].....	43
Tabla 5.7. Módulo de deformación para unidad cohesiva, correlación de Stroud (1974).....	44
Tabla 5.8. Módulo de deformación secante para unidad cohesiva, de ensayo RCS.....	44
Tabla 5.9. Parámetros geotécnicos.....	45
Tabla 5.10. Coeficientes de terreno.....	47
Tabla 5.11. Valores de coeficiente adimensional α	53
Tabla 5.12. Módulo de balasto horizontal para hastiales del paso inferior.....	57
Tabla 5.13. Módulo de balasto horizontal para micropilotes.....	62
Tabla 6.1. Características mecánicas del hormigón para hormigón armado.....	67
Tabla 5.2. Características mecánicas del hormigón para hormigón de relleno y limpieza.....	67
Tabla 5.3. Características mecánicas del acero de refuerzo.....	67
Tabla 6.4. Módulo de balasto horizontal para hastiales del paso inferior.....	71
Tabla 6.5. Constante elástica de muelles horizontales para hastiales del paso inferior.....	71
Tabla 6.6. Fuerzas internas críticas de envolvente de E.L.U. para paso inferior.....	84
Tabla 6.7. Fuerzas internas críticas de envolvente de E.L.S. para paso inferior.....	85
Tabla 6.8. Resumen de armado del paso inferior.....	85
Tabla 6.9. Módulo de balasto vertical para elementos de embocaduras de acceso.....	88
Tabla 6.10. Constante elástica de muelles para elementos de embocaduras de acceso.....	88
Tabla 6.11. Fuerzas internas críticas máximas de envolventes de E.L.S. y E.L.U. de cada elemento en secciones centrales y apoyos.....	89
Tabla 6.12. Resumen de armado de estructuras de acceso de las embocaduras.....	89
Tabla 6.13. Módulo de balasto horizontal para micropilotes.....	91
Tabla 6.14. Cálculo de resistencia estructural a flexión de los micropilotes.....	96
Tabla 6.15. Cálculo de resistencia estructural a cortante de los micropilotes.....	97
Tabla 6.16. Resumen de armado de viga de atado.....	98
Tabla 7.1. Potencia de instalación eléctrica nueva.....	102
Tabla D.1. Estratos (Pantalla 6.1).....	196
Tabla D.2. Geometría (Pantalla 6.1).....	197
Tabla D.3. Comprobación de la geometría (Pantalla 6.1).....	198
Tabla D.4. Descripción de la Fase 1 (Pantalla 6.1).....	198
Tabla D.5. Descripción de la Fase 2 (Pantalla 6.1).....	199
Tabla D.6. Descripción de la Fase 3 (Pantalla 6.1).....	200
Tabla D.7. Descripción de la Fase 4 (Pantalla 6.1).....	200
Tabla D.8. Descripción de la Fase 5 (Pantalla 6.1).....	201
Tabla D.9. Descripción de la Fase 6 (Pantalla 6.1).....	202

Tabla D.10. Cargas en el trasdós (Pantalla 6.1).....	202
Tabla D.11. Puntales (Pantalla 6.1).	202
Tabla D.12. Forjados (Pantalla 6.1).	202
Tabla D.13. Fase 1: Excavación -0.85 m (Pantalla 6.1).	203
Tabla D.14. Fase 2: Puntal (Pantalla 6.1).	203
Tabla D.15. Fase 3: Excavación -6.11 m (Pantalla 6.1).	204
Tabla D.16. Fase 4: Ejecución de base ascensor (Pantalla 6.1).	204
Tabla D.17. Fase 5: Retirada de puntal (Pantalla 6.1).	205
Tabla D.18. Fase 6: Servicio (Pantalla 6.1).	205
Tabla D.19. Resultados en puntales (Pantalla 6.1).	206
Tabla D.20. Forjados (Pantalla 6.1).	206
Tabla D.21. Comprobación de coeficientes de seguridad (Pantalla 6.1).	206
Tabla D.22. Comprobación de círculo de deslizamiento pésimo (Pantalla 6.1).	207
Tabla E.1. Estratos (Muro de cierre).	209
Tabla E.2. Muro.	209
Tabla E.3. Zapata Corrida.....	210
Tabla E.4. Descripción de fases (Muro de cierre).	210
Tabla E.5. Cargas en el trasdós (Muro de cierre).	210
Tabla E.6. Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas (Muro de cierre).	211
Tabla E.7. Carga permanente y empuje de tierras (Muro de cierre).	211
Tabla E.8. Hipótesis (Muro de cierre).	212
Tabla E.9. Combinaciones para estados límite últimos (Muro de cierre).	212
Tabla E.10. Combinaciones para estados límite de servicio (Muro de cierre).	212
Tabla E.11. Descripción del armado (Muro de cierre).	212
Tabla E.12. Comprobaciones geométricas y de resistencia (Muro de cierre).	213
Tabla E.13. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo) (Muro de cierre).	217
Tabla E.14. Medición de acero (Muro de cierre).	217
Tabla E.15. Resumen de medición (se incluyen mermas de acero) (Muro de cierre).	218

Índice de Figuras

Figura.1.1. Ubicación del municipio Mollet de Vallés en España.....	2
Figura.1.2. Ubicación de Estación Mollet Santa Rosa.....	3
Figura.1.3. Esquema de la red de Cercanías de Barcelona.....	4
Figura.1.4. Planta estado actual de la estación (CAD).....	4
Figura.1.5. Paso strail que conecta ambos andenes.....	5
Figura 1.6. Rampa y escalones que salvan la diferencia de cota del andén principal.....	5
Figura. 1.7. Marquesina situada en el andén central.....	6
Figura. 1.8. Talud situado junto a vía 3.....	7
Figura 4.1. Esquema de empuje de cajón, bajo sistema de apeo de vía.....	29
Figura 5.1. Perfil estratigráfico transversal a la vía y valores N_{30} en sondeos S-2 (andén 1) y S-1 (andén 2).....	32
Figura 5.2. Correlación entre los ensayos SPT y CPT con el ϕ' en suelos granulares.....	39
Figura 5.3. Correlación de Peck, Hanson y Thornburn (1974) entre ensayo SPT con ϕ' en suelos granulares.....	39
Figura 5.4. Correlación de Schmertman (1975) entre ensayo SPT con ϕ' en suelos granulares.....	40
Figura 5.5. Correlaciones entre ensayo SPT y módulo de deformación del suelo.....	42
Figura 5.6. Correlación de Stroud (1974) entre NSPT, índice de plasticidad y módulo de deformación.....	43
Figura 5.7. Rozamiento unitario límite por fuste.....	54
Figura 5.8. Superficie de deslizamiento crítica para condición de corto plazo (GeoStudio).....	60
Figura 5.9. División de pantallas de micropilotes según longitud.....	63
Figura 6.1. Tren de cargas verticales UIC71.....	72
Figura 6.2. Cuadro B.4: Long. det. L_{ϕ} para vigas principales longitudinales.....	74
Figura 6.3. Límites de frecuencia natural f_0 en Hz, en función a la longitud determinante del elemento.....	74
Figura 6.4. Reparto longitudinal de una carga puntual en vía sobre balasto.....	76
Figura 6.5. Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto.....	77
Figura 6.6. Cuadro 3.1: Valores de los coeficientes Ψ_i	79
Figura 6.7. Cuadro 4.1: Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para los estados límite últimos.....	80
Figura 6.8. Cuadro 4.2: Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para los estados límite de servicio.....	82
Figura 6.9. Modelo de cálculo de paso inferior de hormigón armado (SAP 2000).....	83
Figura 6.10. Envoltente de momentos flectores.....	84
Figura 6.11. Coeficientes de seguridad (γ).....	86
Figura 6.12. Coeficientes de simultaneidad (Ψ).....	87
Figura 6.13. Sección transversal del modelo de la escalera.....	87
Figura 6.14. Sección transversal del modelo de la solera.....	88
Figura 6.15. Sección transversal del modelo de la base del ascensor.....	88
Figura 6.16. Sección transversal del modelo del forjado.....	88
Figura 6.17. Modelo de cálculo para la escalera, solera y base de ascensor.....	89
Figura 6.18. Modelo de cálculo para forjado.....	89
Figura 6.19. División de pantallas de micropilotes según longitud.....	90
Figura 8.1. Plan de obra del Proyecto.....	104
Figura 8.2. Resumen del presupuesto del Proyecto.....	105
Figura B.1. Ubicación de los sondeos (S -1 y S - 2), y de ensayo DPSH (P -1).....	133
Figura C.1. Croquis de viga sometida a flexión simple.....	160

Figura C.2. Ejemplo de distribuciones posibles de acero de refuerzo en flexión simple.	160
Figura C.3. Croquis de viga sometida a flexión compuesta.	161
Figura C.4. Ejemplo de armadura mecánica y geométrica mínima.	162
Figura C.5. Distribuciones posibles de acero de refuerzo en flexión compuesta.	162
Figura C.6. Ejemplo de selección de abertura máxima de fisura según clase de exposición.	164
Figura C.7. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de losa superior en sección extrema.	165
Figura C.8. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de losa superior en centro de vano.	166
Figura C.9. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de hastiales en extremo superior.	167
Figura C.10. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de hastiales en sección central.	168
Figura C.11. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de hastiales en extremo inferior.	169
Figura C.12. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de losa inferior en sección extrema.	170
Figura C.13. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión compuesta de losa inferior en vano central.	171
Figura C.14. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de losa superior en sección extrema.	172
Figura C.15. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de losa superior en vano central.	173
Figura C.16. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de hastiales en extremo superior.	174
Figura C.17. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de hastiales en sección central.	175
Figura C.18. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de hastiales en extremo inferior.	176
Figura C.19. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de losa inferior en sección extrema.	177
Figura C.20. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de losa inferior en vano central.	178
Figura C.21. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de losa superior en sección extrema.	179
Figura C.22. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de losa superior en vano central.	180
Figura C.23. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de hastiales en sección extrema superior.	181
Figura C.24. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de hastiales en sección central.	182
Figura C.25. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de hastiales en sección extrema inferior.	183
Figura C.26. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de losa inferior en sección extrema.	184
Figura C.27. Hoja de cálculo de comprobación de fisuración de losa inferior en vano central.	185
Figura C.28. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión simple de escaleras.	186
Figura C.29. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de escaleras.	187
Figura C.30. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión simple de soleras.	188
Figura C.31. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de soleras.	189
Figura C.32. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión simple de bases de ascensor.	190
Figura C.33. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de bases de ascensor.	191
Figura C.34. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión simple de forjados.	192

Figura C.35. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de forjados.	193
Figura C.36. Hoja de cálculo de dimensionado a flexión simple de vigas de atado.....	194
Figura C.37. Hoja de cálculo de comprobación a cortante de vigas de atado.	195
Figura D.1. Sección vertical del terreno (Pantalla 6.1).	197
Figura D.2. Fase 1 (Pantalla 6.1).	198
Figura D.3. Fase 2 (Pantalla 6.1).	199
Figura D.4. Fase 3 (Pantalla 6.1).	199
Figura D.5. Fase 4 (Pantalla 6.1).	200
Figura D.6. Fase 5 (Pantalla 6.1).	201
Figura D.7. Fase 6 (Pantalla 6.1).	201
Figura E.1. Perfil del terreno (Muro de cierre).	209
Figura E.2. Fase 1 (Muro de cierre, única).	210





Documento Principal



1. Antecedentes

1.1. Introducción.

El objetivo de este primer apartado es el planteamiento de la necesidad de la elaboración del Proyecto, a partir de la descripción de la situación actual y condicionantes existentes en la estación Mollet Santa Rosa, objeto del este. Asimismo, se tiene como objetivo enunciar las actuaciones necesarias en la estación, de forma que se determine el alcance del Proyecto. Se expone también el marco legal y la normativa urbanística a los cuales las actuaciones están sujetos.

1.2. Ubicación del proyecto.

El Proyecto se lleva a cabo en la calle de Joan Maragall nº 19 del barrio de Santa Rosa, municipio de Mollet de Vallés, en la provincia de Barcelona, Comunidad Autónoma de Cataluña. La estación de Mollet Santa Rosa está situada entre las estaciones de Paret del Vallès y Santa Perpètua de Mogoda. El municipio de Mollet de Vallés tiene una población de 51 318 habitantes.



Figura.1.1. Ubicación del municipio Mollet de Vallés en España.



Figura.1.2. Ubicación de Estación Mollet Santa Rosa.

1.3. Situación actual.

La estación Mollet Santa Rosa pertenece a la línea R3 de Rodalies Renfe de Barcelona (L'Hospitalet de Llobregat – Puigcerdà). Forma parte de la línea ferroviaria Barcelona-Latour-de-Carol y está situada en el P.K. 17,3.

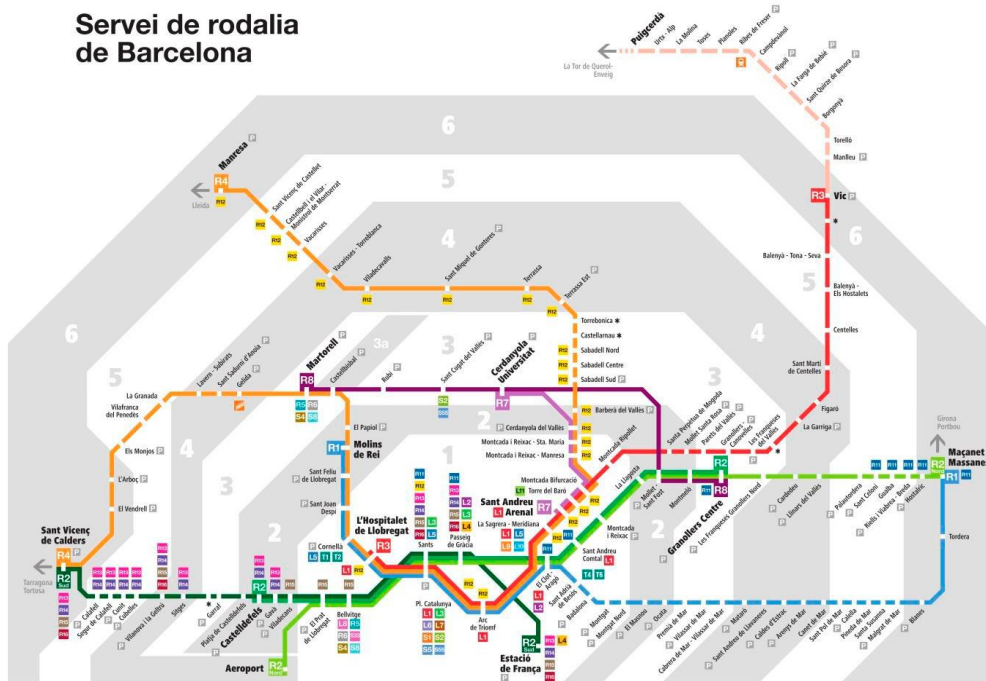


Figura.1.3. Esquema de la red de Cercanías de Barcelona.
Tomado de Gencat (2019) Servicio de cercanías de Barcelona.

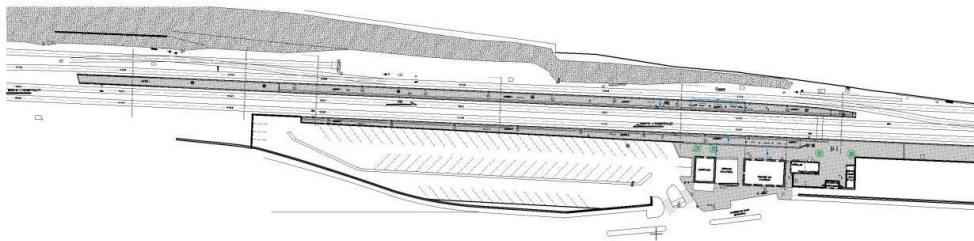


Figura.1.4. Planta estado actual de la estación (CAD).

Fue inaugurada en 1862, tiene interés tipológico y por haber motivado el crecimiento en torno a la calle de la Diputación, que es transversal a la calle de Joan Maragall a la altura de la estación. También quedan intactos algunos elementos construidos, que acompañaban la estación, que le confieren mayor valor al conjunto.

1.3.1. Andenes.

La estación cuenta con dos andenes: uno principal (andén 2), asociado al edificio de viajeros, y otro central (andén 1); cuenta además con tres vías, dos de ellas destinadas a tránsito de trenes de pasajeros (vías 1 y 2), mientras que la tercera es de uso casi nulo (vía 3). De esta tercera vía (3) nace otra que da acceso a las instalaciones de Alstom cercanas a la estación.

El cruce entre ambos andenes se realiza a través de un paso strail a nivel, el cual está situado hacia el extremo de la estación con dirección a Vic.



Figura.1.5. Paso strail que conecta ambos andenes.

1.3.1.1. Andén principal (Andén 2).

El andén principal es el que da servicio a la vía 2. Tiene una longitud total de 254 metros aproximadamente, de los cuales 160 metros están recrecidos, y una anchura variable entre 5,18 metros y 1,95 metros. Este andén en su parte recrecida se encuentra elevada 38 cm con respecto a la cota del suelo del edificio de viajeros en el nivel de acceso. Esta diferencia de cota se salva con un par de escalones desde la salida del edificio de viajeros y la zona del aparcamiento al andén principal (Andén 2), y con una rampa que arranca desde la zona de acceso existente entre el edificio de viajeros y el de comunicaciones.



Figura 1.6. Rampa y escalones que salvan la diferencia de cota del andén principal.

Los postes de iluminación se sitúan cada 20 metros a lo largo del andén. El pavimento actual es de baldosa hidráulica relieve (9 pastillas) y contiene una franja blanca señalizadora situada a 70 cm del borde de andén. En el andén principal existe una marquesina de estructura metálica situada junto al edificio de viajeros y cubriendo todo el acceso de dimensiones 13 x 7,3 metros aproximadamente.

1.3.1.2. Andén central (Andén 1).

El andén central es el que da servicio a las vías 1 y 3. La vía 1 es de viajeros y la vía 3 casi no tiene uso según la información facilitada por Renfe. Además, esta vía 3 se bifurca para dar acceso a las instalaciones de Alstom cercanas a la estación. El andén central tiene una longitud de 246 metros aproximadamente y una anchura variable entre 3,18 metros y 1,55 metros.

Los postes de iluminación se sitúan cada 20 metros a lo largo del andén. El pavimento actual es de baldosa hidráulica relieve (9 pastillas) y contiene una franja blanca señalizadora situada a 70 cm del borde de andén en el lado del andén que da acceso a la vía 1. En el andén central existe una marquesina de estructura metálica de dimensiones 17 x 3 metros.

Además, a lo largo de este andén central existe un talud de 8 metros de altura aproximadamente.



Figura. 1.7. Marquesina situada en el andén central.

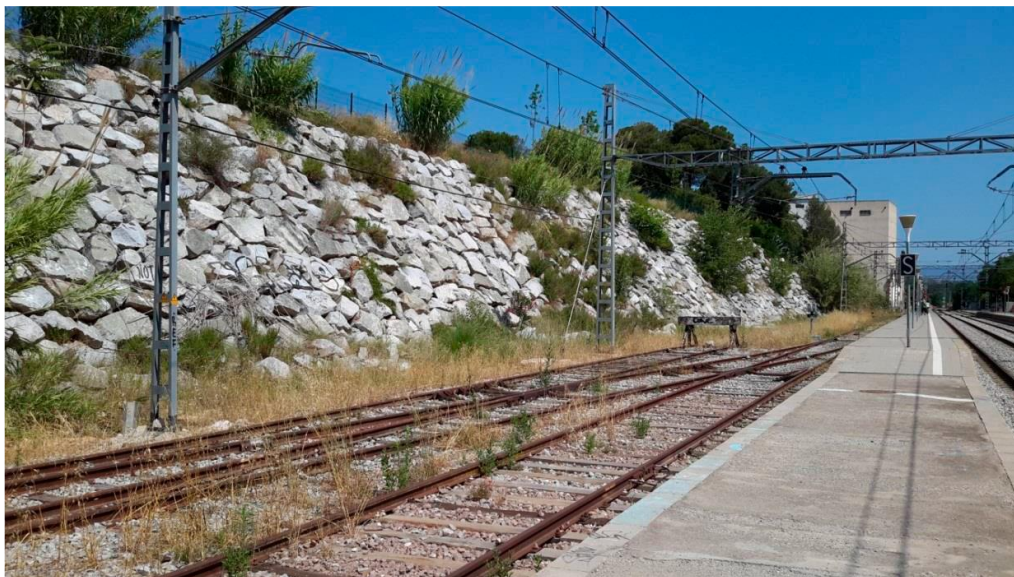


Figura. 1.8. Talud situado junto a vía 3.

1.3.2. Edificio de viajeros.

Al edificio se accede desde la calle Joan Maragall nº 19 situada en una zona urbana con viviendas a unos 20 metros de distancia aproximadamente y consta de dos plantas. En la planta baja se accede a un vestíbulo en la zona central del edificio donde se encuentran las taquillas y el acceso principal al andén 2. Junto a él se sitúan los edificios de comunicaciones y las casetas técnicas prefabricadas a la derecha, y en la parte izquierda se encuentran la cafetería y la terraza, y la zona de aparcamiento de acceso libre y cerrado en casi todo su perímetro.

Actualmente la estación no tiene control de accesos (su ejecución pertenece a un plan de actuaciones urgentes) y se plantea un acceso principal a través del edificio de viajeros y unas salidas a través de cancelas atravesando el cerramiento propuesto, por los corredores a los lados del edificio de viajeros. El edificio de dimensiones 13 x 8,5 metros aproximadamente se encuentra a 11 cm por debajo de la cota del andén principal en la zona sin recrecer y a 38cm de la cota de la parte recrecida del mismo andén. Esta diferencia de cota, con respecto al borde de andén, se salva con dos escalones.

1.3.3. Instalaciones existentes en andenes.

Las canalizaciones más relevantes que existen en los andenes, aunque no todas con afección respecto al proyecto son las siguientes:

- Canalización en andén central (andén 1) que contiene fibra óptica y señalización. Esta canalización discurre a lo largo del andén central y se encuentra situada a

una cota de 1,40 metros de profundidad. El cruce de la canalización a través de las vías se produce al lado del paso strail.

- Canalización en andén principal (andén 2) que contiene fibra óptica y alta tensión. Esta canalización discurre a lo largo del andén principal y se encuentra situada a una cota de 1,40 metros de profundidad. Canalización de la red eléctrica. Discurre a 60 cm de profundidad a lo largo de los dos andenes y cercana a la línea de borde de andén. El cruce de la canalización se produce a 20 metros en la dirección Sants – L`Hospitalet del cruce de la fibra óptica.

1.4. Alcance del proyecto.

Las actuaciones de acondicionamiento de la estación Mollet Santa Rosa que se deben realizar, para que esta cumpla con requisitos de accesibilidad y seguridad, son:

- Recreido y prolongación de andenes para que se cumpla con las medidas mínimas dispuestas por la normativa vigente.
- Ejecución de un paso inferior que sirva como cruce entre andenes seguro.
- Embocaduras de acceso al paso inferior que permitan la accesibilidad de personas con movilidad reducida, por lo que cuentan con una escalera fija y un ascensor panorámico de 8 personas cada una. Contarán con sendas marquesinas para su cubierta.

El alcance del Proyecto a desarrollar se centra en las dos últimas actuaciones. Además, se requiere que las actuaciones tengan un impacto mínimo, si no inexistente, del servicio de cercanías. Es decir, el servicio de tráfico de trenes debe seguir funcionando con la mayor normalidad posible.

1.5. Marco legal y urbanístico.

Las soluciones estarán encaminadas al cumplimiento de las normativas y recomendaciones de accesibilidad:

- Real Decreto 1544/2007, de 23 de noviembre, por el que se regulan de las condiciones básicas de accesibilidad y no discriminación para el acceso y utilización de los modos de transporte para personas con discapacidad
- Normativa Técnica de Adif
- Código Técnico de la Edificación (CTE)
- Normativa Autonómica y Local de accesibilidad

En cuanto a normativa urbanística de aplicación, la actuación objeto de este proyecto se desarrolla dentro del marco legal y urbanístico establecido por la Ley 38/2015 de 29 de septiembre, del Sector Ferroviario, y de su desarrollo reglamentario en el Real Decreto 2387/2004, de 30 de diciembre, y modificaciones posteriores. El planeamiento urbanístico vigente en el ámbito del Proyecto lo constituye el *Pla d'Ordenació Urbanística Municipal de Mollet del Vallès* (POUM) y las Modificaciones puntuales del *Plà D'Ordenació Urbanística Municipal de Mollet del Vallès* (mPOUM). De estas modificaciones puntuales, en particular, las *Normes de planejament urbanístic de Mollet del Vallès* (NPU).

Según este planeamiento, la estación, sus vías y andenes, se encuentran clasificados como Suelo Urbano, siendo calificados como Sistemas Ferroviarios. Además, establece las siguientes condiciones de protección para la estación:

- Estructura: Mantenimiento integral de la edificación principal y los anexos, volumetría, tipología y elementos constructivos.
- Fachadas: Se mantendrá la composición de fachadas, conservando todos los elementos arquitectónicos. Se restituirán los rótulos y logotipos de modo que formen parte de la composición de la fachada.
- Cubierta: Conservación de las cubiertas a dos vertientes y de teja plana.
- Elementos singulares: Mantener las construcciones anexas a la estación, que dan más valor al conjunto.

2. Cartografía, Topografía y Replanteo

2.1. Introducción.

El objetivo del presente apartado es presentar la cartografía base, la topografía y la base de replanteo utilizadas para la elaboración del Proyecto.

2.2. Cartografía.

La cartografía utilizada como referencia para la realización del Proyecto consiste en:

- Mapa Topográfico Nacional obtenido del Centro Nacional de Información Geográfica (CNIG), Escala 1:25000 con equidistancia de las curvas de nivel de 10 m, coordenadas UTM.
- Plano general del emplazamiento y dimensiones referenciales en planta de la estación, Escala 1:1000, facilitada por el tutor del Trabajo Fin de Máster (UPM).

2.3. Topografía.

Para complementar la cartografía disponible, se cuenta con una serie de planos correspondientes a un levantamiento topográfico de la estación, facilitados por el tutor del Trabajo Fin de Máster (UPM). Estos planos contemplan:

- Planta detallada de la estación, con cotas por secciones transversales
- Alzados de los elementos y edificaciones de la estación
- Secciones transversales de la vía a lo largo de estación
- Servicios existentes y afectados

Estos planos son la base sobre la cual se procede a realizar la elaboración del Proyecto, ya que brindan las referencias de coordenadas (UTM), cotas y dimensiones necesarias para la toma de decisiones posteriores en cuanto a elección de alternativas, diseño de las obras a ejecutarse y base de replanteo.

2.4. Replanteo.

El conjunto de bases de replanteo es necesario para el posicionamiento de los puntos a implantar de la obra a ejecutar. La elección de estas bases se toma basándose en la información que brinda los mapas y planos topográficos citados en el apartado anterior.

El sistema de coordenadas elegido es el de UTM, ya que se cuenta con esta información en los planos topográficos. El método de replanteo será por coordenadas polares, el cual consiste en calcular el azimut y la distancia entre la base de la estación y el punto a implantar.

Dadas las dimensiones de la obra, se eligen cuatro bases de replanteo, formando dos redes triangulas, de manera que sus vértices estén próximos a la posición de las obras, sean de fácil acceso y visibles entre sí, y tengan ángulos superiores a 30° . Estas bases de replanteo serán debidamente materializadas en su ubicación y cota exacta, sea en terreno o en un elemento construido, de manera que queden firmes en su posición. El plano con las coordenadas y cotas de las bases se encuentran en la sección 1 del Anexo A: Planos.



