



MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

TRABAJO FIN DE MÁSTER

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN ENTRE PILOTES CON ARMADURA DE ACERO Y FIBRA

Autor: Javier Alonso Sánchez

Director: Manuel García Gallegos

Madrid

24 de mayo de 2026

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

Declaración de originalidad

Declaro bajo mi responsabilidad que el Proyecto presentado con el título **Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra** de la ETS de Ingeniería – ICAI de la Universidad Pontificia Comillas en el curso académico 2025/2026 es de mi autoría y no ha sido presentado con anterioridad a otros efectos. El Proyecto no es plagio de otro, ni total ni parcialmente y la información que ha sido tomada de otros documentos está debidamente referenciada.

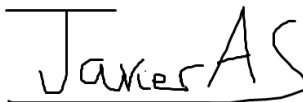
Uso de Inteligencia Artificial¹

Declaro bajo mi responsabilidad que (indicar la opción correcta):

☐ No he utilizado Inteligencia Artificial en la elaboración del presente documento.

☒ He utilizado Inteligencia Artificial en la elaboración del presente documento y/o del Anexo B siempre en las condiciones permitidas por la Universidad Pontificia Comillas, es decir, aplicando el Nivel 2 de la [Escala de Evaluación de Perkins et al. \(2024\)](#): “La IA puede utilizarse para actividades previas a la tarea, como la lluvia de ideas, la descripción y la investigación inicial. Este nivel se centra en el uso de la IA para la planificación, las síntesis y la generación de ideas, pero las evaluaciones deben hacer hincapié en la capacidad de desarrollar y refinar estas ideas de forma independiente”. En concreto, la Inteligencia Artificial ha sido empleada para:

La Inteligencia Artificial ha sido utilizada para la investigación inicial, así como para la búsqueda inicial de bibliografía para investigar con más profundidad algunos temas no vistos durante el máster.


Firmado (alumno): Javier Alonso Sánchez
Fecha: 24 de mayo de 2026

Autorización para la entrega del Proyecto

El Director del Proyecto

Fdo: MANUEL GARCÍA GALLEGOS
Fecha: 24 de Mayo de 2026

¹ Esta declaración se refiere al uso de la Inteligencia Artificial generativa para realizar los documentos del Proyecto (Anexo B y Memoria). No aplica a Proyectos donde, por su naturaleza, deban emplear inteligencia artificial como parte de estos (aplicación de técnicas de aprendizaje automático, redes neuronales, análisis de datos...)

Resumen del trabajo

En el presente Trabajo Fin de Máster se analiza y compara el comportamiento de pilotes de cimentación profunda armados con acero convencional y con polímeros reforzados con fibra (FRP). Se centra especialmente en su durabilidad, comportamiento estructural y viabilidad económica. El estudio surge debido al análisis de una de las principales limitaciones de las cimentaciones profundas en la actualidad: la corrosión de la armadura de acero en ambientes agresivos. Este fenómeno condiciona la durabilidad de los proyectos de ingeniería civil en entornos marinos, terrenos salinos, zonas con altos niveles freáticos o suelos agresivos químicamente.

En primer lugar, en el trabajo se desarrolla la relevancia de las cimentaciones profundas dentro de la ingeniería civil. Se explica el funcionamiento de los pilotes como elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la estructura a estratos resistentes del terreno cuando las capas superficiales no poseen suficiente capacidad portante. Asimismo, se estudian las diferentes tipologías de pilotes detallando sus procesos constructivos, aplicaciones, ventajas y limitaciones.

Posteriormente, se profundiza en la problemática de la corrosión de las armaduras metálicas en cimentaciones profundas. El trabajo analiza los mecanismos físico-químicos responsables del deterioro del acero, incluyendo la carbonatación del hormigón, la penetración de cloruros, la presencia de humedad y sales en el terreno, las corrientes eléctricas parasitarias y los ambientes químicamente agresivos. Además, se estudian los modelos normativos empleados para estimar la vida útil de los pilotes de hormigón armado, diferenciando el período de iniciación de la corrosión y el período de propagación hasta alcanzar estados inadmisibles de deterioro.

En relación con las armaduras de acero, se describen sus propiedades mecánicas y características principales, centrándose especialmente en el acero B500S, el más utilizado en cimentaciones profundas. El trabajo también examina las distintas estrategias actuales para mejorar la durabilidad de los pilotes armados con acero, como el incremento del recubrimiento de hormigón, el uso de acero galvanizado o inoxidable, los recubrimientos epoxi y los sistemas de protección catódica. Sin embargo, se concluye que muchas de estas soluciones únicamente retrasan el inicio de la corrosión y pueden suponer elevados costes de mantenimiento durante la vida útil de la estructura.

A continuación, se desarrolla el estudio de las armaduras de fibra, consideradas una alternativa innovadora frente al acero tradicional. Se analizan los principales tipos de materiales compuestos utilizados actualmente: GFRP (fibra de vidrio), CFRP (fibra de carbono) y BFRP (fibra de basalto). Se estudia su composición, proceso de fabricación mediante pultrusión y sus propiedades mecánicas y físicas más relevantes. Entre las principales ventajas de los FRP destaca su inmunidad frente a la corrosión.

No obstante, el trabajo también analiza las limitaciones de los materiales FRP. Su comportamiento frágil y lineal-elástico hasta rotura, la ausencia de plastificación y la escasa experiencia existente a largo plazo generan incertidumbre en su aplicación estructural. Asimismo, se estudia la degradación de la matriz de resina epoxi.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

El trabajo incluye además un análisis comparativo entre las armaduras de acero y fibra desde el punto de vista estructural, económico y constructivo. Se comparan sus diagramas tensión-deformación, capacidades resistentes y comportamiento frente a esfuerzos axiales y cortantes. También se estudia el coste del ciclo de vida de ambas soluciones. Aunque los FRP presentan un coste inicial superior, el estudio concluye que pueden resultar más competitivos en proyectos con vidas útiles largas o en ambientes altamente agresivos, donde el mantenimiento del acero supone costes muy elevados.

Finalmente, el trabajo incorpora el análisis de un caso real de aplicación de pilotes reforzados con fibra: el proyecto del Túnel del Regajal, perteneciente a la línea de alta velocidad Madrid-Levante. Este caso práctico permite estudiar las condiciones geotécnicas, ambientales y constructivas que justificaron el empleo de armaduras de GFRP, así como las técnicas de ejecución y montaje utilizadas en obra.

Como conclusión general, el estudio demuestra que las armaduras de fibra representan una alternativa técnicamente viable aunque ventajosa exclusivamente en ambientes agresivos donde la corrosión limita la durabilidad de las cimentaciones tradicionales. A pesar de su mayor coste inicial y de la necesidad de continuar investigando su comportamiento a largo plazo, los materiales FRP presentan un elevado potencial para incrementar la vida útil de las estructuras, reducir los costes de mantenimiento y mejorar la sostenibilidad de las infraestructuras futuras.

Palabras clave:

Pilote, acero, Fiber Reinforced Polimer (FRP), fibra, vidrio, basalto, carbono, Túnel del Regajal.

Abstract of the paper

This Master's Thesis analyzes and compares the performance of deep foundation piles reinforced with conventional steel and fiber-reinforced polymers (FRP). It focuses specifically on their durability, structural performance, and economic feasibility. The study arises from an analysis of one of the main limitations of current deep foundations: the corrosion of steel reinforcement in aggressive environments. This phenomenon affects the durability of civil engineering projects in marine environments, saline soils, areas with high water tables, or chemically aggressive soils.

Firstly, the study explores the importance of deep foundations in civil engineering. It explains how piles function as structural elements responsible for transferring the structure's loads to resistant soil strata when the surface layers lack sufficient bearing capacity. The study also examines the several types of piles, detailing their construction processes, applications, advantages, and limitations.

Subsequently, the issue of corrosion of metal reinforcement in deep foundations is explored in depth. The study analyzes the physical and chemical mechanisms responsible for steel deterioration, including concrete carbonation, chloride penetration, the presence of moisture and salts in the soil, stray electric currents, and chemically aggressive environments. In addition, the study examines the standard models used to estimate the service life of reinforced concrete piles, distinguishing between the period when corrosion begins and the period of propagation until unacceptable levels of deterioration are reached.

Regarding steel reinforcement, this paper describes its mechanical properties and main characteristics, focusing particularly on B500S steel, which is the most used in deep foundations. The study also examines current strategies for improving the durability of steel-reinforced piles, such as increasing the concrete cover, using galvanized or stainless steel, epoxy coatings, and cathodic protection systems. However, it concludes that many of these solutions merely delay the start of corrosion and entail high maintenance costs over the structure's service life.

Next, the study examines fiber reinforcements, considered an innovative alternative to traditional steel. The study analyzes the main types of composite materials currently in use: GFRP (glass fiber), CFRP (carbon fiber), and BFRP (basalt fiber). It examines their composition, the pultrusion manufacturing process, and their most relevant mechanical and physical properties. Among the main advantages of FRPs, their resistance to corrosion stands out.

The study also includes a comparative analysis of steel and fiber-reinforced armors from structural, economic, and construction perspectives. It compares their stress-strain diagrams, load-bearing capacities, and behavior under axial and shear forces. The life-cycle cost of both solutions is also studied. Although FRP has a higher initial cost, the study concludes that it can be more competitive in projects with long service lives or in extremely aggressive environments, where steel maintenance entails extremely excessive costs.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

Finally, the study includes an analysis of a real-world application of fiber-reinforced piles: the Regajal Tunnel project, part of the Madrid-Levante high-speed rail line. This case study examines the geotechnical, environmental, and construction conditions that justified the use of GFRP reinforcement, as well as the construction techniques employed on-site.

In conclusion, the study demonstrates that fiber-reinforced materials represent a technically viable alternative, although one that is advantageous exclusively in aggressive environments where corrosion limits the durability of traditional foundations. Despite their higher initial cost and the need for further research into their long-term behavior, FRP materials offer significant potential for extending the service life of structures, reducing maintenance costs, and improving the sustainability of future infrastructure.

Keywords:

Piles, steel, Fiber-Reinforced Polymer (FRP), fiber, glass, basalt, carbon, Regajal Tunnel.

**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN ENTRE PILOTES CON ARMADURA DE
ACERO Y FIBRA**

Contenido

I.	INTRODUCCIÓN	11
1.	Contexto, antecedentes y relevancia.	11
2.	Descripción de las técnicas.....	14
3.	Problemática de la corrosión en cimentaciones profundas.	22
4.	Estado de la cuestión.....	25
5.	Definición del trabajo.....	27
5.1.	Justificación.	27
5.2.	Objetivos.	27
5.3.	Metodología.	28
II.	ARMADURA DE ACERO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	29
1.	Composición y tipos.....	29
2.	Principales características.	30
3.	Corrosión.....	31
4.	Vida útil.....	32
5.	Control de calidad en obra.	33
6.	Análisis económico durante el ciclo de vida.	34
7.	Aplicación.	35
III.	ARMADURA DE FIBRA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.	36
1.	Introducción a los FRP y tipos.	36
2.	Principales características.	42
3.	Degradación de la matriz de epoxi.	43
4.	Vida útil.....	44
5.	Control de calidad en obra.	45
6.	Análisis económico durante el ciclo de vida.	47
7.	Ejemplo real: Túnel del Regajal (Aranjuez-Ontígola).	48
8.	Aplicación de los pilotes de armadura de fibra.....	60
9.	Seminario de Paolo Casadei sobre barras de GFRP.....	62
IV.	Comparación entre armadura de fibra y acero en cimentaciones profundas	63
1.	Análisis de las principales características y materiales.	63
2.	Análisis económico.....	67
3.	Ventajas, inconvenientes y aplicabilidad de la armadura de fibra.....	68
4.	Recomendaciones y conclusión.	70
V.	Cálculos.	73

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

VI.	Bibliografía.....	83
VII.	Apéndices.....	85
1.	Plano técnico HR130 gálibo corto.....	85
2.	Plano técnico HR180 gálibo corto.....	86
3.	Plano técnico HR260 gálibo corto.....	87
4.	Estudio geotécnico.	88
5.	Perfil geotécnico Túnel del regajal	111
6.	Sondeo PK 103+940	123
7.	Croquis de la perforación de un pilote central con una pilotadora HR 260.	131
8.	Croquis de la perforación de un pilote lateral con una pilotadora HR 260.	132
9.	Croquis de la perforación de un pilote central con una pilotadora HR 130.	133
10.	Croquis de la perforación de un pilote lateral con una pilotadora HR 130.	134
11.	Hoja de características mecánicas de barras de GFRP.	135
12.	Dimensionamiento a flexión de pilotes con barras de GFRP.	137

Tabla de ilustraciones.

Ilustración 1: Esquema general cimentación profunda.	12
Ilustración 2: Esquema de hincado de pilote.	14
Ilustración 3: Esquema CPI 2.	15
Ilustración 4: Esquema CPI 3.	16
Ilustración 5: Esquema CPI 4.	17
Ilustración 6: Esquema CPI 5.	18
Ilustración 7: Esquema CPI 6.	19
Ilustración 8: Esquema CPI 7.	20
Ilustración 9: Esquema CPI 8.	21
Ilustración 10: Flujo de caja de un pilote reforzado con acero a lo largo de una vida útil de 100 años.	34
Ilustración 11: Armadura de GFRP de la obra del Túnel del Regajal.	37
Ilustración 12: Barras de refuerzo de CFRP.	38
Ilustración 13: Barras de refuerzo de BFRP.	39
Ilustración 14: Proceso de fabricación de fibras GFRP.	40
Ilustración 15: Proceso de pultrusión para fabricación de barras de FRP.	41
Ilustración 16: Flujo de caja a lo largo de una vida útil de 100 años de pilotes reforzados por fibra.	47
Ilustración 17: Situación del Parque Natural El Regajal-Mar de Ontígola.	48
Ilustración 18: Vista panorámica del Mar de Ontígola.	49
Ilustración 19: Soluciones propuestas para LAV Madrid-Levante.	50
Ilustración 20: Nivel freático de cada sondeo.	51
Ilustración 21: Análisis del agua de la pila 9.	52
Ilustración 22: Planteamiento de una solución para el Túnel del Regajal con filas de cuatro pilotes.	54
Ilustración 23: Colocación del primer tramo de la armadura de un pilote en el Túnel del Regajal.	55
Ilustración 24: Solape de dos tramos de armadura de GFRP en el Túnel del Regajal.	55
Ilustración 25: Perforación de un pilote dentro del Túnel del Regajal.	56
Ilustración 26: Armadura de GFRP colocada en una perforación del Túnel del Regajal.	57
Ilustración 27: Montaje de las armaduras de GFRP en la obra del Túnel del Regajal.	57
Ilustración 28: Microrreserva del Salobral de Ocaña.	58
Ilustración 29: Ubicación del desagüe de salmuera del Túnel del Regajal.	58
Ilustración 30: Tuneladora en muro pantalla de pilotes armados con fibra.	60
Ilustración 31: Primer puente peatonal de Europa con fibra como refuerzo.	61
Ilustración 32: Tren de levitación magnética en Japón.	61
Ilustración 33: Gráfica tensión-deformación del acero.	65
Ilustración 34: Gráfica tensión-deformación para FRP.	66
Ilustración 35: Gráfica tensión-deformación del acero y principales FRP.	66
Ilustración 36: Diagrama axil-momento en un pilote de D=1.200mm para armadura de acero.	76
Ilustración 37: Diagrama axil-momento en un pilote de D=1.200mm para armadura de GFRP.	77
Ilustración 38: Diagrama axil-momento en un pilote de D=1.200mm para armadura de CFRP.	78
Ilustración 39: Diagrama axil-momento en un pilote de D=1.200mm para armadura de BFRP.	79
Ilustración 40: Diagrama axil-momento en un pilote de D=1.200mm con diferentes armaduras.	80

I. INTRODUCCIÓN

1. Contexto, antecedentes y relevancia.

Las cimentaciones tienen una importancia fundamental en la ingeniería civil. Son elementos que transmiten las cargas de la estructura principal al terreno. Se encargan de garantizar la estabilidad general de la estructura. Evitan fallos de desplazamiento, hundimiento o vuelco. Distribuyen las cargas de la estructura para evitar que se supere la capacidad portante del suelo. Controlan el nivel de asentamiento total y diferencial que soporta la estructura. Reducen la aparición de fisuras y deformaciones en la estructura. Disminuyen los costes de mantenimiento y reparación de la estructura en el largo plazo.

En definitiva, las cimentaciones garantizan la seguridad, estabilidad y durabilidad de la estructura que soportan. Su correcto diseño requiere un estudio geotécnico adecuado. Su ejecución muchas veces representa todo un desafío técnico y necesita el manejo de las herramientas y tecnología más avanzadas.

Utilización de las cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas son aquellas que se implementan si: los estratos resistentes se ubican a más de seis metros de profundidad; el terreno es poco resistente o muy compresible; el nivel freático es alto; las fuerzas horizontales por viento o sismo son de gran importancia en la estructura o cuando las cargas verticales de la estructura a soportar son elevadas. En estos casos la cimentación requiere de la utilización de pilotes. Estos son columnas enterradas que son las encargadas de transmitir las cargas de la estructura a los estratos más profundos del terreno, los cuales tienen mayor capacidad de soporte. (Lugo, 2022)

La cimentación por pilotes está compuesta por los pilotes que transmiten la carga al terreno firme y el encepado, que es un elemento de transición entre la estructura y los pilotes. Los pilotes que trabajan por punta están empotrados en un estrato resistente, atravesando uno blando. En ellos, la carga vertical se deriva directamente al suelo firme. Los pilotes que trabajan por fuste, actúan correctamente en suelos con resistencia creciente con la profundidad porque reparten la carga vertical a lo largo de toda su superficie en contacto con el suelo. En la ilustración 1 se puede ver esquematizado.

El encepado es un elemento rígido compuesto de hormigón armado. Su ejecución debe realizarse con un vaciado in situ del terreno. Sirve para transmitir y disipar las reacciones de la estructura a los pilotes. Es una estructura que une y rigidiza un grupo de pilotes. Garantiza que los pilotes funcionen como un sistema solidario.

Existen dos tipos de pilotes según su ejecución: los prefabricados hincados y los ejecutados in situ. La elección de uno u otro depende de las condiciones del terreno, así como de la capacidad requerida para resistir las reacciones de la estructura. Su elección puede verse condicionada por el plazo en la ejecución de los pilotes.

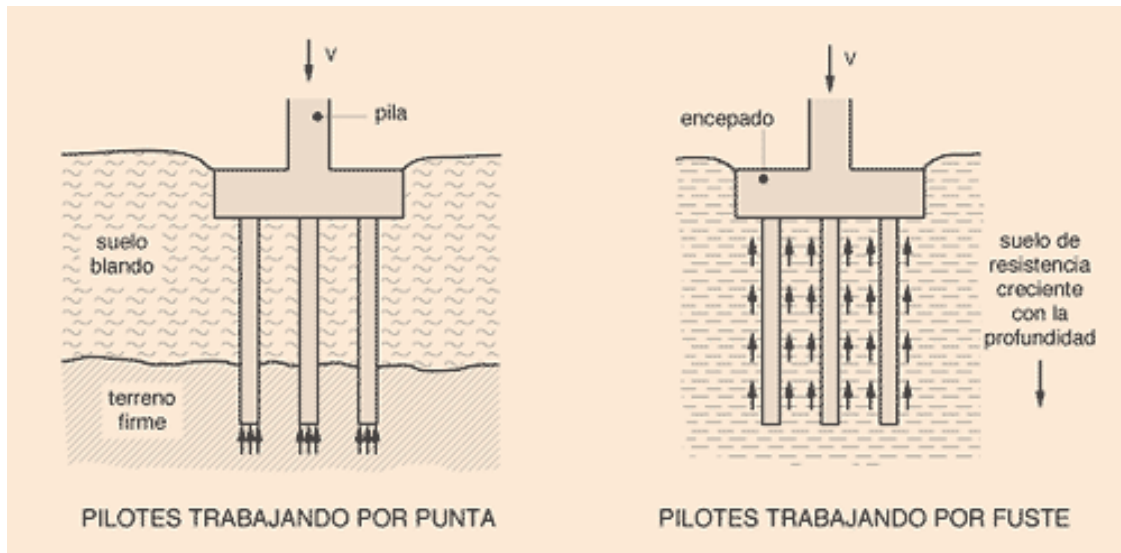


Ilustración 1: Esquema general cimentación profunda.