3. Estudio de Alternativas

3.1. Introducción.

El objetivo del presente estudio es la elección justificada y objetiva de la mejor solución a adoptar para la situación actual de la estación Mollet Santa Rosa, en referencia al problema de accesibilidad que existe en el paso de usuarios entre los andenes.

Para lograr este objetivo, se inicia con un planteamiento de alternativas que satisfagan con los requisitos del Proyecto y que se rijan a la normativa de accesibilidad, al marco legal correspondiente y a las condicionantes. Las alternativas planteadas se estudian mediante un análisis multicriterio, considerando los factores más relevantes que intervienen en la toma de decisión entre ellas. De esta forma, se elige la alternativa más favorable.

3.2. Alternativas planteadas.

Las alternativas planteadas están orientadas a la elección de la forma de ejecución del Proyecto, el cual es un Paso Inferior de Hormigón Armado. Existen alternativas tanto para la ejecución del paso inferior en sí, así como de las embocaduras que dan acceso a este.

3.2.1. Alternativas para la ejecución del paso inferior.

La construcción de un paso inferior de hormigón armado puede ser ejecutada mediante tres procesos constructivos distintos para el cajón, los cuales conforman las alternativas para esta tarea.

3.2.1.1. Alternativa P1: Construcción “in-situ”.

Esta alternativa consiste en la ejecución de todos los elementos estructurales en su ubicación final. Para esto, es necesario la excavación hasta la cota de cimentación, la colocación de armadura y hormigonado en la zona de trabajo, recolocación de balasto y vías férreas. Dado el requisito de continuidad del servicio de cercanías, la ejecución se haría en dos tramos, ocupando cada uno de ellos solo una de las vías de tren entre los andenes. De esta manera, queda una vía en funcionamiento entre los andenes, que junto con la vía 3 se tendrían dos vías para el funcionamiento de la estación. En caso de que coincidan trabajos bajo ambas vías siempre se cuenta con la vía 3, con lo que tendría que garantizarse que no se necesite cruce de trenes en este tramo de la vía.

3.2.1.2. Alternativa P2: Construcción prefabricada.

Esta alternativa consiste en la prefabricación de los elementos estructurales en taller o en obra, fuera de la zona de trabajo, para su posterior traslado y colocación en su ubicación final. Para esto, es necesario la excavación hasta la cota de cimentación, la colocación de los elementos estructurales en su posición definitiva, recolocación de balasto y vías férreas. Dado el requisito de continuidad del servicio de cercanías, la ejecución se haría en dos tramos, ocupando cada uno de ellos solo una de las vías de tren entre los andenes. De esta manera, queda una vía en funcionamiento entre los andenes, que junto con la vía 3 se tendrían dos vías para el funcionamiento de la estación. En caso de que coincidan trabajos bajo ambas vías siempre se cuenta con la vía 3, con lo que tendría que garantizarse que no se necesite cruce de trenes en este tramo de la vía.

3.2.1.3. Alternativa P3: Construcción mediante hinca.

Esta alternativa consiste en la ejecución de un marco o cajón de hormigón armado en un foso de ataque adosado a un andén de manera transversal a la vía en uno de los extremos de la posición final, en la cota de la ubicación definitiva; el cajón es luego hincado mediante gatos hidráulicos en su extremo, perforando el terreno y siendo ayudado por maquinaria de excavación en el frente. Para esto, es necesario la excavación del foso de ataque hasta la cota de cimentación de la solera de deslizamiento, la ejecución de elementos de empuje (solera de deslizamiento, muretes guía, muro de empuje), el apeo de las vías férreas, la ejecución del cajón de hormigón armado, el empuje del cajón hasta su posición definitiva, recolocación de balasto y el relleno del foso de ataque. La construcción mediante hinca no interfiere con la continuidad del servicio de las vías.

3.2.2. Alternativas para la ejecución de las embocaduras de acceso.

El acceso al paso inferior lo permiten las embocaduras en los andenes. Por el reducido espacio existente en los andenes y la no posibilidad de extender la construcción en mayores áreas, es necesario la construcción de elementos delgados y permanentes de contención de tierras, de manera que brinde la seguridad durante la construcción y funcionamiento de las embocaduras. Los distintos tipos de elementos de contención de tierras conforman las alternativas, siendo consideradas las siguientes tres que cumplen con los requisitos mencionados:

3.2.2.1. *Alternativa E1: Pantallas de micropilotes.*

Esta alternativa consiste en la ejecución de micropilotes configurados de forma alineada de modo que se formen pantallas de contención paralelas y adosadas a los bordes de la embocadura. La contención se dará mediante una configuración tipo ménsula empotrada. De esta manera se puede proceder con la excavación y la ejecución de los elementos que conforman las embocaduras. Para esto, es necesario, por cada micropilote, la perforación del terreno en la ubicación del micropilote, la colocación de su armadura, la inyección de hormigón en fases. Luego de la inyección de todos los micropilotes, se ejecuta una viga de atado para unir todos los micropilotes en su cabeza. La solera de la embocadura se apoya en la pantalla de micropilotes y sobre el terreno.

3.2.2.2. *Alternativa E2: Muros anclados.*

Esta alternativa consiste en la ejecución de muros de hormigón armado y su arriostramiento al terreno que debe contener. Estos muros se construyen en anillos conforme avanza la construcción, intercalando obras de excavación y ejecución de muros. Para esto, es necesario la excavación hasta la cota del primer anillo, y por cada segmento anclado del muro la ejecución incluye la perforación inclinada del terreno, la colocación del anclaje, la inyección de lechada y formación del bulbo, la colocación de la armadura del muro, el hormigonado del muro y el tesado del anclaje; se repiten los pasos hasta llegar al último anillo. La solera de la embocadura consistiría en una losa de cimentación apoyada en el terreno.

3.2.2.3. *Alternativa E3: Pantallas continuas de hormigón.*

Esta alternativa consiste en la ejecución de muros, segmentados en paneles, hasta una cota por debajo de base de la embocadura, de manera que la contención del terreno sea del tipo ménsula empotrada. La excavación se da luego de ejecutados todos los paneles. Para esto, necesario la ejecución de muretes guía para la excavación, la excavación de un segmento del muro con el uso de una cuchara bivalva, la colocación de la armadura y el hormigonado del panel; a medida que se avanzan con más tramos de la pantalla se va ejecutando una viga de coronación que une los paneles. Luego de ejecutadas todas las pantallas se procede con la excavación de la embocadura, realizando a su vez anclajes provisionales en el muro durante la excavación.

3.3. Análisis multicriterio.

3.3.1. Método de análisis y criterios de decisión.

Para la elección de las alternativas más convenientes para el proyecto se realiza un Análisis Multicriterio. Para esto, se definen criterios, cada uno con un peso de participación en la puntuación final, bajo los cuales se evaluará cada una de las alternativas de manera que la que tenga la mayor puntuación ponderada sea la escogida.

Cada uno de los criterios comprende índices, cada cual con su propio peso parcial respecto al criterio, obtenidos a partir de parámetros mediante el método Pattern. Este método consiste en comparar los valores de los parámetros de las tres alternativas, de manera que el índice se calcula como la relación del valor del parámetro entre el valor máximo (cuando el máximo es lo más favorable) o como la relación del valor mínimo entre el valor del parámetro (cuando el mínimo es lo más favorable). En resumen:

$$I_i = \frac{P_{\min}}{P_i}, \quad \text{si } P_{\min} \text{ es lo más favorable}$$
$$I_i = \frac{P_i}{P_{\max}}, \quad \text{si } P_{\max} \text{ es lo más favorable}$$

Así, los criterios definidos y los respectivos pesos considerados para ellos son los siguientes:

- Criterios Económicos 25%
- Criterios Sociales 30%
- Criterios Temporales 30%
- Criterios Medioambientales 15%

A su vez, los índices que conforman los criterios y sus respectivos pesos son los siguientes:

- Criterios Económicos
 - Proceso constructivo, según costo, el mínimo es el caso favorable (10%)
 - Mantenimiento, según costo, el mínimo es el caso favorable (5%)
 - Externalidades, según costo, el mínimo es el caso favorable (5%)
- Criterios Sociales
 - Aceptación social, según valoración 0-10 (de no aceptación a total aceptación), el máximo es el caso favorable (10%)

- Interrupción de la vía, según valoración 0-10 (de interrupción nula a interrupción total), el mínimo es el caso favorable (20%)
- Criterios Temporales
 - Plazo de ejecución, según tiempo, el mínimo es el caso favorable (30%)
- Criterios Medioambientales
 - Impacto ambiental, según valoración 0-10 (de impacto nulo a alto impacto), el mínimo es el caso favorable (10%)
 - Adecuación paisajística, según valoración 0-10 (de no adecuación a total adecuación), el máximo es el caso favorable (5%)

Los valores de los parámetros que se usan en el análisis son estimaciones, en las que se busca valores coherentes para cada alternativa según dimensiones y condiciones de la obra.

3.3.2. *Análisis de las alternativas para la ejecución del paso inferior.*

3.3.2.1. *Valoración de alternativas para ejecución del paso inferior.*

Los valores de los parámetros que se usan en el análisis son estimaciones, en las que se busca valores coherentes para cada alternativa según dimensiones y condiciones de la obra.

- Criterios Económicos
 - Proceso constructivo.- las alternativas P1 (“in situ”) y P2 (prefabricado) involucran una ejecución en la posición definitiva del cajón, mientras que la alternativa P3 (hincado) requiere de una excavación adosada y estructuras auxiliares para el empuje, por lo que esta última se encarece considerablemente en comparación a las otras dos. Entre las alternativas P1 y P2, la segunda requiere de transporte especial y maquinaria para la colocación de piezas prefabricadas en su posición final.
 - Mantenimiento.- debido a la ejecución por tramos para interrumpir en lo mínimo la circulación de trenes, las alternativas P1 y P2 tendrán juntas en la mitad del paso inferior, lo que involucra un mayor mantenimiento. Además, la alternativa P2 por su naturaleza presenta más juntas, por lo que está sujeta a un aun mayor mantenimiento.
 - Externalidades.- se considerará costes de externalidades iguales para las tres alternativas.

Todos los costos asignados a cada parámetro se encuentran en miles de euros.

- Criterios Sociales
 - Aceptación social.- las alternativas P1 y P2 por tramos involucra que varíe el andén para cada sentido, además que cuando se trabaje bajo la vía 1 y el andén central, no se podrá hacer uso de toda la longitud de este último. De esta forma estas dos alternativas que tienen una valoración menor que la P3.
 - Interrupción de la vía.- la alternativa P3 es la única que no interfiere con la circulación ferroviaria, aunque precisa de reducción de velocidad, el cual afecta a los trenes que no se detienen en la estación. La ejecución por tramos en las alternativas P1 y P2 pretende no interrumpir la circulación; sin embargo, no lo logra en su totalidad y hace necesarios cambios en la planificación de la circulación que se dan antes y durante la ejecución.
- Criterios Temporales
 - Plazo de ejecución.- la alternativa con menor tiempo de ejecución es la P3, mientras que la de mayor es la P1. Los tiempos asignados se encuentran en meses.
- Criterios Medioambientales
 - Impacto ambiental.- se considera un impacto ambiental similar para las tres alternativas.
 - Adecuación paisajística.- se considera una adecuación ligeramente menor para la alternativa P3, ya que involucra excavación fuera de la posición definitiva.

De acuerdo a lo anterior, se registran los valores de los parámetros en la Tabla 3.1. Los valores de los índices comparativos del método Pattern se encuentran en la Tabla 3.2. Ambas tablas son de elaboración propia.

Tabla 3.1. Valoración de parámetros (paso inferior).

Criterio	Parám.	Caso favorable	Alternativa P1	Alternativa P2	Alternativa P3
Económico					
Procedimiento constructivo	Costo	Mínimo	60	72	190
Mantenimiento	Costo	Mínimo	5	6	4
Externalidades	Costo	Mínimo	4	4	4
Social					
Aceptación social	0-10	Máximo	5	5	8
Interrupción de la vía	0-10	Mínimo	5	5	2
Temporales					
Plazo de ejecución	Tiempo	Mínimo	8	7	6
Medioambiental					
Impacto ambiental	0-10	Mínimo	7	7	7
Adecuación paisajística	0-10	Máximo	7	7	6

Tabla 3.2. Cálculo de índices por método Pattern (paso inferior).

Criterio	Alternativa P1	Alternativa P2	Alternativa P3
Económico			
Procedimiento constructivo	1,00	0,83	0,32
Mantenimiento	0,80	0,67	1,00
Externalidades	1,00	1,00	1,00
Social			
Aceptación social	0,63	0,63	1,00
Interrupción de la vía	0,40	0,40	1,00
Temporales			
Plazo de ejecución	0,75	0,86	1,00
Medioambiental			
Impacto ambiental	1,00	1,00	1,00
Adecuación paisajística	1,00	1,00	0,86

3.3.2.2. Elección de alternativa para ejecución del paso inferior.

El cálculo del análisis multicriterio entre las alternativas de ejecución del paso inferior resulta como se muestra en la Tabla 3.3, de elaboración propia.

Tabla 3.3. Puntuación de alternativas (paso inferior).

Criterio	Pesos (%)	Alternativa P1	Alternativa P2	Alternativa P3
Económico	25	0,24	0,21	0,15
Procedimiento constructivo	15	0,15	0,13	0,05
Mantenimiento	5	0,04	0,03	0,05
Externalidades	5	0,05	0,05	0,05
Social	30	0,14	0,14	0,30
Aceptación social	10	0,06	0,06	0,10
Interrupción de la vía	20	0,08	0,08	0,20
Temporales	30	0,23	0,26	0,30
Plazo de ejecución	30	0,23	0,26	0,30
Medioambiental	15	0,15	0,15	0,14
Impacto ambiental	10	0,10	0,10	0,10
Adecuación paisajística	5	0,05	0,05	0,04
Pun. Total		0,76	0,76	0,89

Como se puede apreciar en la puntuación total, la mejor solución a adoptar es la Alternativa P3: Construcción mediante hinca.

3.3.3. *Análisis de las alternativas para la ejecución de las embocaduras de acceso.*

3.3.3.1. *Valoración de alternativas para ejecución de las embocaduras de acceso.*

Los valores de los parámetros que se usan en el análisis son estimaciones, en las que se busca valores coherentes bajo el mismo concepto que para el paso inferior.

- Criterios Económicos
 - Proceso constructivo.- cada alternativa involucra maquinaria especializada para su ejecución: la alternativa E1 (pantalla de micropilotes) necesita maquinaria para perforación e inyección de micropilotes; la alternativa E2 (muros anclados) necesita maquinaria para el anclaje de los muros; y la alternativa E3 (muros pantalla) necesita de la cuchara bivalva para el excavado, además que también necesitará realizar anclajes auxiliares. Teniendo en cuenta además los materiales a usar, se tiene a la alternativa E1 como la de mayor coste, mientras que la E2 es la de menor coste.
 - Mantenimiento.- la alternativa E2 contempla anclajes, los cuales hacen que los costes de mantenimiento estén por encima de las otras dos alternativas.
 - Externalidades.- se considerará que la alternativa E2 tendrá costes de externalidades ligeramente mayores que las otras dos debido a los anclajes.

Todos los costos asignados a cada parámetro se encuentran en miles de euros.

- Criterios Sociales
 - Aceptación social.- se considera un aceptación social igual para las tres alternativas.
 - Interrupción de la vía.- se pretende que ninguna de las alternativas interrumpan en la vía, se considera una interrupción mínima por presencia de maquinaria, excepto por la alternativa E3 que precisaría de mayor espacio por fuera de la zona de excavación.
- Criterios Temporales
 - Plazo de ejecución.- las alternativas E1 y E3 tienen un plazo menor de ejecución. Sin embargo se tendrá en cuenta que la excavación de la embocadura se realiza después de lo elementos de contención, mientras que en la alternativa E2 la ejecución se realiza a la par con la excavación. Se tomará en cuenta el mismo plazo de ejecución para las tres alternativas. Los tiempos asignados se encuentran en meses.
- Criterios Medioambientales
 - Impacto ambiental.- se considera un impacto ambiental similar para las tres alternativas.
 - Adecuación paisajística.- se considera una adecuación menor para las alternativas E2 y E3, en la primera por presencia de anclajes a la vista en el producto terminado y en la segunda por dimensión de maquinaria para la ejecución.

De acuerdo a lo anterior, se registran los valores de los parámetros en la Tabla 3.4. Los valores de los índices comparativos del método Pattern se encuentran en la Tabla 3.5. Ambas tablas son de elaboración propia.

Tabla 3.4. Valoración de parámetros (embocaduras de acceso).

Criterio	Parám.	Caso favorable	Alternativa E1	Alternativa E2	Alternativa E3
Económico					
Procedimiento constructivo	Costo	Mínimo	360	260	270
Mantenimiento	Costo	Mínimo	20	30	20
Externalidades	Costo	Mínimo	10	12	10
Social					
Aceptación social	0-10	Máximo	9	9	9
Interrupción de la vía	0-10	Mínimo	1	1	1.5
Temporales					
Plazo de ejecución	Tiempo	Mínimo	1	1	1
Medioambiental					
Impacto ambiental	0-10	Mínimo	7	7	7
Adecuación paisajística	0-10	Máximo	7	4	6

Tabla 3.5. Cálculo de índices por método Pattern (embocaduras de acceso).

Criterio	Alternativa E1	Alternativa E2	Alternativa E3
Económico			
Procedimiento constructivo	0,83	1,00	0,96
Mantenimiento	1,00	0,67	1,00
Externalidades	1,00	0,83	1,00
Social			
Aceptación social	1,00	1,00	1,00
Interrupción de la vía	1,00	1,00	0,67
Temporales			
Plazo de ejecución	1,00	1,00	1,00
Medioambiental			
Impacto ambiental	1,00	1,00	1,00
Adecuación paisajística	1,00	0,57	0,86

3.3.3.2. Elección de alternativa para la ejecución de las embocaduras de acceso.

El cálculo del análisis multicriterio entre las alternativas de ejecución de las embocaduras resulta como se muestra en la Tabla 3.6, de elaboración propia.

Tabla 3.6. Puntuación de alternativas (embocaduras de acceso).

Criterio	Pesos (%)	Alternativa E1	Alternativa E2	Alternativa E3
Económico	25	0,21	0,23	0,24
Procedimiento constructivo	15	0,11	0,15	0,14
Mantenimiento	5	0,05	0,03	0,05
Externalidades	5	0,05	0,04	0,05
Social	30	0,30	0,30	0,23
Aceptación social	10	0,10	0,10	0,10
Interrupción de la vía	20	0,20	0,20	0,13
Temporales	30	0,30	0,30	0,30
Plazo de ejecución	30	0,30	0,30	0,30
Medioambiental	15	0,15	0,13	0,14
Impacto ambiental	10	0,10	0,10	0,10
Adecuación paisajística	5	0,05	0,03	0,04
Pun. Total		0,96	0,95	0,92

Como se puede apreciar en la puntuación total, por poca diferencia la mejor solución a adoptar es la Alternativa E1: Pantallas de micropilotes.

4. Geometría y Proceso Constructivo

4.1. Introducción.

El objetivo del presente apartado es definir la geometría y el trazado en la posición definitiva de la solución adoptada para el Proyecto, así como la explicación del proceso constructivo de las obras.

Se define la geometría, justificando las dimensiones adoptadas en la normativa técnica y recomendaciones de accesibilidad correspondientes. Las coordenadas y cotas de los puntos implantados del Proyecto, así como las dimensiones finales, considerando el diseño estructural, están acotados en la sección 2 del Anexo A: Planos.

Para la definición del proceso constructivo, se describen las operaciones de a seguir en cada etapa de las actuaciones principales.

4.2. Definición geométrica.

En los siguientes subapartados se precisan las estructuras que influyen en el dimensionado del Proyecto. En primer lugar, se mencionan las estructuras ya existentes, las cuales son la infraestructura ferroviaria y los andenes. Luego, se continúa con las estructuras de la obra a ejecutarse, las cuales son el paso inferior y las embocaduras de acceso.

4.2.1. Estructuras existentes.

4.2.1.1. Infraestructura ferroviaria.

Se debe tomar en cuenta la cota de las cabezas de los carriles, ya que condicionan la cota de la superficie superior del paso inferior, si se quiere garantizar un reparto de cargas uniforme sobre este último, como lo establece la *N.A.P. 6-2-5.1 Norma Adif Plataforma: Apeos de vía* (2019). Para cumplir con esta premisa, y buscando reducir el camino del itinerario accesible, se considera una distancia aproximada de 105 cm entre la cabeza del carril con cota más baja hasta la superficie superior del cajón, resultando la cota de esta en +73,05 m.

4.2.1.2. Andenes.

- Ancho

Al tratarse de un acondicionamiento de la estación, se debe respetar lo establecido por el RD 1544/2007, de 23 de noviembre, así como *Instrucción ferroviaria para el proyecto y construcción del subsistema de infraestructura* (IFI – 18), los cuales especifican una distancia

libre mínima de 200 cm para obstáculos con dimensiones mayores a 100 cm y menores a 1000 cm, que es el caso que compete al hueco de escaleras y al ascensor.

El andén principal no tiene problema para cumple estos requisitos y para no interferir se decide que la embocadura esté fuera de este, al nivel del edificio de viajeros. En el andén central se tendrá que ejecutar un ensanchamiento del andén en el espacio que ocupe la embocadura, el cual será de 105 cm. Este ensanchamiento involucra el desplazamiento de esta misma distancia de la vía 3 y otros elementos de la estación hacia el talud. Para el presente proyecto se considera que el andén ya ha sido ensanchado y los elementos desplazados.

- Cotas

Una de las actuaciones para el acondicionamiento de la estación es el recrecido de los andenes. Estos deben cumplir con una altura mínima de 680 mm por encima del plano de rodadura de la vía ferroviaria para estaciones de servicio de cercanías, así como no interferir en el gálibo de obstáculos para los trenes de acuerdo a las cotas de las vías, según la *N.F.I. Andenes 001* (1999) y la IFI – 18. Se considera para el presente Proyecto cotas ya recrecidas hasta el mayor nivel mínimo requerido a lo largo de los andenes.

4.2.2. Estructuras a ejecutarse.

4.2.2.1. Paso inferior.

Según el RD 1544/2007, de 23 de noviembre, los pasos subterráneos que pertenezcan a itinerarios accesibles deben tener un área libre de obstáculos de 160 cm de ancho y una altura libre de 220 cm. Asimismo, la *N.A.P. 6-2-5.1 Norma Adif Plataforma: Apeos de vía* (2020), para pasos inferiores con densidad baja de tráfico recomienda una anchura mínima de 250 cm.

Como el método de ejecución requiere una excavación adosada a la vía y es necesario que la obra sea lo más cercano posible al edificio de viajeros, el eje longitudinal del paso inferior tomará lugar a la altura de la entrada al estacionamiento de la estación, ya que será posible realizar una excavación del foso de ataque en este espacio sin necesidad de demolición de ninguna edificación. El eje longitudinal del paso inferior tendrá una orientación lo más perpendicular posible a las dos vías de tren.

Se toma entonces un marco de hormigón armado de 40 cm de espesor, con anchura interior de 3 m y gálibo vertical de 2,50 m. Entonces la cota de la solera queda en el nivel +70,15 m.

4.2.2.2. Embocaduras de acceso.

El dimensionamiento de las embocaduras de acceso se rige al *Documento Básico SUA Seguridad de utilización y accesibilidad* (CTE SUA, 2019), cuyas indicaciones se mencionan para cada elemento.

- Ascensor

Las dimensiones mínimas para los ascensores accesibles, para zona de uso público y superficie útil mayor a 1000 m², será de 1,10 m x 1,40 m. para ascensores de una puerta o dos puertas enfrentadas. Debe existir un espacio circular a la salida del ascensor de 1,50 m de diámetro libre de obstáculos.

Se considera un ascensor accesible para 8 personas, con las dimensiones de cabina especificada y dos puertas enfrentadas. El hueco necesario para este ascensor se tomará como 1,60 m x 1,80 m, siendo la primera dimensión en donde se ubica la puerta y el panel de control, y se considera un foso de 1 m.

- Escalera

Los peldaños de las escaleras deben tener una huella de 28 cm mínimo y una contrahuella entre 13 y 18,5 cm. Además, la suma de la huella más el doble de la contrahuella debe estar entre 54 y 70 cm. La altura máxima que puede salvar un tramo es de 2,25 m en zona de uso público, dentro de un mismo tramo la contrahuella tendrá la misma medida y en dos tramos consecutivos la contrahuella no puede variar más de ± 1 cm.

La anchura mínima útil será de 1 m al comunicar con una zona accesible. Si la anchura libre es mayor a 1,20 m, se dispondrá de pasamanos a ambos lados, a una altura entre 90 y 110 cm, y separada del paramento al menos 4 cm.

Las mesetas entre tramos en una misma dirección tendrán una anchura igual a la anchura de la escalera como mínimo y una longitud mínima de 1 m.

Para el forjado que cubra el espacio entre los huecos del ascensor y la escalera se debe tener en cuenta que debe dejar no menos de 2,20 m de altura libre por debajo de él, al ser zona de circulación en zona de uso público. Asimismo, dado que el hueco de escalera tiene una profundidad menor a 6 m, la barrera de protección tendrá como mínimo 0,90 m.

- Rampas

Las rampas que pertenezcan a itinerarios accesibles tendrán una pendiente máxima de 10% en tramos menores de 3 m, de 8% para tramos menores de 6 m, y 6% en el resto de casos. La pendiente transversal será de máximo 2%.

Se toma entonces para ambas embocaduras una anchura de 1,60 m, de acuerdo con el ancho del ascensor, y que por lo tanto define la anchura de la escalera. Para las escaleras se elige huellas de 30 cm y contrahuellas de 15 cm. La embocadura desde el andén principal se encuentra en el nivel +74,50 m, por lo que tiene que salvar una altura de 4,35 m. Se consideran dos tramos, de 15 peldaños el superior y 14 peldaños el inferior. La embocadura desde el andén central se encuentra en el nivel +74,80 m, por lo que tiene que salvar una altura de 4,65 m. Se consideran tres tramos, de 15 peldaños el superior y 8 peldaños los otros dos. Las mesetas serán de 1,50 m de longitud.

Considerando la posición más óptima de las estructuras, el ancho de las vías de tren y el ancho de las embocaduras, la longitud del paso inferior resulta en 12,89 m.

La elección de 15 peldaños en ambos tramos superiores es para salvar la altura máxima permitida, de manera que el hueco que deje la escalera antes del forjado se acorte. Se considera un forjado de 20 cm de espesor que techa desde el primer escalón luego de la primera meseta, dejando una altura libre de al menos 2,21 m. El hueco de escalera es protegido por una barandilla metálica de 1,15 m de altura.

4.3. Proceso constructivo.

La construcción de las embocaduras de acceso parte por la ejecución de pantallas de micropilotes, que consiste en la perforación del terreno en la ubicación en planta de cada micropilote, su armado, su inyección y la ejecución de una viga de atado. Luego de esto, se puede realizar su excavación y la ejecución de los elementos que la conforman.

La construcción de un paso inferior mediante hincas consiste en la ejecución de un marco o cajón de hormigón armado en un foso de ataque adosado a un andén de manera transversal a la vía en uno de los extremos de la posición final, en la cota de la ubicación definitiva. Posteriormente, este cajón es hincado en el terreno bajo la vía hasta su posición final mediante gatos hidráulicos.

Previo a las actuaciones del proceso constructivo se requiere cercar la zona de trabajo y desenterrar las redes de servicios afectados para desviarlas, de manera que su funcionamiento

no se vea interrumpido por la construcción. Terminadas las actuaciones, estas redes serán enterradas con un nuevo alineamiento, ya que el anterior cruza con la obra nueva.

4.3.1. Embocaduras de acceso

Las embocaduras que dan acceso al paso inferior se ejecutan mediante la perforación, colocación de armaduras e inyección de micropilotes de 20 cm de diámetro nominal, unidos en la parte superior mediante una viga de atado de 50 x 50 cm, de forma que se forme una pantalla que sirva de contención de tierras durante la excavación. No se ejecutan micropilotes en la trayectoria de traslación del cajón, esto es en el segmento que permite el paso de este desde el foso de ataque a través de la embocadura bajo el andén principal (aparte de los segmentos de acceso al paso inferior en sí).

La excavación se realiza en el andén central hasta la cota de cimentación de los elementos que la componen, tomando medidas de contención provisional en la zona por donde llega el cajón hincado. En el andén principal toma primero una pendiente necesaria para el inicio del hincado, y se termina de excavar hasta la cota de cimentación de los elementos que la componen luego del hincado. Luego de que el paso inferior se encuentre en su posición definitiva, se cierra el segmento sin micropilotes de la embocadura del andén principal con un muro de contención en ménsula.

Se procede luego a la ejecución de la base del ascensor, la solera y la escalera, considerando un hormigón de limpieza de 10 cm de espesor. La pantalla de micropilotes se reviste en el intradós mediante un muro forro de hormigón de 15 cm de espesor, conformando muros de unos 35 cm de espesor total. Se ejecuta el forjado que techa el espacio entre el hueco de la escalera y el ascensor.

Finalmente, se procede con la colocación de los acabados, los cuales están conformados por las baldosas de las baldosas, los pasamanos y las barandillas.

4.3.2. Paso Inferior

4.3.2.1. Excavación y ejecución de estructura auxiliar

La primera actividad necesaria para la ejecución del paso inferior es la excavación y el habilitado del foso de ataque, ya que es donde se construye el cajón de hormigón armado a hincar. La excavación se debe realizar a 3 m alejado de cualquier estructura de edificación (zona de seguridad) y debe tener la pendiente que recomiende el estudio geotécnico, se ejecuta previamente un tablestacado provisional para poder excavar evitando salir fuera de los límites

de propiedad de Adif. En caso sean necesarias otras medidas de seguridad de acuerdo al terreno encontrado, estas deben ser aprobadas por el Director de Obra. La excavación se realiza lo más próxima a la ubicación definitiva, con dimensiones suficientes para albergar la estructura auxiliar, el equipo de empuje hidráulico y el cajón de hormigón armado, incluyendo la cuña de hinca provisional. Se nivela al nivel requerido compactando el terreno a un 95% de la densidad seca.

Se ejecuta luego la estructura auxiliar de empuje, compuesta por la solera de deslizamiento, el muro de empuje, la contralosa de empuje y los muretes guía. Se considera un hormigón de limpieza de 5 cm de espesor. La solera y muretes guía deben tener un acabado de hormigón pulido para favorecer el deslizamiento, y se coloca una lámina de polietileno en la solera para evitar fijación del cajón en esta después del hormigonado.

4.3.2.2. Construcción del cajón de hormigón armado

Terminada la ejecución de estructuras auxiliares, se continúa con la construcción del paso inferior. Debido a las acciones de empuje, el cajón está fuertemente armado. En el extremo que perfora el terreno se debe construir una prolongación en forma de cuña en los hastiales y la solera, la cual facilita la hinca y será demolida luego de esta.

4.3.2.3. Apeo de la vía

El apeo de vías permite ejecutar el hincado, resistiendo la carga y controlando vibraciones que implica, de manera que las vías no sufran desplazamiento ni variación de cota, y pueda continuar el servicio ferroviario. Debido a la diferencia de cotas entre las vías y el paso inferior en su posición definitiva, el tipo de apoyo del apeo es sobre elementos móviles (apoyos deslizantes), en los cuales las cargas se transmiten las cargas a la estructura empujada. Este método de apeo permite un paso de trenes a una velocidad máxima de 30 km/h y luces de trabajo de hasta 5.00 m entre apoyos estables.

Las dimensiones del apeo, las longitudes de apoyo sobre terreno y el número de apoyos deslizantes forman parte de un proyecto de apeo, el cual no se contempla dentro del alcance del presente Proyecto.

4.3.2.4. Empuje del cajón

El hincado del paso inferior consiste en la colaboración conjunta de acciones de empuje y de excavado.

El empuje se realiza mediante un sistema de gatos hidráulicos, distribuidos en dos grupos colocados a ambos extremos de la losa del cajón para controlar desviaciones. Estos gatos, apoyados en la contralosa de empuje, transmiten presión al cajón, por medio de una chapa de reparto metálica para mejor distribución de esfuerzos y evitar fisuras, de forma que este desliza sobre la solera y penetra por delante en el terreno. Se dan avances sucesivos, haciendo pausas cada vez que se alcance la carrera máxima de los gatos. En esta pausa se coloca vigas metálicas entre los gatos y la contralosa de forma que se recupere la carrera de estos, para poder continuar nuevamente con el empuje. Después de cada día de empuje es necesario agrandar la contralosa de empuje en el espacio dejado por el desplazamiento del cajón, ya que el uso de vigas metálicas deja de ser eficiente a mayor distancia. Se usa hormigón con aditivos acelerantes para que alcance la resistencia requerida por el empuje al día siguiente. Considerando un empuje por una hora por jornada, se puede empujar de 4 a 8 m por día.

Existen dos excavaciones necesarias para realizar el empuje. La primera es la excavación a los lados de las vías, para luego colocar los apoyos móviles debajo de los apeos. Este procedimiento se realiza el día previo al que la estructura empujada vaya a deslizar por debajo del apeo. La segunda excavación necesaria es en la parte frontal del cajón. Al penetrar la estructura al terreno es necesario extraer lo que va quedando por dentro de ella con maquinaria acorde a las dimensiones interiores. Esta actividad se realiza de manera intercalada al empuje con los gatos hidráulicos, de manera que se excave el avance realizado por el empuje del día anterior.

Es necesario un control altimétrico y de desviación luego de cada actividad de empuje para poder tomar medidas de corrección necesarias. Además, se deben tomar las medidas necesarias para no alterar el terreno de otras estructuras. El empuje termina una vez el paso inferior se encuentre en su posición definitiva y haya calado en la excavación de la embocadura del andén central.

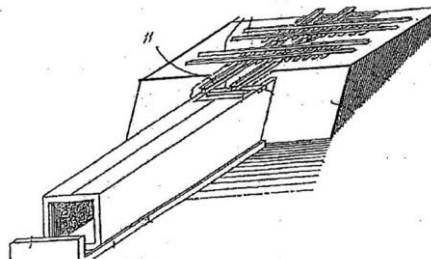


Figura 4.1. Esquema de empuje de cajón, bajo sistema de apeo de vía.

4.3.2.5. *Tareas finales*

Una vez terminado el empuje, se procede con la realización de actividades finales que permitan continuar con el resto de operaciones de la obra, así como recuperar la normalidad en el tráfico de trenes en la estación.

En primer lugar, se encuentra el extendido de balasto en la zona excavado, para el cual se utiliza material nuevo en caso el retirado no cumpla con las exigencias requeridas para su uso. Se realiza el bateo y perfilado de la vía, y una vez que esta se encuentre correctamente apoyada en la plataforma nueva, se procede con el desmontaje de apeo, de forma controlada y nivelando continuamente.

En segundo lugar, se encuentra la demolición de la cuña provisional en la parte delantera del cajón. Para esto se puede utilizar técnicas de corte con hilo de diamante o hidrodemolición. Terminada la demolición de la cuña se puede proceder con el resto de operaciones relativas a las embocaduras.

El foso de ataque debe ser rellenado nuevamente, pues el espacio seguirá siendo usado como estacionamiento. La solución de firmes y pavimentos será similar al estado actual.

5. Estudio Geotécnico

5.1. Introducción.

El objetivo del Estudio Geotécnico es la descripción del terreno sobre el cual las obras del Proyecto estarán directamente apoyadas. Esta descripción se obtiene a partir del análisis de los datos obtenidos del reconocimiento geotécnico realizado previamente, facilitado por el tutor del Trabajo Fin de Máster (UPM), y así presentar la información y los parámetros del terreno relevantes para el diseño y ejecución del Proyecto.

El estudio también incluye la metodología de cálculo con las que se trabajan estos parámetros. Finalmente, brinda las recomendaciones para la cimentación según las partidas a ejecutarse.

5.2. Descripción del terreno del proyecto a partir de campaña geotécnica.

La campaña geotécnica realizada comprende dos sondeos, el primero ubicado en el estacionamiento próximo al edificio de viajeros y al andén principal, y el segundo entre la vía 3 y el talud. Se realizaron ensayos in situ y de laboratorio. Los ensayos in situ fueron ensayos de penetración estándar SPT dentro de los dos sondeos, y un ensayo de penetración dinámica DPSH al lado de la vía 3. Los ensayos de laboratorio fueron realizados en las muestras tomadas de los sondeos, y comprenden:

- Estado natural (densidad seca, humedad)
- Identificación (análisis granulométrico, límites de Atterberg)
- Ensayos químicos (cantidad de ion sulfato, acidez de Baumann-Gully)
- Hinchamiento libre en arcillas
- Resistencia a compresión simple en arcillas

La ubicación de los sondeos y el ensayo DPSH, y los valores obtenidos en los ensayos in situ y laboratorio, se puede apreciar en el Anexo B: Reconocimientos Geotécnicos.

5.2.1. Estratigrafía.

La estratigrafía con la cual se trabajará se obtiene a partir de los ensayos de identificación del terreno, tomando en cuenta también el resultado del ensayo DPSH. Se considera entonces en el sentido transversal a las vías el perfil mostrado en la Figura 5.1, de elaboración propia.

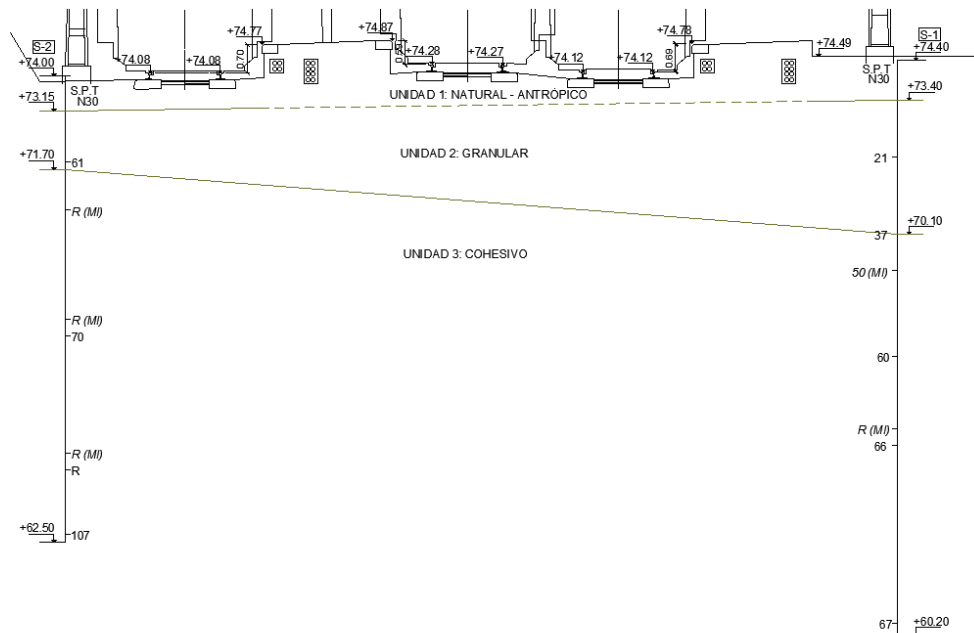


Figura 5.1. Perfil estratigráfico transversal a la vía y valores N_{30} en sondeos S-2 (andén 1) y S-1 (andén 2).

En S-2:

- 0,00 – 0,85 m Unidad 1: Natural – Antrópico (Terreno Natural)
- 0,85 – 2,30 m Unidad 2: Granular (Gravas)
- 2,30 m – Prof. Unidad 3: Cohesivo (Arcillas Margosas)

En S-1:

- 0,00 – 1,00 m Unidad 1: Natural – Antrópico (Relleno Antrópico)
- 1,00 – 4,30 m Unidad 2: Granular (Arenas)
- 4,30 m – Prof. Unidad 3: Cohesivo (Arcillas Margosas)

En el perfil longitudinal a las vías se consideran estratos horizontales.

5.2.2. Cálculos justificativos de los parámetros geotécnicos del terreno.

5.2.2.1. Correcciones del ensayo SPT.

- Corrección por energía

Las correlaciones de SPT con los parámetros del suelo suelen usarse para un valor estandarizado para una energía del 60% de la teórica de un ensayo SPT. Los valores de N golpes realizados in situ tienen una energía diferente a esta, afectada por distintos factores, para cada cual existe un factor de corrección. Estos factores son la energía aplicada (E_r), la longitud

de varillaje (a), el diámetro (d) y la presencia de camisa interior (s). Así, el valor de golpes del ensayo SPT estandarizado a una energía de 60%, N_{60} , se obtiene con la siguiente expresión:

$$N_{60} = N * \frac{Er * a * d * s}{60}$$

Según los datos de la testificación del terreno en los sondeos, se asume que para la maquinaria y equipo utilizado una energía aplicada $Er = 75$. Para los golpes SPT que hayan requerido camisa interior se considera 1,1 como el factor de corrección s, y para el resto de casos será de 1,0. El valor de los otros factores varía según las Tablas 5.1 y 5.2.

Tabla 5.1. Variación del factor de corrección a.

Longitud de varillaje (m)	a
> 10	1,00
6 – 10	0,95
4 – 6	0,85
0 – 4	0,75

Tabla 5.2 Variación del factor de corrección d.

Diámetro (m)	d
60 – 120	1,00
150	1,05
200	1,15

Según la testificación, se usó un diámetro de 101 mm, por lo que el valor de d es 1,00.

- Muestras inalteradas

Para las profundidades en los sondeos de las que se obtuvo muestras inalteradas, se puede tener un valor N multiplicando el número de golpes del segundo y tercer tramo de 15 cm por 0,6.

- Presiones de sobrecarga

El valor de N en suelos granulares está afectado por presiones de sobrecarga σ'_o . Es necesario una corrección de manera que los valores de N bajo distintas sobrecargas se normalicen a una sobrecarga estándar de $\sigma'_o = p_a \approx 98 \text{ kN/m}^2$. Este factor de sobrecargas, CN, se tomará según siguiente expresión de Liao y Whitman, (1986, como citado en Amertaunga, Sivakugan y Das, 2016):

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.5}$$

- Nivel freático

El nivel freático afecta los valores de N en suelos poco permeables bajo el nivel freático, pues al no poder el agua drenar fácilmente resulta en mayor cantidad de golpes. La corrección recomendada es para valores de $N > 15$, y es según la siguiente expresión de Terzaghi y Peck, (1948, como citado en Amertaunga et al., 2016):

$$N_{NF} = 15 + (N - 15)/2$$

La corrección por nivel freático se realiza luego de las correcciones por energía y sobrecarga.

∴ N_{SPT}

Los valores finales de los ensayos SPT, estandarizados a una energía de 60%, normalizados a una presión de sobrecarga igual a p_a , y corregidos por nivel freático, será denotado como N_{SPT} . Cabe resaltar que los valores N_{30} proporcionados no han considerado rechazo para más de 50 golpes por capa, por los que para efectos de cálculo se considera el rechazo de una capa como 60 golpes. Para ciertas correlaciones, el valor N_{SPT} es como máximo 50. Estos valores finales se muestran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Número de golpes de ensayo SPT corregidos.

S-1

Cota (m)		74.4														
NF (m)		3.99														
Cota NF (m)		70.41														
Material	Prof. (rango)	Cota (puntual)	Ensayo	Golpeo	N ₃₀	σ_0 (kN/m ²)	σ_0 /pa	Cn	N ₁	Enrg. (Er/60)	L var. (a)	s (1.1)	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60,nf}	N _{SPT}	
0.00 - 1.00	Relleno Antrópico	-			-	-	-									
1.00 - 4.30	Arenas	2.10-2.70	72.1	SPT	8-10-11-12	21	46.00	0.469	1.46	31	1.25	0.75	1.1	32	32	32
4.30 - Prof.	Arcillas Margosas	4.00-4.60	70.1	SPT	5-15-22-30	37	83.00	0.847	1	37	1.25	0.85	1	39	27	27
		4.90-5.50	69.2	MI	22-34-50-59	50*	93.22	0.951	1	50	1.25	0.85	1	53	34	34
		7.00-7.60	67.1	SPT	13-25-35-46	60	117.05	1.194	1	60	1.25	0.95	1	71	43	43
		8.80-9.20	65.3	MI	19-41-R	61*	137.48	1.403	1	61	1.25	0.95	1	72	44	44
		9.20-9.80	64.9	SPT	13-27-39-55	66	142.02	1.449	1	66	1.25	0.95	1	78	47	47
		10.30-10.75	63.875	TP				153.65	1.568	1						
		13.6-14.2	60.5	SPT	16-30-37-42	67	191.96	1.959	1	67	1.25	1	1	84	49	49

Tabla 5.3. Número de golpes de ensayo SPT corregidos (continuación).

S-2

Cota (m)		74														
NF (m)		4.1														
Cota NF (m)		69.9														
Material	Prof. (rango)	Cota (puntual)	Ensayo	Golpeo	N ₃₀	σ_0 (kN/m ²)	σ_0/pa	Cn	N ₁	Enrg. (Er/60)	L var. (a)	s (1.1)	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60,nf}	N _{SPT}	
0.00 - 0.85	Terreno Natural	-			-											
0.85 - 2.30	Gravas	1.80-2.40	71.9	SPT	18-30-31-33	61	45.00	0.459	1.48	90	1.25	0.75	1.1	93	93	50
2.30 - Prof.	Arcillas Margosas	3.00-3.50	70.7	MI	19-38-56-R	56*	70.35	0.718	1	56	1.25	0.75	1	53	53	50
		5.70-6.10	68	MI	25-42-R	61*	109.00	1.112	1	61	1.25	0.95	1	72	44	44
		6.10-6.70	67.7	SPT	13-29-41-62	70	112.40	1.147	1	70	1.25	0.95	1	83	49	49
		9.00-9.40	64.7	MI	34-50-R	66*	146.45	1.494	1	66	1.25	0.95	1	78	47	47
		9.40-9.70	64.3	SPT	19-42-R	102	150.99	1.541	1	102	1.25	0.95	1	121	68	50
		11.00-11.50	62.7	SPT	14-48-58-R	106	169.15	1.726	1	106	1.25	1	1	133	74	50

Nota. (*) Golpeos en muestras inalteradas multiplicados por un factor de 0,6.

5.2.2.2. *Justificación de parámetros geotécnicos.*

- Densidad seca
 - Unidad 1: Natural-Antrópico

Para la densidad seca de esta unidad se ha tomado en cuenta la composición en ambos sondeos del estrato superficial del terreno para adoptar, según valores típicos que indica el *Documento Básico SE Cimientos* (CTE SE Cimientos, 2019), un valor de 15 kN/m^3 .

- Unidad 2: Granular

Para la densidad seca de esta unidad se ha tomado en cuenta la composición en ambos sondeos del estrato granular del terreno para adoptar, según valores típicos que indica el CTE SE Cimientos, un valor de 16 kN/m^3 .

- Unidad 3: Cohesivo

Para la densidad seca de esta unidad se ha tomado en cuenta los valores obtenidos de los ensayos de estado natural. Se promedia la densidad seca obtenida en las muestras, el cual resulta en $17,95 \text{ kN/m}^3$. Sin embargo, se observa que uno de los valores es considerablemente menor, de manera que, omitiendo este valor para tener un resultado más representativo, se termina por adoptar un valor de $18,5 \text{ kN/m}^3$.

- Densidad aparente
 - Unidad 1: Natural-Antrópico.

Para la densidad aparente de esta unidad se ha tomado en cuenta la composición en ambos sondeos del estrato superficial del terreno para adoptar, según valores típicos que indica el CTE SE Cimientos, un valor de 20 kN/m^3 .

- Unidad 2: Granular

Para la densidad aparente de esta unidad se ha tomado en cuenta la composición en ambos sondeos del estrato granular del terreno para adoptar, según valores típicos que indica el CTE SE Cimientos, un valor de 20 kN/m^3 .

- Unidad 3: Cohesivo

Para la densidad aparente de esta unidad se ha tomado en cuenta los valores obtenidos de los ensayos de estado natural. En primer lugar, se halla los valores de densidad aparente de las muestras estudiadas a partir de los ensayos de densidad seca y humedad. Se promedia luego la densidad aparente obtenida en las muestras, la cual resulta en un valor de $20,71 \text{ kN/m}^3$. Sin

embargo, como se explicó anteriormente, se observa que uno de los valores es considerablemente menor (en la misma muestra que para la densidad seca), de manera que, omitiendo este valor para tener un resultado más representativo, se termina por adoptar un valor de 21,35 kN/m³.

- Resistencia compresión simple (q_u)
 - Unidad 3: Cohesivo

Solo se obtiene este parámetro para la unidad de cohesivos. Se promedian los resultados de los ensayos de resistencia a compresión simple, con lo cual se obtiene el valor de 470 kPa. Sin embargo, uno de los resultados del ensayo es considerablemente mayor a los demás. La razón más probable de esto es que esta es la única muestra de la unidad cohesiva que no se encontraba por debajo del nivel freático. Para tener un valor más representativo de la unidad, se omite esta muestra en el cálculo, de manera que se obtiene el valor de 430 kPa. Al existir una muestra a la profundidad de cimentación del Proyecto, cuyo resultado del ensayo es ligeramente menor al obtenido, se reduce el valor adoptado a 400 kPa, estando por el lado de la seguridad.

- Resistencia al corte no drenado (c_u)
 - Unidad 3: Cohesivo

Solo se obtiene este parámetro para la unidad de cohesivos. Considerando un comportamiento no drenado del terreno, se calcula la resistencia al corte no drenado (c_u) como la mitad de la resistencia a la compresión simple. Es decir:

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

Como se establece anteriormente, q_u tiene un valor de 400 kPa, por lo que se adopta un valor de resistencia al corte no drenado de 200 kPa.

- Ángulo de fricción interna efectiva
 - Unidad 1: Natural-Antrópico

Para esta unidad, de acuerdo a su composición, se considera el menor valor para estos materiales según el CTE Cimientos, y se adopta un valor de 30°.

- Unidad 2: Granular

Para esta unidad se han utilizado correlaciones con el valor N_{SPT} . Como solo se tiene un valor de SPT en cada sondeo para esta unidad, y sabiendo que tienen valores distintos al estar

compuesto por arenas en el sondeo 1 y por gravas en el sondeo 2, se calcula un ángulo de fricción interna distinto en cada punto. Como el valor es uno solo por sondeo, se considera representativo. Los resultados de las correlaciones se comparan entre sí para adoptar el valor más adecuado para el caso. En primer lugar, se omiten resultados con valores incoherentes, de los restantes se toma el valor más desfavorable, considerando que no exista mucha desviación.

Las correlaciones utilizadas son de autoría variada, y fueron tomadas de Amertaunga et al., (2016), así como de la CTE SE Cimientos donde de indique:

- Figura D.1 del CTE SE Cimientos:

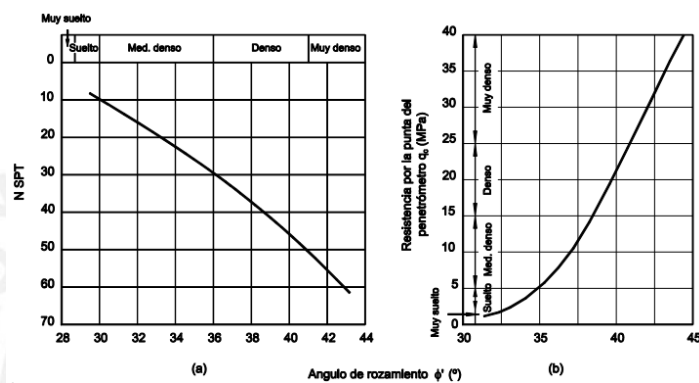


Figura 5.2. Correlación entre los ensayos SPT y CPT con el ϕ' en suelos granulares.

Tomado de CTE SE Cimientos.

- Meyerhof (1959):

$$\phi = 28 + 0.15Dr$$

$$Dr = 25 \left(\sigma'_o \frac{kN}{m^2} \right)^{-0.12} N_{60}^{0.46}$$

- Peck, Hanson & Thornburn (1974):

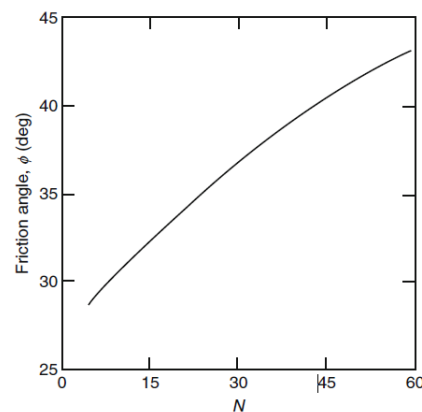


Figura 5.3. Correlación de Peck, Hanson y Thornburn (1974) entre ensayo SPT con ϕ' en suelos granulares.

Tomado de Amertaunga et al. (2016).

- Aproximación de la curva anterior de Wolff (1989):

$$\phi = 27.1 + 0.3N_1 - 0.00054N_1^2$$

- Schmertman (1975):

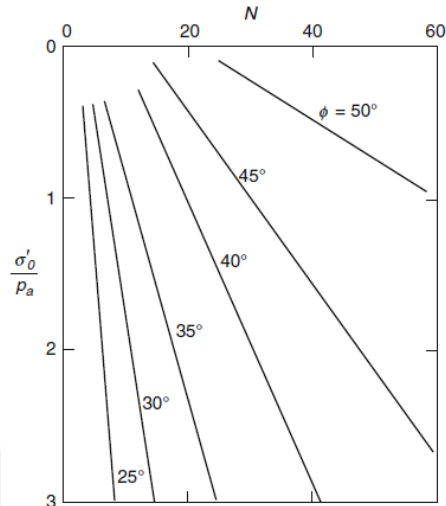


Figura 5.4. Correlación de Schmertman (1975) entre ensayo SPT con ϕ' en suelos granulares.

Tomado de Amertaunga et al. (2016).

- Kulhawy & Mayne (1990):

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

- Hatanaka & Uchida (1996):

$$\phi = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20$$

Los valores obtenidos por cada método se encuentran en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Ángulos de fricción interna para unidad granular.

Material	Cota	N _{SPT}	σ_0 (kN/m ²)	σ_0/p_a	Dr	CTE D.1	Mey.	P., H. & T.	Wolff	Schm.	K. & M.	H. & U.
Arenas (S-1)	72.1	32	46.00	0.469	77.326	36	40	36	36	48	49	45
Gravas (S-2)	71.9	50	45.00	0.459	95.737	41	42	41	41	47	53	52

De esta forma, se adopta el valor de 36° para las arenas y de 41° para las gravas.