Principales limitaciones de las cimentaciones profundas.

El Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural establece en su Anejo 18 la vida útil de las estructuras de ingeniería civil. Se entiende vida útil de la estructura por el período de tiempo, a partir de la fecha en la que finaliza su ejecución, durante el que debe mantenerse el cumplimiento de las exigencias. Durante ese período requerirá una conservación normal, que no impide intervenciones extraordinarias no previstas en el plan de mantenimiento. Se fija en 50 años la vida útil de las estructuras de edificación y otras estructuras comunes. Las estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil son fijadas en 100 años. (Ministerio de la Presidencia, Relación con las Cortes y Memoria Democrática, 2021).

La ejecución de los pilotes requiere de maquinaria pesada y controles de calidad de última tecnología. Las cimentaciones profundas son una solución estructural con un elevado coste. Sin embargo, son necesarias si la capacidad portante de los estratos más superficiales es insuficiente o si se buscan asientos pequeños en la estructura. Además, producen vibraciones y ruido en su fase de ejecución.

Los pilotes se encuentran durante su vida útil enterrados en el terreno. Por esta razón su control de calidad después de la fase de ejecución es complicado. Para asegurar el correcto funcionamiento a lo largo del tiempo se tiende a sobredimensionar y a utilizar generosos coeficientes de seguridad. En la fase de ejecución, el control de calidad requiere del manejo de la técnica. Se sana el hormigón de la cabeza del pilote, llamado descabezado.

La corrosión en las cimentaciones profundas condiciona la vida útil de la estructura. A su vez, este problema está condicionado por la presencia de altos niveles freáticos y por el ambiente marino, salino o agresivo del terreno o ambiente. Este problema de corrosión es mayormente solucionado por la armadura de fibra. Por estas razones se expandirá en el siguiente apartado sobre este problema.

Relevancia del análisis del armado de fibra en cimentaciones profundas.

El análisis del refuerzo de fibra en las cimentaciones profundas es especialmente relevante en el contexto actual en el que se trabaja por mejorar la durabilidad, sostenibilidad y optimización de las estructuras. Actualmente, el armado utilizado mayoritariamente es metálico de acero. Se pretende analizar los polímeros reforzados por fibra (FRP) como sustituto en la armadura.

La fibra ya es utilizada satisfactoriamente en otros ámbitos y su objetivo es resolver los problemas que supone la utilización de materiales metálicos. Se enumeran debajo las principales aportaciones del refuerzo por fibra:

- Alta resistencia a la corrosión.
- Mayor durabilidad que el acero.
- Reducción del coste de mantenimiento.
- Alta relación de resistencia y peso.
- Reducción de emisiones en producción y mantenimiento.
- Mejora en la ejecución del pilote por el armado más liviano y manejable.

Desde la invención en 1848 por Josph-Louis Lambot del hormigón armado moderno no ha habido una época con tanta innovación en la técnica como la actual. Si bien es cierto que el uso de la fibra como refuerzo al hormigón comenzó a implementarse en la década de 1970, no se está utilizando en cimentaciones profundas salvo en proyectos muy excepcionales. (International Federation for Structural Concrete, 2007)

La implementación de una solución de armadura por fibra puede desbloquear nuevos horizontes de vida útil en los proyectos. Supondría una mejora significativa en la estabilidad estructural y de mantenimiento especialmente en obras marítimas o agresivas como pueden ser puertos o puentes.

2. Descripción de las técnicas.

Pilotes hincados.

Los pilotes hincados son elementos prefabricados y se introducen en el terreno mediante impacto o vibración hasta la profundidad deseada o hasta alcanzar la capacidad requerida.

Necesitan un equipo de hinka, siendo los más típicos: martillo de caída libre, martillo diésel, martillo hidráulico y vibrohincador. Además, durante la hinka necesitan de un equipo que verifique la verticalidad del pilote y si la longitud deseada es mayor que la del pilote prefabricado se necesita un sistema para realizar los empalmes ya sean soldados o mecánicos.

En primer lugar, el pilote prefabricado es izado por una grúa. Se coloca en unas guías de la pilotadora para colocarlo en la posición determinada. Se coloca un amortiguador entre el pilote y el equipo de hinka.

El proceso de hinka consiste en penetrar el pilote en el terreno mediante golpes en su cabeza por parte del equipo de hinka. La hinka se controla con la medición de la penetración por cada golpe. Se registra el número de golpes y se realiza una curva de hinka. Se continúa hasta que se alcanza una profundidad deseada o hasta que se llega a rechazo, esto es que no se alcanza una penetración mínima por golpe.

La hinka de pilotes está limitada por las vibraciones que produce, así como su ruido. Los pilotes hincados pueden sufrir daño estructural en la hinka. Esta técnica no es posible de ejecutar en suelos con bolos, con roca irregular o con estratos costrasos y de gran resistencia.

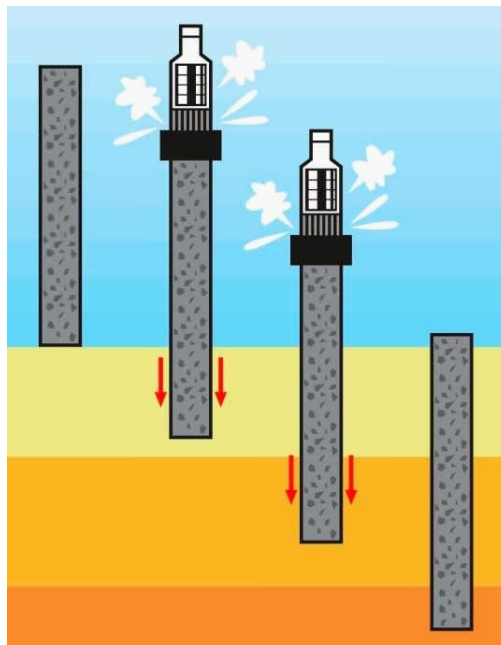


Ilustración 2: Esquema de hincado de pilote.

Pilotes perforados.

La ejecución de los pilotes perforados está regulada según su método de ejecución mediante el decreto 3565/1972, de 23 de diciembre. A continuación, se realiza un resumen de cada uno de ellos.

Los pilotes perforados no tienen las limitaciones de los pilotes hincados. Además, pueden realizarse con diámetros mucho mayores eliminando la restricción que supone la resistencia del terreno en los pilotes hincados. Por lo tanto, son los empleados normalmente en obra civil y edificaciones que necesitan transmitir grandes cargas al suelo.

CPI 2 Pilote de desplazamiento con azuche metálico.

Procedimiento:

1. Hinca de la camisa mediante golpeo hasta que el azuche llega a suelo firme.
2. Introducción de la armadura. El azuche se pierde en el terreno.
3. Hormigonado al tiempo que se retira la camisa.

Uso:

Suelos en los que la tierra firme se encuentre a poca profundidad.

Particularidades:

Camisa recuperable.

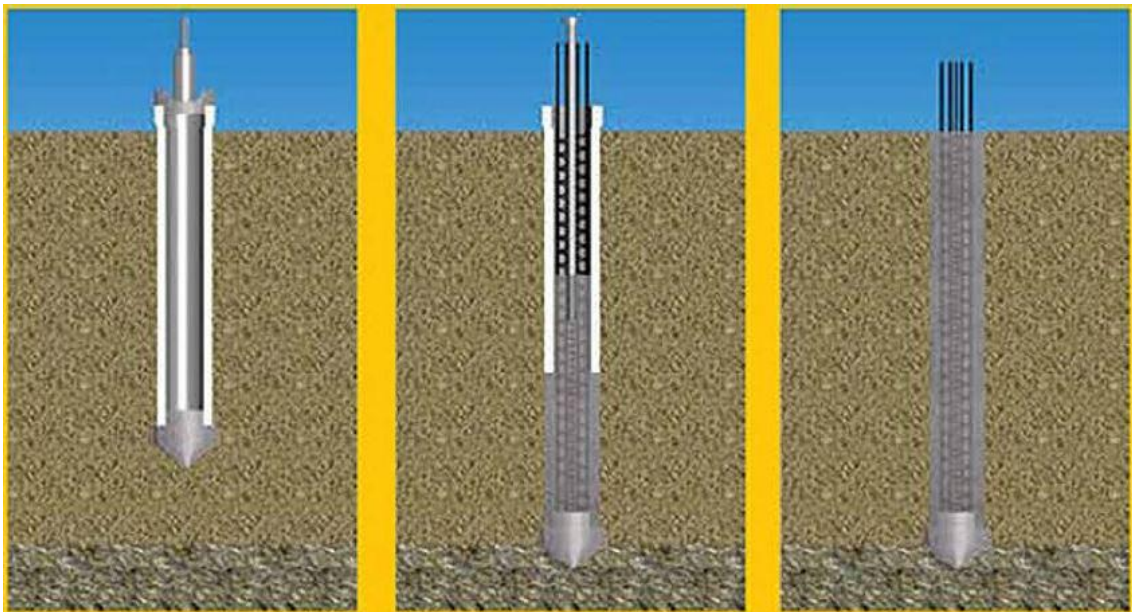


Ilustración 3: Esquema CPI 2.

CPI 3 **Pilote de desplazamiento por tapón de grava.**

Procedimiento:

1. Golpeo de la maza al terreno, creando el tapón de grava. Introducción de la camisa.
2. Una vez compactado el terreno se introduce la armadura.
3. Hormigonado por series y apisonado por golpeo.

Uso:

Sin límite por la presencia de nivel freático.

Posible limitación en suelos granulares por el rechazo durante la hincia.

Particularidades:

Camisa perdida.

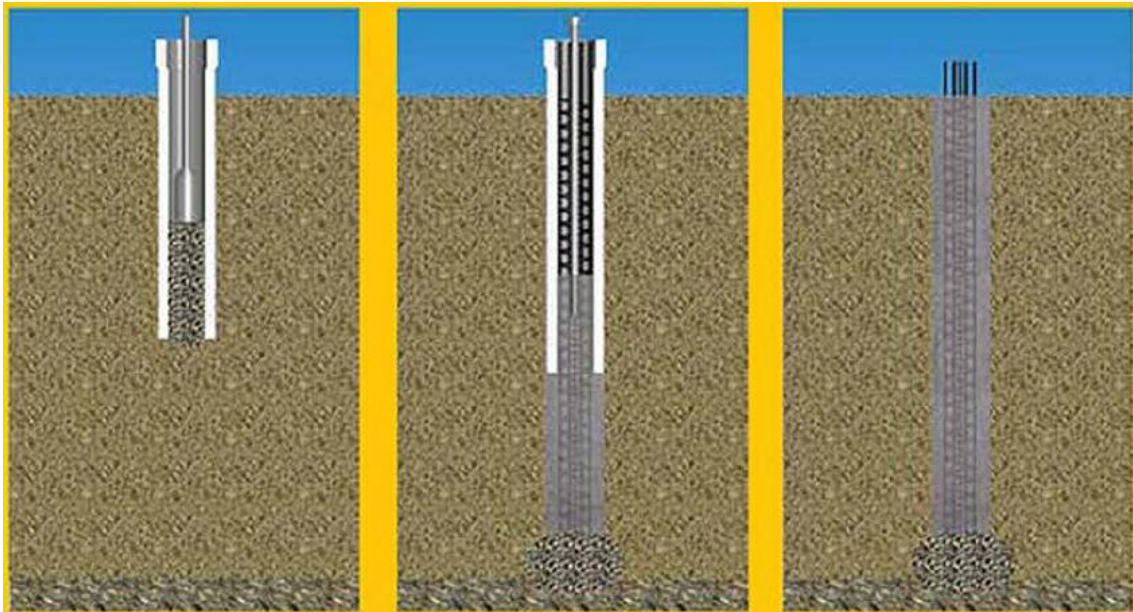


Ilustración 4: Esquema CPI 3.

CPI 4 Pilote de extracción con tubería recuperable.

Procedimiento:

1. Entubación y posterior extracción del terreno mediante una herramienta que depende de la composición del suelo. Para suelos duros se utiliza pico de widia. En suelos compactos se utiliza trépano. Se utilizan cubos ante la presencia del nivel freático.
2. Introducción de la armadura y hormigonado mediante tubo tremie.
3. Retirada de la camisa.

Uso:

Terrenos inestables.

Particularidades:

En pilotes de gran diámetro se entuba con un oscilador. El oscilador es una máquina hidráulica acoplada a la pilotadora provista de mordazas que abrazan la tubería.

Camisa recuperable.

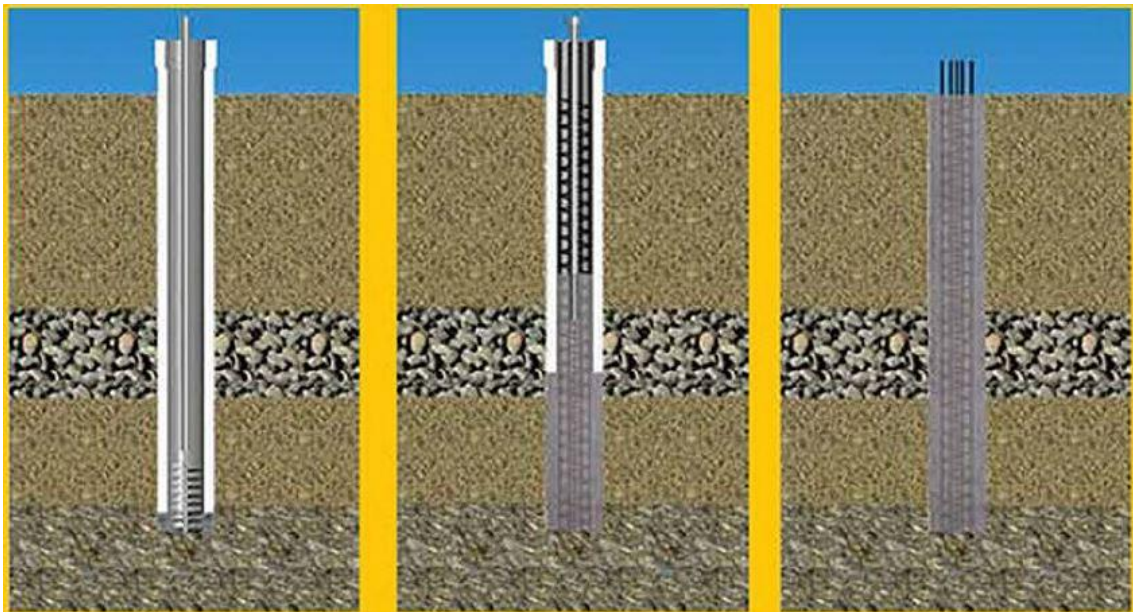


Ilustración 5: Esquema CPI 4.

CPI 5

Pilote de extracción con camisa perdida.

Procedimiento:

1. Entubación y posterior extracción del terreno mediante una herramienta que depende de la composición del suelo. Para suelos duros se utiliza pico de widia. En suelos compactos se utiliza trépano. Se utilizan cubos ante la presencia del nivel freático.
2. Introducción de la armadura y hormigonado mediante tubo tremie.

Uso:

Suelos con cavernas o corriente de agua.

Particularidades:

En pilotes de gran diámetro se entuba con un oscilador. El oscilador es una máquina hidráulica acoplada a la pilotadora provista de mordazas que abrazan la tubería.

Camisa perdida.

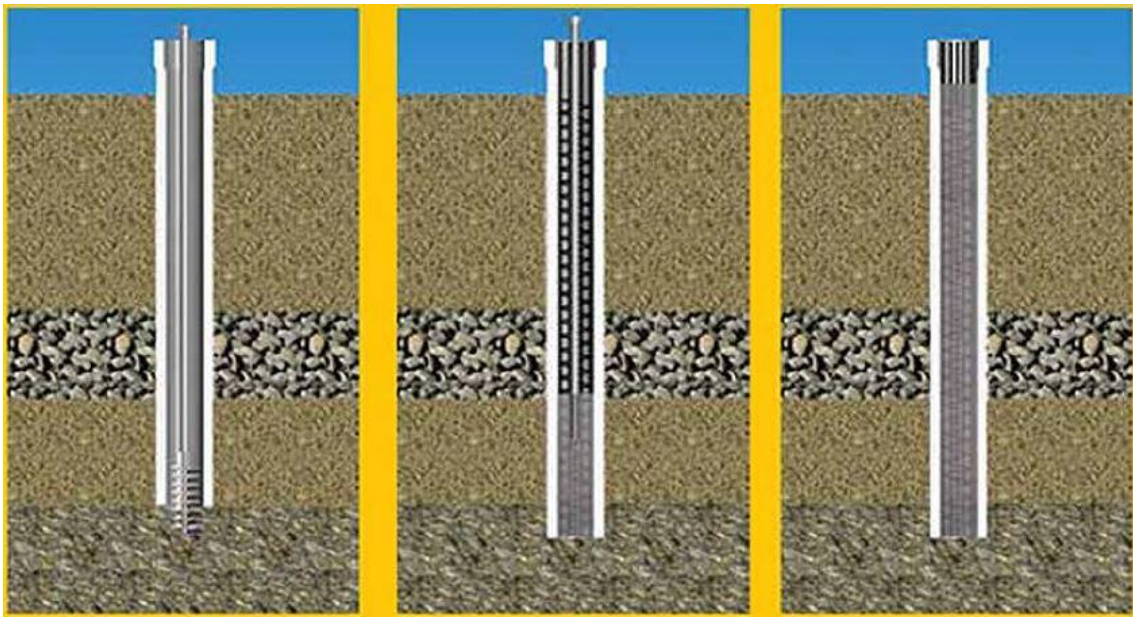


Ilustración 6: Esquema CPI 5.

CPI 6 Pilote perforado con lodos tixotrópicos.

Procedimiento:

1. Excavación mediante cazo y vertido de lodo tixotrópico.
2. Desarenado y sustitución de lodo contaminado. Limpieza del fondo.
3. Introducción de la armadura y hormigonado mediante tubería tremie. Recuperación del lodo.

Uso:

Terrenos inestables o con alto nivel freático, sin la presencia de estratos granulares gruesos.

Particularidades:

Lodos tixotrópicos son fluidos no newtonianos que ayudan a contener las paredes, evitando su desmoronamiento.

No se utiliza camisa.