- Unidad 3: Cohesivo

Dado la falta de ensayos suficientes que se puedan correlacionar con el ángulo de fricción efectiva de suelos cohesivos, y que con los métodos usados para suelos granulares (que son propio de granulares) resultan en valores muy por encima de valores coherentes, se adopta un ángulo de fricción de 16° , que es un valor bajo dentro de los valores típicos para arcillas.

- Cohesión efectiva
 - Unidad 1: Natural-Antrópico

Se considera el caso desfavorable de cohesión nula en esta unidad.

- Unidad 2: Granular

Se considera el caso desfavorable de cohesión nula en esta unidad.

- Unidad 3: Cohesivo

Dado la falta de ensayos suficientes que se puedan correlacionar con la cohesión efectiva de suelos cohesivos, se hace una aproximación considerando el ángulo de fricción efectiva de 16° , adoptado anteriormente, y considerando la resistencia a compresión simple como un valor de un ensayo triaxial con confinamiento nulo y valor de esfuerzo desviador igual a $q_u = 400$ kPa. Esto resulta en una cohesión de 150 kPa. Como analíticamente no es el procedimiento correcto para obtener este parámetro, dado la naturaleza no drenada del ensayo de resistencia a compresión simple, y considerando que se trata de arcilla dura, se reduce la cohesión adoptada a la mitad, es decir, se adopta una cohesión de 75 kPa.

- Módulo de deformación del suelo
 - Unidad 1: Natural-Antrópico

Para esta unidad, tratándose del estrato superficial, se considera una elasticidad propia de un suelo muy flojo, adoptando un módulo de deformación de 8 MN/m^2 .

- Unidad 2: Granular

Para esta unidad se cuenta con varias correlaciones entre el módulo de deformación de los suelos granulares y el ensayo SPT. Estas correlaciones se muestran en la Figura 5.5.

AUTOR	CORRELACIÓN	TIPO DE MATERIAL
Beguemnn (1974)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 12 \cdot (N_{SPT} + 6)$	Gravas y arenas $N_{SPT} < 15$
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 40 + 12 \cdot (N_{SPT} - 6)$	Gravas y arenas $N_{SPT} > 15$
Webb (1974)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5 \cdot (N_{SPT} + 15)$	Arenas finas por encima del NF
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 3,3 \cdot (N_{SPT} + 15)$	Arenas arcillosas
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 4 \cdot (N_{SPT} + 12)$	Casos intermedios
Meigh y Nixon (1961)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5 \cdot (N_{SPT})$	Limos y limos arcillosos
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 8 \cdot (N_{SPT})$	Arenas finas por encima del NF
D'Apolonia et al. (1970)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 215 \cdot (10,6 \cdot N_{SPT})$	Arenas normalmente consolidadas
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 540 \cdot (13,5 \cdot N_{SPT})$	Arenas preconsolidadas
Denver (1982)	$E \text{ (MPa)} = 7 \cdot \sqrt{N}$	
Wrench y Nowatzki (1986)	$E \text{ (MPa)} = 2,22 \cdot N_{SPT}^{0,888}$	Gravas
Bowles (1988)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 10 (7,5 + (0,5N_{SPT}))$	Arenas
Schmertmann (1970)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 8N$	
Bowles para arenas N.C. (1996)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5 \cdot (N + 15)$	
Bowles para gravas (1996)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 6(N+6)$ para $N \leq 15$	
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 6(N+6) + 20$ para $N > 15$	

Figura 5.5. Correlaciones entre ensayo SPT y módulo de deformación del suelo.

Tomado de González (2018).

Debido a las restricciones según tipo de material, se utilizarán las correlaciones de Beguemnn (1974), Denver (1982), Wrench y Nowatzki para las gravas (1986), Schmertmann (1970) y Bowles (1996). Los resultados de las correlaciones se comparan entre sí para adoptar el valor más adecuado para el caso. En primer lugar, se omiten resultados con valores incoherentes, de los restantes se toma el valor promedio, considerando que no exista mucha desviación. Los valores obtenidos por cada método se encuentran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Módulo de deformación para unidad granular, en [MPa].

Material	Cota	N_{SPT}	Begue.	Denver	W. & N.	Schm.	Bowles (arenas)	Bowles (gravas)
Arenas (S-1)	72.1	32	34.07	39.36	-	24.81	22.86	-
Gravas (S-2)	71.9	50	55.72	49.50	71.62	39.24	-	34.92

○ Unidad 3: Cohesivo

Para esta unidad se considera, por un lado, de las correlaciones mostradas anteriormente, las correlaciones de Webb (1974) para arenas arcillosas y de Meigh y Nixon (1961) para limos y limos arcillosos, ya que son las que consideran un tipo de suelo que más se acerca a esta unidad. Los valores obtenidos por cada método se encuentran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Módulo de deformación para unidad cohesiva, correlaciones de Webb (1974) y Meigh & Nixon (1961), en [MPa].

Material	Cota	N _{SPT}	Webb	M. & N.
S-1				
Arcillas Margosas	70.1	27	13.65	13.32
	69.2	34	15.88	16.71
	67.1	43	18.82	21.15
	65.3	44	19.01	21.44
	64.9	47	19.97	22.90
	60.5	49	20.84	24.22
S-2				
Arcillas Margosas	70.7	50	21.04	24.53
	68	44	19.01	21.44
	67.7	49	20.74	24.07
	64.7	47	19.97	22.90
	64.3	50	21.04	24.53
	62.7	50	21.04	24.53

Por otro lado, se considera la correlación de Stroud (1974, como citado en Torrijo y Franch, 2014), que contempla el ensayo SPT y el índice de plasticidad para obtener un rango posible del módulo de deformación, el cual se puede observar en la Figura 4.3. Esta gráfica se aproxima a las siguientes ecuaciones:

- Límite superior: $E(kPa) = N_{SPT}(-0.008IP^3 + 1.732IP^2 - 127.2IP + 3703)$
- Límite inferior: $E(kPa) = N_{SPT}(-0.003IP^3 + 0.859IP^2 - 72.04IP + 2410)$

Los rangos de módulo de deformación según el índice de plasticidad de cada muestra se muestran en la Tabla 5.7.

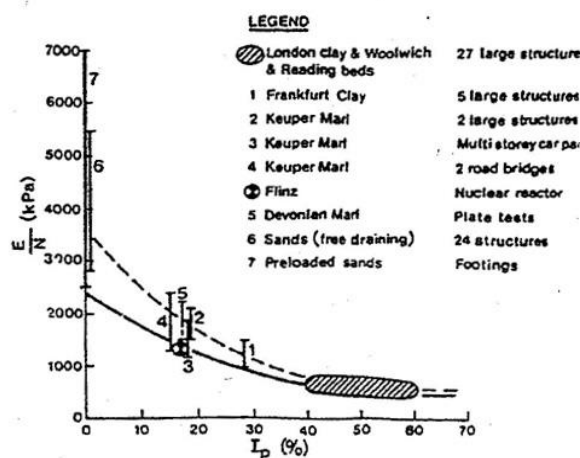


Figura 5.6. Correlación de Stroud (1974) entre NSPT, índice de plasticidad y módulo de deformación.

Tomado de Torrijo & Franch (2014).

Tabla 5.7. Módulo de deformación para unidad cohesiva, correlación de Stroud (1974).

Material	Cota	N _{SPT}	LL	LP	IP	E/N sup. (kPa/N _{SPT})	E/N inf. (kPa/N _{SPT})	E sup. (MPa)	E inf. (MPa)
S-1									
Arcillas Margosas	70.1	27	45.8	17.4	28.4	1304.23	988.18	35.42	26.84
	69.2	34	46.3	17.9	28.4	1304.23	988.18	44.43	33.66
	67.1	43	48.6	18.3	30.3	1216.43	932.37	52.46	40.21
	65.3	44	42.7	15.9	26.8	1384.04	1038.55	60.51	45.40
S-2									
Arcillas Margosas	70.7	50	48.4	18.8	29.6	1247.91	952.43	62.40	47.62
	68.0	44	50.5	20.1	30.4	1212.01	929.55	52.99	40.64
	64.7	47	40.6	18.9	21.7	1676.59	1220.57	78.28	56.99

Por último, se puede obtener un módulo de deformación secante de los ensayos de resistencia a compresión simple. Cabe destacar que este módulo de deformación es para un caso no drenado (E_u). Estos valores se representan en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8. Módulo de deformación secante para unidad cohesiva, de ensayo RCS.

Material	Cota	q_u (kg/cm ²)	q_u (MPa)	Def. (%)	E_u (MPa)
S-1					
Arcillas Margosas	69.2	4.0	0.392	1.8	21.80
	65.3	4.3	0.422	2.0	21.09
	63.875	4.7	0.461	2.7	17.08
S-2					
Arcillas Margosas	70.7	6.8	0.667	4.9	13.61
	68	4.4	0.432	6.8	6.35
	64.7	4.6	0.451	6.3	7.16

Dado que, según el CTE SE Cimientos, para una arcilla dura los valores típicos sobrepasan los 100 MPa, pero considerando los valores bajos obtenidos por las correlaciones utilizadas y tomando en cuenta que se tratan de arcillas por debajo del nivel freático, se termina por adoptar un módulo de deformación de $E = 20$ MPa y un módulo de deformación no drenado de $E_u = 10$ MPa.

5.2.3. Parámetros geotécnicos adoptados por unidad.

De acuerdo a los cálculos justificativos realizados en el subapartado 5.2.2, se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos adoptados por cada unidad del terreno en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9. Parámetros geotécnicos.

Unidad	N _{SPT}	D. Seca (kN/m ³)	D. Apar. (kN/m ³)	q _u (kPa)	c _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	E _u (MPa)
1 Natural-Antrópico	-	15,00	20,00	-	-	0,00	30	8,00	-
2 Granular	32 / 50	16,00	20,00	-	-	0,00	36 / 41	24,00 / 45,00	-
3 Cohesivo	45	18,50	21,35	400	200	75,00	16	20,00	10,00

Cabe resaltar que en la Unidad 2, si bien los parámetros de densidad, resistencia a compresión simple, cohesión y ángulo de fricción interna son únicos, se hace una diferencia entre los valores de N_{SPT} y módulo de deformación a usar cuando se refiera a suelo granular conformado por arenas (A) en el andén principal o suelo granular conformado por gravas (G) en el andén central. En el cuadro se indican estos valores de la forma “A / G”.

5.2.4. Aceleración sísmica de cálculo.

La estación de Cercanías de Mollet Santa Rosa se encuentra en el municipio de Mollet del Vallés, en la provincia de Barcelona. Según la *Norma de construcción sismorresistente: Puentes* (NCSP – 07), la zona tiene una aceleración básica ab de 0,04g. La aceleración de cálculo será definida por:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

ρ Coeficiente adimensional de riesgo, obtenido como el producto de dos factores:
ρ = γ_I · γ_{II}

γ_I Factor de importancia, en función a la importancia del puente, que puede ser normal o especial, para los cuales el factor toma valores de 1,0 y 1,3 respectivamente

γ_{II} Factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente de 500 años. El producto ρ · a_b representa la aceleración sísmica horizontal correspondiente a un periodo de retorno PR. El valor de esa aceleración puede deducirse de un estudio probabilista de la peligrosidad sísmica en el emplazamiento del puente. A falta de este estudio, de forma aproximada puede suponerse:

$$\gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4}$$

S Coeficiente de amplificación del terreno, cuya definición depende del producto $\rho \cdot a_b$

Dado que el proyecto consiste en una construcción de importancia normal, se toma el valor de $\gamma_I = 1,0$. Para γ_{II} se sigue la recomendación de la *Guía para el proyecto sísmico de puentes de carretera* (2019), la cual recomienda los períodos de retorno $P_R = 475$ años para Estados Límite Último (E.L.U.), que corresponde a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, y $P_R = 95$ años para Estados Límite de Servicio (E.L.S.), que corresponde a una probabilidad de excedencia de 10% en 10 años. Con ello resulta en los valores:

$$\gamma_{II,ELU} = (475/500)^{0,4} = 0,980$$

$$\gamma_{II,ELS} = (95/500)^{0,4} = 0,515$$

De esta forma:

$$\rho_{ELU} = \gamma_I \cdot \gamma_{II,ELU} = 1,0 \cdot 0,980 = 0,980$$

$$\rightarrow \rho \cdot a_b = 0,980 \cdot 0,04g = 0,0392g \leq 0,1g$$

$$\rho_{ELS} = \gamma_I \cdot \gamma_{II,ELS} = 1,0 \cdot 0,515 = 0,515$$

$$\rightarrow \rho \cdot a_b = 0,515 \cdot 0,04g = 0,0206g \leq 0,1g$$

Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$, el valor de S bien definido por:

$$S = \frac{C}{1,25}$$

Donde C es el coeficiente de terreno, para cada tipo de terreno, los tipos son clasificados como se describe a continuación:

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.

- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s >> 400 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

Los coeficientes C que corresponden a cada tipo de terreno se muestran en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10. Coeficientes de terreno.

Tipo de terreno	Coficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

El coeficiente de terreno depende de los primeros 30 metros desde la superficie, por lo que, en caso de haber más de un tipo de terreno dentro de esta profundidad, se debe ponderar los coeficientes C_i de acuerdo a los espesores e_i que existan, de manera que se obtenga un coeficiente de terreno C adecuado.

De acuerdo a los parámetros de las unidades consideradas y al CTE SE Cimientos, se tienen arenas densas ($N_{SPT} = 32$) y gravas muy densas ($N_{SPT} = 50$), mientras que las arcillas son duras ($q_u = 400$ kPa). Con esto se consideran todos los suelos como terreno tipo II, por lo que $C = 1,3$. Por lo tanto, S toma el valor de 1,04. De esta manera, se obtiene una aceleración de cálculo:

$$a_{c,ELU} = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,04 \cdot 0,0392g = 0,0408g$$

$$a_{c,ELS} = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,04 \cdot 0,0206g = 0,0214g$$

La aceleración de cálculo para los E.L.S. es menor a 0,04g, mientras que la aceleración básica y la de cálculo para los E.L.U. son iguales o solo ligeramente mayores a 0,04g. Por lo tanto, la acción sísmica es despreciable y no será considerada en el diseño del proyecto.

5.2.5. Nivel freático.

Se considerará un nivel freático constante en el tiempo en la cota +70,22 m.

5.2.6. Agresividad.

Los resultados de los ensayos químicos realizados en las muestras concluyen que el agua del terreno tiene una agresividad débil para al hormigón, por lo que se según la *Instrucción de hormigón estructural* (EHE – 08), se clasifica como ambiente Qa, y es necesario el uso de cemento sulforresistente.

5.2.7. *Ripabilidad del terreno.*

La unidad 1, conformada por terreno natural y rellenos antrópicos, y la unidad 3, conformada por arcillas margosas, son materiales excavables por medios mecánicos convencionales, así como las arenas de la unidad 2. Las gravas de la unidad 2 pueden requerir el uso de un martillo hidráulico, al presentar matriz arenoso arcillosa que puede dificultar la excavación. El martillo neumático también se utilizará en la unidad 1 donde el relleno antrópico es pavimento.

5.2.8. *Reutilización de materiales.*

La unidad 1, conformada por terreno natural y rellenos antrópicos, se caracteriza por su heterogeneidad en cuanto a los materiales que la constituyen, por lo que se recomienda su eliminación en vertederos.

En la unidad 2 se puede apreciar cambios graduales en cuanto a la granulometría, además que la presencia de una matriz arenoso arcillosa en las gravas da cierto nivel de heterogeneidad. Por ello se puede recomendar que solo se considere como suelo tolerable la unidad 2 por el lado de las arenas, siempre que se siga una excavación controlada. Para el resto de la unidad que se excave se recomienda la eliminación.

La unidad 3 presenta cierta homogeneidad, por lo que puede ser considerado como suelo tolerable.

5.3. **Metodología de cálculo.**

5.3.1. *Cimentaciones superficiales.*

5.3.1.1. *Terrenos granulares.*

En terrenos granulares la carga admisible en servicio estará condicionado por los asientos que se puede admitir más que por carga de hundimiento. Se calculará según el apartado 4.3.3 del CTE SE Cimientos:

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \left(\frac{S_t}{25}\right) kN/m^2 \quad B^* < 1,20m$$

$$q_{adm} = 8N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \left(\frac{S_t}{25}\right) \left(\frac{B^*+0.3}{B^*}\right)^2 \frac{kN}{m^2} \quad B^* \geq 1,20m$$

Donde:

N_{SPT} Número de golpes el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia

0,5B* por encima de su base y otro situado a una distancia mínima 2B* por debajo de la misma

S_t Asiento total admisible, en mm

D Profundidad

B* Ancho equivalente

5.3.1.2. Terrenos cohesivos.

En terrenos cohesivos la carga admisible en servicio estará condicionando por la carga de hundimiento, y será calculado por la fórmula Brinch-Hansen (1961). A efectos prácticos, se considerará para el cálculo de la carga de hundimiento un ángulo de fricción interna $\phi=0^\circ$, lo cual está del lado de la seguridad, y la fórmula se reduce a la siguiente:

$$q_c = 5,14 \cdot S_u + q$$

Donde:

S_u Resistencia al corte sin drenaje

q Sobrecarga de tierras

El factor de seguridad entre la carga de hundimiento y la carga admisible será de 3.

5.3.1.3. Asientos.

Los asientos son calculados por métodos elásticos, para cimentaciones con la relación $L/B \leq 5$, se tiene la expresión:

$$S = \frac{V(1 - \nu^2)}{1,25E\sqrt{BL}}$$

Donde:

V Carga puntual transmitida por la estructura

ν Coeficiente de Poisson

E Módulo de deformación

B Ancho

L Largo

5.3.2. Coeficiente de empuje.

El coeficiente de empuje a considerar será el de reposo, ya que existen losas que funcionan como arriostres que limitan desplazamientos, por lo que considerar empuje en reposo en lugar de empuje activo está del lado de la seguridad al ser mayor el primero. El coeficiente K_0 de empuje de reposo, de acuerdo al CTE SE Cimientos, se determina de la siguiente manera:

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \phi')(R_{oc})^{1/2}$$

Donde ϕ' es el ángulo de rozamiento interno efectivo y R_{oc} es la relación de sobreconsolidación (presión de sobreconsolidación entre presión actual). En caso de que en el trasdós el terreno tenga un ángulo de inclinación $i \leq \phi'$, se modifica el coeficiente de reposo a usar de la siguiente manera:

$$K_{0i} = K_0(1 - \operatorname{sen} i)$$

Considerando que la pendiente del terreno es muy pequeña como para ser considerable, y asumiendo un terreno normalmente consolidado, se tiene que el coeficiente de empuje en reposo se calcula como:

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \phi')$$

Tomando en cuenta estas consideraciones y los ángulos de fricción interna adoptados en el apartado 4.2.3, se puede obtener el coeficiente de empuje en reposo. Se diferencia para la unidad 2 las arenas y las gravas, mientras que en la unidad 3 se diferencia condición a corto plazo (condición no drenada con ángulo de fricción interna nulo) y a largo plazo (condición drenada con ángulo de fricción interna igual a 16°).

- Unidad 1: Natural-Antrópico

$$K_{0,1} = (1 - \operatorname{sen} 30^\circ) = 0,5$$

- Unidad 2: Granular

$$K_{0,2} = (1 - \operatorname{sen} 36^\circ) = 0,412$$

$$K_{0,2} = (1 - \operatorname{sen} 41^\circ) = 0,344$$

- Unidad 3: Cohesivo

$$K_{0,3(d)} = (1 - \operatorname{sen} 16^\circ) = 0,724$$

$$K_{0,3(u)} = (1 - \operatorname{sen} 0^\circ) = 1$$

El empuje se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_h = K_0 * \sigma'_z + u_z$$

Donde:

σ_h Tensión total horizontal a la profundidad considerada

K_0 Coeficiente de empuje en reposo

σ'_z Tensión efectiva vertical a la profundidad considerada

5.3.3. *Módulo de balasto vertical.*

El módulo de balasto está definido como la relación de la carga aplicada de la cimentación al terreno y el asiento que esta produce:

$$K = \frac{q}{s}$$

Donde:

K Módulo de balasto.

q Carga actuante sobre la cimentación.

s Asiento producido por la carga q .

El valor del módulo de balasto no depende solo del suelo, sino también de factores como el ancho y longitud de la cimentación, o la profundidad a la que se cimente. Para hallar este valor para una cimentación rectangular se empleará la fórmula definida de Terzaghi (1955), en función a una cimentación cuadrada:

$$K_{(LxB)} = \frac{K_{(BxB)} \left(1 + \frac{B}{2L}\right)}{1,5}$$

Donde:

$K_{(LxB)}$ Módulo de balasto para cimentación rectangular

$K_{(BxB)}$ Módulo de balasto para cimentación cuadrada

B Ancho de cimentación

L Longitud de cimentación

El valor para una cimentación cuadrada dependerá del tipo de suelo.

- Suelo cohesivo:

$$K_{(BxB)} = K_{30} \left(\frac{0,3}{B} \right)$$

- Suelo granular:

$$K_{(BxB)} = K_{30} \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2$$

Para ambos casos, el valor de K_{30} es el módulo de balasto obtenido por un ensayo de placa de carga de 30 x 30 cm. Se puede hacer una aproximación de este valor a partir de otros ensayos mediante correlaciones, según el tipo de suelo:

- Suelo cohesivo:

$$K_{30} (MN/m^3) = 164,5 \cdot q_u (MPa)$$

- Suelo granular:

$$K_{30} (MN/m^3) = 1,8 \cdot N_{SPT}$$

Donde:

q_u Resistencia a compresión simple

N_{SPT} Número de golpes del ensayo SPT

5.3.4. *Módulo de balasto horizontal.*

Para el cálculo del módulo de balasto horizontal para las pantallas de las embocaduras se seguirá la formulación de Vesic (1961):

$$K_h = \frac{0,65 E_s}{b(1 - \nu^2)} \left(\frac{E_s b^4}{E_h I} \right)^{\frac{1}{12}} (MN/m^3)$$

Donde:

K_h Módulo de balasto horizontal

E_s Módulo de reacción del terreno \approx Módulo de deformación presiométrica [MPa]

E_h Módulo de reacción horizontal del hormigón [MPa]

I Momento de inercia respecto al eje de giro [m⁴]

ν Coeficiente de Poisson

b Ancho de pantalla [m]

En el caso de estructuras suficientemente largas ($l/b > 10$), como es el caso de micropilotes, la formulación de Vesic se reduce a la siguiente expresión:

$$K_h = \frac{0,65E_p}{\emptyset(1 - \nu^2)} \text{ (MN/m}^3\text{)}$$

Donde:

K_h Módulo de balasto horizontal

E_p Módulo de reacción del terreno \approx Módulo de deformación presiométrica [MPa]

ν Coeficiente de Poisson

\emptyset Diámetro [m]

El valor del módulo de deformación presiométrica se puede aproximar a partir de la siguiente expresión:

$$E_p = \frac{E \cdot (1 - \nu) \cdot \alpha}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}$$

Donde:

E_p Módulo de reacción del terreno \approx Módulo de deformación presiométrica [t/m²]

E Módulo de deformación

ν Coeficiente de Poisson

α Coeficiente adimensional que depende del suelo. Los valores que puede adoptar se pueden tomar de la tabla 5.11.

Tabla 5.11. Valores de coeficiente adimensional α .

Naturaleza del Suelo	α
Arcillas	2/3
Limos	1/2
Arenas	1/3
Gravas	1/4

Nota. Adaptado de Amar et al. (1991).

5.3.5. Resistencia por fuste de micropilotes.

Para la obtención de la resistencia por fuste en caso de micropilotes se calcula según la *Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera* (2005). La tracción límite de los micropilotes, será:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} \cdot r_{fc,di}$$

Donde:

$R_{fc,d}$ Resistencia de cálculo por fuste del micropilote.

n Número de tramos de la discretización del terreno, se realizará según estratos.

A_{Li} Área lateral del micropilote en el tramo i , determinado por el diámetro nominal del micropilote y la longitud L_i del tramo i .

$r_{fc,di}$ Rozamiento de cálculo entre micropilote y terreno en el tramo i , obtenido a partir de los ábacos de rozamientos límite de la guía. Estos están representados en la Figura 5.7.

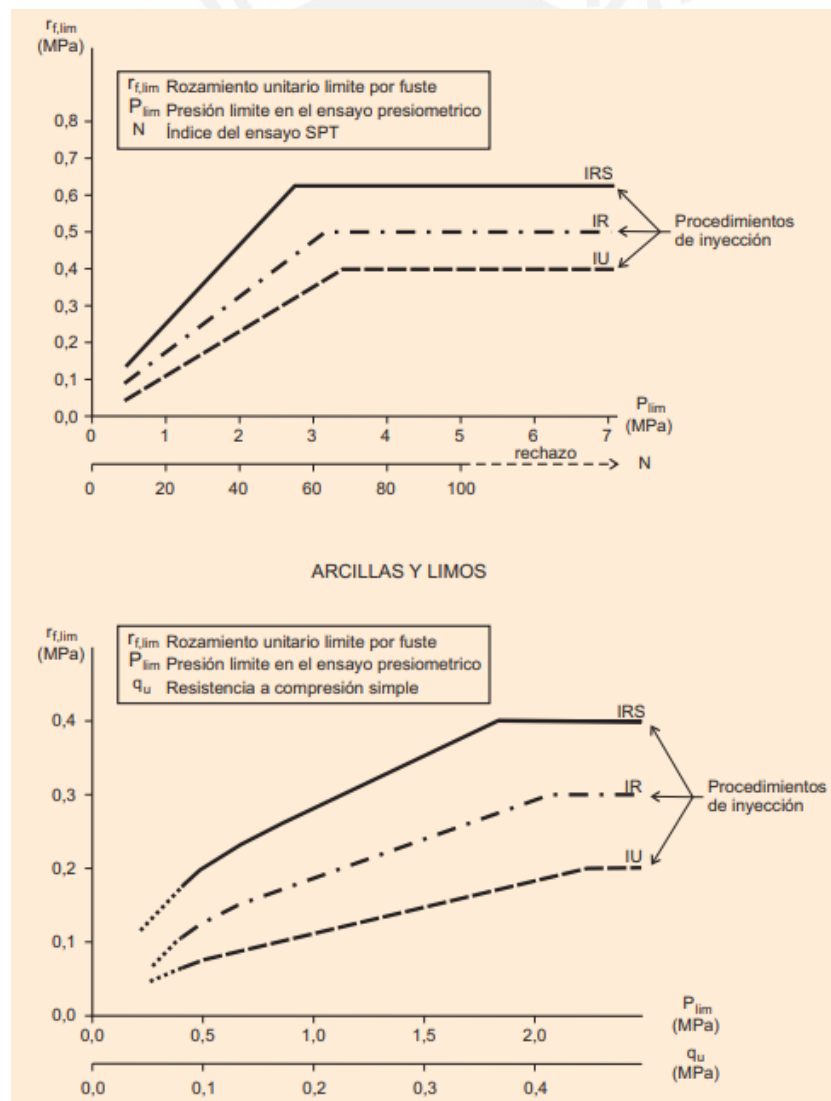


Figura 5.7. Rozamiento unitario límite por fuste.

Tomado de Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera (2005).