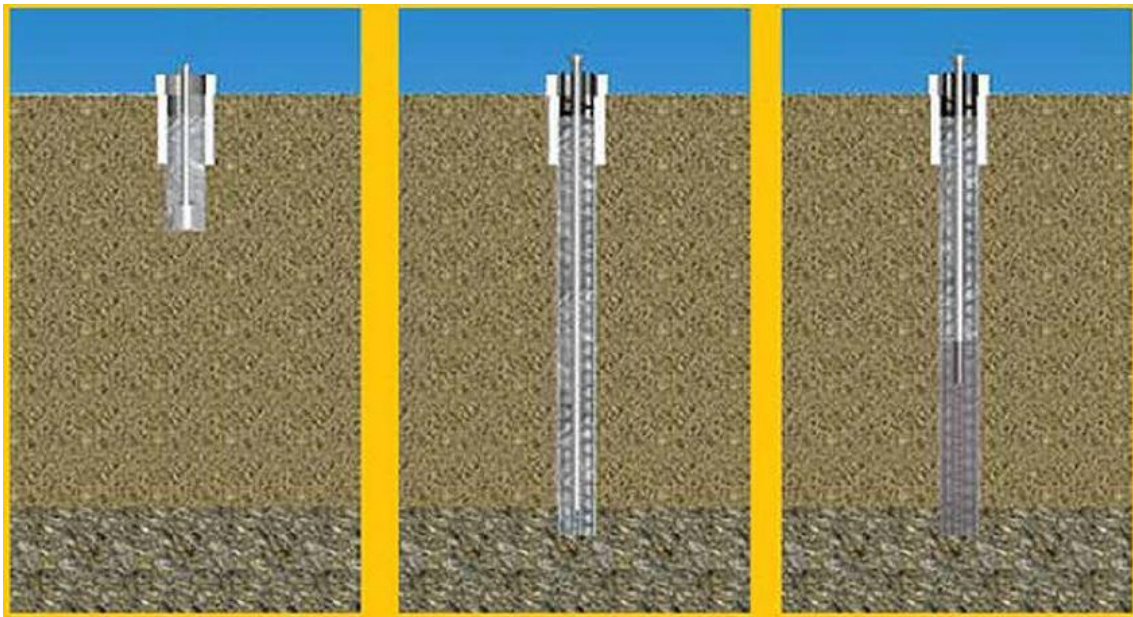


Ilustración 7: Esquema CPI 6.

CPI 7 Pilote perforado sin sistema de sostenimiento.

Procedimiento:

1. Excavación mediante herramienta que depende de las condiciones del terreno. En terrenos blandos se utiliza barrena con hélice. Se utiliza barrena con widia para terrenos de dureza media. En terrenos muy duros se utiliza corona con widia.
2. Limpieza del fondo con cazo. Introducción de la armadura y centrado mediante separadores.
3. Hormigonado con tubería tremie.

Uso:

Terrenos firmes.

Particularidades:

No utiliza camisa.

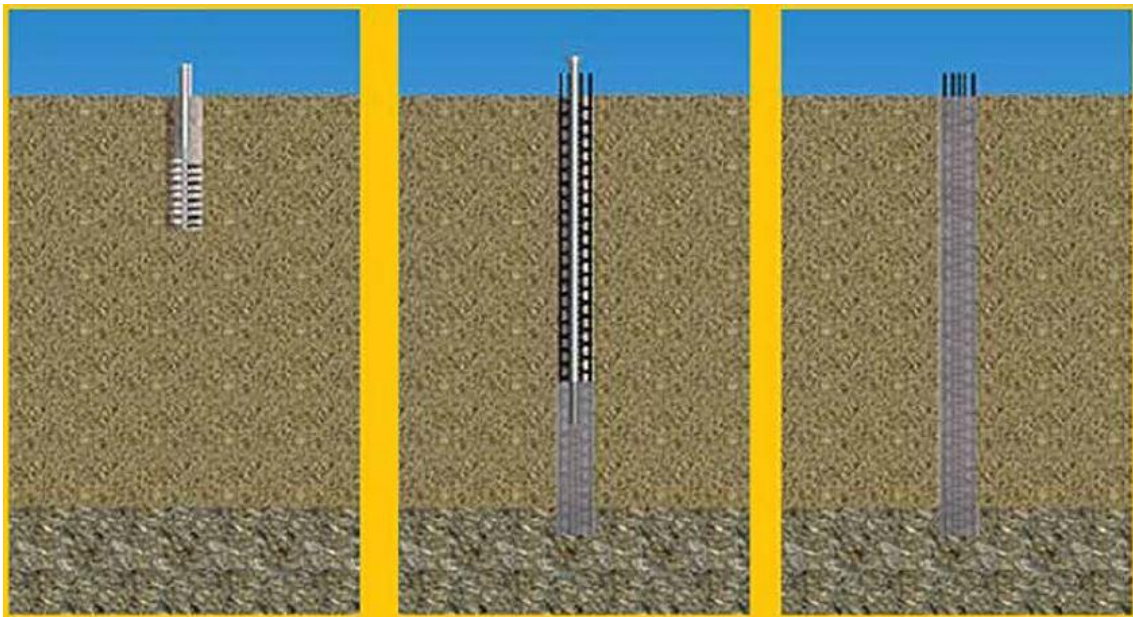


Ilustración 8: Esquema CPI 7.

CPI 8 **Pilote de barrena continua CFA.**

Procedimiento:

1. Excavación con barrena continua.
2. Hormigonado a través del eje de la barrena continua.
3. Introducción de armadura en hormigón fresco.

Uso:

Muy utilizado en España.

Terrenos blandos.

Particularidades:

No utiliza camisa.

Mayor productividad entre todas las tipologías.

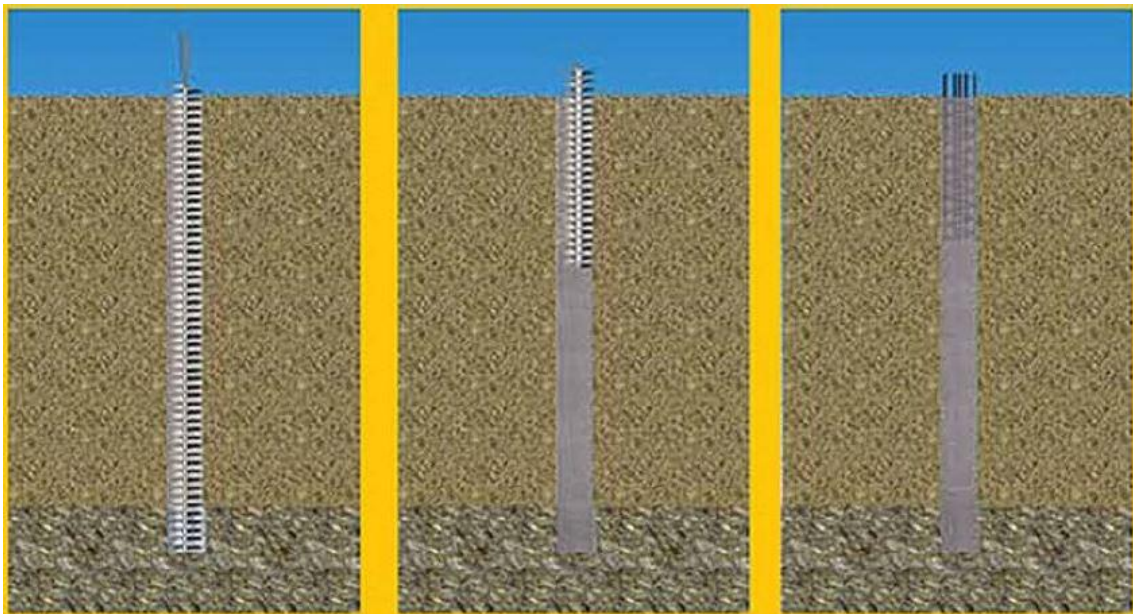


Ilustración 9: Esquema CPI 8.

3. Problemática de la corrosión en cimentaciones profundas.

La corrosión es un factor limitante de la vida útil en las cimentaciones profundas. Al estar enterradas, están en contacto continuo con el terreno. Es por ello por lo que se ven afectadas por las condiciones del mismo. El terreno puede contener compuestos que resulten agresivos para el hormigón y en especial para su armado metálico. Además, la presencia de humedad limita el comportamiento de las cimentaciones a lo largo de su vida útil.

La vida útil limitada por corrosión de los elementos de hormigón con armado metálico puede obtenerse acuerdo a la siguiente expresión:

$$t = t_{inic} + t_{prop} \quad (I)$$

Siendo:

t_{inic} : Período de iniciación, definido como el tiempo transcurrido hasta que se inicia el daño.

t_{prop} : Período de propagación, definido como el tiempo desde que se inicia el daño hasta que se alcanza el umbral admisible.

El período de iniciación debe calcularse como el mayor entre el período de carbonatación del hormigón y el período de ingreso de iones de cloruro en el hormigón.

El período de carbonatación del hormigón para los elementos en clases de exposición XC (corrosión inducida por carbonatación), se obtiene de la siguiente manera:

$$t_{inic} = \left(\frac{C}{k_{ap,carb}} \right)^2 \quad (II)$$

Siendo:

C : Recubrimiento mínimo, en mm.

$k_{ap,carb}$: Coeficiente de carbonatación aparente, expresado en mm/año.

El valor de $k_{ap,carb}$ se determina preferentemente de manera experimental según la norma UNE 83993-1. A falta de datos experimentales se puede calcular según el apartado 3.1 del anejo 12 del Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

En el caso de elementos ubicados en clases de exposición XS (cloruro de origen marino) o XD (cloruro de origen no marino), a los efectos de la determinación del avance de los iones de cloruro en el interior del hormigón en función del tiempo, el autor del proyecto puede usar la siguiente expresión:

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

$$C_{th} = C_b + (C_s - C_b) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{c}{2\sqrt{D_{app,c}(t) \cdot t}} \right) \right] \quad (III)$$

Siendo:

- C_{th} : Contenido límite de iones de cloruro en el hormigón que provoca el inicio de la corrosión en la armadura, expresado en porcentaje de peso, a una profundidad dada en mm y a una edad en años.
- C_b : Contenido de cloruros aportados por los materiales utilizados en la fabricación del hormigón, expresados en porcentaje respecto el peso del cemento.
- C_s : Contenido de cloruros en la superficie del hormigón, expresada en porcentaje del peso del cemento.
- c : Recubrimiento expresado en mm.
- t : Período de tiempo hasta que se inicia la corrosión en años.
- $D_{app,c}(t)$: Coeficiente de difusión de cloruros aparente en $\text{mm}^2/\text{año}$.

El tiempo de propagación de la corrosión en elementos de hormigón se puede obtener mediante dos modelos. El primero es el tiempo de corrosión para la fisuración del recubrimiento y el segundo el tiempo de corrosión para una pérdida de diámetro inadmisibile en la armadura.

El tiempo de corrosión para la fisuración del recubrimiento se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$t_{fis,corr} = \frac{P_{corr}}{v_{corr}} = \frac{80 \cdot c}{\emptyset \cdot v_{corr}} \quad (IV)$$

Siendo:

- $t_{fis,corr}$: Tiempo desde el inicio de la corrosión hasta la fisuración del recubrimiento en años.
- P_{corr} : Penetración de corrosión límite en μm .
- c : Espesor del recubrimiento del hormigón en mm.
- $\emptyset$: Diámetro de la armadura en mm.
- v_{corr} : Velocidad de corrosión en $\mu\text{m}/\text{año}$.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

El tiempo transcurrido desde el inicio de corrosión hasta la pérdida de sección de armadura se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$t_{sec,corr} = \frac{\Delta\phi_{lim}}{v_{corr}} \quad (V)$$

Siendo:

- $t_{sec,corr}$: Tiempo desde el inicio de la corrosión hasta la pérdida de diámetro definido como inadmisibile en años.
- $\Delta\phi_{lim}$: Variación de diámetro debido a la corrosión de la armadura que se considera inadmisibile en μm .
- v_{corr} : Velocidad de corrosión en $\mu m/año$.

La vida útil de los pilotes puede ser calculada de la manera anteriormente expuesta y deberá ser igual o superior a la vida útil establecida en el proyecto o en la legislación. Será de al menos 50 años si se engloban en un proyecto de edificación o de 100 años si están englobadas en un proyecto de ingeniería civil.

A continuación, se mencionan las principales causas del origen de la corrosión en los pilotes de hormigón con armado metálico. Al propagarse, la corrosión genera deterioro del material, pérdida de sección y reducción de su capacidad estructural.

1. Presencia de agua o humedad en el suelo. El agua es el principal agente que inicia la corrosión. El agua actúa como electrolito y permite las reacciones electroquímicas. El oxígeno disuelto en el agua acelera el proceso de oxidación del acero. Típicamente encontramos agua en el suelo si el nivel freático es alto, si el drenaje del terreno es insuficiente y en los proyectos cercanos a masas de agua como ríos o el mar.
2. Presencia de sales y cloruros en el terreno. Su origen puede ser natural del propio suelo o del ambiente marino. Estos compuestos rompen la capa pasiva del acero y aceleran la corrosión por picadura (pitting).
3. Suelos químicamente agresivos. Algunos terrenos contienen sustancias que favorecen la corrosión como son los sulfatos, la materia orgánica o la acidez del terreno. Su consecuencia es la desagregación del hormigón por ataque químico y la aceleración de la corrosión en la armadura metálica.
4. Presencia de corrientes eléctricas parasitarias. Las zonas anódicas en el pilote pueden facilitar la corrosión si existen corrientes eléctricas errantes. Es común en instalaciones industriales y en sistemas de metro y puesta a tierra.
5. Falta de recubrimiento. Los agentes corrosivos llegan al acero con menor dificultad si el recubrimiento del hormigón es insuficiente o si los recubrimientos anticorrosivos están deteriorados.
6. Carbonatación del hormigón. La presencia de dióxido de carbono en el terreno reacciona con el hidróxido de calcio del hormigón y reduce su pH. El acero comienza a oxidarse cuando el frente de carbonatación llega a la armadura.

4. Estado de la cuestión.

Actualmente, la vida útil de las cimentaciones profundas está limitada en ambientes agresivos porque la corrosión en la armadura metálica reduce su sección resistente, afectando a su capacidad mecánica. Es el principal problema de durabilidad en pilotes, especialmente para los situados en ambientes marinos, zonas con altos niveles freáticos y suelos químicamente agresivos.

En la ingeniería moderna se están desarrollando soluciones técnicas para prevenir o mitigar los efectos de la corrosión. Los principales son: mejora del hormigón, protección electroquímica y uso de materiales alternativos en la armadura.

1. Mejora de la calidad del hormigón.

El hormigón constituye la primera barrera protectora ante la corrosión debido a que recubre con un espesor determinado a la armadura de acero. Es por ello por lo que una solución adoptada es la de utilizar hormigones de baja permeabilidad. De esta manera se limita la entrada hasta las capas más interiores del pilote, donde se encuentra la armadura, de agentes corrosivos como los cloruros, sulfatos, dióxido de carbono o la humedad. Con el objetivo de bajar la permeabilidad del hormigón se utiliza una baja relación agua-cemento. Además, se utilizan técnicas de compactación y curado adecuadas para reducir la porosidad del hormigón. La incorporación de ceniza y escoria de alto horno sirve para refinar los poros del hormigón reduciendo la difusión de elementos corrosivos.

Otra medida consiste en aumentar el espesor del recubrimiento del hormigón. Así se consigue mejorar la barrera de protección contra la corrosión y se aumenta el tiempo de penetración hasta la armadura metálica de los pilotes. Es una solución económica pero no es eficaz en ambientes muy agresivos. También puede afectar a la separación entre pilotes y por lo tanto empeoraría el comportamiento a cortante de un grupo de pilotes.

2. Protección del acero de refuerzo.

El galvanizado de las barras consiste en recubrir las barras de acero de la armadura con una capa de zinc, que actúa como recubrimiento sacrificial. Esta técnica retrasa el inicio de la corrosión, pero conlleva un coste añadido y puede ser dañada en la colocación de la armadura.

El recubrimiento epóxico de las barras consiste en recubrir la armadura con resina epóxica que actúa como barrera contra los agentes corrosivos. Es muy utilizada en obras marinas. Su limitación consiste en la menor adherencia al hormigón, aumento del coste y posible daño en la colocación de la armadura.

También se pueden utilizar barras de acero inoxidable que es muy eficaz contra la corrosión, pero su coste es muy elevado.

3. Uso de protección catódica.

Otra estrategia consiste en colocar ánodos de sacrificio que retrasen el inicio de corrosión del acero. Se instalan metales más reactivos que el acero como zinc o aluminio. Es un sistema simple que no consigue eliminar la corrosión, pero sí retrasarla.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

4. Impressed Current Cathodic Protection (ICCP).

Consiste en aplicar una corriente eléctrica al refuerzo de acero para prevenir la corrosión. Crea un cátodo que reduce la velocidad de corrosión del metal. Esta técnica implica un coste de mantenimiento a lo largo de la vida útil del pilote.

5. Revestimientos protectores.

En ambientes muy agresivos pueden utilizarse camisas poliméricas que constituyen una barrera física frente al agua, cloruros y sulfatos. Es una solución que añade un coste muy elevado al requerir la introducción de una camisa perdida que no se recupera.

6. Armadura de Polímeros Reforzados con Fibras (FRP).

Una de las soluciones más innovadoras que constituye la tendencia actual consiste en sustituir la armadura de acero por materiales compuestos reforzados con fibras. Las más utilizadas son: GFRP (vidrio), CFRP (carbono) y BFRP (basalto).

Son materiales que no se corroen. Además, tienen una alta resistencia a tracción con un peso bajo. Actualmente se investiga su aplicación en muelles o puentes costeros.

Sin embargo, su limitación es su comportamiento frágil que dificulta su mantenimiento correctivo. Además, su coste inicial es mayor y existe menor regulación legislativa sobre su uso.

Este trabajo se centra en el estudio de esta solución particular y su comparación con la armadura de acero tradicional.

5. Definición del trabajo.

La mayor limitación en la vida útil de los pilotes es la corrosión de su armadura de acero. También es dificultosa la reparación de estos elementos debido a que son enterrados. Además, su coste de sustitución es muy elevado. Una solución definitiva a este problema es la sustitución de su armadura de acero por una de fibra. Otras soluciones temporales pueden ser la protección del acero de refuerzo o la mejora de la calidad del hormigón.

5.1. Justificación.

La principal motivación del trabajo es la búsqueda de una solución más duradera para las cimentaciones profundas. Esto se debe a la limitación que supone la corrosión de la armadura de acero en la vida útil de los pilotes. Adicionalmente, se busca reducir el coste del ciclo de vida de los pilotes proponiendo la utilización de materiales novedosos. Finalmente, se busca ofrecer una solución al desafío que supone la ejecución de cimentaciones profundas en ambientes agresivos como pueden ser los marinos.

5.2. Objetivos.

El principal objetivo del trabajo es evaluar la viabilidad del uso de materiales de fibra en la armadura de los pilotes. Se busca alcanzar esta meta mediante su comparación con la armadura tradicional de acero. En la actualidad se han implementado algunos proyectos con armadura de fibra pero no es la práctica habitual.

El trabajo también tiene unos objetivos secundarios como la comparación de las propiedades mecánicas entre los diferentes tipos de fibra que se proponen y el acero. Además, se plantea un estudio económico del coste de los diferentes tipos de pilotes a lo largo de su vida útil. Por último, se plantea un análisis de una obra real en la que se empleó la armadura de fibra en sus pilotes como es el proyecto del Túnel del Regajal.

Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

El trabajo se puede enmarcar en dos Objetivos de Desarrollo Sostenible. El primero de ellos es el punto noveno de Industria, innovación e infraestructura básica. El segundo es el punto decimosegundo de producción y consumo responsable.

La innovación en la ingeniería de las cimentaciones profundas es fundamental para promover una infraestructura básica más accesible. De esta manera se rompen las barreras de la construcción en ambientes agresivos por la corrosión en los pilotes. Así se permite facilitar la construcción de instalaciones e infraestructuras de comunicación como puertos, puentes o túneles.

El trabajo contribuye a una producción más responsable. Tiene un enfoque en la innovación en los materiales utilizados en los pilotes. Lo hace mediante un análisis y comparación entre diferentes materiales de la armadura de los pilotes.

5.3. Metodología.

En primer lugar, se procede a la revisión bibliográfica de la normativa aplicable tanto nacional como internacional. Además, se recopilan una serie de estudios previos relacionados con las cimentaciones. También se cuenta con la información relacionada con la obra del Túnel del Regajal, aportada por la empresa encargada de la cimentación, Cimentalia. Se cuenta con la información expuesta el seminario técnico impartido en la ETS de Edificación de la UPM sobre “El futuro del hormigón armado: barras de GFRP”. Toda esta información se encuentra debidamente recopilada en la sección de bibliografía.

Posteriormente, se realiza un análisis técnico de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de los diferentes pilotes armados con los tipos de fibras propuestas y con acero. Además, se realiza un análisis de disponibilidad y características de los principales proveedores de las fibras.

Con la información anterior, se realiza un análisis económico del ciclo de vida de las cimentaciones profundas propuestas. Para ello se tiene en cuenta tanto el coste inicial de ejecución como el coste de mantenimiento a lo largo de la vida útil.

Finalmente, se realiza un análisis de una obra real que utiliza la fibra como armadura para sus pilotes como es el Túnel del Regajal. Se dispone de su estudio geotécnico, la toma de decisiones sobre el tipo de armadura a analizar y de los condicionantes concretos de la obra.

II. ARMADURA DE ACERO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

1. Composición y tipos.

El acero es una aleación intersticial de hierro y carbono. Por lo tanto, los átomos de carbono ocupan las cavidades intersticiales de la red cristalina del hierro. La composición en masa del carbono varía entre el 0,008% y el 2,11%. (William D. Callister, 2007)

En el hormigón armado se utilizan principalmente dos nomenclaturas según la normativa que se pretende seguir. La elección de esta normativa depende principalmente de la localización geográfica del proyecto. En Europa se utiliza el Eurocódigo y en Estados Unidos e internacionalmente se utiliza la normativa americana ASTM.

Según el Eurocódigo, el tipo de acero utilizado como refuerzo en hormigón estructural se identifica con el símbolo de aplicación B. Este tipo de acero se referencia por su propiedad mecánica de límite elástico característico. La normativa norteamericana ASTM también ordena sus principales tipos de acero corrugado según su límite elástico. Lo llama grados, el grado 40 tiene un límite elástico de 280MPa, el grado 60 de 420MPa y el grado 75 de 520 MPa. El acero corrugado más utilizado es el ASTM A615.

En Europa anteriormente se utilizaba el tipo B400S. Al tener un límite elástico de 400MPa su uso se ha perdido con el tiempo por su mayor deformabilidad y menor resistencia. El límite elástico característico de los refuerzos de acero en el hormigón estructural es de 500MPa.

Existen diversas variantes de acero corrugado con un límite elástico de 500MPa. En zonas sísmicas se necesita un acero con alta ductilidad. El tipo B500SD es el óptimo en esos casos por su alta ductilidad con bajo carbono y microaleantes como el niobio. Una versión alternativa es el tipo B500T. Tiene un tratamiento térmico que lo hace ideal para elementos estructurales estándar. Finalmente, el tipo B500C es similar al B500SD por su alta ductilidad (clase C según el Eurocódigo) y por tanto tiene una gran capacidad de deformación antes de rotura.

El tipo de acero utilizado en este trabajo es el B500S porque es el más empleado en las armaduras de los pilotes. La B indica que es una barra de acero corrugada diseñada para hormigón armado. El número 500 indica su límite elástico característico de 500Mpa. La letra S indica que es soldable. Su resistencia a tracción está entre 550 y 650MPa. Tiene una alta capacidad de deformación antes de rotura con una relación típica f_u/f_y de al menos 1,15. Su composición típica es de hierro con un 0,15-0,25% de carbono y otros aleantes como manganeso, silicio o niobio.

2. Principales características.

En esta sección se explican las principales características del tipo de acero B500S. Este ha sido seleccionado como el tipo de acero a utilizar en este trabajo. Además es el tipo de acero corrugado más utilizado como armadura para el hormigón estructural.

Esfuerzo axial

Su límite elástico es de 500MPa y su resistencia última es de 550-650Mpa. Soporta altas tensiones de tracción sin deformarse permanentemente. A compresión trabaja bien aunque no se tiene en cuenta para el cálculo estructural. Su módulo de elasticidad es de unos 200GPa.

Esfuerzo cortante

Normalmente son los estribos los que resisten los esfuerzos a cortante. Estos también son del tipo B500S. Así se mejora la resistencia tangencial derivada de la resistencia a tracción en los estribos.

Ductilidad

Tiene una alta capacidad de deformación antes de rotura. Su relación típica f_u/f_y es de 1,15. Su alargamiento típico según la normativa es de un 5-10%. Esto implica que antes del fallo existe un aviso a través de la deformación de las barras. Esta capacidad es clave frente a asientos diferenciales. De esta manera se permite la redistribución de la carga gracias a la deformación de las barras que permite el inicio de la tracción en otros pilotes.

Adherencia acero-hormigón

La geometría corrugada transfiere eficazmente las cargas desde las barras de acero al hormigón. La corrosión puede afectar a la adherencia aunque el acero tiende a expandirse durante la corrosión y puede alcanzar el punto de rotura del hormigón.

Densidad

Su densidad es de aproximadamente de 7.850Kg/m^3 . Esto conlleva un peso elevado y consecuentemente deriva en problemas de transporte y manipulación. Es especialmente complejo el manejo de la armadura en su elevación y colocación dentro del pilote.

Conductividad

Su conductividad eléctrica es elevada. Favorece la corrosión electroquímica, siendo importante en ambientes marinos. Además, no es óptimo en lugares con corrientes electromagnéticas fuertes como hospitales, redes ferroviarias, centros de datos e instalaciones militares. Su conductividad térmica es de $45\text{-}60\text{W/mK}$ lo que lo hace sensible a elevadas temperaturas. Su coeficiente de dilatación térmica es de $10 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$, la cual es similar al hormigón. Por lo tanto, se evitarán tensiones internas con el hormigón por cambios térmicos.

3. Corrosión.

El problema de la corrosión representa la mayor amenaza para la durabilidad de los pilotes reforzados con acero en terrenos altamente agresivos. En el capítulo I.3 se estudia detalladamente el procedimiento del cálculo para conocer el tiempo de inicio de corrosión y la afectación que puede tener en la estructura.

Existen diversas medidas para minimizar el alcance de la corrosión en pilotes con armadura de acero. Estas medidas representan un coste de inversión e incluso de operación muy elevado. Su resultado muchas veces solamente consiste en retrasar el inicio de la corrosión.

La protección catódica del acero, o ICCP por sus siglas en inglés (Impressed Current Cathodic Protection) es un proceso electroquímico utilizado para prevenir la corrosión en el acero de los pilotes. Consiste en aplicar al metal una corriente eléctrica controlada para crear un cátodo que reduzca la velocidad de la corrosión en el metal. Este método supone un coste de operación o mantenimiento a lo largo de la vida útil.

Otra forma de protección catódica consiste en el empleo de un cátodo de sacrificio. Estos sistemas requieren de un procedimiento específico de manteniendo que sea capaz de analizar el estado de la protección a lo largo del tiempo. La vida útil del sistema de protección puede ser menor que la de la estructura por lo que es necesario tenerlo en cuenta para el plan de estrategia de durabilidad.

El hormigón de refuerzo puede impedir el ingreso de oxígeno o agua que son necesarias para el proceso de corrosión. Además, puede dificultar el ingreso de sustancias agresivas que potencian la corrosión. Esto se consigue con el aumento del espesor de la capa de recubrimiento y con la mejora de la calidad del hormigón.

El empleo de armaduras pasivas de acero inoxidable produce un incremento del contenido límite de cloruros a partir del cual se inicia la corrosión. En estos casos se puede reducir el recubrimiento de hormigón. Sin embargo, la camisa metálica implica un aumento considerable del coste.

Se puede considerar el empleo de armaduras galvanizadas para aumentar el contenido límite de cloruros a partir del cual se inicia la corrosión. De la misma manera puede emplearse un recubrimiento epoxi en las barras de la armadura. El Código Estructural indica unos procedimientos de calidad exigentes para estos casos. Además de un coste económico adicional, se requieren de profesionales que conozcan la técnica.

La fisuración influencia la durabilidad del pilote. La máxima abertura permitida en el hormigón armado según el Código Estructural español es de 0,4mm. Esta abertura se reduce progresivamente al aumentar la clase de exposición a la agresividad del terreno hasta 0,1mm.

4. Vida útil.

El Código Estructural define la vida útil de un proyecto de ingeniería civil (puertos, aeropuertos, grandes edificios, puentes...) en 100 años. Sin embargo, la vida útil de referencia para elementos de hormigón armados con acero es de 50 años principalmente debido a la corrosión de la armadura. Esto supone un problema especialmente en obras con clases de exposición a elementos agresivos XS1 o superior, es decir, en zonas húmedas, costeras, offshore o con terrenos agresivos.

En el capítulo I.3 se detalla el cálculo de la vida útil por corrosión de elementos de hormigón armados con acero. En él se explica que la duración de la vida útil depende del tiempo que discurre hasta que se inicia la corrosión y del tiempo de propagación hasta que la corrosión alcanza el umbral admisible. Por lo tanto, en pilotes con armadura de acero en entornos agresivos se busca retrasar el inicio de la corrosión. Una manera de hacerlo es aumentando el recubrimiento de hormigón alrededor de la armadura. En la siguiente tabla se muestra el recubrimiento mínimo que exige la normativa según la vida útil deseada.

Clase de exposición	Vida útil de 50 años	Vida útil de 100 años
XS1	30	35
XS2	35	40
XS3	65	70

Tabla 1: Recubrimiento mínimo de hormigón de la armadura de acero (mm)

A pesar de que se intente retrasar el inicio de la corrosión aumentando el recubrimiento se pueden producir fisuras con el tiempo. Por lo tanto, es recomendable realizar un mantenimiento preventivo que puede consistir en una inspección visual y con técnicas electroquímicas. Si se observa una degradación del recubrimiento se debe actuar correctivamente reparando el hormigón o evaluando la colocación de protección catódica.

Diferentes estrategias para aumentar la durabilidad de los pilotes reforzados con acero pueden ser utilizadas. Aumentar la calidad del hormigón para reducir su permeabilidad puede retrasar el inicio de la corrosión. Se puede superponer una protección en la superficie del hormigón especialmente en las transiciones agua-aire para evitar la entrada de oxígeno en zonas mojadas por el oleaje. Como se ha visto, se puede utilizar protección catódica y se puede utilizar la técnica de ICCP. Otras técnicas que requieren de una elevada inversión inicial son la utilización de armaduras de acero inoxidable o galvanizadas.

Finalmente, como es explicado en el artículo IV.2 de análisis económico, estas técnicas suponen una inversión elevada que incrementa el coste del ciclo de vida de los pilotes reforzados con fibra en ambientes agresivos si se quiere alcanzar una vida útil superior a los 50 años. Por lo tanto, en proyectos con vidas útiles superiores a 50 años el mantenimiento preventivo es imprescindible. Además, debe existir una estrategia para el potencial mantenimiento correctivo a lo largo del último tramo de la vida útil, especialmente en ambientes agresivos.

5. Control de calidad en obra.

En este apartado se detallan los controles de calidad que requieren los pilotes reforzados por acero. Es necesario realizar controles previos a la ejecución del pilote, durante la ejecución y tras finalizarla. En el Documento Básico de Seguridad Estructural en Cimentaciones se enumeran los procedimientos a seguir para el control de calidad en pilotes. (Ministerio de Fomento, 2019)

Antes de la ejecución de la obra deben realizarse unos controles de calidad a la armadura de refuerzo de acero. Estos controles permiten comenzar la con seguridad de que ningún imprevisto ocurrirá. En el momento en que se vierte el hormigón, cualquier modificación requiere un trabajo adicional y un coste económico muy elevado.

El suministrador de la armadura debe aportar la documentación que certifique la calidad del acero aportado. Existe una regulación sobre la calidad que alcanza cada tipo de acero. Por lo tanto, se pueden conocer todas las características de las barras de acero si se conoce el tipo de acero suministrado. Si el lote de barras es elevado se recomienda realizar ensayos propios con el material suministrado. Debe verificarse que las barras suministradas son las que se utilizarán en la obra y tienen el diámetro, longitud y corrugado deseados. En cuanto al pilote debe controlarse su diámetro, profundidad, verticalidad y debe controlarse la adecuación geométrica de cada armadura en su pilote.

Durante la ejecución debe realizarse un control dimensional de la armadura para evitar problemas al insertarla en el pilote. Se realiza una inspección del pilote antes de insertar la armadura. Se comprueba la consistencia de las paredes del fuste del pilote y la limpieza de la zona de la punta. Se controla la ejecución y soldaduras de la armadura. En su introducción debe controlarse que no golpee las paredes y que no se doble la armadura al elevarla con la grúa. Esta operación es delicada por el peso elevado de la armadura de acero. Por último debe controlarse el centrado de la armadura. En cuanto al hormigonado se debe controlar que el tubo tremie esté al menos dos metros por debajo del nivel del hormigón. En el vibrado, las barras deben mantenerse en su posición.

Posterior al hormigonado debe realizarse el descabezado del pilote. Esto se debe a que el hormigón más superficial se mezcla con el agua y sedimentos presentes y resulta en una baja calidad. La armadura debe mantenerse intacta para acoplarse al encepado. Posteriormente, se realizan los ensayos de integridad del pilote y armadura.

En el Sonic Integrity Test (SIT) se golpea la cabeza del pilote con un martillo y se mide la velocidad de propagación de onda a lo largo del fuste. En el hormigón se detectan discontinuidades, la longitud efectiva del pilote y la condición de la punta.

El Cross-Hole Sonic Logging (CSL) requiere la previa colocación de tres tubos de PVC en la armadura. Se introduce un emisor en un tubo y receptores en los otros dos. Se mide para cada altura la velocidad de propagación de la onda. Se obtiene un conocimiento preciso de la condición del interior del pilote a lo largo del fuste.

Se pueden realizar ensayos de carga axial a compresión y tracción para comprobar la capacidad mecánica del pilote y de la armadura. Esta prueba se suele realizar en un pilote dentro de una tanda completa. De esta manera y junto con los ensayos anteriores se certifica la calidad de tanda de pilotes.

6. Análisis económico durante el ciclo de vida.

En este apartado se analizan los costes asociados a un pilote armado de acero a lo largo de su vida útil. Los costes se dividen en costes de inversión (CAPEX) y costes de operación (OPEX). Los costes de inversión se muestran en el capítulo V de cálculos. Los costes de operación son los derivados de los controles de calidad especificados en el apartado anterior. La vida útil se detalla en el apartado 4.

En este trabajo se busca alcanzar una vida útil para los proyectos de ingeniería civil de 100 años. Por lo tanto, para los pilotes reforzados con acero no es suficiente su implantación sin un plan de mantenimiento correctivo o de sustitución. La vida útil estipulada para estos elementos es de 50 años. En ambientes especialmente agresivos, como es el caso de estudio en el trabajo, es necesario realizar un control del estado de las cimentaciones por posible impacto negativo de la corrosión en los refuerzos.

En el apartado de cálculos se detalla que el coste de reparar un pilote de acero es del 50% de su coste de inversión. El estudio mencionado llega al resultado mediante dos vías. Por una parte supone que un 50% de los pilotes deberán ser sustituidos. Por otra parte, si es posible su reparación, calcula su coste también en un 50% del coste inicial.

En la siguiente tabla se muestra el coste de inversión de un pilote reforzado con acero desglosado por concepto.

Concepto	Precio por pilote (€)
Acero	7.144
Hormigón	3.046
Mano de obra	542
Maquinaria	1.908
Costes indirectos	675
Coste total del pilote	13.315

Tabla 2: Desglose del coste de inversión de un pilote reforzado por acero.

En la siguiente tabla se muestra el coste de operación de un pilote reforzado con acero, según lo estipulado en el capítulo de análisis económico.

Concepto	Precio por pilote (€)
Coste de operación	6.658

Tabla 3: Coste medio de operación por pilote reforzado con acero alrededor del año 50.

En la siguiente figura se muestra el flujo de caja de un pilote reforzado de acero a lo largo de una vida útil de 100 años.

Flujo de caja – Pilote reforzado con acero



Ilustración 10: Flujo de caja de un pilote reforzado con acero a lo largo de una vida útil de 100 años.

7. Aplicación.

La armadura de acero es utilizada globalmente en la mayoría de las circunstancias. Su utilización es generalizada porque como se muestra en este trabajo es más barata para proyectos de medio plazo. Además, existen proveedores en todas las partes del mundo y son muy numerosos en todas las geografías. Debido a que anteriormente el acero era el único material que se utilizaba de refuerzo todos los profesionales del sector tienen experiencia con este material. Los códigos estructurales tienen detallado las consideraciones que se deben tener en cuenta al emplear este material.

Las principales aplicaciones de los pilotes reforzados con acero son todas ellas que no se indica el uso de la fibra. Esto es debido a que ante la posibilidad de utilizar ambos materiales con un mismo resultado técnico se prefiere el acero por su precio más bajo. También por las características mencionadas antes como la mayor experiencia con el acero o la mayor disponibilidad del material. Por el momento, si el empleo del acero asegura la calidad requerida será el material empleado porque los proyectos de ingeniería civil tienen al coste como principal indicador a la hora de elegir material o estrategia de construcción.

La aplicación más común en los pilotes es la de transmitir grandes cargas verticales hasta el suelo firme, especialmente cuando el uso de zapatas no es el adecuado por la capacidad portante de la superficie del suelo. Por lo tanto, se usan en proyectos con grandes cargas que soportar como edificios de varias alturas en edificación o infraestructuras como puentes en la ingeniería civil.

Se utilizan los pilotes para trabajos por debajo del nivel del suelo como el metro. Los pilotes se utilizan para dar consistencia a las paredes del proyecto y evitar el derrumbamiento de estas. El techo y el suelo pueden apoyarse en las paredes de pilotes y transmitir sus cargas hasta el suelo firme.

Un muro pantalla es una hilera de pilotes secantes. Esta técnica es utilizada para obtener grandes desniveles sin necesidad de realizar un talud y aprovechando mejor el espacio. Se utilizan en parcelas que tienen otras colindantes a una altura diferente. Se pueden realizar muros pantalla con pilotes secantes. Son utilizadas si hay presencia de fluidos en un lado del muro y así evitar que pasen al otro lado.

También se utilizan para conseguir falsos túneles. Al soterrar por ejemplo una carretera, se realizan dos muros pantalla, uno a cada lado de la carretera. Entonces se puede bajar la altura de la carretera para dar un uso diferente al nivel superficial. Esto se consigue con vigas de atado entre los encepados de uno y otro lado de los muros pantalla.

III. ARMADURA DE FIBRA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

1. Introducción a los FRP y tipos.

Historia de los polímeros reforzados por fibra (FRP).

El uso de la fibra se expandió después de la Segunda Guerra Mundial en la industria aeroespacial. Los compuestos de fibra aportaban una gran resistencia con un peso bajo. Además, el proceso de pultrusión, que consiste en la creación de perfiles de plástico reforzado mediante el conformado de materiales plásticos termorrígidos, permitía crear cañas de pescar a un bajo coste.

Es en la década de 1960 cuando se comienza a considerar su uso para refuerzo de hormigón. El mantenimiento de las autopistas en Estados Unidos utilizaba sal para bajar el punto de congelación del agua. Como resultado, el acero de refuerzo de las estructuras sufría una severa corrosión. Se investigaron numerosas soluciones como pulverizadores electrostáticos, recubrimientos con resinas epoxi o recubrimientos galvanizados. Sin embargo, en la década de 1970 se consideró el plástico reforzado con vidrio (GFRP) como una alternativa al refuerzo de acero debido a que eliminaba la incompatibilidad entre la expansión térmica del acero y hormigón. En la década de 1980, la necesidad de eliminar los metales en las imágenes de resonancia magnética impulsó los polímeros FRP. Desde entonces, se utiliza como solución general para combatir los problemas de corrosión.