Para obtener la resistencia de cálculo, las resistencias límites son reducidas por un coeficiente de minoración F_r , que toma el valor de 1,45 para obras en las que la función estructural del micropilote tenga una duración menor a 6 meses, y 1,65 para obras en las que la función estructural del micropilote tenga una duración mayor a 6 meses.

5.3.6. Taludes.

Para el cálculo de estabilidad de taludes se considera, debido a la naturaleza de los materiales encontrados en el terreno, una rotura del tipo deslizamiento circular o parabólico en dos dimensiones (sección transversal crítica). Al ser un talud excavado, las secciones en todo el talud serán uniformes y la sección transversal crítica será la sección adoptada para la toda la excavación.

El análisis se basará en la teoría de equilibrio límite, la cual se basa en el uso exclusivo de leyes de estática en la masa de terreno potencialmente inestable, sin tomar en consideración las deformaciones producidas. Además, considera que se vence la resistencia al corte a lo largo de toda la superficie de rotura.

La metodología a aplicar será la de Bishop, que consiste en la discretización del terreno deslizante en fajas verticales (dovelas), y se analiza el equilibrio en cada una de ellas. Dado el proceso aproximado de obtención de parámetros del suelo, se estudiará el talud según el método simplificado de Bishop, el cual considera empujes perpendiculares a las dovelas, por lo que no existen fuerzas cortantes entre ellas. Así, se cumplen la ley de equilibrio de fuerzas, pero no la ley de momentos. La precisión que se obtiene mediante esta metodología es suficiente, siendo los errores máximos de 7% y los errores medios de 2%.

Considerando una superficie de rotura, con el método se obtiene el factor de seguridad de dicha superficie. Para la aplicación del método se utilizarán aplicaciones informáticas, las cuales consideran múltiples superficies de rotura posibles para, de esta manera, hallar el factor de seguridad mínimo posible, que caracterizará la estabilidad del talud. Según la guía de carreteras, los factores de seguridad a cumplir son los siguientes:

- $FS \geq 1,15$ Accidental (sismo)
- $FS \geq 1,30$ Corto plazo (temporal)
- $FS \geq 1,50$ Largo plazo (permanente)

5.4. Recomendaciones para la cimentación.

5.4.1. Actuaciones objeto de las recomendaciones.

Las actuaciones a ejecutarse en la estación son las siguientes:

- Recrecido y prolongación de andenes
- Paso inferior
- Embocaduras de acceso al paso inferior

Del listado anterior, las actuaciones segunda y tercera involucran la construcción de una obra nueva, objeto del presente Proyecto, mientras que la primera corresponde a una actuación necesaria para el acondicionamiento de una estructura ya construida, independiente de la solución elegida en el estudio de alternativas, y al no formar parte del presente Proyecto, no se realizan recomendaciones pormenorizadas.

5.4.2. Andenes.

En los dos andenes se realizarán trabajos de recrecido para que la altura mínima de 68 cm entre la vía y el borde del andén se cumplan a lo largo de ellos. Además, el andén 2 se prolongará en 5 m, en el extremo con dirección a la estación Sants-L'Hospitalet. Para estos trabajos se realiza el cálculo de presión admisible y de módulo de balasto vertical para los muretes de ambos andenes. Para ello, se considerará anchos de cimentación de 0,5 m, longitudes de 250 m y asientos admisibles totales de 25 mm. Las cotas de cimentación alcanzarán la unidad 2.

– Andén 1

La profundidad de cimentación será de 0,82 m y considerando un $N_{SPT} = 50$, ya que del lado del andén 1 la unidad 2 está formado por gravas, por lo que resulta en una carga admisible de $q_{adm} = 0,78$ MPa.

– Andén 2

La profundidad de cimentación será de 0,61 m y considerando un $N_{SPT} = 32$, ya que del lado del andén 2 la unidad 2 está formado por arenas, por lo que resulta en una carga admisible de $q_{adm} = 0,33$ MPa.

Para ambos andenes para efectos prácticos se restringirá la presión admisible a la menor entre los dos calculados, es decir, $q_{adm} = 0,33$ MPa.

5.4.3. Paso inferior.

El cajón del paso inferior consiste en un marco de 3,00 m de ancho libre por 2,50 m de altura libre, con 0,40 m de espesor, y se proyecta de tal manera que queda apoyado en el terreno con un ancho de 3,80 m y una longitud de 12,89 m. La cota de cimentación se encuentra en +69,75 m, apoyándose en la unidad 3.

Considerando que la cota de la superficie más baja se encuentra en +73,75 m, que se tiene un cambio de estrato horizontal en la cota intermedia de +70,73 m, y una resistencia a compresión simple $q_u = 400$ kPa, resulta una carga admisible de $q_{adm} = 0,37$ MPa.

5.4.3.1. Módulo de balasto vertical para el paso inferior.

De acuerdo a las dimensiones mencionadas y resistencia a compresión simple mencionados, se calcula el módulo de balasto vertical según las expresiones definidas en el apartado 3.3.

$$K_{30,cohesivo} = 164,5 \cdot 0,4 = 65,80 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{(BxB),cohesivo} = 65,80 \left(\frac{0,3}{3,8} \right) = 5,19 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{(LxB),paso inferior} = \frac{5,19 \left(1 + \frac{3,80}{2 * 12,89} \right)}{1,5} = 3,97 \text{ MN/m}^3$$

5.4.3.2. Módulo de balasto horizontal para el paso inferior.

Considerando una resistencia del hormigón de $E_h = 28577$ MPa y un momento de inercia $I = 0,06875 \text{ m}^4$ correspondiente a un ancho unitario y 0,40 m de espesor, se obtiene para cada unidad el módulo de balasto horizontal según la expresión de Vesic expuesta en el apartado 5.3.4. “Módulo de balasto horizontal”. Estos resultados se muestran en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12. Módulo de balasto horizontal para hastiales del paso inferior.

Unidad	ν	α	E (MN/m ²)	E_p (MN/m ²)	K_h (MN/m ³)
2: Granular (Arenas)	0,3	0,33	24,00	10,77	0,91
2: Granular (Gravas)	0,3	0,25	45,00	15,14	1,31
3: Cohesivo (largo plazo)	0,15	0,67	20,00	14,08	1,13
3: Cohesivo (corto plazo)	0,15	0,67	10,00	7,04	0,53

Para la unidad 2 se toma el módulo de balasto horizontal de las arenas, que es menor y por tanto más desfavorable.

5.4.3.3. Empuje del terreno en hastiales

Para el cálculo de los empujes es necesario calcular las tensiones verticales efectivas en el terreno. Estas se obtienen, para varias unidades, de la siguiente manera:

$$\sigma'_z = \left(\sum_{i < n} \gamma_i * e_i \right) + \gamma_n * \left(z - \sum_{i < n} e_i \right) + \text{carga muerta}$$

Donde:

σ'_z Tensión efectiva vertical a la profundidad considerada

γ_i Densidad aparente (sumergida bajo NF) del estrato i

e_i Espesor del estrato i

γ_n Densidad aparente (sumergida bajo NF) del estrato n

z Profundidad considerada

La carga muerta es la suma del peso de los carriles, traviesas y balasto (cuyo cálculo se expone en el apartado 6.3.2. “Acciones a considerar”).

Los hastiales reciben empuje del terreno desde la cota +73,05 m hasta la cota +69,75 m, por lo que están en contacto con las unidades 2 y 3. Dado que los estratos no son horizontales, se tomará el cambio entre las unidades 2 y 3 en la cota +70,73 m, punto medio entre el cambio de unidades en los extremos del cajón. El cambio entre las unidades 1 y 2 no será necesario determinarlo ya que tienen la misma densidad aparente. La cota de la superficie se considera en la cota +73,90 m, pero los primeros 85 cm forman parte del balasto, cuyo peso se considera como carga muerta.

De esta forma, se determina el empuje como una carga distribuida que varía linealmente, de forma distinta en cada estrato, y con un salto en el cambio de unidad, cuya profundidad sería $z = 3,17$ m. El nivel freático se encuentra en la profundidad $z = 3,68$ m (cota +70,22 m), y se toma un peso específico del agua de $9,8 \text{ kN/m}^3$.

Con todas estas consideraciones, se hallan los valores de tensión total horizontal actuantes sobre el trasdós de los hastiales, para casos a corto plazo (no drenado) y largo plazo (drenado), variando linealmente entre los valores de las siguientes profundidades:

- Corto plazo (no drenado, $\varphi_{\text{cohesivo}} = 0^\circ$):

$z = 0,85 \text{ m (+73,05 m)}$	$\sigma'_z = 18,21 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 7,51 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)}$	$\sigma'_z = 64,61 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 26,63 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)}$	$\sigma'_z = 64,61 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 64,61 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,68 \text{ m (+70,22 m)}$	$\sigma'_z = 75,50 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 75,50 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,95 \text{ m (+69,75 m)}$	$\sigma'_z = 80,93 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 85,53 \text{ kN/m}^2$

- Largo plazo (drenado, $\varphi'_{\text{cohesivo}} = 16^\circ$):

$z = 0,85 \text{ m (+73,05 m)}$	$\sigma'_z = 18,21 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 7,51 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)}$	$\sigma'_z = 64,61 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 26,63 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)}$	$\sigma'_z = 64,61 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 46,80 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,68 \text{ m (+70,22 m)}$	$\sigma'_z = 75,50 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 54,69 \text{ kN/m}^2$
$z = 3,95 \text{ m (+69,75 m)}$	$\sigma'_z = 80,93 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_h = 63,23 \text{ kN/m}^2$

5.4.3.4. Talud de foso de ataque de empuje.

La excavación necesaria para un foso de ataque para un método de cajón hincado debe tener una pendiente tal que cumpla con los factores de seguridad indicados en el apartado 3.5. Para este fin, se modeliza el talud con 5,2 m de altura, una pendiente 2H:1V, utilizando los parámetros de terreno establecidos en el apartado 3.2 (valores de las arenas para la unidad 2, condición no drenada de unidad 3, profundidades del sondeo 2,), nivel freático a la cota del pie del talud. Luego del análisis de estabilidad de talud se obtiene que se cumplen los con las condiciones de factor de seguridad $FS \geq 1,30$ para condición de corto plazo, como se observa en las Figura 5.8. En caso no se disponga del espacio suficiente para la excavación con esta pendiente, se recomienda el uso de tablestacas.

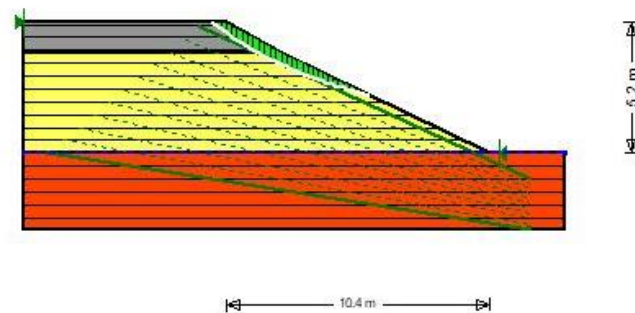
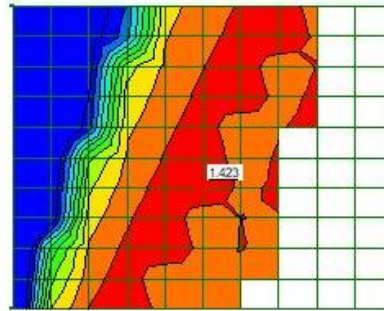


Figura 5.8. Superficie de deslizamiento crítica para condición de corto plazo (GeoStudio).

5.4.4. Embocaduras de acceso.

5.4.4.1. Elementos de acceso.

Las embocaduras de acceso al paso inferior consisten en unas escaleras fijas y ascensores. Se debe realizar una contención de tierras permanente para la ejecución y durante el servicio del paso inferior. Se debe realizar el cálculo de módulo de balasto vertical para la losa de las embocaduras, las escaleras y la base de los ascensores.

La cota de cimentación de las losas se encuentra a +69,75 m, y la de los castilletes de los ascensores está a +68,65 m, por lo que ambas se encuentran cimentadas en la unidad 3. Las dimensiones de las superficies de apoyo son de 1,90 m x 6,54 m para las losas y de 1,90 m x 2,35 m para la base de los castilletes de los ascensores. Considerando estas dimensiones, y una resistencia a compresión simple de $q_u = 400$ kPa, se tiene:

- Embocadura andén principal
 - $q_{adm,losa} = 0,37$ MPa
 - $q_{adm,ascensor} = 0,38$ MPa

- Embocadura andén central
 - $q_{adm,losa} = 0,38 \text{ MPa}$
 - $q_{adm,ascensor} = 0,39 \text{ MPa}$

$$K_{30,cohesivo} = 65,80 \text{ MN/m}^3$$

$$\rightarrow K_{(BxB),cohesivo} = 65,80 \left(\frac{0,3}{1,9} \right) = 10,39 \text{ MN/m}^3$$

$$\rightarrow K_{(LxB),losa} = \frac{10,39 \left(1 + \frac{1,90}{2 * 6,54} \right)}{1,5} = 7,93 \text{ MN/m}^3$$

$$\rightarrow K_{(LxB),ascensor} = \frac{10,39 \left(1 + \frac{1,90}{2 * 2,35} \right)}{1,5} = 9,73 \text{ MN/m}^3$$

Las escaleras en la embocadura del andén principal se apoyan en la unidad 2 (arenas), con un $N_{SPT} = 32$, y se consideran dimensiones de 1,9 m x 9,0 m. Se apoya también parcialmente en la unidad 1, pero al no tener datos para esta unidad se considera como la unidad 2. Se tiene entonces:

$$K_{30,arenas} = 1,8 \cdot 32 = 57,60 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{(BxB),arenas} = 57,60 \left(\frac{1,9 + 0,3}{2 * 1,9} \right)^2 = 19,31 \text{ MN/m}^3$$

$$\rightarrow K_{(LxB),escalera,arenas} = \frac{19,306 \left(1 + \frac{1,9}{2 * 9,0} \right)}{1,5} = 14,23 \text{ MN/m}^3$$

Las escaleras en la embocadura del andén central se apoyan parcialmente en la unidad 2 (gravas), con un $N_{SPT} = 50$, y la otra parte en la unidad 3, con $q_u = 400 \text{ kPa}$, y se consideran dimensiones de 1,9 m x 10,8 m. Se apoya también parcialmente en la unidad 1, pero al no tener datos para esta unidad se considera como la unidad 2. Se tiene entonces:

$$K_{30,gravas} = 1,8 \cdot 50 = 90,00 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{(BxB),gravas} = 90,00 \left(\frac{1,9 + 0,3}{2 * 1,9} \right)^2 = 30,17 \text{ MN/m}^3$$

$$\rightarrow K_{(LxB),escalera,gravas} = \frac{30,17 \left(1 + \frac{1,9}{2 * 10,8} \right)}{1,5} = 21,88 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{30,cohesivo} (\text{MN/m}^3) = 65,80 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{(BxB),cohesivo} = 65,80 \left(\frac{0,3}{1,9} \right) = 10,39 \text{ MN/m}^3$$

$$\rightarrow K_{(LxB),escalera,cohesivo} = \frac{10,39 \left(1 + \frac{1,9}{2 * 10,8} \right)}{1,5} = 7,54 \text{ MN/m}^3$$

5.4.4.2. Elementos de contención.

Se debe realizar el cálculo del módulo de balasto horizontal para los elementos de contención de tierras. Para ello se requiere del coeficiente de Poisson y de la constante adimensional α . Se obtiene para cada unidad el módulo de balasto horizontal según la expresión de Vesic simplificada expuesta en el apartado 5.3.4, considerando micropilotes de 20 cm de diámetro. Estos resultados se muestran en la Tabla 5.13.

Tabla 5.13. Módulo de balasto horizontal para micropilotes.

Unidad	ν	α	E (MN/m ²)	E _p (MN/m ²)	K _h (MN/m ³)
1: Natural-Antrópico	0,35	0,5	8,00	6,42	23,78
2: Granular (Arenas)	0,3	0,33	24,00	10,77	38,46
2: Granular (Gravas)	0,3	0,25	45,00	15,14	54,09
3: Cohesivo (largo plazo)	0,15	0,67	20,00	14,08	46,81
3: Cohesivo (corto plazo)	0,15	0,67	10,00	7,04	23,40

Los valores de rozamiento límite terreno-estructura $r_{f,lim}$ son obtenidos mediante los ábacos de la *Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera* (2005), considerando inyección repetitiva (IR), y a partir de los datos de N_{SPT} para la unidad 2 y q_u para la unidad 3 (no se considera aporte de resistencia por fuste de la unidad 1). Los valores de rozamiento límite terreno-estructura obtenidos son los siguientes:

- Unidad 1: $r_{f,lim} = 0,00 \text{ MPa}$
- Unidad 2 (Arenas): $r_{f,lim} = 0,25 \text{ MPa}$
- Unidad 2 (Gravas): $r_{f,lim} = 0,40 \text{ MPa}$
- Unidad 3: $r_{f,lim} = 0,29 \text{ MPa}$

Para obtener la resistencia de cálculo, las resistencias límites son reducidas por un coeficiente de minoración $F_r = 1,65$, debido a una duración de función estructural mayor a 6 meses.

Debido a la inclinación de los estratos que conforman el perfil, se considera un valor medio de la profundidad de estrato para cada embocadura, resultando en cálculos distintos entre cada muro de micropilotes. Para la embocadura del andén principal se considera los cambios

de estrato en las cotas +73,39 m entre las unidades 1 y 2 y +70,16 m entre las unidades 2 y 3. Para la embocadura del andén central se considera los cambios de estrato en las cotas +73,21 m entre las unidades 1 y 2 y +71,30 m entre las unidades 2 y 3.

Como las pantallas de cada embocadura están divididas en tres tramos con longitudes distintas, se agrupan las que tienen características similares según la Figura 5.9. Cada división tiene un empotramiento de 3 m por debajo de la cota del arrioste más profundo en su tramo. Por debajo del empotramiento, el área se calcula con el perímetro completo del micropilote; por encima del empotramiento, el área se calcula con la mitad del perímetro. La cota de empotramiento será la más baja en cada división.

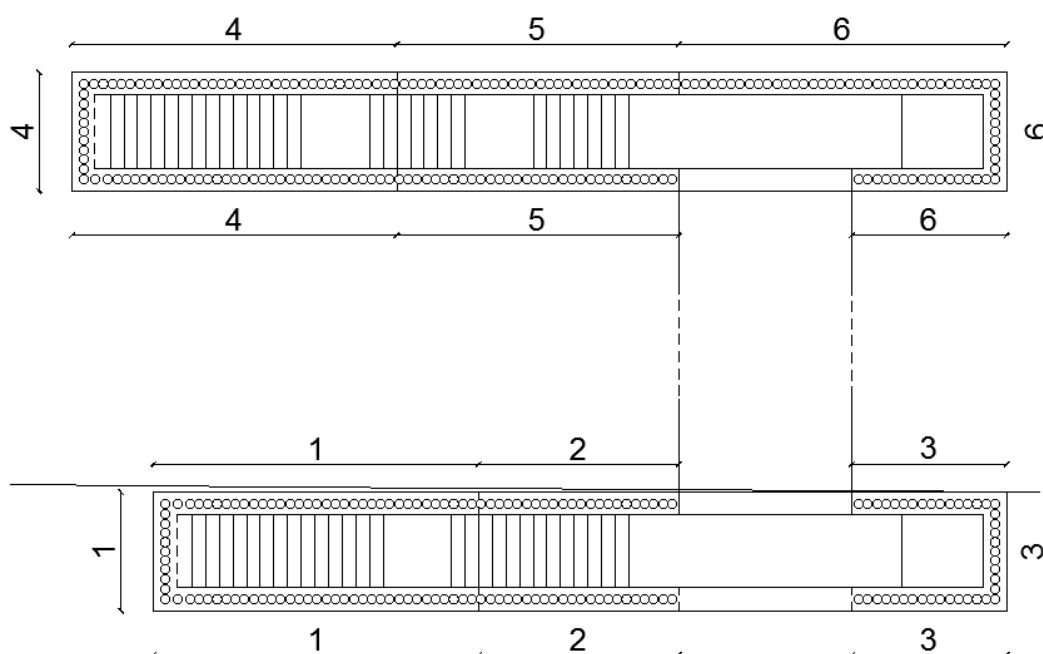


Figura 5.9. División de pantallas de micropilotes según longitud.

- Pantalla 1

Cota de profundidad del micropilote: +68,44 m

Cota de empotramiento: +71,44 m

$L_{u2,\Phi/2} = 1,95$ m; $L_{u2,\Phi} = 1,28$ m $\rightarrow A_{L,u2} = 1,42$ m²

$L_{u3,\Phi/2} = 0,00$ m; $L_{u3,\Phi} = 1,72$ m $\rightarrow A_{L,u3} = 1,08$ m²

$r_{f,lim,u2} = 0,25$ MPa

$r_{f,lim,u3} = 0,29$ MPa

$\rightarrow R_{fc,d} = 404,6$ kN

- Pantalla 2

Cota de profundidad del micropilote: +66,65 m

Cota de empotramiento: +69,65 m

$$L_{u2,\Phi/2} = 3,23 \text{ m}; \quad L_{u2,\Phi} = 0,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u2} = 1,01 \text{ m}^2$$

$$L_{u3,\Phi/2} = 0,51 \text{ m}; \quad L_{u3,\Phi} = 3,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u3} = 2,05 \text{ m}^2$$

$$r_{f,lim,u2} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$r_{f,lim,u3} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \quad R_{fc,d} = 513,2 \text{ kN}$$

- Pantalla 3

Cota de profundidad del micropilote: +65,65 m

Cota de empotramiento: +68,65 m

$$L_{u2,\Phi/2} = 3,23 \text{ m}; \quad L_{u2,\Phi} = 0,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u2} = 1,01 \text{ m}^2$$

$$L_{u3,\Phi/2} = 1,51 \text{ m}; \quad L_{u3,\Phi} = 3,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u3} = 2,36 \text{ m}^2$$

$$r_{f,lim,u2} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$r_{f,lim,u3} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \quad R_{fc,d} = 586,4 \text{ kN}$$

- Pantalla 4

Cota de profundidad del micropilote: +68,74 m

Cota de empotramiento: +71,74 m

$$L_{u2,\Phi/2} = 1,47 \text{ m}; \quad L_{u2,\Phi} = 0,44 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u2} = 0,74 \text{ m}^2$$

$$L_{u3,\Phi/2} = 0,00 \text{ m}; \quad L_{u3,\Phi} = 2,56 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u3} = 1,61 \text{ m}^2$$

$$r_{f,lim,u2} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$r_{f,lim,u3} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \quad R_{fc,d} = 461,7 \text{ kN}$$

- Pantalla 5

Cota de profundidad del micropilote: +66,65 m

Cota de empotramiento: +69,65 m

$$L_{u2,\Phi/2} = 1,91 \text{ m}; \quad L_{u2,\Phi} = 0,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u2} = 0,60 \text{ m}^2$$

$$L_{u3,\Phi/2} = 1,65 \text{ m}; \quad L_{u3,\Phi} = 3,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u3} = 2,40 \text{ m}^2$$

$$r_{f,lim,u2} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$r_{f,lim,u3} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \quad R_{fc,d} = 567,9 \text{ kN}$$

- Pantalla 6

Cota de profundidad del micropilote: +65,65 m

Cota de empotramiento: +68,65 m

$$L_{u2,\Phi/2} = 1,91 \text{ m}; \quad L_{u2,\Phi} = 0,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u2} = 0,60 \text{ m}^2$$

$$L_{u3,\Phi/2} = 2,65 \text{ m}; \quad L_{u3,\Phi} = 3,00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{L,u3} = 2,72 \text{ m}^2$$

$$r_{f,lim,u2} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$r_{f,lim,u3} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \quad R_{fc,d} = 623,1 \text{ Kn}$$

6. Cálculo de Estructuras

6.1. Introducción.

El objetivo del presente apartado es presentar los cálculos realizados relativo al dimensionamiento de las estructuras que componen el Proyecto.

En primer lugar, se muestran las características mecánicas de los materiales a utilizar, los cuales son los usados en todo el Proyecto. Posteriormente se procede a realizar los cálculos según la estructura a analizar, distinguiendo principalmente el paso inferior de hormigón armado de los elementos que conforman las embocaduras de acceso.

Para los casos de elementos de hormigón armado (paso inferior y cada losa en embocaduras de acceso), se presentan las cargas que actúan en ellas, la combinación de acciones a considerar, el modelo de cálculo a utilizar, las fuerzas internas que se producen debido a las solicitaciones, y las cuantías de acero de refuerzo que resultan del diseño.

Para el caso de elementos de contención, con los micropilotes se realizan las comprobaciones necesarias para corroborar el cumplimiento de los materiales y dimensiones adoptadas; mientras que para el muro cierre se diseña su armado. Los resultados de estos análisis son presentados en sus respectivos anexos. Asimismo, se diseña la viga que ata los micropilotes en cabeza.

El Proyecto no contempla el cálculo estructural de las estructuras auxiliares requeridas para el proyecto, dado el carácter académico, por lo que sus dimensiones y armado se toman de proyectos similares y se presentan únicamente en el Anexo A: Planos.

6.2. Materiales.

Las características mecánicas de los materiales se resumen en las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3.

Tabla 6.1. Características mecánicas del hormigón para hormigón armado.

Hormigón Armado (HA)	
Tipo	HA-30/B/25/Qa
Resistencia característica (f_{ck})	30 MPa
Resistencia media real a 28 días (f_{cm}) $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$	38MPa
Módulo de deformación longitudinal secante (E_{cm}) $E_{cm} = 8500^3 \sqrt{f_{cm}}$	28577 MPa
Tipo de cemento	CEM II/A (ambiente Qa)
Recubrimiento mínimo (r_{\min})	55 mm (ambiente Qa, vida útil de 100 años)
Margen de recubrimiento (Δr)	5 mm (control intenso de ejecución)
Recubrimiento nominal (r_{nom}) $r_{nom} = r_{\min} + \Delta r$	60 mm
Coefficiente parcial de seguridad (γ_c)	1,5 (persistente) 1,3 (accidental)
Modalidad de control	Estadístico

Tabla 5.2. Características mecánicas del hormigón para hormigón de relleno y limpieza.

Hormigón de Relleno y Limpieza (HL)	
Tipo	HL-150/B/25

Tabla 5.3. Características mecánicas del acero de refuerzo.

Acero de refuerzo	
Tipo	B-500S (hormigón armado) S-275 JR (pantalla de micropilotes)
Resistencia de fluencia característica (f_{yk})	500 MPa (hormigón armado) 275 MPa (pantalla de micropilotes)
Coefficiente parcial de seguridad (γ_s)	1,15 (persistente) 1,0 (accidental)

6.3. Paso inferior de hormigón armado.

El paso inferior al ser un marco bajo vías de tren se analiza según la *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF – 07)*.

6.3.1. Geometría de la estructura.

Como se detalló en el subapartado 4.2. “Definición geométrica”, el cajón tiene las siguientes dimensiones:

- Longitud: 12,89 m
- Ancho libre: 3,00 m
- Altura libre: 2,50 m
- Espesor hastiales y losas: 0.40 m

Debido a que se trata de una estructura regular, ortogonal a las vías y andenes, con cargas lo suficientemente repartidas, para el análisis del cajón se considera una rebanada de este de ancho unitario. La rebanada con la que se diseñará será la más solicitada, que está por debajo del carril de la vía con mayor espesor de material entre la vía y el cajón.

Dado el carácter académico del Proyecto, no se contempla el dimensionamiento del paso inferior bajo las solicitaciones del hincado.