En la década de 1990 en Japón se incluyeron los FRP en las recomendaciones constructivas de ingeniería civil. Desde los años 2000 en China se utiliza en la construcción de puentes y obras subterráneas. El proyecto del puente sobre el río Rojo en Canadá de 2006 utilizó 140.000kg de GFRP, convirtiéndolo en el puente más grande con refuerzo no-metálico. (Association, Canada Transportation, 2007). El Túnel del Regajal que se estudiará en profundidad a continuación se enmarca en 2008.

Introducción a los Fiber Reinforced Polymer (FRP).

Las estructuras de hormigón convencionales se refuerzan con acero pretensado o sin pretensar. El acero se protege en un inicio de la corrosión por la alcalinidad del hormigón. Sin embargo, la presencia de ambientes agresivos como los marinos, salinos, húmedos o con grandes cambios de temperatura reduce la alcalinidad del hormigón y provoca una corrosión acelerada del acero. Esta corrosión provoca una pérdida de las propiedades del material y en última instancia el colapso de la estructura.

En este trabajo se estudia una alternativa al empleo del acero como son los polímeros reforzados con fibra. Los FRP son compuestos de fibra embebidos en una resina polimérica. Se clasifican según sus materiales en: polímeros reforzados con fibra de basalto (BFRP); polímeros reforzados con fibra de carbón (CFRP) y polímeros reforzados con fibra de vidrio (GFRP).

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

Los FRP tienen propiedades diferentes a las del acero. Por lo tanto, el estudio de materiales con refuerzo de fibra tiene que realizarse desde una perspectiva diferente. Los FRP son anisotrópicos, es decir, sus propiedades son diferentes según la dirección de medida. Tienen un comportamiento muy bueno a tracción, pero solo lo presentan en la dirección de las fibras de refuerzo. Este comportamiento anisotrópico reduce su comportamiento a cizalla. Por último, los FRP no tienen comportamiento plástico. Tienen un comportamiento elástico hasta su rotura. (American Concrete Institute, 2015).

A continuación, se exponen los principales FRP que se contemplan en el Código Estructural (fibra de vidrio, carbono y basalto). (Ministerio de la Presidencia, Relación con las Cortes y Memoria Democrática, 2021).

Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP).

El plástico reforzado con fibras de vidrio es un material compuesto. Está formado por una matriz de plástico reforzada con fibras de vidrio. Es mayormente utilizado en las industrias náutica y aeronáutica. La empresa Owens-Illinois produjo por primera vez en 1932 fibra de vidrio a escala industrial, pero no fue hasta finales del siglo XX cuando comenzó a incorporarse a elementos estructurales.

Los plásticos más empleados en la matriz son el epoxi, poliéster, viniléster y otros termoplásticos. El porcentaje de peso de la fibra de vidrio con respecto al total depende del comportamiento estructural que se desee pudiendo alcanzar hasta el 90%.

El GFRP es un material ligero y resistente a tracción. Su comportamiento es excelente contra la corrosión. Es aislante térmico, eléctrico y acústico. En la siguiente ilustración se observa una armadura de GFRP para la obra del Túnel del Regajal.



Ilustración 11: Armadura de GFRP de la obra del Túnel del Regajal.

Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP).

El plástico reforzado con fibras de carbono es un material compuesto. Está formado por una matriz de plástico reforzada con fibras de carbono. Muchas veces se mezcla con otras fibras de aramida, aluminio o de vidrio.

Es utilizado en la industria automotriz, ingeniería civil y en la ingeniería aeroespacial. Ya en 1968, los motores aeronáuticos Rolls-Royce Conways incorporaban ventiladores compuestos por CFRP. Actualmente, el Airbus A350 XWB está compuesto de un 52% de CFRP, incluyendo sus alas y componentes del fuselaje. (Airbus, 2006).

Los plásticos más empleados en la matriz son el poliéster, viniléster y nailon, siendo el epoxi el más utilizado. Las propiedades del producto final pueden verse afectadas por los aditivos introducidos en la matriz como la sílice.

El CFRP se trata de un material muy resistente a tracción y ligero. Tiene una baja conductividad térmica y eléctrica. Tiene una excelente resistencia a fatiga y su comportamiento es elástico hasta rotura. Es un material inmune a la corrosión.

La siguiente ilustración muestra barras de refuerzo de CFRP.



Ilustración 12: Barras de refuerzo de CFRP.

Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP).

El plástico reforzado con fibras de basalto es un material compuesto. Está formado por una matriz polimérica termoestable, normalmente resina epoxi o viniléster.

Las primeras investigaciones sobre el BFRP tuvieron lugar en la unión soviética en los años 1950. Hasta los años 1980 su uso industrial estaba limitado como material aislante térmico y armamentístico. En la actualidad se está empezando a utilizar en la industria como material resistente al fuego y como refuerzo al hormigón en ambientes especialmente agresivos. Es neutral electromagnéticamente.

Es un compuesto que se obtiene directamente de la roca volcánica fundida. El material es estirado hasta alcanzar su forma deseada. A lo largo de su vida útil emite un 60% menos de carbono comparado con el acero.

El BFRP tiene especial resistencia a los ácidos y a los álcalis. Es un compuesto que no conduce la electricidad ni el magnetismo. Tiene una buena resistencia en temperaturas altas. Su comportamiento es elástico hasta rotura. (ABFC, 2024)

La siguiente ilustración muestra barras de refuerzo de BFRP.



Ilustración 13: Barras de refuerzo de BFRP.

Proceso de fabricación de barras de FRP.

En primer lugar, existe un proceso previo para la obtención de las fibras. Cada tipo de FRP tiene un proceso de obtención de fibras diferente.

Para el GFRP se utilizan minerales como sílice, alúmina, cal, óxido de sodio, potasio y dolomita como materia prima. A continuación, la materia prima se introduce en un horno para su fundición a 1.500 °C. El vidrio pasa a través de una placa perforada llamada bushing formando filamentos de 10 µm de diámetro. Por último, se enfrían y se estiran para aumentar su resistencia mecánica como se muestra en la Ilustración 14.

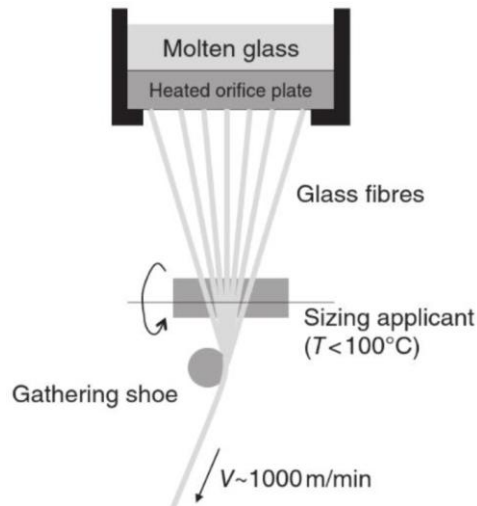


Ilustración 14: Proceso de fabricación de fibras GFRP.

Para el CFRP se utiliza Poliacrilonitrilo (PAN) como materia prima. El PAN es un polímero vinílico hecho a partir de la polimerización vinílica de radicales libres del monómero acrilonitrilo. La fibra de carbono es el resultado de la disposición en paralelo de hasta 24.000 fibras de PAN.

En el BFRP se utilizan fibras de basalto unidireccionales. Están impregnadas con una resina polimérica termoestable. Es un material no metálico con una proporción superior al 80% de basalto. Este compuesto proporciona gran resistencia a tracción, resistencia a la corrosión y una vida útil larga en ambientes agresivos.

En segundo lugar, el proceso requiere de la adhesión de numerosas fibras para la consecución de tejidos (rovings) con una consistencia y sección deseadas. Con este objetivo, se impregnan las fibras en resina polimérica. Se utilizan resinas de poliéster y viniléster, siendo la epoxi la más utilizada. El recubrimiento de la resina crea una matriz que transfiere esfuerzos entre fibras, las protege de humedad y químicos y da forma al tejido.

El tercer paso del proceso consiste en trenzar los tejidos para la obtención de la barra con la sección deseada. Además, en esta etapa se realiza el corrugado de la barra para aprovechar mejor sus propiedades de tracción y mejorar su adherencia al hormigón.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

Por último, en un horno se aplica calor a la barra para su curado. En el curado la matriz de resina polimeriza y se obtiene la rigidez y cohesión final de la barra. Finalmente, las barras son cortadas en la longitud deseada.

Este proceso recibe el nombre de pultrusión. En él, se obtienen barras de FRP de manera continua. Para ello, se arrastran las materias primas para la conformación de fibras que serán sometidas a un impregnado en fibra, conformado, curado y corte.

En la Ilustración 15 se esquematiza el proceso de fabricación de las barras de FRP mediante la pultrusión.

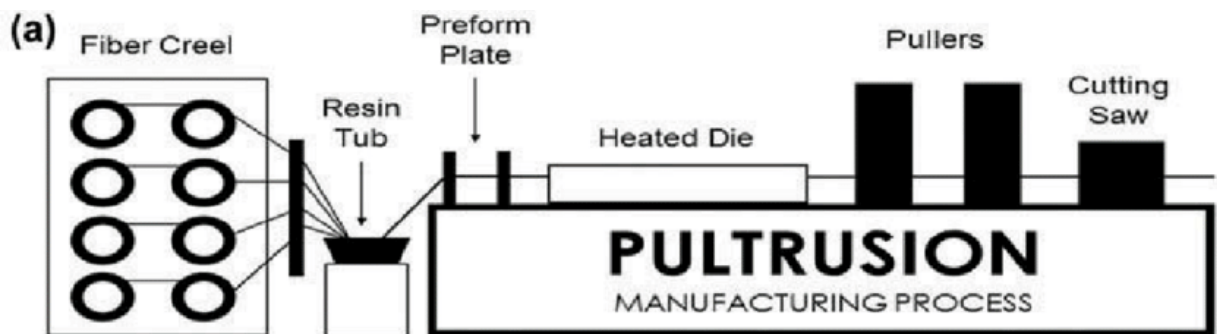


Ilustración 15: Proceso de pultrusión para fabricación de barras de FRP.

2. Principales características.

Fragilidad de las fibras

La fragilidad de las fibras supone un problema para el comportamiento estructural en el largo plazo. Es complicado realizar un análisis del estado de las fibras después de construir la estructura. Si alguna fibra falla pierde toda su resistencia estructural. Es por ello por lo que los códigos estructurales no recomiendan su uso en diseños sísmicos graves o moderados.

Además, el problema de la fragilidad y la escasa información del material en el largo plazo genera desconfianza en las empresas constructoras. Como medida de seguridad introducen en sus obras reales un 50% de material adicional al introducido en sus cálculos, incrementando considerablemente el coste del pilote.

Esfuerzo a axil

En las guías de cálculo las barras de fibra no son tenidas en cuenta para los esfuerzos de compresión. En cuanto al esfuerzo a tracción de las barras de FRP, son las fibras las que aportan la mayor parte de la capacidad. La resina que aglutina a las fibras no tiene realmente una capacidad estructural. En el capítulo V de cálculos se realiza un estudio detallado de la capacidad de esfuerzo axil de cada tipo de FRP estudiado.

Esfuerzo a cortante

El esfuerzo a cortante es determinado por la resistencia última del material. El FRP tiene mayor resistencia última que el acero. Por lo tanto un pilote con FRP tendrá una mayor capacidad de servicio ante cortante. En el capítulo V se realiza un cálculo detallado de la capacidad a cortante. Es necesario tener en cuenta que para el cálculo de estados límites últimos, se aconseja utilizar un coeficiente de seguridad mayor en el FRP debido a su fragilidad. En esos casos, la capacidad de los FRP será menor que el acero.

Densidad

En el apartado de principales características de FRP y acero se muestra la densidad de ambos materiales. En el caso de los FRP la densidad es de alrededor de 2g/cm^3 , mientras que para el acero es de 8g/cm^3 . Una armadura de un pilote como los estudiados en este trabajo viene en barras de 12m, por lo tanto una barra de diámetro de 32mm pesa unos 20Kg en FRP y 80Kg en acero. Utilizar FRP reduce la mano de obra necesaria y los posibles accidentes en obra. La baja densidad del FRP hace que en determinados hormigones pueda flotar antes de fraguarse. Por ello es necesario el uso de sistemas de anclaje para colocar en la posición determinada la armadura hasta que el hormigón se endurezca.

Conductividad

Las barras de FRP no son conductores de calor o electricidad. Esta característica les hace idóneos en proyectos sensibles como subestaciones eléctricas o trenes de levitación magnética. Sin embargo, las barras de FRP pueden ver su matriz comprometida ante temperaturas muy altas.

3. Degradación de la matriz de epoxi.

Las barras de fibra no sufren de corrosión a diferencia del acero. Por este motivo, el recubrimiento de hormigón en las barras puede ser inferior. Esta ventaja es utilizada en obra para aumentar la cuantía de refuerzo que exige el comportamiento frágil del material.

Las fibras de FRP no se corroen y tampoco lo hace la matriz epoxi. Sin embargo, la matriz epoxi sufre de degradación. Así la adherencia entre las fibras y el hormigón se reduce. El espesor de la matriz es muy delgado por lo que este efecto no tiene un resultado importante en el cálculo estructural. La normativa ACI contempla una reducción de la capacidad estructural por este fenómeno del 15% en GFRP y AFRP y del 5% en CFRP.

El acero al corroerse se expande y puede fisurar el hormigón. Este fenómeno empeora la situación porque por las fisuras puede entrar más humedad y amplificar la corrosión. En el caso de los FRP, la matriz se degrada sin expandirse por lo que el hormigón no se fisura. La matriz pierde propiedades mecánicas, pero estas no eran tenidas en cuenta para el cálculo estructural. La corrosión o degradación es en todo caso peor en el acero pero se utiliza una reducción de las capacidades mecánicas en los FRP por la falta de información al respecto.

En el boletín FIB-40 se estudian las principales fuentes de degradación de la matriz de epoxi en las barras de FRP. Estas son: los ataques de cloro, el efecto de la humedad, el efecto de los álcalis, el efecto de radiación ultravioleta, carbonatación y ataques ácidos. Para los ataques de cloro, no se establece ninguna conclusión por falta de información. Se recomienda el estudio de cada material previo a su utilización en estos casos. (International Federation for Structural Concrete, 2007)

El efecto de la humedad con temperaturas superiores a 40°C puede inducir el deterioro de la matriz si las moléculas de agua rompen los enlaces de Van-der-Waals en las cadenas poliméricas. El estudio mostrado en el boletín FIB-40 muestra que las fibras sometidas ante el efecto de los álcalis pueden exhibir hasta un 12% de reducción de sus capacidades mecánicas, lo que está en línea con las indicaciones de la normativa ACI.

Las varillas de FRP muestran según el estudio citado en el boletín FIB-40 una ligera reducción de capacidades mecánicas ante la exposición a luz ultravioleta. Sin embargo, estando enterradas el efecto no tiene lugar. Por ello recomienda no exponer las varillas a la luz solar durante mucho tiempo antes de ser enterradas. Según la misma fuente, es improbable que la carbonatación cause problemas, al contrario, una reducción del pH podría aumentar la duración de la vida útil al reducir la porosidad. Existe poca información sobre ataques ácidos. Sin embargo, es probable que el efecto en el hormigón sea superior al efecto en las fibras.

4. Vida útil.

El Código Estructural define la vida útil de un proyecto de ingeniería civil (puertos, puentes...) en 100 años. Además se reconoce la vida útil de los elementos de hormigón, como los pilotes, reforzados por fibra en 100 años. Por lo tanto, no se espera que un mantenimiento correctivo en pilotes de reforzados con fibra sea necesario. A pesar de ello, es necesario tener en cuenta algunas consideraciones.

En la actualidad no existen estudios suficientes que demuestren el comportamiento de los pilotes reforzados con fibra en tan largo plazo. Es por ello por lo que se diseñan los proyectos que utilizan estos materiales con mucha más prudencia que con el acero debido a la experiencia con él. En el diseño se introducen coeficientes de seguridad conservadores que mitigan cualquier pérdida de capacidades a lo largo de la vida útil, muchos de ellos adicionales a los incluidos en los códigos estructurales.

Además, los códigos técnicos no recogen con gran precisión a los FRP. Se dan algunas recomendaciones en su utilización pero no existen tantas consideraciones como ocurre con el acero. Consecuentemente, para asegurar una vida útil tan prolongada se recurre al sobredimensionamiento del armado.

En el sector de las cimentaciones profundas, como se explica en el trabajo, se emplean los FRP en refuerzo para pilotes en casos muy específicos como en terrenos muy agresivos. Cuando se utilizan los FRP como refuerzo se realiza el cálculo de armadura necesaria y se aplica un coeficiente de seguridad del 50%. Es decir, se introduce en la armadura la mitad del refuerzo adicional al necesario. La poca experiencia con las fibras obliga a ser muy prudentes en su utilización, lo que empeora el estudio de viabilidad económica.

En el artículo anterior se ha mostrado el efecto de la degradación de la matriz de epoxi sobre la pérdida de capacidad de las fibras. Este efecto es conocido en el corto o medio plazo pero en el largo plazo se desconoce con certeza su comportamiento. Así, el coeficiente de seguridad utilizado en el sector para asegurar la vida útil de 100 años en pilotes con FRP es suficientemente grande como para cubrir la potencial pérdida de comportamiento mecánico por degradación y pérdida de adherencia en el largo plazo.

Por último, es preciso comentar las diferencias de características que ofrecen los proveedores. En el caso del acero las características están estandarizadas pero no es así para los FRP. Por lo tanto, la confianza en el proveedor es un factor importante. Existe una amplia variedad de vidas útiles ofrecidas por los fabricantes. En las obras de ingeniería civil de gran envergadura no se puede depender de la veracidad y precisión de las características ofrecidas por un productor y por ello se utilizan coeficientes de seguridad tan grandes cuando se utilizan los FRP.

5. Control de calidad en obra.

En este apartado se detallan los controles de calidad que requieren los pilotes reforzados por fibra. Es necesario realizar controles previos a la ejecución del pilote, durante la ejecución y tras finalizarla. Los procedimientos a seguir para el control de calidad en pilotes reforzados por fibra son similares a los reforzados por acero pero como medida conservadora por las escasas indicaciones se tienen en cuenta consideraciones adicionales.

Antes de la ejecución de la obra deben realizarse unos controles de calidad a la armadura de refuerzo de fibra. Si se dispone de certificaciones u homologaciones de las fibras deben aportarse, de lo contrario es necesario realizar ensayos a las fibras en fábrica antes de aprovisionarlas a la obra. Sin embargo, si el lote de fibras es muy elevado se recomienda realizar ensayos propios con el material suministrado. Debe verificarse que las fibras suministradas son las que se utilizarán en la obra y tienen el diámetro, longitud y corrugado deseados. Los extremos de las fibras deben estar sellados con epoxi para evitar la entrada de humedades al interior de la fibra. Debe tenerse en cuenta que como medida conservadora, las empresas constructoras utilizan en la armadura un 50% más de fibra que la calculada en el apartado de cálculos como es indicado a lo largo del trabajo debido a la fragilidad de las fibras y su peligro de rotura en el izado y colocación. En cuanto al pilote debe controlarse su diámetro, profundidad, verticalidad y debe controlarse la adecuación geométrica de cada armadura en su pilote.