6.3.2. Acciones a considerar.

6.3.2.1. Acciones permanentes de valor constante (G_k).

Son las acciones debidas al peso de los elementos que forman parte de la estructura, y que no variarán de posición, magnitud, dirección ni sentido. Estas son el peso propio de la estructura y las cargas muertas sobre esta, las cuales se deducen de acuerdo a sus respectivos pesos específicos.

- Peso propio

Corresponde al peso del elemento estructural resistente. En este caso se trata del marco de hormigón armado, para el cual se toma un peso específico de $25,00 \text{ kN/m}^3$. Por lo tanto, la carga permanente vertical por peso propio para una rebanada de ancho unitario y espesor del elemento estructural de 0,4 m será:

$$G_{k,1} = 25 * 1 * 0,4 = 10 \text{ kN/m}$$

- Cargas muertas

Corresponde al peso de los elementos no estructurales que se apoyan en la estructura de manera permanente. Se trata de los carriles, las traviesas y el balasto.

Para los carriles, tomando en cuenta un ancho vía ibérico, se considera un carril habitual tipo UIC 54, que de acuerdo a la Instrucción IAPF – 07, se considera una masa $54,43 \text{ kg/m}$, por lo que se puede aproximar a un peso de $0,54 \text{ kN/m}$.

$$G_{k,2(carr)} = 0,54 \text{ kN/m}$$

Para las traviesas, tomando en cuenta un ancho vía ibérico, se considera traviesas habituales del tipo hormigón bibloque, que de acuerdo a la Instrucción IAPF – 07 cuenta con las siguientes características:

- Masa: 200 kg
- Longitud: 2,50 m
- Ancho: 0,29 m
- Separación entre ejes de traviesas: 0,60 m

De acuerdo a la normativa de Adif para traviesas bibloque de hormigón, cada bloque tiene una longitud de 720 mm. Tomando como hipótesis la distribución de cargas puntuales en una carga uniforme a lo largo del eje del carril, y que la longitud por bloque permite un reparto transversal a través del balasto hasta 1 m de ancho, considerando un peso específico de 2 kN que se reparten en cada carril, se tendrá que:

$$G_{k,2(trav)} = \frac{2/2}{0,6} = 1,67 \text{ kN/m}$$

Para el balasto se utiliza el peso específico recomendado por la Instrucción IAPF – 07 igual a 18,00 kN/m³. Por recomendación de la misma Instrucción, cuando no se tiene datos específicos del espesor de la capa de balasto e_b , se puede adoptar el valor de 0,50 m para vías de ancho ibérico y UIC. El material por debajo de la capa de balasto será un material granular compactado, para el cual se considera un peso específico de 20,0 kN/m³, el cual es del mismo valor que el peso específico de las unidades 1 y 2 de acuerdo al estudio geotécnico. De esta forma, para la sección con mayor material entre traviesa y losa superior del cajón (85 cm), se tendrá:

$$G_{k,2(bals)} = e_b * \gamma_b + e_{mg} * \gamma_{mg}$$

$$G_{k,2(bals)} = 0,5 * 18 + (0,85 - 0,5) * 20$$

$$G_{k,2(bals)} = 16,00 \text{ kN/m}$$

De esta forma, la carga muerta será:

$$G_{k,2} = G_{k,2(carr)} + G_{k,2(trav)} + G_{k,2(bals)}$$

$$G_{k,2} = 0,54 + 1,67 + 16,00$$

$$G_{k,2} = 18,21 \text{ kN/m}$$

6.3.2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G^*k).

Son las acciones que actúan en todo momento sobre la estructura, pero su magnitud puede variar. Estas son los empujes del terreno actuando horizontalmente sobre los hastiales del cajón y los asientos en la cimentación. También forman parte de este tipo de cargas las acciones reológicas, pero dada las dimensiones del cajón, los esfuerzos producidos por estas acciones son despreciables.

- Empuje de terreno

El cálculo de los empujes del terreno ha sido realizado en el Estudio Geotécnico. Se tiene que, considerando una cota de superficie en +73,90 m, las tensiones totales horizontales aplicadas a la estructura varían linealmente entre los siguientes valores:

- Corto plazo (no drenado, ϕ 'cohesivo = 0°):

$$z = 0,85 \text{ m (+73,05 m)} \quad \sigma'_h = 7,51 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)} \quad \sigma'_h = 26,63 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)} \quad \sigma'_h = 64,61 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,68 \text{ m (+70,22 m)} \quad \sigma'_h = 75,50 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,95 \text{ m (+69,75 m)} \quad \sigma'_h = 85,53 \text{ kN/m}^2$$

- Largo plazo (drenado, ϕ 'cohesivo = 16°):

$$z = 0,85 \text{ m (+73,05 m)} \quad \sigma'_h = 7,51 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)} \quad \sigma'_h = 26,63 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,17 \text{ m (+70,73 m)} \quad \sigma'_h = 46,80 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,68 \text{ m (+70,22 m)} \quad \sigma'_h = 54,69 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3,95 \text{ m (+69,75 m)} \quad \sigma'_h = 63,23 \text{ kN/m}^2$$

Como el modelo de la estructura tiene dimensiones según los ejes de sus elementos, las acciones a considerar van desde $z = 1,05 \text{ m}$ a $z = 3,75 \text{ m}$. De esta forma, para una rebanada de ancho unitario, se puede definir la acción de empuje de terreno según la siguiente expresión:

$$G_{k,1}^* = G_{k,1}^*(z) = \sigma'_h(z) \text{ [kN/m]}$$

$$G_{k,1}^*(\text{corto plazo})(z) = \begin{cases} 8,244 * z + 0,499 \text{ [kN/m]}, & \text{para } 1,05 < z \leq 3,17 \text{ m} \\ 21,35 * z - 3,0695 \text{ [kN/m]}, & \text{para } z > 3,17 \text{ m} \end{cases}$$

$$G_{k,1(\text{largo plazo})}^*(z) = \begin{cases} 8,244 * z + 0,499 [kN/m], & \text{para } 1,05 < z \leq 3,17 \text{ m} \\ 15,465 * z - 2,223 [kN/m], & \text{para } 3,17 < z \leq 3,68 \text{ m} \\ 18,166 * z - 12,164 [kN/m], & \text{para } z > 3,68 \text{ m} \end{cases}$$

Dado que los desplazamientos no son completamente nulos en toda la altura de los hastiales del cajón, la acción del terreno puede incrementarse contemplando la acción de muelles horizontales para corregir el empuje, cuya constante elástica se obtiene a partir del módulo de balasto horizontal considerado, también hallado en el Estudio Geotécnico. Estos módulos de balasto a utilizar se encuentran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4. Módulo de balasto horizontal para hastiales del paso inferior.

Unidad	K_h (MN/m ³)
2: Granular (Arenas)	0,91
3: Cohesivo (largo plazo)	1,13
3: Cohesivo (corto plazo)	0,53

Entonces, la constante de los resortes se halla multiplicando el módulo de balasto por el ancho de la rebanada unitaria y la longitud de los elementos finitos discretizados según el modelo definido en el apartado 3.4, el cual es de 0,29 m. En cada nodo se aplica un resorte según el suelo que interviene, por lo que en el muelle más próximo al cambio de unidad se pondera la influencia de cada suelo en ese muelle. De esta forma, los valores de constante elástica de los muelles se establecen en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5. Constante elástica de muelles horizontales para hastiales del paso inferior.

Unidad	$K_{\text{nodos internos}}$ (kN/m)	$K_{\text{nodos extremos}}$ (kN/m)	$K_{\text{nodo intermedio}}$ (kN/m)
2: Granular (Arenas)	262,94	131,47	-
3: Cohesivo (largo plazo)	327,24	163,62	275,14
3: Cohesivo (corto plazo)	154,44	77,22	242,36

- Asientos del terreno de cimentación

Los asientos del terreno no serán representados mediante acciones sobre la estructura, sino mediante muelles cuya constante elástica se obtiene a partir del módulo de balasto vertical considerado, el cual también es hallado en el Estudio Geotécnico y toma el siguiente valor:

$$K_{(LxB)} = 3,97 \text{ MN/m}^3$$

La constante de los resortes se halla multiplicando el módulo de balasto por el ancho de la rebanada unitaria y la longitud de los elementos discretizados según el modelo definido en

el apartado 3.4, el cual es de 0,17 m. En cada nodo se aplica un resorte según el suelo que interviene. De esta forma, los valores de constante elástica de los muelles son:

$$K_{nodos\ internos} = 675,52\ kN/m$$

$$K_{nodos\ extremos} = 337,76\ kN/m$$

6.3.2.3. Acciones variables (Q_k).

Son las acciones cuya magnitud, posición, dirección, o probabilidad de ocurrencia no es fijo en el tiempo.

- Cargas verticales
 - Tren de cargas ferroviarias

La carga producida por el tráfico ferroviario se representa como una carga estática correspondiente a la del tren UIC71, aplicada en el eje de la vía, definido por las siguientes acciones aplicadas simultáneamente (IAPF – 07):

- a) Cuatro ejes de 250 kN, separados longitudinalmente entre sí 1,6 m, en la posición más desfavorable para el elemento. Se puede eliminar alguna de estas cargas, manteniendo las distancias entre las demás, si ello resultara desfavorable.
- b) Una sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/m extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento. Se puede situar por tramos discontinuos, si ello resultara desfavorable. Esta sobrecarga no se dispondrá en una longitud igual a 6,4 m centrada con los cuatro ejes definidos en a).

El esquema del tren cargas se puede observar en la Figura 6.1.

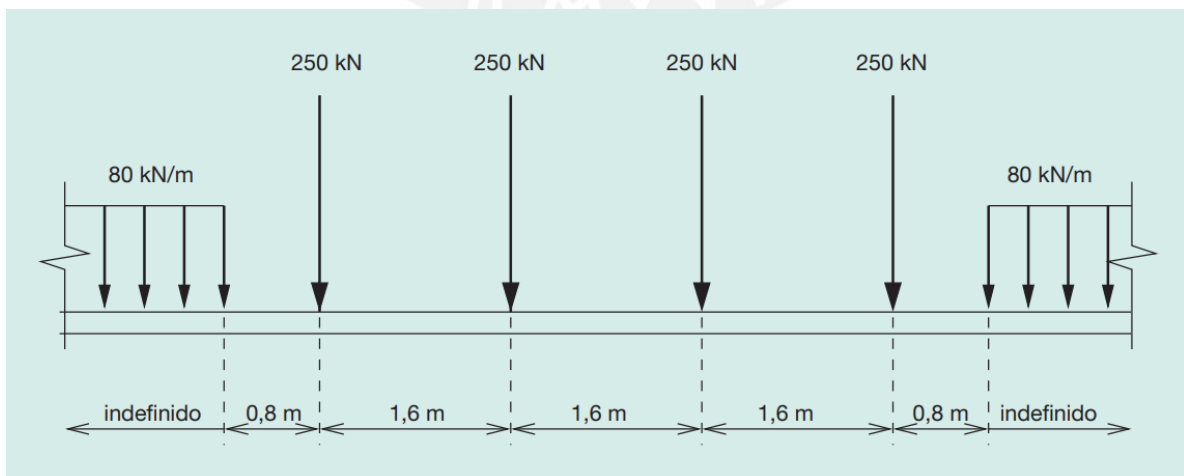


Figura 6.1. Tren de cargas verticales UIC71.

Tomado de IAPF – 07.

Ambas acciones son multiplicadas por un coeficiente de clasificación, α , cuyo valor será:

- $\alpha = 1,21$ para vías de ancho ibérico o UIC
- $\alpha = 0,90$ para vías de ancho ibérico o UIC

Dada la longitud de 3,40 m en la que se aplica el tren de cargas, y con la hipótesis de que el espesor entre las traviesas y la superficie superior del cajón es suficiente como para considerar cargas repartidas de manera uniforme, repartiendo las cargas a cada carril, y para un ancho unitario del cajón, se tiene:

$$q_{vk} = \frac{250 / 1,6}{2} = 78,125 \text{ kN/m}$$

Para el caso del presente Proyecto corresponde el valor de $\alpha = 1,21$.

- o Efectos dinámicos debidos al tráfico: coeficiente de impacto

Debido a la naturaleza dinámica de las cargas reales que implica el tráfico ferroviario, los valores de las sollicitaciones y deformaciones reales pueden ser considerablemente mayores que una situación estática. Para tomar en cuenta los efectos dinámicos, se determina un coeficiente de impacto que represente la envolvente de las sollicitaciones dinámicas máximas para distintos métodos de evaluación, y se define como:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad (\text{con } \Phi \leq 1)$$

Donde:

$\max S_{din,real}$ Sollicitación dinámica máxima debido a todos los trenes reales y velocidades de circulación

$S_{est,tipo}$ Sollicitación estática debido al tren tipo

Se distinguen casos según la velocidad de circulación sea menor o igual a 220 km/h o mayor a 220 km/h. El caso que corresponde es el primero, por lo que los efectos dinámicos se obtendrán multiplicando los efectos estáticos por el coeficiente de impacto.

De igual manera para este caso se distingue si el método es el simplificado, usando el tren tipo UIC71 considerado anteriormente, o el método con trenes reales. Para usar el método simplificado, los elementos estructurales deben ser tipologías convencionales, cuyos casos están recogidos en los cuadros B.2, B.3, B.4 y B.5 de la Instrucción IAPF – 07. En estos cuadros se determina la longitud determinante L_{Φ} del elemento estructural. El marco se considera como una estructura aporticada de vano único, que corresponde al caso 5.3, el cual se encuentra en

el cuadro B.4, mostrado en la Figura 6.2. La longitud determinante se define como el caso 5.2, considerando una viga continua de tres vanos, dos extremos de longitud 2,90 m y uno central de 3,40 m (considerando dimensiones a los ejes). El factor k es igual a 1,3, para tres vanos. La longitud determinante será entonces:

$$L_{\phi} = kL_m = 1,3 * \frac{2,90 + 3,40 + 2,90}{3} = 3,99m$$

CASO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE (L_{ϕ})										
5.1	Vigas y losas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón)	Luz del vano en la dirección principal de la viga										
5.2	Vigas y losas continuas de n vanos, con $L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = kL_m$, pero no menor que $\max L_i (i = 1 \dots n)$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>n=</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>k=</td> <td>1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </table>	n=	2	3	4	≥ 5	k=	1,2	1,3	1,4	1,5
n=	2	3	4	≥ 5								
k=	1,2	1,3	1,4	1,5								
5.3	Estructuras porticadas —vano único	Se considera como una viga continua de tres vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes del dintel y las de los pilares)										
	—múltiples vanos	Se considera como una viga continua de múltiples vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos)										

Figura 6.2. Cuadro B.4: Long. det. L_{ϕ} para vigas principales longitudinales.

Tomado de IAPF – 07.

De igual forma, es requisito para el uso del método simplificado que la frecuencia propia de flexión f_0 debe cumplir las limitaciones representadas en la Figura 6.3. La frecuencia natural f_0 se halla para material de hormigón con el módulo de deformación instantáneo tangente al origen de la curva tensión-deformación, y sometido exclusivamente a acciones permanentes.

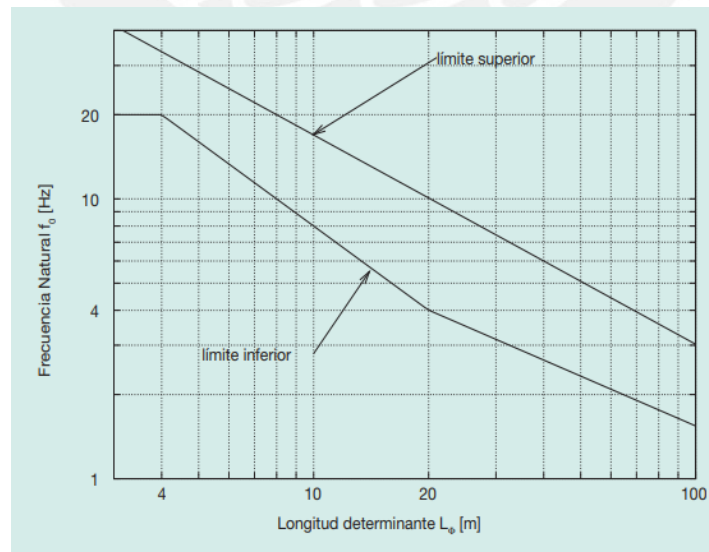


Figura 6.3. Límites de frecuencia natural f_0 en Hz, en función a la longitud determinante del elemento.

Tomado de IAPF – 07.

Se hace una simplificación de viga biapoyada, para la cual se realiza el cálculo con la siguiente expresión:

$$f_0[\text{Hz}] = 17,75\sqrt{\delta_0}$$

Donde δ_0 es la flecha en el centro de vano en [mm], bajo acciones permanentes, y calculada con el módulo de deformación instantáneo. El vano a considerarse es la losa superior del cajón de 3,4 m, y las cargas permanentes presentes en este vano son solo las de valor constante, que suman 28,21 kN/m. Se considera un módulo de deformación instantáneo del hormigón de 28577 MPa, con lo que resulta una frecuencia propia del elemento de 31,3 Hz. Para una longitud determinante de 3,97 m, los límites superior e inferior son:

- Lím. superior: $f_0[\text{Hz}] = 94,76 * L_{\Phi}^{-0,748} = 94,76 * 3,99^{-0,748} = 33,68 \text{ Hz}$
- Lím. inferior: $f_0[\text{Hz}] = 20 \text{ Hz}$

De esta forma, el valor de la frecuencia propia del elemento está dentro del rango que permite el uso del método simplificado para la obtención del coeficiente de impacto. Este método consiste en hallar los coeficientes Φ_2 y Φ_3 y elegir entre ellos o una combinación de ellos según los criterios siguientes (IAPF – 07):

- Se elige Φ_3 para puentes con juntas intermedias, puentes con BLS (barra larga soldada) y con alguna junta de dilatación de carril situada dentro de los mismos, o puentes con BLS (barra larga soldada) y con aparatos de vía sin corazón móvil dentro de los mismos.
- Para el resto de casos, se realiza en función a la velocidad del proyecto, eligiendo Φ_3 para velocidades menores o iguales a 120 km/h, Φ_2 para velocidades mayores a 220 km/h, y el promedio de ambos para velocidades intermedias.

En el caso del presente proyecto, con velocidad máxima de 120 km/h, se toma Φ_3 , el cual viene definido por:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,73$$

Para una longitud determinante de 3,97 m, se tiene:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{3,99} - 0,2} + 0,73 = 1,93$$

Así, la carga vertical de tren carga será:

$$\alpha * \phi_3 * q_{vk} = 1,21 * 1,93 * 78,125 = 182,66 \text{ kN/m}$$

- Cargas no ferroviarias

Estas cargas corresponden a las aceras, paseos de servicio y zonas de tablero no afectadas por el tráfico ferroviario, en la cual se asimila una sobrecarga vertical uniforme de $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$. Esta carga será aplicada en la losa inferior del cajón.

- Reglas de aplicación

En caso de existencia de varias vías, como máximo se aplicará el tren de cargas expuesto anteriormente como máximo en dos vías simultáneamente, si ello resultara desfavorable. En el presente caso, que considera el análisis de una sección unitaria, no existe diferencia en tomar solo una vía o las dos cargadas.

En vías sobre balasto, la carga puntual actuando sobre el carril se reparte a lo largo de tres traviesas consecutivas, absorbiendo la central el 50% de la carga, y cada una de las dos adyacentes el 25%, como se puede apreciar en la Figura 5.4. La carga sobre cada traviesa se distribuye a través del espesor del balasto con una pendiente 4V:1H, como se puede apreciar en la Figura 5.5. Para el presente caso, dado los espesores de material bajo las traviesas, se puede simplificar como una repartición uniforme de las cargas ferroviarias sobre la losa superior del cajón, considerando una rebanada de ancho unitario de este.

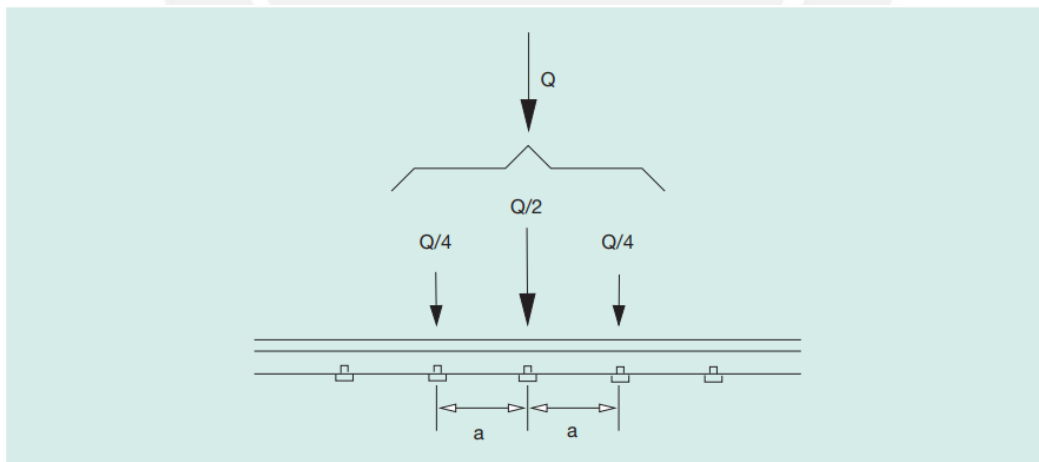


Figura 6.4. Reparto longitudinal de una carga puntual en vía sobre balasto.

Tomado de IAPF – 07.

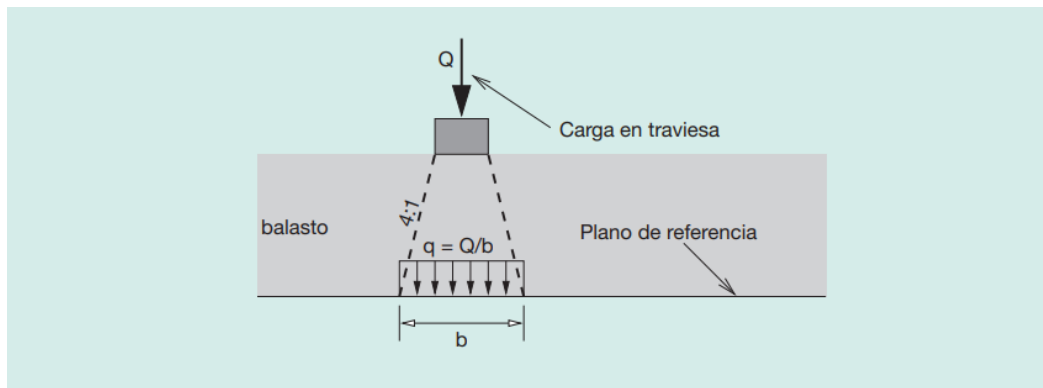


Figura 6.5. Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto.

- Sobrecarga en terraplenes

Se considera una sobrecarga de $\alpha * 30 \text{ kN/m}^2$ actuando sobre la zona de coronación del terraplén en la que puede actuar el tráfico ferroviario, siendo α el coeficiente de clasificación definido para el tren de cargas, en este caso, 1,21. Esta sobrecarga se transfiere al trasdós de los hastiales del cajón multiplicándose por el coeficiente de empuje en reposo, calculado ya para el tren de cargas. Por lo tanto, el empuje en los hastiales en un ancho unitario será de:

- Unidad 2: Granular

$$1,21 * 30 * 0,412 = 14,96 \text{ kN/m}$$

- Unidad 3: Cohesivo

$$1,21 * 30 * 0,724 = 26,29 \text{ kN/m (largo plazo)}$$

$$1,21 * 30 * 1 = 36,30 \text{ kN/m (corto plazo)}$$

- Nieve

Se considera sobrecarga de nieve sobre superficies del tablero donde no se considere actuación de tráfico ferroviario. Esto se reduce a la superficie de los andenes por encima del cajón. La sobrecarga de nieve sobre el tablero se define como:

$$q_k = 0,8 * s_k$$

Donde:

s_k sobrecarga de nieve en terreno horizontal, en $[\text{kN/m}^2]$.

Según la Instrucción IAPF – 07 la sobrecarga para una zona II Norte Mediterránea, con una altitud H entre 0 y 200 m, $s_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$, lo que hace que $q_k = 0,32 \text{ kN/m}^2$. A efectos prácticos, se considera que las acciones de sobrecarga de uso y sobrecarga de nieve no ocurren simultáneamente, por lo que, dado que la primera solicita más a la estructura, se omite la sobrecarga de nieve en el cálculo estructural.

- Sobrecargas debidas al agua

La acción hidrostática en elementos sumergidos considera un peso específico del agua de $9,8 \text{ kN/m}^3$. El nivel freático considerado en el estudio geotécnico se encuentra en el nivel $+70,22 \text{ m}$. El empuje hidrostático del agua del terreno ya está considerado en las acciones de terreno.

6.3.2.4. Acciones accidentales (A_k).

- Descarrilamiento de vehículos ferroviarios

No se considera las acciones de descarrilamiento, dado la poca probabilidad de ocurrencia y poca probabilidad de su desarrollo por encima de la estructura considerando las dimensiones de esta.

- Impactos

No existe posibilidad de acciones de impactos.

- Acciones sísmicas

Se realiza su cálculo según la NCSP – 07. Esta establece que para aceleraciones básicas o de cálculo menores a $0,04g$ no se consideran las acciones sísmicas en el diseño de la estructura. De acuerdo al subapartado 5.2.4. “Aceleración sísmica de cálculo”, estas son:

$$a_b = 0,04g$$

$$a_{c,ELU} = 0,0408g$$

$$a_{c,ELS} = 0,0214g$$

La aceleración de cálculo para los estados límite de servicio (E.L.S.) es menor a $0,04g$, mientras que la aceleración básica y la de cálculo para los estados límite últimos (E.L.U.) son iguales o solo ligeramente mayores a $0,04g$. Por lo tanto, la acción sísmica es despreciable y no será considerada en el diseño del proyecto.

6.3.3. Combinación de acciones.

Las acciones calculadas en el apartado anterior se combinan tomando en cuenta los coeficientes parciales de seguridad γ_F según se trate de un análisis de estados límite últimos (E.L.U.) o estados límite de servicio (E.L.S.).

Se debe tomar en cuenta que las cargas calculadas son los valores característicos de las acciones, mientras que para la combinación de cargas se utilizan los valores representativos.

Para las acciones permanentes y las acciones accidentales se consideran como valores representativos los valores característicos. Para las acciones variables se pueden tomar como valores representativos:

- Valor característico, Q_k : acción actuando aisladamente.
- Valor de combinación, $\Psi_0 Q_k$: acción actuando con alguna otra acción variable. Tiene en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes.
- Valor frecuente, $\Psi_1 Q_k$: acción que es sobrepasada durante un período de corta duración frente a la vida útil de la estructura (5% del tiempo). Corresponde al período de retorno de una semana.
- Valor cuasipermanente, $\Psi_2 Q_k$: acción que es sobrepasada durante una gran parte de la vida útil de la estructura ($\geq 50\%$ del tiempo), o bien el valor medio.

Los valores de los coeficientes Ψ_i se encuentran en el cuadro 3.1 de IAPF – 07, mostrado en la Figura 6.6.

ACCIONES	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas de tráfico	0,8	(1)	0
Resto de acciones variables	0,6	0,5	0,2

(1) Adopta los siguientes valores:
0,80 con una vía cargada.
0,60 con dos vías cargadas simultáneamente.
0,40 con tres o mas vías cargadas simultáneamente.

Figura 6.6. Cuadro 3.1: Valores de los coeficientes Ψ_i .

Tomado de IAPF – 07.

6.3.3.1. Estados límite últimos (E.L.U.).

Los coeficientes parciales de seguridad γ_F para este análisis se encuentran recogidos en el cuadro 4.1 de la IAPF – 07, representados en la Figura 6.7.

TIPO DE ACCIÓN	SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente de valor constante ^{(1) (2)}	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado P ₁ ⁽³⁾	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Pretensado P ₂ ⁽⁴⁾	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,35$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Otra presolicitación ⁽³⁾	$\gamma_G^* = 0,95$	$\gamma_G^* = 1,05$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Reológica	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,35$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Acción o asiento del terreno	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,50$	$\gamma_G^* = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Figura 6.7. Cuadro 4.1: Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para los estados límite últimos.

Tomado de IAPF – 07.

Las combinaciones en E.L.U. consideran dos tipos de situaciones:

- Situaciones persistentes o transitorias

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} * G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente constante

$G_{k,i}^*$ valor representativo de cada acción permanente no constante

$Q_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Se realizan tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, tomando en cada una de ellas un de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

- Situaciones accidentales
 - Sin sismo

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} * G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G_{k,j}^* + \gamma_A * A_k + \gamma_{Q,1} * \Psi_{1,1} * Q_{k,1} \\ + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente constante
- $G_{k,i}^*$ valor representativo de cada acción permanente no constante
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ valor frecuente de la acción variable dominante
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ valores cuasipermanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental
- A_k valor característico de la acción accidental

Se realizan tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, tomando en cada una de ellas un de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

- Con sismo

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} * G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G_{k,j}^* + \gamma_A * A_k + \gamma_{Q,1} * \Psi_{2,1} * Q_{k,1}$$

Donde:

- $G_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente constante
- $G_{k,i}^*$ valor representativo de cada acción permanente no constante
- $\Psi_{2,1} Q_{k,1}$ valor cuasipermanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso
- A_k valor característico de la acción accidental

Dado que no se incluyen acciones accidentales en el proyecto, solo se trabaja con la combinación de cargas para situaciones persistentes o transitorias.

6.3.3.2. Estados límite de servicio (E.L.S.).

Los coeficientes parciales de seguridad γ_F para este análisis se encuentran recogidos en el cuadro 4.2 de la IAPF – 07, representados en la Figura 6.8.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA	
		EFEECTO FAVORABLE	EFEECTO DESFAVORABLE
Permanente de valor constante		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado P_1 Armaduras postesas	$\gamma_{G^*} = 0,90$	$\gamma_{G^*} = 1,10$
	Pretensado P_1 Armaduras pretesas	$\gamma_{G^*} = 0,95$	$\gamma_{G^*} = 1,05$
	Pretensado P_2	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Acción o asiento del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Figura 6.8. Cuadro 4.2: Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para los estados límite de servicio.
Tomado de IAPF – 07.

Las combinaciones en E.L.S. consideran únicamente situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales, de acuerdo con el siguiente criterio:

- Combinación característica (poco probable o rara)

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} * G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} * G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} * \Psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} * G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G_{k,j}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Las variables de las ecuaciones anteriores son las mismas definidas en el apartado 5.3.3.1. Se realizan tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, tomando en cada una de ellas un de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

6.3.4. Modelo de cálculo.

El marco unitario se modeliza como un marco formado por 4 vigas que representan las losas (de 3,40 m cada una) y los hastiales (de 2,90 m cada uno), según las directrices de estos.

La losa inferior funciona como cimentación de la estructura, por lo que ha de considerarse la interacción suelo-estructura. Para esto, se consideran apoyos tipo muelle a lo largo de la losa inferior, cuyo módulo elástico se obtiene a partir del módulo de balasto, de forma que se obtenga de forma aproximada los esfuerzos de la losa al igual que el asentamiento.

En los hastiales se considera un empuje en reposo al funcionar las losas como arriostres que impidan movimiento y ser este empuje mayor al activo. Sin embargo, se considera de igual forma muelles distribuidos en su altura debido a que existen esfuerzos horizontales diferentes al empuje de tierras que el suelo deberá soportar. De esta manera se consideran las variaciones en las tensiones transmitidos por el suelo.

El análisis se realiza en el programa comercial SAP2000, donde cada viga es discretizada en elementos finitos unidimensionales a los que se aplican ecuaciones de interpolación de esfuerzos. Para una distribución de esfuerzos, las vigas de las losas serán discretizadas en 20 elementos finitos (de longitud 0,17 m), mientras que las vigas de los hastiales serán discretizadas en 10 elementos finitos (de longitud 0,29 m). En las vigas que en las que se consideran muelles, estos actuarán en los extremos de cada elemento finito, y su valor de constante elástica se obtiene a partir del módulo de balasto considerado, multiplicado por el ancho unitario y la longitud del elemento finito.

En la Figura 6.9 se muestra el modelo a utilizar en el cálculo de la estructura, de elaboración propia.

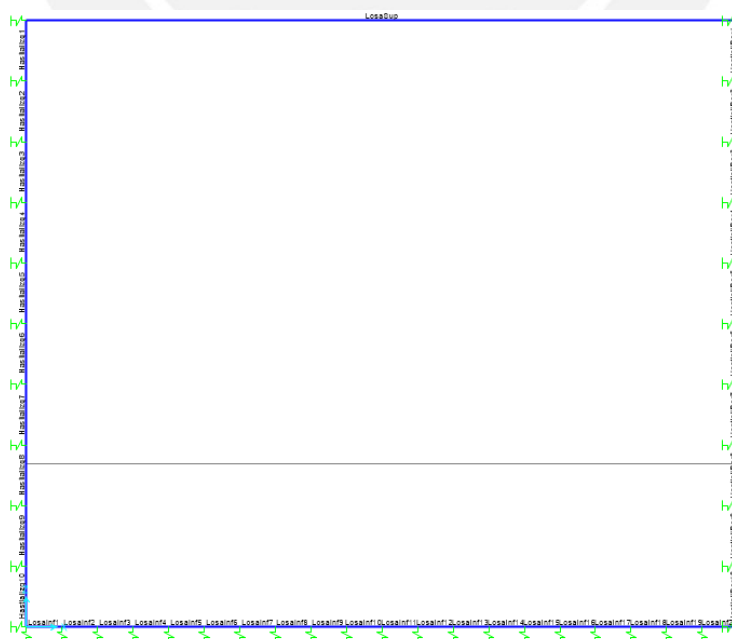


Figura 6.9. Modelo de cálculo de paso inferior de hormigón armado (SAP 2000).

6.3.5. Dimensionado.

El dimensionado de la armadura del paso inferior se realiza según la EHE – 08. Para ello, se cuenta con los resultados de fuerzas internas de los elementos, resultantes del análisis del modelo de cálculo. En la Figura 6.10 se muestra la envolvente de momentos flectores de para E.L.U. como ejemplo de cómo se distribuyen las envolventes de cada estado límite. En esta se observa la simetría de estas respecto al eje vertical del marco y las secciones críticas. Las fuerzas internas críticas de estas secciones se resumen en las Tablas 6.6 y 6.7. Cabe resaltar que el análisis se realizó tanto para condiciones corto y largo plazo, en las cuales cambian los valores de los empujes de terreno y los módulos de balasto horizontal; en las secciones centrales son críticas las fuerzas a largo plazo, mientras que en las uniones de losas y hastiales son críticas las fuerzas a corto plazo.

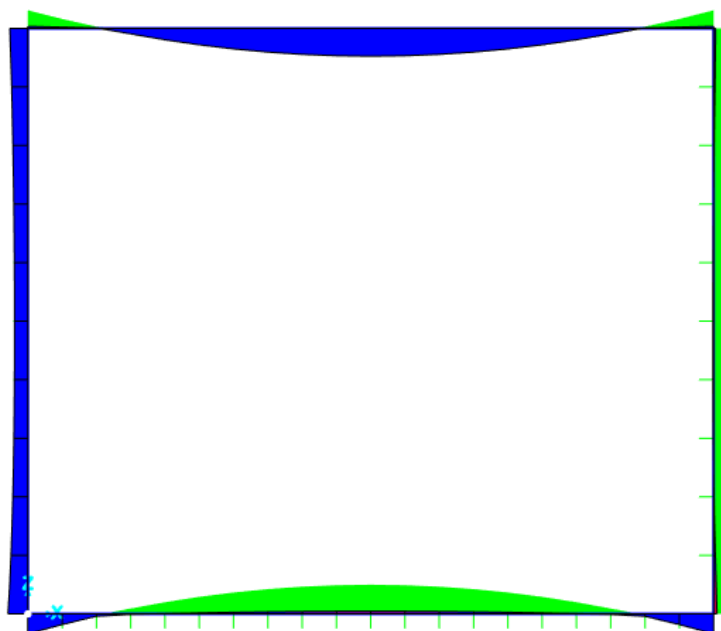


Figura 6.10. Envolvente de momentos flectores.

Tabla 6.6. Fuerzas internas críticas de envolvente de E.L.U. para paso inferior.

Sección	E.L.U.				
	V_{rd} (kN)	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)
Losa Sup. (extremo)	468,11	530,53	-180,44	73,74	22,78
Losa Sup. (centro)	53,05	0,00	275,40	71,07	20,98
Hastial (extremo sup.)	66,23	73,75	180,44	530,53	47,96
Hastial (centro)	12,95	12,95	131,73	552,06	62,46
Hastial (extremo inf.)	118,15	149,69	199,39	569,68	76,96
Losa Inf. (extremo)	484,67	539,62	199,39	149,69	70,61
Losa Inf. (centro)	29,75	29,75	-289,15	129,20	56,85

Tabla 6.7. Fuerzas internas críticas de envoltorio de E.L.S. para paso inferior.

Sección	E.L.S. (característico)		E.L.S. (frecuente)		E.L.S. (cuasiperm.)	
	M_{max} (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{max} (kN)
Losa Sup. (extremo)	-121,58	47,78	-81,37	38,36	-21,06	24,24
Losa Sup. (centro)	183,93	47,78	118,56	38,36	20,51	24,24
Hastial (extremo sup.)	121,58	358,48	81,37	234,27	21,06	47,96
Hastial (centro)	83,91	374,43	50,97	250,22	1,55	63,91
Hastial (extremo inf.)	135,45	387,48	95,44	263,27	35,42	76,96
Losa Inf. (extremo)	135,45	100,23	95,44	88,38	35,42	70,61
Losa Inf. (centro)	-193,86	100,23	-128,79	88,38	-31,2	70,61

El cálculo del acero de refuerzo necesario, así como las comprobaciones de fisuración en servicio, se encuentra en el Anexo C: Cálculo de Acero de Refuerzo en Elementos de Hormigón Armado. Se resumen las áreas de acero de refuerzo calculadas ($A_{s,mec}$) y dispuestas ($A_{s,dispuesta}$) por flexión, así como el refuerzo por cortante, en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8. Resumen de armado del paso inferior.

Sección	Refuerzo Flexión		Refuerzo Cortante	
	$A_{s,mec}$ (cm ²)	$A_{s,dispuesta}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	S (cm)
Losa Sup. (extremo)	12,92	15,71	26,18	15,00
Losa Sup. (centro)	20,37	24,54	26,18	15,00
Hastial (extremo sup.)	12,67	15,71	0,00	-
Hastial (centro)	11,20	15,71	0,00	-
Hastial (extremo inf.)	13,83	15,71	0,00	-
Losa Inf. (extremo)	13,89	15,71	26,18	15,00
Losa Inf. (centro)	21,10	24,54	26,18	15,00

6.4. Embocaduras de acceso.

6.4.1. Estructuras de acceso.

Las estructuras consideradas en este apartado son las escaleras, la solera, la base del ascensor y el forjado que techa la embocadura de acceso.

6.4.1.1. Acciones a considerar, combinación de cargas y modelo de cálculo.

Las acciones a considerar son acciones permanentes de peso propio y carga muerta, y como acción variable la sobrecarga de uso. Para el peso propio se considera el peso específico del hormigón armado de 25,00 kN/m³, la carga muerta de las baldosas será de 0,90 kN/m² y de los peldaños en las escaleras 1,88 kN/m² que se suman a las baldosas, y para la sobrecarga de uso se considera 5,00 kN/m² en la escalera, la solera y el forjado, y 8,00 kN/m² para la base del ascensor. La combinación de cargas se realiza según el *Documento Básico SE Seguridad Estructural* (CTE Seguridad Estructural, 2019) para E.L.U., la cual se define como:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente

$Q_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

En las Figuras 6.11 y 6.12 se encuentran los coeficientes de seguridad γ y coeficientes de simultaneidad Ψ , respectivamente, correspondientes de las tablas 4.1 y 4.2 del CTE Seguridad Estructural. El caso que corresponde es el de zonas destinadas al público (Categoría C).

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Figura 6.11. Coeficientes de seguridad (γ).

Tomado de CTE Seguridad Estructural.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Figura 6.12. Coeficientes de simultaneidad (Ψ).

Tomado de CTE Seguridad Estructural.

Los coeficientes para la combinación de acciones para situación de E.L.S. serán unitarios.

Estas estructuras se representan en como elementos viga de longitud igual a la distancia entre ejes de pantallas de micropilotes (2,10 m), biapoyadas en los muros y cuyo apoyo en el suelo y la reacción de este se representa mediante muelles con coeficiente elástico obtenido a partir del módulo de balasto vertical, según se calcula en el Estudio Geotécnico, a excepción del forjado que solo se encuentra biapoyada.

Se utiliza de igual forma el programa SAP2000. Se discretiza la viga en 10 elementos finitos para aplicar los muelles en los nodos. Como el módulo de balasto es calculado para un ancho de 1,90 m, los elementos son de 0,19 m de longitud, excepto en los extremos que serán de 0,29 m. La constante elástica se calcula con la longitud de los elementos finitos intermedios.

La sección varía según sea para la escalera, la solera, la base del ascensor y el forjado. Las Figuras 6.13, 6.14, 6.15 y 6.16 muestran la geometría de las secciones, acotadas con unidades en metros.

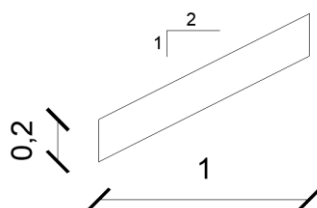


Figura 6.13. Sección transversal del modelo de la escalera.

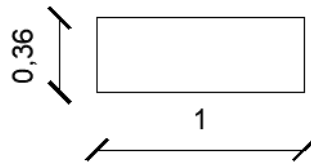


Figura 6.14. Sección transversal del modelo de la solera.

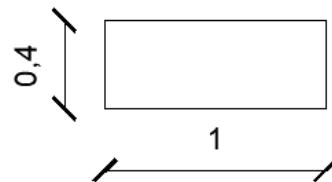


Figura 6.15. Sección transversal del modelo de la base del ascensor.

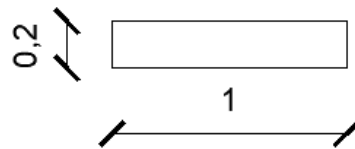


Figura 6.16. Sección transversal del modelo del forjado.

La Tabla 6.9 muestra los módulos de balasto vertical obtenidos en el Estudio Geotécnico, mientras que la Tabla 6.10 se muestran las constantes elásticas a utilizar.

Tabla 6.9. Módulo de balasto vertical para elementos de embocaduras de acceso.

Elemento	K_{LxB} (MN/m ³)
Escalera Andén Principal	14,23
Escalera Andén Central (Unidad 2)	21,88
Escalera Andén Central (Unidad 3)	7,54
Solera	7,93
Ascensor	9,73

Tabla 6.10. Constante elástica de muelles para elementos de embocaduras de acceso.

Elemento	K (kN/m)
Escalera Andén Principal	2703,61
Escalera Andén Central (Unidad 2)	4157,16
Escalera Andén Central (Unidad 3)	1431,76
Solera	1507,16
Ascensor	1848,00

En las Figura 5.17 y 5.18 se muestran los modelos a utilizar en el cálculo de las estructuras horizontales, para la cual cambian sus secciones, cargas y constantes elásticas de muelles.

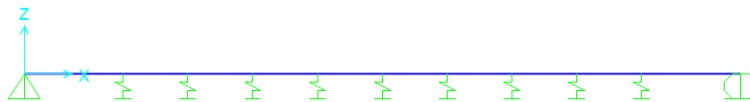


Figura 6.17. Modelo de cálculo para la escalera, solera y base de ascensor.



Figura 6.18. Modelo de cálculo para forjado.

6.4.1.2. Dimensionado de estructuras de acceso.

El dimensionado de la armadura del paso inferior se realiza según la EHE – 08. Para ello, se cuenta con los resultados de fuerzas internas de los elementos, resultantes del análisis de los modelos de cálculo, y cuyas fuerzas internas máximas en sus secciones centrales (momento flector) y apoyos (fuerza cortante) se resumen en la Tabla 6.11.

Tabla 6.11. Fuerzas internas críticas máximas de envolventes de E.L.S. y E.L.U. de cada elemento en secciones centrales y apoyos.

Elemento	$V_{\max,ELS}$ (kN)	$V_{rd,ELU}$ (kN)	$M_{\max,ELU}$ (kN.m)
Escalera	12,63	13,30	9,16
Solera	15,46	16,43	11,32
Ascensor	18,70	20,11	13,86
Forjado	11,45	12,18	8,53

El cálculo del acero de refuerzo necesario se encuentra en el Anexo C: Cálculo de Acero de Refuerzo en Elementos de Hormigón Armado. Se resumen las áreas de acero de refuerzo calculadas ($A_{s,mec}$) y dispuestas ($A_{s,dispuesta}$) por flexión en la Tabla 6.12.

Tabla 6.12. Resumen de armado de estructuras de acceso de las embocaduras.

Elemento	Refuerzo Flexión		
	$A_{s,mec}$ (cm ²)	$A_{s,mín}$ (cm ²)	$A_{s,dispuesta}$ (cm ²)
Escalera	1,64	5,60	5,65
Solera	0,90	10,08	15,71
Ascensor	0,97	11,20	15,71
Forjado	1,53	5,60	5,65

6.4.2. Estructuras de contención de tierras.

Las estructuras consideradas en este apartado son aquellas que cumplen la función de contención de tierras. Dentro de este grupo se incluye principalmente las pantallas de micropilotes. También se incluye el muro de cierre, el cual cubre el tramo por el que cruza el cajón durante su hincado.

6.4.2.1. Pantalla de micropilotes.

Se utilizan micropilotes de 200 mm de diámetro, los cuales tienen una armadura de refuerzo tubular de 139,7 mm de diámetro exterior y 9 mm de espesor. La separación nominal en planta entre ejes de cada micropilote es de 20 cm, de forma que el espacio libre entre ellos sea nulo o mínimo. El atado en cabeza de micropilotes se realiza mediante una viga de 50 x 50 cm, en la cual los micropilotes penetran en 20 cm. La longitud varía según la pantalla a considerar, habiéndose dividido estas en seis según longitudes, de acuerdo a como se muestra la Figura 6.19. Las longitudes son exactas se toman del Anexo A: Planos.

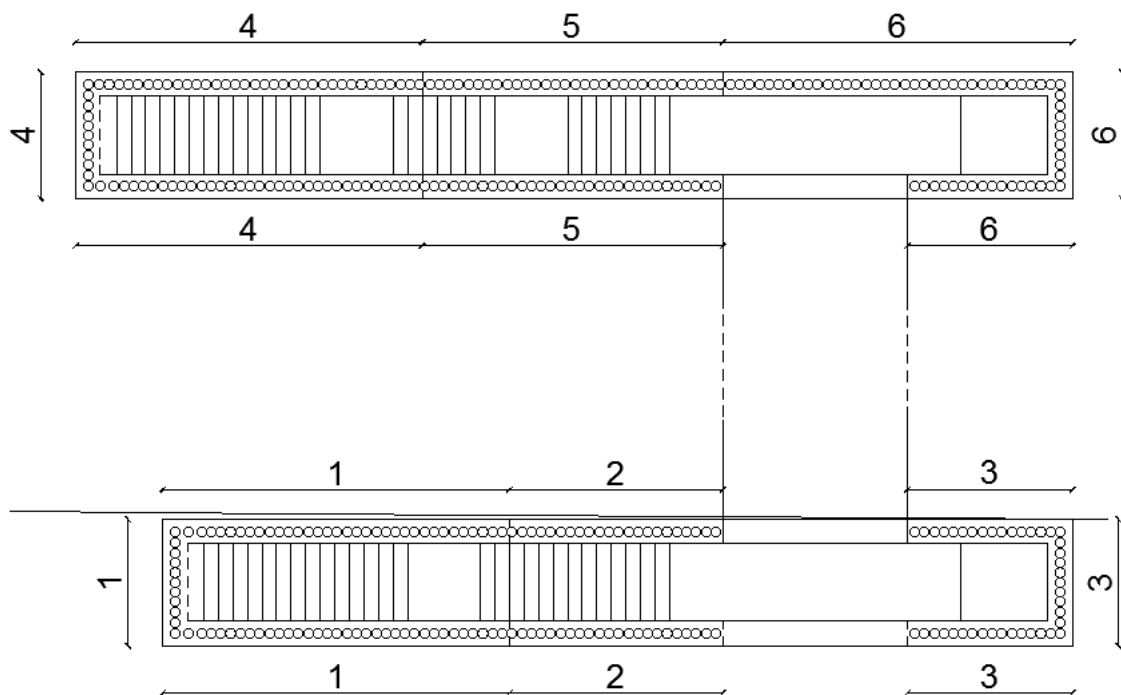


Figura 6.19. División de pantallas de micropilotes según longitud.

El desplazamiento máximo permitido en cualquier punto a lo largo del micropilote se limita a 2,5 cm, durante todas las fases de ejecución y puesta en servicio. Se utiliza para la armadura de refuerzo un acero S-275 JR, ya que el condicionante principal de los micropilotes es la deformación, por encima de la resistencia.

- Modelos de cálculo de pantalla de micropilotes

El análisis de los micropilotes se realiza mediante la aplicación de Muros Pantalla del programa comercial CYPE. El uso de este programa también permite garantizar el requisito de que no exista desplazamiento durante la ejecución, ya que se puede realizar el análisis durante las distintas fases constructivas.

El análisis considera que deben cumplirse los siguientes coeficientes de seguridad:

- 1,67 para equilibrio de momentos
- 1,67 para relación de empujes
- 1,80 para círculo de deslizamiento pésimo

Estos coeficientes son los recomendados por el programa, y cumplen con los coeficientes mínimos de seguridad recomendados por la “Guía de cimentaciones en obras de carretera”.

- Terreno

En este programa la pantalla de micropilotes es modelada como una viga apoyada sobre muelles elasto-plásticos, cuyas constantes elásticas se obtiene a partir del módulo de balasto horizontal considerado, hallado en el Estudio Geotécnico. Estos módulos de balasto se muestran en la Tabla 6.13, mientras que los parámetros geotécnicos propios del terreno por unidad se muestran en la Tabla 5.9 en el apartado 5.2.4 “Parámetros geotécnicos adoptados por unidad”.

Tabla 6.13. Módulo de balasto horizontal para micropilotes.

Unidad	K_h (MN/m ³)
1: Natural-Antrópico	23,78
2: Granular (Arenas)	38,46
2: Granular (Gravas)	54,09
3: Cohesivo (largo plazo)	46,81
3: Cohesivo (corto plazo)	23,40

Se utilizan los valores del terreno para corto plazo por ser un análisis de fases constructivas y ser más desfavorables para las deformaciones. Para la unidad cohesiva se usa ángulo de fricción interna igual a 5°, ya que es el mínimo que permite el programa.

- Acciones

Aparte de los empujes que produce el terreno, se considera las cargas de tráfico verticales (sin coeficiente de impacto) y la sobrecarga de uso sobre el terreno en el trasdós de la pantalla. Estas acciones se toman del apartado 6.3.2.3 “Acciones variables (Qk)”:

- Carga de tren UIC71

$$Q_k = \frac{250/1,6}{2} * 1,21 = 94,5 \text{ kN/m}$$

- Sobrecarga de uso

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

No se considera el aporte estructural del muro forro debido a que la pantalla de micropilotes debe ser capaz de resistir las solicitaciones durante fases constructivas, en las que le muro forro aún no está construido y es más desfavorable.

Cabe destacar la existencia de un andén al costado de la embocadura del andén principal, para la cual la sobrecarga se considerará de 12,5 kN/m². Asimismo, se debe considerar la presencia del talud próximo a la embocadura de andén central.

Las acciones se mayoran con un coeficiente de 1,60.

- Elementos de apoyo

El límite de deformación de la pantalla de micropilotes significa que, si esta no puede cumplir con este requisito por su cuenta, se hace necesario el empleo de arriostres temporales durante las fases constructivas hasta que los sistemas de arriostre permanente (escalera, solera, base de ascensor, forjado) estén construidas.

Por lo tanto, se determinan las rigideces de los distintos sistemas propuestos para arriostar:

- Perfiles HEB200 repartidos cada 2 m

$$k = \frac{E * A}{L} = \frac{210\,000 \text{ MPa} * 78,1 \text{ cm}^2}{1,90 \text{ m}} = 863211 \text{ kN/m}$$

- Escalera

$$k = \frac{E * A}{L} = \frac{28577 \text{ MPa} * 0,2 \text{ m}^2}{1,90 \text{ m}} = 3008105 \text{ kN/m/m}$$

- Solera

$$k = \frac{E * A}{L} = \frac{28577 \text{ MPa} * 0,36 \text{ m}^2}{1,90 \text{ m}} = 541458 \text{ kN/m/m}$$

- Base de ascensor

$$k = \frac{E * A}{L} = \frac{28577 \text{ MPa} * 0,4 \text{ m}^2}{1,90 \text{ m}} = 6016211 \text{ kN/m/m}$$

- Forjado

$$k = \frac{E * A}{L} = \frac{28577 \text{ MPa} * 0,2 \text{ m}^2}{1,90 \text{ m}} = 3008105 \text{ kN/m/m}$$

Los arriostres permanentes también transfieren cargas verticales a los micropilotes, que se pueden obtener de la Tabla 6.11, en el apartado 6.4.1.2. “Dimensionado de estructuras de acceso”.

Además de estos elementos, la viga de atado que une a los micropilotes en sus cabezas aporta rigidez, cuya colaboración durante las fases constructivas no es la más relevante al contarse con los perfiles temporales, pero toma una importancia fundamental en la fase de servicio en la zona que no cuenta con el arriostre del forjado. Estas se modelan en el programa como un forjado. Considerando una viga de atado de 50 x 50 cm con comportamiento biapoyado, se tienen las siguientes rigideces en cabeza de los micropilotes para los centros de vano de viga:

- Hueco de escalera

$$k = \frac{385EI}{5L^4} = \frac{385 * 28 \ 577 \text{ MPa} * \frac{0,5^4}{12} \text{ m}^4}{5 * 7,14^4 \text{ m}^4} = 4398 \text{ kN/m/m}$$

- Hueco ascensor (1,80 m)

$$k = \frac{385EI}{5L^4} = \frac{385 * 28 \ 577 \text{ MPa} * \frac{0,5^4}{12} \text{ m}^4}{5 * 2,3^4 \text{ m}^4} = 408475 \text{ kN/m/m}$$

- Hueco ascensor (1,60 m)

$$k = \frac{385EI}{5L^4} = \frac{385 * 28 \ 577 \text{ MPa} * \frac{0,5^4}{12} \text{ m}^4}{5 * 2,1 \text{ m}} = 587759 \text{ kN/m/m}$$

Usar estos valores es considerar una carga distribuida en la viga de atado, lo cual no es exacto dado que hay profundidad excavada que varía en su longitud. Sin embargo, usando el modelo de la pantalla de micropilotes en una sección cuya profundidad excavada sea el centroide de excavación en ese tramo, la flecha en el centro de vano producida por una carga distribuida se aproxima a la flecha máxima que tendría con una carga variable exacta.