Durante la ejecución de la obra debe realizarse un control dimensional de la armadura para que no haya problemas al insertarla en el pilote. Debe realizarse una inspección del pilote antes de insertar la armadura. Debe comprobarse la consistencia de las paredes del fuste pilote y la limpieza de la zona de la punta. En cuanto a la armadura debe controlarse su ejecución y atado de las fibras. En su introducción debe controlarse que no golpee las paredes y que no se doble la armadura al elevarla con la grúa. Esta operación es más sencilla que con la armadura de acero por su menor peso pero es crucial que no se doblen las fibras porque debido a su fragilidad éstas pueden romperse. Por último debe controlarse el centrado de la armadura. En cuanto al hormigonado debe controlarse que el tubo tremie esté al menos dos metros por debajo del nivel del hormigón. Es necesario tener en cuenta que la armadura de fibra flota en el hormigón por su menor densidad y es necesario amarrarla con un soporte. En el vibrado, las fibras deben mantenerse en su posición.

Posterior al hormigonado debe realizarse el descabezado del pilote. Esto se debe a que el hormigón más superficial se mezcla con el agua y sedimentos presentes y resulta en una menor calidad. El descabezado no puede realizarse con martillo de percusión por riesgo de rotura frágil de las barras. La armadura debe mantenerse intacta para acoplarla al encepado. Posteriormente, se realizan los ensayos de integridad del pilote y armadura.

El Sonic Integrity Test (SIT) consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo instrumentado y medir la velocidad de propagación de la onda a lo largo del fuste. Se detectan posibles discontinuidades en el hormigón, la longitud efectiva del pilote y la condición de la punta.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

El Cross-Hole Sonic Logging (CSL) requiere la previa colocación de tres tubos de PVC en la armadura. Se introduce un emisor en un tubo y receptores en los otros dos. Se mide para cada altura la velocidad de propagación de la onda. Se obtiene un conocimiento preciso de la condición del interior del pilote a lo largo del fuste.

Se pueden realizar ensayos de carga axial a compresión y tracción para comprobar la capacidad mecánica del pilote y de la armadura. Esta prueba se suele realizar en un pilote dentro de una tanda completa. De esta manera y junto con los ensayos anteriores se certifica la calidad de tanda de pilotes.

6. Análisis económico durante el ciclo de vida.

En este apartado se analizan los costes asociados a un pilote armado de fibra a lo largo de su vida útil. Los costes son exclusivamente los de inversión (CAPEX), ya que la vida útil de un pilote reforzado con fibra coincide en 100 años como se detalla en el apartado 4. Los costes de inversión se muestran en el capítulo V de cálculos.

En la siguiente tabla se muestra el coste de inversión de un pilote reforzado con los diferentes tipos de fibra, desglosado por concepto.

Concepto	Precio por pilote (€)
Armadura de GFRP	7.650
Armadura de CFRP	32.825
Armadura de BFRP	15.304
Hormigón	3.046
Mano de obra	542
Maquinaria	1.908
Costes indirectos	675
Coste total del pilote de GFRP	13.821
Coste total del pilote de CFRP	38.996
Coste total del pilote de BFRP	21.475

Tabla 4: Coste de inversión de los pilotes reforzados por fibra desglosado por conceptos.

En la siguiente figura se muestran los flujos de caja de los pilotes reforzados por los distintos tipos de fibra a lo largo de una vida útil de 100 años.

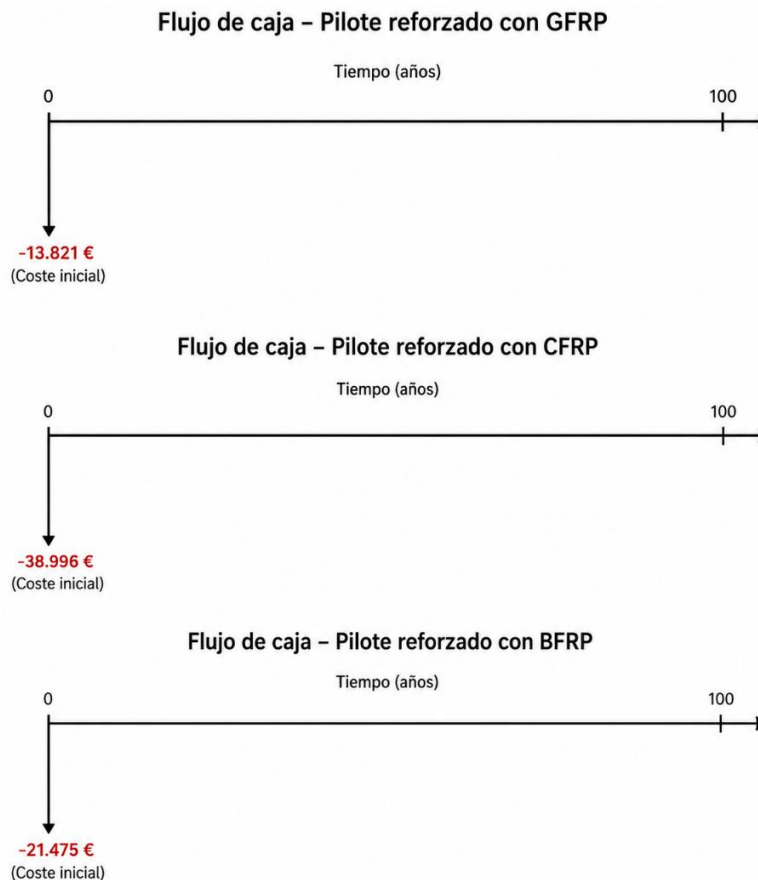


Ilustración 16: Flujo de caja a lo largo de una vida útil de 100 años de pilotes reforzados por fibra.

7. Ejemplo real: Túnel del Regajal (Aranjuez-Ontígola).

El Túnel del Regajal es una de las obras más singulares de la Alta Velocidad Española y forma parte de la línea que une Madrid con Valencia. Se trata de un túnel de doble vía que se encuentra en el tramo Aranjuez-Ontígola. Tiene una longitud de 2.437m de los cuales 2.080m son en mina y 357m de túnel artificial. Las obras comenzaron en febrero de 2008 y finalizaron en enero de 2010, un plazo récord para la complejidad de su construcción.

La obra del Túnel del Regajal es peculiar en el marco geológico-geotécnico que se engloba. La mayor parte del túnel se excavó en materiales salinos con un ambiente extraordinariamente agresivo para el hormigón. Además, presenta problemas de disolución y riesgo de fuertes hinchamientos. Otra parte del túnel se excavó en materiales arcillosos de mala calidad.

La obra estuvo condicionada por su situación en el Parque Natural “El Regajal – Mar de Ontígola”. Es una zona de gran interés natural por las especies únicas de flora y fauna que en él habitan.

A continuación, se muestra en una ilustración la localización del proyecto. Los tramos corresponden con las principales vías de alta velocidad en España. El tramo rojo representa la L.A.V. Madrid-Levante. En el círculo verde se encuentra el Parque Natural El Regajal-Mar de Ontígola.



Ilustración 17: Situación del Parque Natural El Regajal-Mar de Ontígola.

1. Reserva del Regajal-Mar de Ontígola.

La obra se encuentra inmersa en un espacio natural protegido desde 1994. La reserva recibe el nombre del Regajal-Mar de Ontígola. Tiene una extensión de 630 hectáreas. En ella se engloban dos principales ambientes: el embalse renacentista del Mar de Ontígola, completamente naturalizado, y la finca de El Regajal, monte mediterráneo-subdesértico con gran diversidad entomológica.

La finca de El Regajal es la quinta prioridad mundial en la conservación de lepidópteros, según la Unión Internacional para la conservación de la Naturaleza. Allí se refugian especies de mariposas como *Plebeyus pylaon* o *Zerynthia rumina*.

La reserva tiene un estrecho lazo histórico con el Real Sitio de Aranjuez, al que abastecía de agua desde el siglo XVI hasta el siglo XX. En su presa participaron arquitectos como Juan Bautista de Toledo y Juan de Herrera, constituyendo un hito en la historia de la ingeniería moderna. (Revista de Obras Públicas, Mayo-junio 1985)

En 1552 el Rey Felipe II, siendo aún príncipe, mandó hacer una gran laguna en el arroyo de Ontígola. Juan Bautista de Toledo comenzó las obras en 1560. No se concluyó el proyecto hasta 1572 por parte de Juan de Herrera debido a la aparición de grietas.

El Rey Felipe IV mandó levantar una isla artificial en 1625. En 1695 se construyó una plaza de toros en las inmediaciones. En 1734 se creó el Mar Chico, un estanque decantador vinculado al Mar de Ontígola. El Rey Carlos IV mandó construir una acequia hasta el jardín del Príncipe en el Real Sitio de Aranjuez.

La presa del Mar del Regajal mide 150 metros de largo y 6 metros de alto. Está configurada por dos muros con relleno de tierra que alcanzan un espesor de 10 metros. Dispone de cinco contrafuertes en la cara externa. Está considerada un hito en la ingeniería hidráulica porque definió el modelo de presas de contrafuertes que se implementarían después en Europa y América. Además, fue de las primeras en hacerse con terraplenes.

A continuación, se muestra una ilustración panorámica del Mar de Ontígola.



Ilustración 18: Vista panorámica del Mar de Ontígola.

2. Restricciones y condicionantes del proyecto.

En primer lugar, se debe conocer que este proyecto surge de la voluntad política de unir Madrid con el Levante mediante una Línea de Alta Velocidad. Para ello, como se observa en la siguiente ilustración se propusieron tres alternativas. La solución norte partiría de la salida del AVE a Barcelona. La solución sur partiría de la salida del AVE a Sevilla. La solución finalmente construida tendría una nueva salida desde el AVE a Sevilla. Era la opción con menor trayecto, pero debía atravesar el Parque Natural El Regajal-Mar de Ontígola.



Ilustración 19: Soluciones propuestas para LAV Madrid-Levante.

El Ministerio de Fomento decidió en 1999 que se construiría la vía central. Esta tendría 50 kilómetros menos que las alternativas, pero debía afectar en la menor medida posible al Parque Natural El Regajal-Mar de Ontígola. La zona es considerada de alto interés natural debido a la presencia única de fauna y flora. Por ello, se debía atravesar la zona mediante un túnel. (Méndez, 2017)

El terreno del Parque Natural es una zona muy delicada. Su trazado contiene arcillas expansivas, glauberitas, anhidritas, yesos y halitas, como se verá en el estudio geotécnico. Estas características impidieron la realización del túnel mediante los principales métodos (belga y nuevo método austriaco).

El método utilizado consistió en perforar horizontalmente desde los dos extremos. Debido a la diferencia de litologías el avance era diferente. En la zona arcillosa se perforaba con martillos hidráulicos. El sostenimiento de la bóveda era hormigón proyectado con fibras de poliolefina y cerchas. Se completaba con gunita hasta conseguir un espesor de 30 cm. En la zona de materiales salinos se empleó rozadora por la dureza del terreno. El sostenimiento era únicamente de gunita.

Posteriormente se realizó la destroza, que consiste en excavar la bóveda en profundidad. Se realiza primero un lateral, se refuerzan las paredes y se procede con el otro lateral. A una distancia de 36 metros se realiza la contra bóveda y las zapatas mediante unos encofrados especiales. Con un carro de revestimiento se hormigonaba la bóveda para darle el espesor final deseado.

3. Estudio geotécnico.

En los apéndices 4, 5 y 6 se muestran respectivamente el estudio geotécnico completo, el perfil geotécnico de la zona y un sondeo en el PK 103+940. En este apartado se analiza cada uno de ellos.

El estudio geotécnico completo consta de un análisis del estudio de la zona realizado en 2004 por Eurogeotécnica y de otro estudio realizado en 2007 por SENER. Además, se realizan diez sondeos rotativos con extracción continua de testigo. Se ejecutan ensayos de laboratorio de las muestras extraídas. Se mide el nivel freático y se ofrece una interpretación de los datos y resultados obtenidos. (Eurotécnica, 2004) (SENER, 2007)

Los sondeos a rotación permiten una recuperación continua de testigo mostrando el terreno de la parcela. De esta forma se obtiene en el punto sondeado un conocimiento de los materiales que constituyen el subsuelo, de tal manera que se pueden extrapolar los resultados a la parcela y tener así una idea aproximada de los materiales sobre los que se cimentará la obra. Los diez sondeos alcanzan una profundidad entre 38 y 60 metros.

A lo largo de los sondeos se realizan ensayos Standard Penetration Test (SPT) cuyos valores permiten conocer la capacidad portante y homogeneidad de las capas del subsuelo. Se ha empleado una cuchara tipo Terzaghi, con zapata de diámetro exterior 50,8mm e interior de 35mm. La hincia se ejecuta con una maza de 63,6kg por una caída libre de 76,2cm. Con la cuchara se penetran cuatro tramos de 15cm. El resultado de la prueba es el número de golpes necesario para penetrar los dos tramos centrales.

Las Pruebas SPT, los ensayos presiométricos y otros de laboratorio con muestras del terreno inalteradas fueron analizados y sus datos analizados para obtener las formaciones presentes a lo largo del trazado del túnel. Se diferencian la Unidad Miocena Inferior compuesta de arcillas rojas y grises con indicios de yeso (M_{AR}) y arcillas yesíferas y yesos arcillosos negruzcos (M_{IAR}). Los Materiales Cuaternarios Superficiales están compuestos por el aluvial del arroyo salinas (Q_{AL}). Los Materiales Cuaternarios de Depósitos Antrópicos son llamados (A_R y A_{SV}).

M_{AR} es una unidad con expansividad media-baja. Su nivel de saturación es del 85%. El porcentaje de finos es del 90%. Su índice de huecos es de 0,5. Su densidad media es de $2t/m^3$. Su resistencia a compresión es de $10kp/cm^2$. M_{IAR} se ha detectado únicamente en dos sondeos. Su resistencia a compresión es de $45kp/cm^2$. Q_{AL} es un material de consistencia media-firme. Su porcentaje de finos es de 75%. Su densidad media es de $1,8t/m^3$. Su índice de huecos es de 0,6. Su resistencia a compresión es de $1,7kp/cm^2$.

El nivel freático de cada sondeo se muestra en la siguiente figura.

SONDEO	PROF. AGUA (m)	CÓTA AGUA (m)
Estribo 1	No detectada	--
Pila 1	No detectada	--
Pila 3	No detectada	--
Pila 4	Obstruido	--
Pila 5	5.90	513.88
Pila 6	Obstruido	--
Pila 7	14.90	517.20
Pila 8	15.00	517.61
Pila 9	14.50	518.82
Estribo 2	14.30	518.68

Ilustración 20: Nivel freático de cada sondeo.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

Se clasifica la agresividad del terreno según la determinación del contenido de sulfatos en suelo. Se han encontrado valores superiores a 12g/kg clasificándose el terreno como agresivo. Concretamente en la pila 9 se encuentran los elementos mostrados en la siguiente tabla que indican un nivel de agresividad elevado.

Sondeo	Pila 9
Profundidad N.F. (m)	14.50
Acidez (pH)	6.5
Contenido en Sulfatos (mg/l)	5223
Residuo seco (mg/l)	10562
Contenido en NH_4^+ (mg/l)	1.1
Contenido en CO_2 (mg/l)	Ausencia
Contenido en Mg^{2+} (mg/l)	1632

Ilustración 21: Análisis del agua de la pila 9.

Finalmente, las recomendaciones de cimentación propuestas por el estudio geológico son de pilotes empotrados en M_{AR} . Se recomienda el uso de cementos sulfuorresistentes por la agresividad del suelo. Entre los niveles Q_{AL} y M_{AR} se ha detectado la presencia de agua por lo que se recomienda el empleo de técnicas que eviten la inestabilidad de la perforación. El empotramiento mínimo habrá de ser de al menos seis diámetros en el nivel M_{AR} .

En segundo lugar, se analiza el perfil geotécnico de la zona expuesto en el Apéndice 5 realizado después de la ejecución de la obra completa. En él se observa la necesidad de pilotar cinco tramos en los PK 102+655, 102+740, 102+960, 103+400 y 103+720 de 30m, 30m, 220m, 180m, y 120m de longitud respectivamente. En los dos primeros tramos se empotran los pilotes en el estrato de M_{AR} , sin embargo, los tres últimos tramos se empotran en M_{HA} debido al espesor de dicha capa.

La decisión de pilotar en el túnel se debe a la división del perfil geotécnico en dos zonas. La primera zona no presenta problemas geotécnicos significativos. En ella se evaluará la posibilidad de continuar los sostenimientos propuestos sin pilotes cuando se analice la calidad real del terreno. En la zona con problemas geotécnicos significativos se pilotará siempre que se encuentre un perfil sísmico como en el caso del tramo 1 y 2. También se pilotará siempre que el estrato inmediatamente inferior del túnel sea de glauberita, ya que puede verse afectada por lixiviación debida a los flujos de agua del Mar de Ontígola.

En tercer lugar, se muestra en el apéndice 6 el sondeo realizado en el PK 103+940. En él pueden verse imágenes del emplazamiento del sondeo. Además, se muestran las cajas que contienen las muestras de terreno inalteradas. En el caso del sondeo mencionado, la profundidad alcanzada es de 36m.

4. Necesidad de pilotar el interior del túnel.

El estudio geotécnico presenta un escenario con estratos que muestran expansividad, lixiviación y agresividad. En el inicio de las obras se hundió el terreno adyacente a la entrada y salida del túnel. Por ello, se decidió realizar un falso túnel en la entrada y salida del proyecto. Esto requiere pilotar las paredes del falso túnel y la posterior excavación a cielo abierto de parte interior del túnel hasta alcanzar una profundidad determinada que impida el hundimiento del terreno sobre el túnel. Posteriormente, se reconstruye el terreno para dejarlo con la morfología que tenía previo al derrumbamiento del terreno. (Europa Press, 2009)

La zona del túnel con los mencionados problemas geológicos debía ser pilotada por la expansividad del estrato de glauberita debido a la hidratación de las sales por parte de las corrientes de agua provenientes del Mar del Regajal que se encuentra en las inmediaciones de la obra, también por la lixiviación debida a la disolución de las sales.

El proceso constructivo requería de la ejecución de varios tramos de pilotes de 1200mm de diámetro y una profundidad media de 17,5m. El armado de los pilotes debía ser de fibra de vidrio por la posible presencia de agua selenitosa. En el caso de que la armadura fuera de acero, la vida útil de las cimentaciones, y por tanto de toda la infraestructura, sería inferior a la deseada por el promotor de la obra debido a la alta agresividad del terreno y a la corrosión del refuerzo que se produciría.

Además, a lo largo del trazado del túnel se presentaban algunas fallas sísmicas que podrían producir en un futuro asientos diferenciales en el túnel. Añadiendo este problema a la expansividad y a la lixiviación de ciertos estratos era imprescindible implementar una solución pilotada. Esta solución reduciría los asientos diferenciales a pesar de que se materialicen todos los escenarios negativos. Sin embargo, la profundidad del túnel de más de 60m bajo la superficie requería de la pilotación desde dentro del túnel para reducir costes, lo cual es una solución muy infrecuente y compleja.

5. Soluciones planteadas por la empresa.

La empresa encargada de realizar los pilotes fue Cimentalia. Fue escogida por su amplia experiencia en cimentaciones especiales. La empresa ofreció varias soluciones al problema poco frecuente de pilotar dentro de un túnel. Los problemas del proyecto y las soluciones ejecutadas por la empresa fueron discutidas en una entrevista con el Consejero Delegado de Cimentalia, Miguel Ángel Tejedor Domingo. (Tejedor Domingo, 2026)

El primer problema resultó ser el número de columnas de pilotes a ejecutar. En un inicio se plantearon realizar cuatro columnas de pilotes como se puede observar en la Ilustración 22. Sin embargo, tal como se puede ver en el Apéndice 1, las máquinas perforadoras tienen un gálibo que les impide realizar perforaciones tan cercanas a las paredes del túnel. Por ello, la empresa propuso realizar filas de solamente tres pilotes pero hacerlos de mayor diámetro y refuerzo. Esta solución pudo llevarse a cabo por la disponibilidad de maquinaria de diferente envergadura por parte de la empresa.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

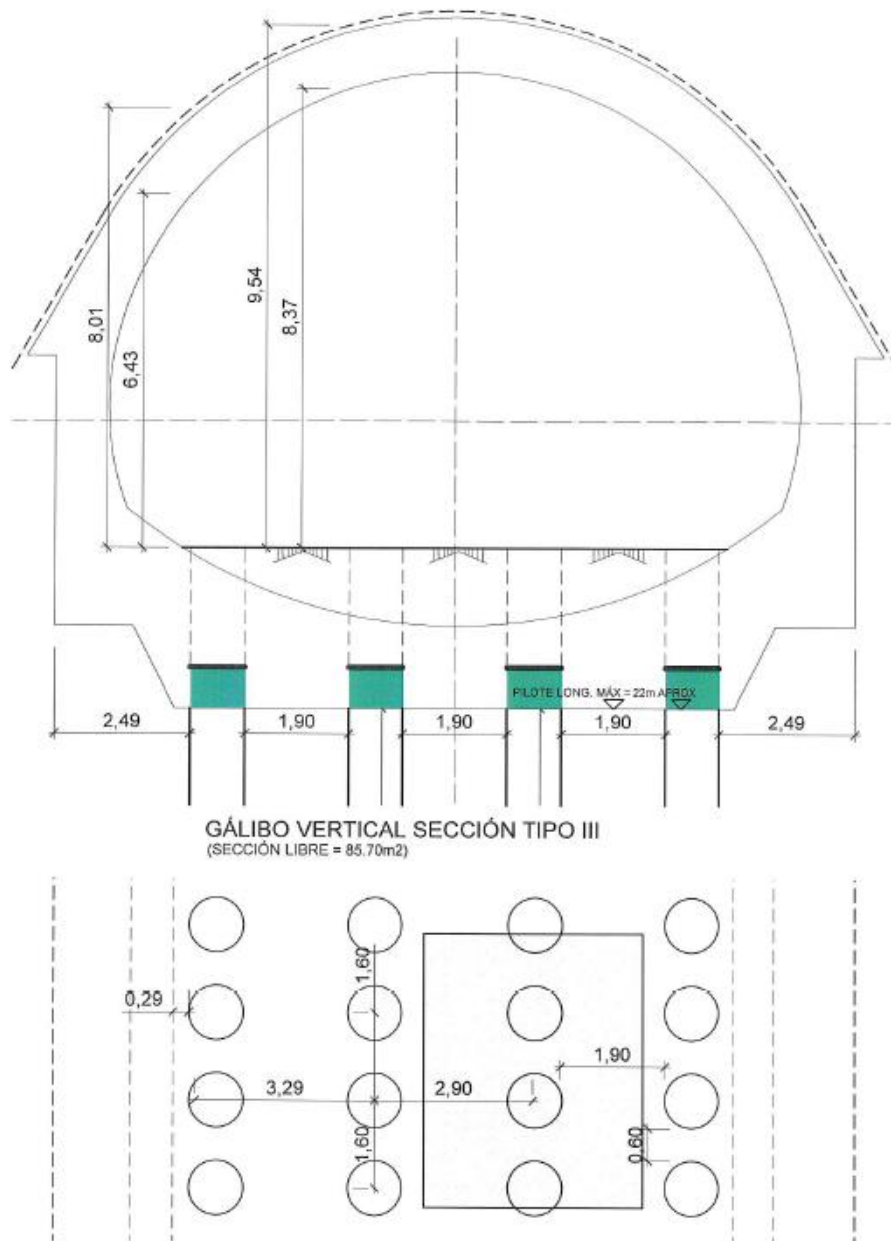


Ilustración 22: Planteamiento de una solución para el Túnel del Regajal con filas de cuatro pilotes.

El túnel tiene una altura interior máxima de 8,37m. Sin embargo, la longitud media de los pilotes es de 17,5m. Normalmente, las armaduras de los pilotes son continuas pero en este caso esa solución no era posible. Es por ello por lo que la empresa encargada de la cimentación diseñó expresamente para esta obra una armadura por tramos la cual sería empalmada al tiempo que era introducida en la perforación. En la Ilustración 23, se puede observar la el primer tramo de la armadura ya introducida en la perforación esperando a ser solapada con el siguiente tramo de armadura. En la Ilustración 24, se pueden observar los solapes de dos tramos de la armadura. En la Ilustración 25, se puede observar cómo se ejecutaba la perforación de un pilote dentro del Túnel del Regajal.



Ilustración 23: Colocación del primer tramo de la armadura de un pilote en el Túnel del Regajal.



Ilustración 24: Solape de dos tramos de armadura de GFRP en el Túnel del Regajal.



Ilustración 25: Perforación de un pilote dentro del Túnel del Regajal.

El método de ejecución del túnel sigue los pasos explicados previamente. En un primer lugar es necesario excavar el túnel antes de proceder a reforzarlo. Sin embargo, este refuerzo reduce la altura máxima del túnel. Esto supondría un reto adicional para la maniobra con las máquinas pilotadoras. Por ello, la empresa encargada de la cimentación decidió perforar los pilotes sin realizar previamente el recubrimiento mencionado. De esta manera, cuando los pilotes están realizados se procede al recubrimiento del túnel que descansará en la cabeza de los pilotes. En la Ilustración 26, se puede observar una armadura de GFRP colocada completamente en la perforación de un pilote previo a su hormigonado.

En esta obra, como se ha explicado, la armadura de acero no era una opción. Es por esta razón que la empresa encargada de realizar la cimentación decidió utilizar la fibra de vidrio o GFRP. Se ha visto en este trabajo que esa opción es la más barata de entre los diferentes tipos de fibra y su comportamiento mecánico es incluso ligeramente superior al del acero. La utilización de la fibra era totalmente novedosa para este tipo de obras en España y fue propuesta por el catedrático José María Rodríguez Ortiz.

Las varillas de GFRP son transportadas de forma apilada al lugar de la obra. También son transportadas de la misma manera los refuerzos circulares. Es allí donde se montan las armaduras adquiriendo su forma final. Así, se consigue un menor coste de transporte y una menor probabilidad de daño de las fibras en el transporte. En la Ilustración 27, se puede observar las varillas de GFRP empaquetadas, al igual que las armaduras circulares. En el fondo se observan las armaduras completadas. En el centro hay un molde que se utiliza para controlar la separación entre varillas en el montaje.



Ilustración 26: Armadura de GFRP colocada en una perforación del Túnel del Regajal.



Ilustración 27: Montaje de las armaduras de GFRP en la obra del Túnel del Regajal.

6. Problemas actuales del Túnel del Regajal.

6.1.- Afectación a la Microrreserva del Salobral de Ocaña.

Existe en la actualidad un drenaje de salmuera procedente del Túnel del Regajal. Esto se debe a que las corrientes de agua procedentes del Mar de Ontígola son filtradas y magnificadas por el túnel. Es por ello por lo que en la salida del túnel por el extremo más cercano a Ontígola existe un drenaje que evacúa la salmuera hacia la microrreserva del Salobral de Ocaña.

Esto constituye una modificación artificial del ecosistema. A pesar de que no constituye un problema a la microrreserva porque se deposita la salmuera en un depósito artificial. Sin embargo, en la actualidad el desagüe aporta un caudal muy superior al existente previamente que produjo la depositación de sales en el terreno a lo largo de décadas. En la siguiente ilustración puede verse el estado de la Microrreserva del Salobral de Ocaña.



Ilustración 28: Microrreserva del Salobral de Ocaña.

En la siguiente ilustración se puede ver la ubicación del desagüe de salmuera del Túnel del Regajal hacia la Microrreserva del Salobral de Ocaña.



Ilustración 29: Ubicación del desagüe de salmuera del Túnel del Regajal.

6.2.- Hundimiento del Túnel del Regajal por lixiviación.

La presencia de un acuífero sobre el túnel produce la filtración de agua en los estratos inferiores que inician el proceso de lixiviación. Además, las fallas geológicas constituyen una vía que aumenta la filtración de agua, empeorando el problema. También es el propio túnel el que facilita la corriente de agua en sus inmediaciones. Todo ello genera una lixiviación mayor a la estimada inicialmente y es un problema para la parte del túnel que no descansa sobre pilotes.

El hundimiento de tramos del túnel provoca un asiento diferencial que se materializa en fisuras en las paredes del túnel. Estas fisuras provocan filtraciones de agua y facilitan la acumulación de sales dentro del túnel. Por ello, se deben realizar mantenimientos periódicos de las fisuras y se deben retirar las sales acumuladas. Este problema obligó a limitar la velocidad del AVE dentro del túnel. (Scorpionna, 2026)

6.3.- Coste total del proyecto.

Las diferentes soluciones previamente explicadas no suponían tantas dificultades técnicas como las que suponía atravesar el Mar de Ontígola. Sin embargo, presiones políticas para conectar Madrid y Valencia con el AVE en el menor plazo posible contradijeron las recomendaciones de los ingenieros.

La prisa por terminar el proyecto causó que el trazado de la vía atravesase la reserva natural que pretendía proteger. Como se ha mostrado, el ecosistema único en Europa ha sido artificialmente alterado. Además, el proyecto padece de necesidades de reparación periódica.

Finalmente, la obra de 2,4 kilómetros supuso un gasto de más de 140 millones de euros. Puesto esto en perspectiva son diez veces más de los 14 millones de euros de media por kilómetro de AVE en España.

8. Aplicación de los pilotes de armadura de fibra.

En los proyectos de ingeniería civil, el criterio que más importancia tiene es el coste. A lo largo del trabajo se muestra que el coste de los pilotes armados con fibra es superior a los pilotes armados con acero. Por este motivo, las armaduras de fibra en pilotes no son utilizadas de manera general. A continuación, se explican algunos casos particulares en los que son utilizadas.

1.- Terrenos extremadamente agresivos.

Este caso es el explicado en el Túnel del Regajal. En terrenos extremadamente agresivos, la corrosión del acero limita en gran medida la vida útil del proyecto. En estos casos, deben estudiarse las soluciones propuestas en este trabajo. Si no se alcanza con ellas la vida útil deseada, debe emplearse la fibra como armadura para los pilotes.

2.- Entradas y salidas de tuneladoras.

En ocasiones se pretende realizar un túnel que atraviese cierto obstáculo como una montaña. Es posible que las condiciones del terreno obliguen a realizar un falso túnel para que la tuneladora trabaje con toda la superficie de su cabezal bajo tierra. Con el falso túnel se consigue excavar sin peligro de derrumbamiento y sin necesidad de tuneladora. Esta solución permite abaratar el coste y reducir los plazos de ejecución.

En este caso, se realizan dos pantallas de pilotes que funcionan como muros de contención. A continuación, se procede a excavar el interior. Con la tuneladora se comienza perforando en el muro pantalla con todo su cabezal bajo tierra. Los pilotes que serán destruidos por la tuneladora deberán estar armados con fibra para evitar dañar el cabezal. A continuación, se muestra lo explicado en una ilustración.



Ilustración 30: Tuneladora en muro pantalla de pilotes armados con fibra.

3.- Proyectos basados en la innovación de materiales.

La fibra como refuerzo en los pilotes puede ser utilizada en proyectos que a pesar de que técnicamente no sea necesario su uso, tengan un foco en la innovación de materiales. Por ejemplo, en la siguiente ilustración puede verse el primer puente peatonal en Europa con fibra como refuerzo.



Ilustración 31: Primer puente peatonal de Europa con fibra como refuerzo.

4.- Proyectos con particularidades magnéticas.

Algunos proyectos particulares requieren de la neutralidad magnética de la estructura. Un ejemplo de ello puede ser el tren bala magnético en Japón. Esta infraestructura puede requerir la omisión del uso de acero para alcanzar el máximo potencial de la estructura. A continuación, se muestra el llamado tren bala en Japón donde se podrían utilizar pilotes reforzados con fibra.



Ilustración 32: Tren de levitación magnética en Japón.

9. Seminario de Paolo Casadei sobre barras de GFRP.

El doctor ingeniero Paolo Casadei de la empresa The Original Composites Company ofreció un seminario en la Escuela Técnica Superior de Edificación de la Universidad Politécnica de Madrid sobre barras de GFRP el día 21 de mayo de 2026.

En el seminario se explicó detalladamente la situación actual de los polímeros reforzados por fibra. Se ofrecieron numerosos datos que confirman lo que se viene exponiendo en el presente trabajo. EN este apartado se exponen los principales puntos del seminario que tienen relación con el trabajo.

Paolo comentó los beneficios de las barras de GFRP. Además, expuso determinadas características que no habían sido tenidas en cuenta en el trabajo. Una curiosidad es que el hormigón armado de fibra puede ser realizado con arena de mar y con agua salada, algo impensable si es reforzada con acero. Esto es un cambio de paradigma en las construcciones civiles en posiciones costeras remotas.

Además, Paolo compartió que las empresas fabricantes de barras de GFRP tienen capacidad para sustituir en el medio plazo un 5% de la producción mundial de acero de refuerzo. Por lo tanto, resulta complicado que en el futuro próximo veamos el reemplazo del acero de refuerzo por la fibra. Sin embargo, el ponente se veía más optimista en los proyectos en los que la corrosión suponga un problema real.

Otro beneficio de las fibras de GFRP es que al ser productos hasta cinco veces más ligeros, el coste de transporte y mano de obra se reduce drásticamente. Expuso el ejemplo de “Aramco Jaram flood channel”, el proyecto más grande en el mundo hasta la fecha con fibra como refuerzo. En aquel proyecto los costes de maquinaria se redujeron un 100%, los costes de mano de obra un 70% y el ahorro de hormigón fue del 10%. Además, se observa que es posible acortar el plazo de los proyectos con fibra como refuerzo sustancialmente por la menor necesidad de mano de obra.

También se explicó que es posible atar las barras para realizar el mallazo con acero. Comentó que la resina termorresistente del GFRP no es inmune a los álcalis pero es muy resistente. La característica de termorresistente hace que no se pueda doblar tras su fabricación y suponga necesidades adicionales de planificación para transportar las barras dobladas. Su baja conductividad térmica ayuda al aislamiento térmico de los paneles prefabricados, reduciendo la necesidad de aislante.

Casadei enfatizó la importancia del mercado de calidad europeo CE. El autor preguntó a Paolo sobre la certificación de la adherencia al hormigón de las barras de GFRP debido al problema del deterioro de la matriz. Contestó que cada empresa certifica esta propiedad de manera diferente. Ellos, desde la solidez de la normativa italiana que posiblemente sea la más actualizada sobre refuerzos de fibra, añaden un coeficiente de pérdida de carga ante la exposición de las barras a ambientes alcalinos de 0,85. Este coeficiente es coherente con el propuesto en este proyecto.

Finalmente, se dio la feliz coincidencia que el producto comercial del que se habló en el seminario era exactamente el analizado en el presente trabajo. La hoja de características del producto se encuentra en el Apéndice 11.

IV. Comparación entre armadura de fibra y acero en cimentaciones profundas

1. Análisis de las principales características y materiales.

En esta sección se presenta un análisis comparativo de las principales características del acero y de los tres tipos de FRP comentados en el Capítulo III (GFRP, CFRP y BFRP).

En primer lugar, en la Tabla 5 se comparan las densidades típicas del acero y los FRP. Se puede observar que la densidad de los distintos tipos de FRP es bastante homogénea y es del orden de cinco veces menos que la del acero. Esto permite reducir los costes de transporte de las estructuras de refuerzo, así como facilitar el izado de estas estructuras.

Densidad del acero y principales FRP (g/cm³)

Acero	GFRP	CFRP	BFRP
7,90	1,25 a 2,20	1,50 a 1,60	2 a 2,70

Tabla 5: Densidades del acero y principales FRP

En segundo lugar, en la Tabla 6 se comparan los coeficientes de expansión térmica de las barras de acero y de los principales tipos de FRP. Se puede observar que los diferentes tipos de FRP tienen valores muy heterogéneos en sus coeficientes. Estos son menores que los del acero en su eje longitudinal y mayores al acero en su eje transversal.

La similitud del coeficiente de expansión térmica del acero y del hormigón genera un comportamiento uniforme y consistente en pilotes con armadura de acero ante cambios de temperatura. Sin embargo, los pilotes con armadura de fibra pueden experimentar grietas en el hormigón por la expansión térmica diferencial entre la fibra y el hormigón. Nótese que un coeficiente térmico negativo para la fibra indica que el material se contrae ante aumentos de temperatura y se expande ante disminuciones de temperatura.

Resultados experimentales muestran que los pilotes reforzados con fibra no presentan una reducción de resistencia ante altas temperaturas (60°C) debido a la diferencia entre coeficientes térmicos. Además, una ratio superior a 1,6 en el cubrimiento del hormigón con respecto al diámetro de las barras es suficiente para evitar las grietas por diferencias del comportamiento térmico. Por lo tanto, se concluye que la expansión térmica no constituye un problema si se aplican estas condiciones. (Zaidi, 2008)

Coefficiente térmico de expansión (CTE, 10⁻⁶/°C)²

Dirección	Acero	GFRP	CFRP	BFRP	Hormigón
Longitudinal	11,7	6 a 10	-9 a 0	6 a 9	7,2 a 10,8
Transversal	11,7	21 a 23	74 a 104	20 a 30	7,2 a 10,8

² Valores para fracciones del volumen de fibra desde 0,5 a 0,7.

Tabla 6: Coeficiente térmico de expansión del acero y principales FRP.

En tercer lugar, es conveniente analizar el comportamiento a tracción del acero y los principales FRP. Se puede comprobar que el refuerzo por fibra no presenta en ningún caso un comportamiento plástico previo a la rotura, al contrario del acero. Por lo tanto, el comportamiento a tracción del refuerzo por FRP es elástico y lineal hasta rotura. En la Tabla 7 se presenta un resumen de las propiedades de tracción del acero y principales FRP.

Las propiedades del refuerzo por FRP a tracción pueden variar en gran medida según el fabricante. Para evitar estas desviaciones y para conocer las características del material suministrado, los fabricantes deberían realizar una prueba con una población de al menos 25 barras. Este ensayo garantiza con una probabilidad del 99,87% que la resistencia a tracción es $f_u^* = (f_{u,ave} - 3\sigma)$, la deformación por rotura es $\varepsilon_u^* = (\varepsilon_{u,ave} - 3\sigma)$, y el módulo de elasticidad es $E_f = E_{f,ave}$. (Kocaoz, Samaranayake, & Nanni, 2005)

A diferencia del acero, la resistencia a tracción de una barra de FRP puede variar con el diámetro. Por ejemplo, dos fabricantes distintos de barras de GFRP mostraron reducciones de hasta el 40% en la resistencia a tracción al aumentar el diámetro de 9,5mm a 22,2mm. Este fenómeno no ocurre con barras de CFRP y en pruebas con barras BFRP mostraron una variación no significativa. (Faza, 1993)

Otra consideración para tener en cuenta es que las barras de FRP no pueden ser dobladas después de su fabricación. Sin embargo, las barras pueden ser fabricadas en forma curva. Estas barras tienen una reducción de su módulo elástico y resistencia a tracción del 50%. Una excepción a esta consideración son las barras FRP embebidas en resina termoplástica. (Nanni, 2001)

Propiedades de tracción de las barras de refuerzo³

	Acero	GFRP	CFRP	BFRP
Tensión de fluencia (MPa)	276 a 517	N/A	N/A	N/A
Resistencia a tracción (MPa)	483 a 690	483 a 1600	600 a 3690	1000 a 1600
Módulo de Young, (GPa)	200	35 a 51	120 a 580	45 a 60
Deformación por rendimiento (%)	0,14 a 0,25	N/A	N/A	N/A
Deformación por rotura (%)	6 a 12	1,2 a 3,1	0,5 a 1,7	1,9 a 3

Tabla 7: Propiedades de tracción de las barras de refuerzo.