La sección de 50 x 50 cm ha sido adoptada luego de un proceso iterativo en el que se debía compatibilizar la deformación en cabeza de los micropilotes con la deformación que

transmiten estos a la viga modelada como viga biapoyada con carga uniforme. Esto se logra variando un valor de muelle en cabeza de micropilote que representa la viga, obteniendo la deformación (δ_{micro}) y fuerza de reacción, introduciendo esta fuerza como carga uniforme en el modelo de viga y obtener su deformación (δ_{viga}). El valor rigidez del muelle que resulta sería el mínimo requerido.

El modelo de viga y el modelo de micropilote utilizados fueron los que representan el hueco de escalera, ya que tiene una longitud mayor al hueco del ascensor, por lo que la rigidez es menor. El resultado de este proceso de iteración resultó en un valor de constante elástica de muelle aproximado de 275 kN/m/m, con una deformación de 1,21 cm.

- Análisis y comprobación de la pantalla de micropilotes

Por cada grupo de pantallas se analizó las más solicitadas. Esto significa las que tienen las vías como sobrecarga en la embocadura del andén principal y las que tienen el talud en el andén central. Adicionalmente están las pantallas de los ascensores que no tienen arriostre metálico durante la construcción. En todos ellos se observa que se cumplen los criterios de estabilidad propuestos. El reporte del análisis de la pantalla de micropilotes con resultados más críticos se encuentra en el Anexo D: Reporte de Análisis Estructural de Micropilotes Más Solicitados.

Según la *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera* (2005), sólo se considera resistente a flexión el tubo de acero. No se considera pérdida de resistencia de flexión por uniones entre tubos, considerando uniones macho-macho con manguito exterior. De esta forma, se realizan las comprobaciones con los mayores esfuerzos de cálculo obtenidos:

- Resistencia estructural a flexión

El valor de cálculo del momento flector M_{Ed} , en cada sección, deberá cumplir la condición:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed}$$

Donde:

M_{Ed} Momento flector de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas

$M_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a flexión. Se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{Si } \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y} \quad , \quad M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_a} F_{u,f}$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y} \quad , \quad M_{c,Rd} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_a} F_{u,f}$$

siendo:

d_e Diámetro exterior nominal de la armadura

r_e Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión. Se toma de la tabla 2.4 de la *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera* (2005). En este caso es 1,20 mm, para suelo natural sin alterar y una vida útil de los micropilotes de 100 años

t Espesor de la armadura tubular

f_y Límite elástico del acero de la armadura tubular [MPa]

γ_a Coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Se toma un valor de 1,10

W_{pl} Módulo plástico de la sección

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6}$$

W_{el} Módulo elástico de la sección

$$W_{pl} = \frac{\pi[(d_e - 2r_e)^4 - d_i^4]}{32(d_e - 2r_e)}$$

d_i Diámetro interior nominal de la armadura tubular

$F_{u,f}$ Coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura en función al tipo de unión. Por tipo de unión considerado, en este caso es igual a la unidad

Se muestra los resultados del cálculo de la resistencia estructural a flexión de los micropilotes en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14. Cálculo de resistencia estructural a flexión de los micropilotes.

d_e (mm)	139,7	$\frac{d_e - 2r_e}{t - r_e}$	17,60
r_e (mm)	1,20	$\frac{16450}{f_y}$	59,82
t (mm)	9	$\frac{21150}{f_y}$	76,91
f_y (MPa)	275	$M_{c,Rd}$ (kN.m)	32,74
γ_a	1,10		
W_{pl} (mm ³)	130966		
W_{el} (mm ³)	97251		
d_i (mm)	121,7		
F_u, f	1,0		

De los resultados de los análisis mostrados en el Anexo D, se tiene que el valor de cálculo de momento flector máximo es de 32,15 kN.m, por lo que se cumple la condición de resistencia estructural a flexión.

- Resistencia estructural a cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} , en cada sección, deberá cumplir la condición:

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed}$$

Donde:

V_{Ed} Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas

$V_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante. Se adopta $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$.

$V_{c,Rd}$ Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante. Se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2A_{Pr}}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

donde:

f_y Límite elástico del acero de la armadura tubular [MPa]

γ_a Coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Se toma un valor de 1,10

A_{Pr} Sección reducida de la armadura tubular de acero, calculada teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión

$$A_{Pr} = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2]$$

siendo:

- de Diámetro exterior nominal de la armadura
- re Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión.
Se toma de la tabla 2.4 de la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”. En este caso es 1,20 mm, para suelo natural sin alterar para una vida útil de 100 años
- di Diámetro interior nominal de la armadura tubular

Se muestra los resultados del cálculo de la resistencia estructural a cortante de los micropilotes en la tabla 6.15.

Tabla 6.15. Cálculo de resistencia estructural a cortante de los micropilotes.

f_y (MPa)	275
γ_a	1,10
A_{Pr} (mm ²)	3173
d_e (mm)	139,7
r_e (mm)	1,2
d_i (mm)	121,7
$V_{c,Rd}$ (kN)	291,59

De los resultados de los análisis mostrados en el Anexo D, se tiene que el valor de cálculo de esfuerzo cortante máximo es de 1,76 kN, por lo que se cumple la condición de resistencia estructural a cortante.

- Resistencia frente a esfuerzos combinados

Consiste en una reducción de la resistencia estructural a flexión en caso el valor de cálculo de esfuerzo cortante sea mayor a la mitad de la resistencia estructural a cortante. No aplica en este caso.

- Viga de atado

De los reportes también se obtiene la carga unitaria en la viga de atado. La que máxima que corresponde al hueco de escalera es de 15,99 kN/m, que multiplicado por un coeficiente amplificador de 1,35 (E.L.U.), genera un momento flector $M_{max} = 39,65$ kN.m, y fuerzas

cortantes en los extremos $V_{rd} = 20,74$ kN, valores con los cuales se dimensiona el armado de la viga de atado, cuyo resumen se muestra en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16. Resumen de armado de viga de atado.

Elemento	Refuerzo Flexión			Refuerzo Cortante	
	$A_{s,mec}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,dispuesta}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	S (cm)
Viga de atado	2,14	7,00	12,57	10,47	15

6.4.2.2. Muro de cierre.

EL muro de cierre es un muro de contención de tierras en ménsula de hormigón armado, y cubre los 3,80 m de ancho que necesita el cajón para su hincado atravesando la embocadura del andén principal. Sus dimensiones son:

- Longitud: 3,80 m
- Altura: 4,31 m
- Espesor muro: 0,50 m
- Espesor zapata: 0,40 m
- Talón: 2,50 m

Considerando que en el trasdós se encuentra el estacionamiento de la estación, se toma el estrato antrópico de 1,00 m de espesor, seguido de un relleno hasta la cota de cimentación del muro, cuyos parámetros se toman de la tabla D.27 del CTE SE Cimentaciones para terraplén, con cohesión nula:

- Densidad aparente: 17 kN/m³
- Ángulo de fricción interna: 30°

Aparte del empuje de terreno, en el trasdós se tiene una sobrecarga de 5,00 kN/m². En el intradós también se tiene esta sobrecarga, sin embargo, para el cálculo no se considera debido a que sería favorable a la estabilidad, por lo que sin ella se está en el lado de la seguridad.

El análisis del muro se realiza mediante la aplicación de Muros en Ménsula de Hormigón Armado del programa comercial CYPE. En ella se introduce las características de los materiales, la geometría de la estructura y parámetros de terreno antes especificados, al igual que los coeficientes de seguridad a cumplir. El dimensionado del acero de refuerzo requerido para el muro de cierre se genera a partir de las fuerzas internas críticas en la estructura. El



listado de los datos introducidos y resultados de este análisis, así como el resumen del armado del muro, se presentan el Anexo E: Reporte de Diseño Estructural de Muro de Cierre.



7. Instalaciones, Firmes y Pavimentos

7.1. Introducción.

El presente apartado tiene como objetivo definir las unidades que componen el sistema de drenaje, las instalaciones eléctricas, las instalaciones electromecánicas y los firmes y pavimentos, que serán empleado en el Proyecto.

7.2. Red de drenaje.

Dado el carácter académico del Proyecto, se ha tomado como referencia proyectos similares para la definición de la red de drenaje adoptada. La red de drenaje está compuesta por caces de sumidero continuos, colectores y arquetas.

Se estimó como caudal de circulación de aguas pluviales en caces el valor máximo de 0,014 m³/s, basado en la información obtenida de obras similares y cercanas al paso inferior proyectado.

7.2.1. Caz de sumidero continuo.

De entre las secciones existentes en la *Norma 5.2-IC Drenaje Superficial* (2016), se selecciona para el caz de hormigón la de tipo rejilla debido a sus menores dimensiones mínimas, generando así menos impacto para los usuarios del paso inferior. La sección y pendiente a instalar es tal que su capacidad hidráulica es de 0,047 m³/s, mayor al valor pluvial máximo estimado.

7.2.2. Colector

Estos dispositivos son los colocados al final del sistema de desagüe propuesto, reciben las aguas de lluvia provenientes del caz de sumidero continuo y lo desaguan a la red de drenaje existente, puesto que el presente proyecto se encuentra en una zona ya urbanizada.

Se opta por un colector de hormigón. De acuerdo a la normativa, el colector que recibe el caudal de los caces no tendrá diámetro inferior a 40 cm. La capacidad hidráulica es de 0,07 m³/s, mientras que el valor de caudal máximo es de 0,023 m³/s (obtenido a partir del valor pluvial máximo estimado), por lo que funciona correctamente.

7.2.3. Arquetas

Se instalarán arquetas en los puntos donde los caces de sumidero continuo desembocuen en el colector, de modo que se asegure un paso limpio de la corriente, es decir, sin pérdidas de

carga. Así mismo, se permita la limpieza y conservación de ambos elementos lineales y de la unión entre estos.

Las dimensiones mínimas de la arqueta en planta, en caso esta no supere los 1.5 metros de profundidad, como es el caso, será de 80 cm en el sentido de la corriente por 40 cm en el sentido transversal. Su embocadura se realizará, de forma que quede enrasada con el firme adyacente, sin sobresalir sobre este y que soporte adecuadamente la tapa o rejilla, de modo que no se generen problemas de circulación por encima de ella.

7.3. Instalaciones eléctricas y electromecánicas.

Dado el carácter académico del Proyecto, se ha tomado como referencia proyectos similares para la definición de instalaciones eléctricas y electromecánicas adoptadas. Las instalaciones eléctricas y electromecánicas incluyen el alumbrado de las obras en servicio, los ascensores que conforman el itinerario accesible, y a la red de distribución eléctrica que alimenta a los dos anteriores. Para todas las instalaciones se busca cumplir con los requisitos de *Reglamento electrotécnico de baja tensión (REBT, 2002)* y sus instrucciones técnicas complementarias.

7.3.1. Iluminancia.

Los niveles de iluminación considerados se basan en la *Guía Técnica de Eficiencia Energética en Iluminación: Alumbrado público (2001)* y en el R.D.1544/2007, de 23 de noviembre, y estos serán:

- Paso inferior 100 lux
- Embocaduras de acceso 150 lux

Para conseguir los niveles señalados anteriormente y siguiendo los criterios expuestos, se toma para este Proyecto contempla la instalación de luminaria antivandálica estanca TCW215 2x36W que permite instalar lámparas fluorescentes TL-D Y TL-5 (16 mm), o modelo similar, tanto para el paso inferior como para las embocaduras de acceso, basándose en proyectos de similares dimensiones.

7.3.2. Aparatos de elevación.

De acuerdo con al CTE SUA, las dimensiones mínimas para los ascensores accesibles, para zona de uso público y superficie útil mayor a 1000 m², será de 1,10 m x 1,40 m. para ascensores de una puerta o dos puertas enfrentadas. Debe existir un espacio circular a la salida del ascensor de 1,50 m de diámetro libre de obstáculos.

Los ascensores a instalarse serán electromecánicos, sin sala de máquinas, de 1,0 m/s de velocidad, 2 paradas, 630 kg de carga nominal, con capacidad para 8 personas, 2 embarques enfrentados, panorámico, cabina de 1100x1400x2100 mm, con alumbrado eléctrico permanente de 50 lux como mínimo, maniobra colectiva de bajada, puertas interiores automáticas de acero inoxidable y puertas exteriores automáticas en acero inoxidable de 900x2000 mm, apertura lateral, foso de 1,00 m.

7.3.3. Red de distribución eléctrica.

Se ejecuta una nueva línea eléctrica tanto para el alumbrado como para los ascensores, parten de los Centros de Mando propios a los que se acometerá desde la red general de distribución en baja tensión. La tensión de distribución en todos los casos es de 400/230 V. Las caídas de tensión máxima admisibles que exige el vigente REBT son de 3% para el alumbrado y 5% para el arranque del motor de los ascensores. En este Proyecto se considera una sección mínima de cálculo de 6 mm², cumpliendo de esta forma lo dispuesto en el REBT.

7.3.4. Previsión de potencia.

La previsión de potencia necesaria para la instalación se recoge en la Tabla 7.1. El total de potencia a aumentar resulta en 12,5 kW.

Tabla 7.1. Potencia de instalación eléctrica nueva.

Descripción	UD	Potencia por UD (W)	Potencia Total (kW)
TCW215 (paso inferior)	4	72	0,288
TCW215 (andén principal)	4	72	0,288
TCW215 (andén central)	4	72	0,288
Ascensor electromecánico	2	5 800	11,600
TOTAL POTENCIA A AUMENTAR			12,5

7.4. Firmes y pavimentos.

Los firmes y pavimentos se diferenciarán según tres zonas diferenciadas: embocaduras de acceso al paso inferior; forjado y acera nueva; y estacionamiento.

- Embocaduras de acceso al paso inferior: en las escaleras y solera se utiliza un pavimento de baldosas de piedra artificial, clase 3, acabado antideslizante, colocada a pique de maceta con mortero de cemento elaborado en obras. Forman un espesor de 4 cm.

- Forjado y acera nueva: se ha buscado una solución de acabado lo más parecida al estado actual del pavimento utilizado en los andenes. Se utiliza un pavimento de baldosas hidráulicas relieve (9 pastillas) de dimensiones 40 x 40 x 4 cm.
- Estacionamiento: se ha buscado una solución lo más parecida al estado actual. Riego de adherencia y mezcla bituminosa en caliente tipo AC16 surf D.



8. Plan de Obra

8.1. Introducción.

El objetivo del presente apartado es establecer un Plan de Obra en el que se indiquen los plazos de ejecución de las principales unidades de obra consideradas en el Proyecto, así como presentar un presupuesto acorde a este. Este plan es de carácter indicativo y no vinculante para el contratista.

8.2. Organización de las obras.

Para la elaboración del plan de obra, se parte de las fases en las que se divide el Proyecto, las cuales se organizan en capítulos de obra. Con los capítulos definidos, se asignan duraciones por cada actividad en cada uno de ellos, siguiendo el criterio de encontrar qué actividades pueden darse con simultaneidad durante la ejecución de obras, de manera que se pueda hallar un camino crítico en el cual no se pueda avanzar con una actividad mientras no se termine. Los capítulos seguidos y sus subcapítulos, las duraciones de cada actividad y la programación con la que se sigue, de carácter orientativo, se muestra en la Figura 8.1.



Figura 8.1. Plan de obra del Proyecto.

Se propone un plazo de ejecución de SEIS MESES (6), considerando una plantilla de 20 trabajadores. Este plazo es de carácter orientativo, debiéndose fijar el mismo con carácter contractual y definitivo en el Pliego de Condiciones Administrativas.

8.3. Presupuesto.

El presupuesto del Proyecto, así como todo su proceso de elaboración, tiene como unidad monetaria el EURO (€). La elaboración consistió en una justificación de los precios unitarios, tanto de costes directos como indirectos, y la medición detallada de todas las unidades de obra. Para la justificación de precios unitarios se usó el *Convenio colectivo de trabajo de la industria*

de la construcción y obras públicas de la provincia de Barcelona, para los años 2017-2021 (2019), de la Generalitat de Catalunya, para obtener los salarios de la mano de obra, y la Base de precios de referencia de la dirección general de carreteras (2016), para los precios de maquinaria y materiales.

Con lo anterior se puede obtener el Presupuesto de Ejecución Material. Considerando un 13% para gastos generales y un 6% por beneficio industrial, se puede obtener el Presupuesto Base de Licitación sin I.V.A. Finalmente, aplicando el I.V.A. de 21%, se obtiene el Presupuesto Base de Licitación. En la Figura 8.2 se muestra el cuadro resumen del presupuesto del Proyecto, en el cual los montos indicados están en EUROS.

Proyecto Constructivo de Paso Inferior en Estación Mollet Santa Rosa en Barcelona		
CAPÍTULO	RESUMEN	IMPORTE
01	TRABAJOS PREVIOS.....	1,179.53
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	13,399.76
03	EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS.....	445,322.46
04	REPOSICIÓN INFRAESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA DE VÍA.....	12,975.58
05	INSTALACIONES.....	48,939.68
06	PAVIMENTOS Y ACABADOS.....	17,598.53
07	GESTIÓN DE RESIDUOS.....	13,614.46
08	SEGURIDAD Y SALUD.....	19,864.25
	PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	572,894.25
	13.00 % Gastos generales.....	74,476.25
	6.00 % Beneficio industrial.....	34,373.66
	Suma.....	108,849.91
	PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA	681,744.16
	21% IVA.....	143,166.27
	PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	824,910.43

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de OCHOCIENTOS VEINTICUATRO MIL NOVECIENTOS DIEZ con CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS

Madrid, Septiembre 2020.

Figura 8.2. Resumen del presupuesto del Proyecto.

9. Conclusiones

El Proyecto Constructivo de “Paso Inferior en Estación Mollet Santa Rosa en Barcelona”, objeto de la tesis, ha sido elaborado de manera que se cumplieran los requisitos de seguridad y accesibilidad de la estación de viajeros, siguiendo la normativa vigente, así como estudios de buena práctica profesional. Esto permite llegar a las conclusiones expuestas a continuación, desarrolladas de acuerdo a la secuencia de redacción del trabajo.

Se destaca en primer lugar la importancia de detallar la situación actual en la que se encuentra la estación, como base de un posterior estudio y diseño. El apartado de Antecedentes delimita la zona de actuación, señala las condicionantes a las que se debe regir y establece el marco legal en el que se va a trabajar. En particular, resaltar desde el inicio la condición de mínima interrupción de servicio de cercanías toma gran influencia en la elección de la solución a adoptar en el posterior Estudio de Alternativas. Asimismo, considerar el talud al lado de la vía 3, así como el levantamiento topográfico del mismo, resulta en tener un diseño correcto y por el lado de la seguridad en el Cálculo de Estructuras.

A partir de estos datos previos, se pudo proceder con la realización del Estudio de Alternativas, en el cual se aplicó un análisis multicriterio siguiendo el método Pattern, con el fin de comparar las alternativas consideradas de acuerdo a distintos criterios. Por un lado, para el método de ejecución del paso inferior de hormigón armado se optó por una construcción mediante hinca, ya que a pesar de no ser el más económico, obtuvo la mejor puntuación al ser considerablemente superior en criterios sociales y temporales respecto a las otras alternativas. El Proyecto encarece, pero para el cliente (ADIF) resulta más rentable que tener pérdidas por detener el servicio de cercanías. Por el otro lado, para el método de contención de tierras en las embocaduras de acceso se optó por pantallas de micropilotes, que en cuestión económica tiene una puntuación ligeramente menor a las otras alternativas, pero en el resto de criterios resulta ser la mejor. Esto se traduce en que por un precio un poco mayor se puede obtener una ejecución más efectiva y un resultado funcional.

El Estudio Geotécnico se orientó a las soluciones adoptadas y a las dimensiones geométricas definidas, y su correcta realización es fundamental para obras enterradas como un paso inferior. Uno de los puntos que se puede concluir de él es respecto a la unidad cohesiva del terreno. Para obtener los parámetros geotécnicos lo más exactos posible en este tipo de suelo, resultan insuficientes únicamente ensayos SPT y resistencia a compresión simple. Es mucho más recomendable tener resultados de ensayos triaxiales para la obtención de los

parámetros de este tipo de suelo, sobre todo al estar saturados. No obstante, los parámetros utilizados fueron obtenidos a partir de correlaciones, valores típicos y estimaciones válidas, debidamente justificadas, de manera que se pueda trabajar del lado de la seguridad. Esta tarea, si bien está dentro de un trabajo académico, refleja una realidad, ya que no siempre se tiene una campaña de reconocimiento geotécnico que abarque todos los ensayos necesarios debido al límite presupuestal del cliente. Por lo que se concluye que el trabajo realizado de obtención de parámetros geotécnicos es representativo.

Otro punto que se puede concluir del Estudio Geotécnico es que son varios los factores que influyen en la interacción del suelo con la estructura. Aparte de la influencia de la forma de la estructura, los módulos de balasto calculado han sido variables en cuanto a suelos granulares y cohesivos, tomando en cuenta distintos valores de NSPT en las arenas y gravas, y periodos a corto y largo plazo en arcillas saturadas. Este último crea diferentes escenarios a analizar posteriormente en el Cálculo de Estructuras.

Partiendo de la definición geométrica, del Estudio Geotécnico, y de la normativa de diseño estructural vigente, el Cálculo de Estructuras dimensiona los distintos elementos que componen las obras del Proyecto. De aquí se destaca el modelo de cálculo utilizado para el paso inferior: un marco de ancho unitario, el cual se analiza según la sección más solicitada de la estructura en su longitud. Diseñar todo el cajón para esta sección permitió que se cumpla con los criterios de resistencia en estados límite últimos, y que se compruebe que no fisure en estados límite de servicio. De igual modo, destaca también las pantallas de micropilotes diferenciadas según longitud y solicitaciones, resultando ser una solución efectiva para la contención de tierras. Para cada pantalla, luego de realizadas las comprobaciones correspondientes, se tiene que se cumplen los requisitos de resistencia y deformación máxima en todas las fases de construcción y en servicio.

Para finalizar, considerando todas las partidas, se tiene que el plazo estimado de ejecución del Proyecto es de SEIS MESES (6), con una cuadrilla de 20 trabajadores. El Presupuesto de Ejecución Material asciende a 572 894.25 euros. Sumando 13% de gastos generales y 6% de beneficio industrial, se tiene un Presupuesto Base de Licitación sin I.V.A. de 681 744.16 euros. Sumando el I.V.A. de 21%, se tiene un Presupuesto Base de Licitación de 824 910.43 euros, el cual es un valor coherente para las dimensiones del Proyecto, comparado con proyectos de magnitudes similares.

Referencias Bibliográficas

- Administrador de infraestructuras ferroviarias ADIF (1999). *N.F.I. Andenes 001*. Madrid, España.
- Administrador de infraestructuras ferroviarias ADIF (2019). *N.A.P. 2-0-0.5 Norma Adif Plataforma: Pasos inferiores*. Madrid, España.
- Administrador de infraestructuras ferroviarias ADIF (2020). *N.A.P. 6-2-5.1 Norma Adif Plataforma: Apeos de vía*. Madrid, España.
- Amar A., Clarke B.G.F., Gambin M.P., Orr T.L. (1991). *The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe* [reporte]. The ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters.
- Amertaunga, J., Sivakugan N. y Das, B. M. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. Nueva Delhi, India: Springer India.
- Generalitat de Catalunya (2005). *Pla d'Ordenació Urbanística Municipal de Mollet del Vallès (POUM)*. Barcelona, España.
- Generalitat de Catalunya (2017). *Normes de planejament urbanístic de Mollet del Vallès (NPU 2017)*. Barcelona, España.
- Generalitat de Catalunya (2019). *Convenio colectivo de trabajo de la industria de la construcción y obras públicas de la provincia de Barcelona, para los años 2017-2021*. Barcelona, España.
- González Galindo, J. (6 de julio de 2018). *Relación entre el módulo de deformación y el SPT* [entrada de blog]. <https://jesusgonzalezgalindo.wordpress.com/2018/07/06/relacion-entre-el-modulo-de-deformacion-y-el-spt/>
- Ministerio de Ciencia y Tecnología (2001). *Guía técnica de eficiencia energética en iluminación: Alumbrado público*. Madrid, España.
- Ministerio de Ciencia y Tecnología (2002). *Reglamento electrotécnico para baja tensión e ITC (REBT)*. Aprobado por Real Decreto 842/2002, de 2 de agosto. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2004). *Reglamento del Sector Ferroviario*. Aprobado por Real Decreto 2387/2004, de 30 de diciembre. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2005). *Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera*. Madrid, España.

- Ministerio de Fomento (2007). *Norma de construcción sismorresistente: Puentes (NCSP – 07)*. Aprobado por Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2007). *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF – 07)*. Aprobado por Orden FOM/3671/2007, de 24 de septiembre. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2008). *Instrucción de hormigón estructural (EHE – 08)*. Aprobado por Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2009). *Código Técnico de la Edificación (CTE): Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación*. Aprobado por el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo y posteriormente modificado por Orden VIV/984/2009, de 15 de abril. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2016). *Base de precios de referencia de la dirección general de carreteras*. Aprobado por Orden FOM 37/2016, de 29 de enero. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2016). *Norma 5.2 - IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras*. Aprobado por Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2018). *Instrucción ferroviaria para el proyecto y construcción del subsistema de infraestructura (IFI – 18)* [borrador, tras proceso de consulta pública en enero de 2018]. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2019). *Código Técnico de la Edificación (CTE): Documento Básico SE Seguridad Estructural*. Aprobado por el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo y posteriormente modificado por Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2019). *Código Técnico de la Edificación (CTE): Documento Básico SE-C Cimientos*. Aprobado por el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo y posteriormente modificado por Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre. Madrid, España.
- Ministerio de Fomento (2019). *Código Técnico de la Edificación (CTE): Documento Básico SUA Seguridad de utilización y accesibilidad*. Aprobado por el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo y posteriormente modificado por Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre. Madrid, España.

Ministerio de Fomento (2019). *Guía para el proyecto sísmico de puentes de carretera*. Madrid, España.

Ministerio de la Presidencia (2007). *Real Decreto 1544/2007, de 23 de noviembre, por el que se regulan las condiciones básicas de accesibilidad y no discriminación para el acceso y utilización de los modos de transporte para personas con discapacidad*. Madrid, España.

Jefatura de Estado (2015). *Ley 38/2015, de 29 de septiembre, del sector ferroviario*. Madrid, España.

Rincón Soriano, Z. (2013). *Prontuario en Excel de Hormigón Armado (adaptado a EHE-08)* [Trabajo Fin de Grado, Universidad Politécnica de Catalunya]. UPCommons.

Torrijo Echarri, J. y Franch i Vaca, J. (19 de marzo de 2014) “Correlaciones geotécnicas (5) y ensayos “in situ”: el SPT y el módulo de deformación” *Estudios Geotécnicos* [entrada de blog]. <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-modulo-de-deformacion-correlacion/>