A continuación, se presenta una comparación entre las gráficas tensión-deformación para el acero y los principales FRP elaborado con los datos de la Tabla 7.

La gráfica tensión-deformación del acero se presenta en la Ilustración 33. Los valores de esta gráfica dependen del tipo de acero estructural empleado. Sin embargo, el rango de valores típicos se encuentra en la Tabla 7. Las tres zonas características del diagrama son:

³ Valores para fracciones del volumen de fibra desde 0,5 a 0,7.

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

1. Una primera zona lineal y elástica. Ante este nivel de tensión, el material se deforma elásticamente, por lo que una vez retirada la tensión el material vuelve a su forma original. Esta región obedece a la ley de Hooke. La pendiente de la recta es el módulo de Young o de elasticidad. Típicamente el módulo de elasticidad es 200 GPa.
2. En la zona plástica, el acero se deforma permanentemente. Además, se produce un endurecimiento por deformación. La fluencia es una deformación brusca que se produce en el límite elástico sin aumentar la tensión. Los valores típicos para la tensión de fluencia son 500 MPa para el acero B500S y 355 MPa para el acero S355.
3. En la zona de estricción las deformaciones se concentran en una zona del acero acusando la reducción de sección del material en esa sección. Se produce una vez llegado al punto de máxima resistencia llamada resistencia a tracción. Por último, se registra el punto de rotura siendo típicamente 500-700 MPa.

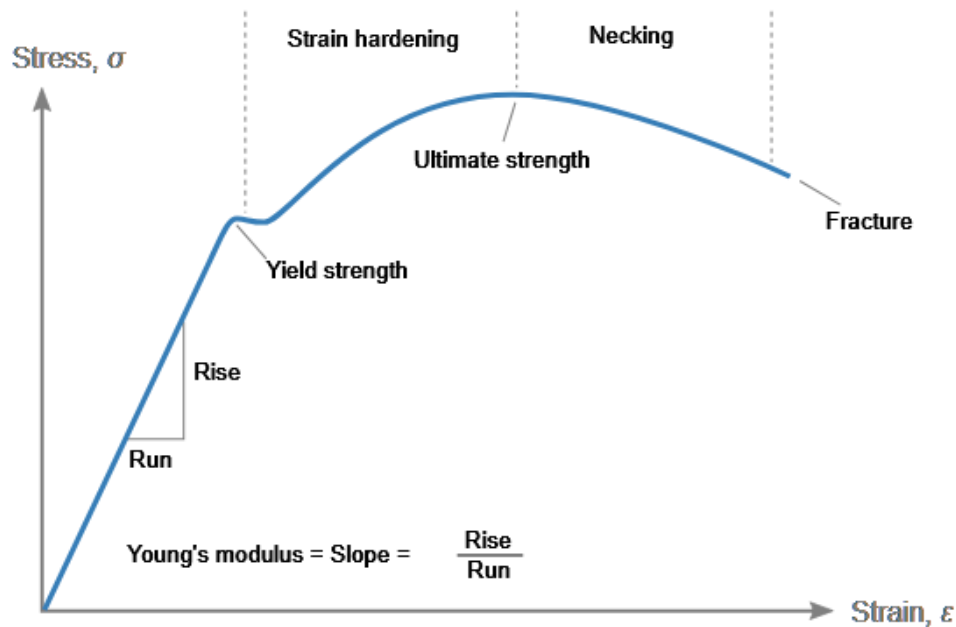


Ilustración 33: Gráfica tensión-deformación del acero.

La gráfica tensión-deformación de los FRP se presenta en la Ilustración 34. Los valores de la gráfica dependen del tipo de fibra que se emplee, quedando reflejados los valores típicos en la Tabla 7.

Los FRP únicamente presentan una zona lineal que se corresponde con la zona de deformación elástica. Carecen de zona plástica y estricción. Por lo tanto, no tienen tensión de fluencia. Se puede observar que el módulo de Young de CFRP es similar al acero mientras que GFRP y BFRP tienen un módulo de elasticidad menor. La tensión de tracción es considerablemente mayor en los FRP que en el acero. El punto de rotura coincide con la tensión máxima de tracción.

En el punto de rotura, la deformación del acero es mucho mayor que la de los FRP. Esto quiere decir que la zona plástica y de estricción para el acero presenta una deformación del material muy importante ante un pequeño aumento de la tracción. Sin

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

embargo, los FRP presentan una pendiente en la zona elástica menor o igual que el acero y aun así consiguen resistir una fuerza de tracción mucho mayor con una menor deformación debido a que no presentan zona plástica.

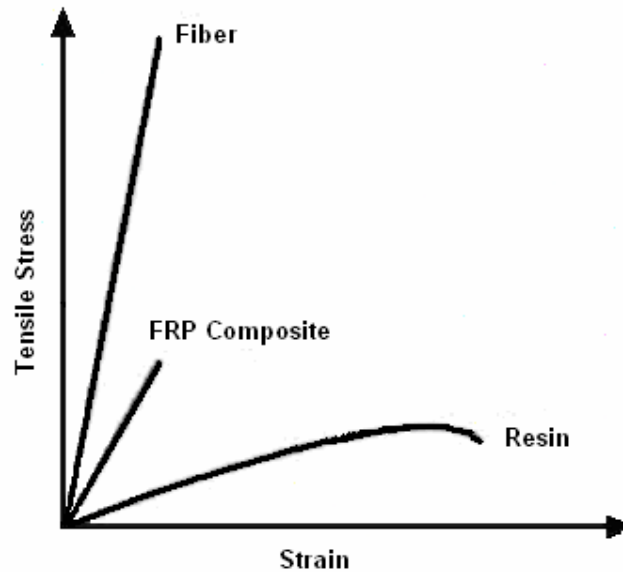


Ilustración 34: Gráfica tensión-deformación para FRP.

Finalmente, en la Ilustración 35 se muestra el comportamiento del acero B500S y los principales FRP sometidos a tensión. Se muestra un detalle de la gráfica hasta 4% de deformación, sabiendo que el acero llega a deformarse hasta el 10% aproximadamente en su rotura. Puede comprobarse que los FRP tienen una mayor resistencia a tracción y su comportamiento lineal permite también mayores deformaciones.

GRÁFICA TENSIÓN-DEFORMACIÓN

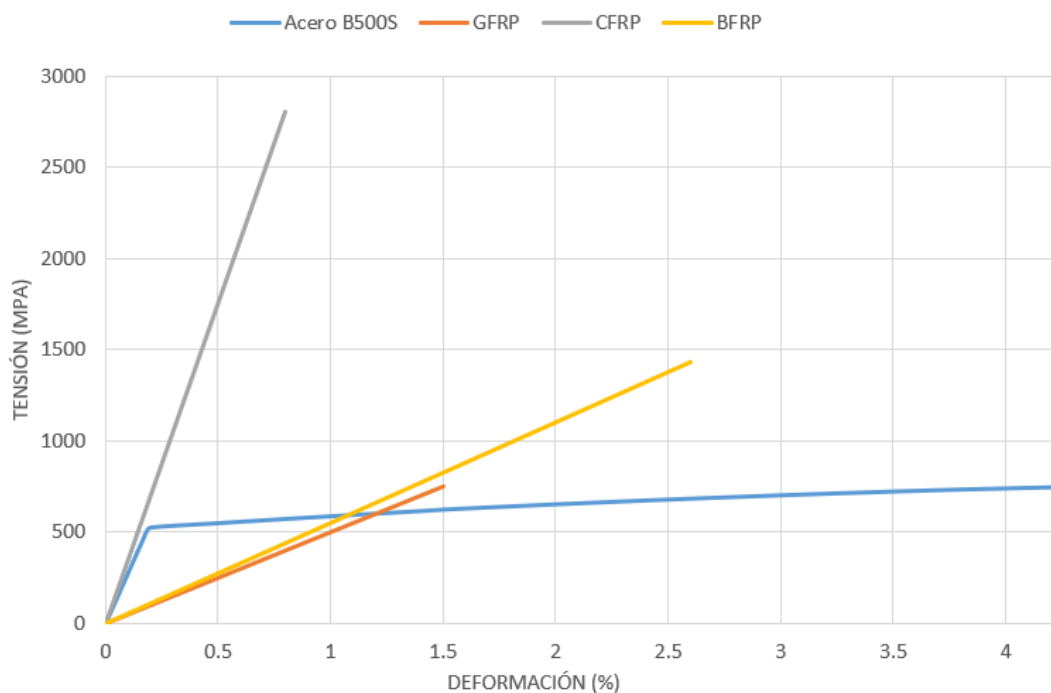


Ilustración 35: Gráfica tensión-deformación del acero y principales FRP.

2. Análisis económico.

En este apartado se calcula el precio de cada tipo de armadura para realizar un análisis económico de las diferentes alternativas en el refuerzo de un pilote. Se tendrá en cuenta el coste de los materiales listos para su colocación en obra y el coste de mantenimiento a lo largo de la vida útil del pilote.

Debido a que la vida útil de un pilote con armadura de acero está alrededor de 50 años mientras que los pilotes con armadura de FRP están alrededor de 100 años, se realiza un estudio económico del coste total del ciclo de vida de un proyecto de 100 años. Coincide esta cifra con el mínimo común múltiplo de ambas vidas útiles estimadas.

En primer lugar, se han de especificar las características del pilote para poder comparar entre alternativas. En este estudio el pilote tendrá un diámetro de 1,2m. La cuantía de armadura, relación de armadura con respecto al área total, es del 2%. La longitud del pilote es de 25m. Con estos datos se calcula el volumen necesario de armadura en la ecuación XV.

Como resultado se obtiene un volumen de la armadura por pilote de $0,565\text{m}^3$. El volumen de hormigón necesario en el pilote es de $27,7\text{ m}^3$. Si tenemos en cuenta el coste de los materiales y de la perforación como ha sido calculado en el capítulo V, obtenemos la siguiente tabla con el precio total por pilote según el material de su armadura.

Tipo de armadura	Precio total del pilote (€)
Acero	13.315
GFRP	13.821
CFRP	38.996
BFRP	21.475

El coste de reparación de un pilote de armadura de acero es de aproximadamente la mitad de su coste inicial según el informe FHWA-HRT-06-146. En la siguiente tabla se muestra el coste total por cada pilote a lo largo de una vida útil de 100 años. Para el pilote de acero el coste a lo largo del ciclo de vida es su coste inicial y el coste de su reparación. Para los pilotes de FRP su coste a lo largo de su ciclo de vida será únicamente su coste inicial. (Federal Highway Administration, 2006)

Tipo de armadura	Coste a lo largo de la vida útil (€)
Acero	19.973
GFRP	13.821
CFRP	38.996
BFRP	21.475

Tabla 8: Coste por pilote a lo largo de un ciclo de vida de 100 años.

Como conclusión, el coste inicial de un pilote armado de acero y de GFRP es similar. El pilote armado de BFRP es algo más caro y el pilote armado de CFRP cuesta más del doble de uno armado de acero. Sin embargo, a lo largo de un ciclo de vida de 100 años, el pilote más económico es el armado de GFRP, seguido por el armado de BFRP. El pilote armado de acero es ahora un 50% más caro que el armado de vidrio.

3. Ventajas, inconvenientes y aplicabilidad de la armadura de fibra.

En el apartado anterior se ha demostrado que un pilote armado de GFRP tiene prácticamente el mismo coste de implementación que uno armado de acero. Además, en un ciclo de vida de 100 años, el pilote armado de acero es un 50% más caro. También se ha demostrado en el capítulo V que la capacidad a tracción de un pilote armado de GFRP es similar e incluso algo superior a la del pilote armado de acero.

En este apartado se analizan las ventajas, inconvenientes y se estudia por qué en la actualidad no está extendido el uso de la armadura de fibra. Como se ha visto en anteriores apartados, el uso de la fibra como armadura en pilotes está siendo empleado únicamente en los casos en los que las condiciones de agresividad del terreno provocarían una muy rápida corrosión en una armadura de acero.

Por un lado, las armaduras de FRP gozan de algunas ventajas con respecto al acero:

- La densidad de los FRP es del orden de cuatro veces menor que el acero.
- La capacidad de tracción de los FRP es más del doble que el acero.
- Al contrario que el acero, los FRP no se corroen.
- La vida útil de los FRP es de 100 años, frente a los 50 años del acero.
- El coste de GFRP es competitivo frente al coste acero.
- Los FRP no son conductores de la electricidad ni el magnetismo.

Estas características favorecen a que las cimentaciones sean algo más livianas y así reducir los costes de transporte y logística. Este aspecto también reduce el riesgo y la maquinaria necesaria en el izado de la armadura para su colocación en la perforación. La mayor capacidad de tracción permitiría reducir algo la sección de armadura y aún obtener la misma capacidad de tracción. Su comportamiento frente a la corrosión permite aumentar considerablemente la vida útil de la cimentación. Su comportamiento aislante permite su uso en condiciones de servicio que el acero no ofrece.

Por otro lado, se señalan los inconvenientes del uso de FRP como armadura frente al acero:

- Los FRP tienen un comportamiento frágil frente a la plasticidad del acero.
- El acero está más estandarizado globalmente y su disponibilidad es mayor que los FRP.
- No existe una normativa clara sobre el uso de los FRP como armadura.
- Los FRP tienen un menor módulo de elasticidad lo que provoca mayores asentamientos.
- Los FRP son sensibles ante temperaturas muy altas.
- La experiencia con FRP es mucho más limitada que con el acero.
- Las armaduras de FRP deben ser prefabricadas porque no pueden doblarse tras su fabricación, mientras que las de acero pueden armarse en obra.

El comportamiento frágil de los FRP dificulta su mantenimiento correctivo y puede poner en riesgo a la estructura completa ante un fallo. En la actualidad no existen numerosos proveedores de barras de FRP. Por lo tanto, su uso en los proyectos está condicionado por la disponibilidad del material en la ubicación. Además, no existe una

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

estandarización global de propiedades entre barras de FRP de distintos proveedores por lo que reduce la fiabilidad del material. En proyectos que requieran muy pequeños asientos es preferible no usar FRP debido a su menor módulo de elasticidad comparado con el acero, lo que provoca mayor deformación en los casos que se experimente tracción. Muchos clientes deciden no aceptar las armaduras de FRP debido a la escasa experiencia que existe con estos materiales. Ante el mismo precio de una armadura se prefiere la seguridad y confianza que ofrece el acero.

La aplicabilidad de la armadura de FRP está por lo tanto condicionada en la actualidad por una serie de requisitos que impiden su empleo generalizado. Hasta ahora, se ha utilizado la armadura de FRP en pilotes en situaciones en las que el acero no era una alternativa.

Se ha explicado en el ejemplo visto en este estudio, el Túnel del Regajal en Ontígola, que la elección sobre el empleo de la fibra se basó en la agresividad del terreno. El empleo del acero en esas circunstancias comprometía la estabilidad del túnel en el medio plazo. La presencia de estratos rocosos salinos permitían la lixiviación del terreno y su hundimiento debido a las corrientes de agua. Es por ello, que la única opción posible era la cimentación con pilotes de armado de fibra.

Otro empleo que se ha dado a los pilotes reforzados con fibra es el de muro pantalla en el inicio y en el fin de un túnel. Se realiza un muro pantalla en la entrada del túnel para evitar que la ladera de la montaña colapse. Los pilotes que serán demolidos por la tuneladora son reforzados por fibra. Su fragilidad permite a la tuneladora demolerlos sin alterar los demás pilotes. También es posible mantener la continuidad estructural a pesar de que la parte central del pilote haya sido demolida.

En el futuro, es posible que se expanda y generalice el uso de armadura de fibra. Un punto en contra importante es la falta de experiencia con estos materiales. Sin embargo, con el paso del tiempo y la realización de algún proyecto pionero como el Túnel del Regajal, se obtendrán datos de su funcionamiento. El desarrollo de la tecnología puede que permita la fabricación de FRP más económicos. Romper la barrera del precio del acero empujaría a reemplazar el acero por la fibra en las armaduras de los pilotes. La generalización de su uso aumentaría también la oferta de estos materiales. De esta manera se eliminaría otro punto negativo que es la falta de disponibilidad.

4. Recomendaciones y concusión.

El uso de armaduras de FRP representa una alternativa innovadora frente al acero tradicional. Su uso es recomendado en entornos especialmente agresivos. Sin embargo, su aplicación debe evaluarse cuidadosamente en función de las condiciones del proyecto. A continuación, se detallan las recomendaciones extraídas a lo largo del trabajo sobre el uso de armadura de FRP en pilotes.

- Evaluación del terreno y del entorno.

En terrenos altamente corrosivos se recomienda analizar el uso de FRP como armadura en los pilotes. De esta manera se incrementa notablemente la durabilidad de la cimentación. La resistencia a la corrosión de la fibra hace que su uso sea el idóneo en zonas marinas o costeras, suelos con altas agresividades químicas y cloruros y zonas sometidas a ciclos de humedad y sequía.

- Consideraciones estructurales.

Se debe tener en cuenta que las propiedades mecánicas de la fibra son diferentes a las del acero. Por ello, es recomendable verificar cuidadosamente los estados límite de servicio, ya que suelen gobernar el diseño de las cimentaciones. Como se ha explicado, se debe respetar una ratio de 1,6 en el recubrimiento de hormigón en las barras de fibra para su correcto agarre. La ausencia de fluencia plástica debe tenerse en cuenta en el diseño estructural. La fibra tiene un comportamiento lineal hasta rotura, por lo que representa un paradigma diferente al del acero. También se ha comentado que el menor módulo de elasticidad de la fibra genera mayores deformaciones.

- Análisis económico a largo plazo.

El precio de la fibra con respecto al acero es similar en el caso del GFRP. Sin embargo, debido a motivos ya comentados su uso no es generalizado. Se recomienda realizar un análisis económico que vaya más allá del coste inicial de los materiales. Al analizar el coste del ciclo de vida de la cimentación, teniendo en cuenta los posibles costes de mantenimiento y reparación del acero por corrosión, se observa la competitividad en el coste por parte de la fibra.

- Control de ejecución y manipulación.

La fibra tiene un comportamiento frágil y puede laminarse ante impactos. Es por ello por lo que se recomienda la formación del personal de obra para la correcta manipulación de la armadura de fibra y su colocación en la perforación. La disposición de las armaduras de fibra debe ser conocida antes de su fabricación porque una vez conformadas no pueden volver a doblarse. Esto obliga a cierta planificación de provisión de materiales.

- Selección del tipo de fibra.

Se ha realizado en el trabajo un estudio técnico-económico del uso de los principales FRP como armadura en los pilotes. Entre ellos, el GFRP representa la opción más económica con un comportamiento estructural algo superior al acero. Por ello, es el tipo de fibra que se recomienda analizar en primer lugar como sustituto al

Análisis y comparación entre pilotes con armadura de acero y fibra

acero en las armaduras de los pilotes. El CFRP representa la opción con mejor comportamiento estructural, pero tiene un coste muy elevado, por ello se usará exclusivamente en casos en los que las condiciones estructurales lo obliguen.

- Normativa.

Por el momento, no está completamente estandarizado el uso de fibra como refuerzo en los pilotes. Se recomienda apoyarse en las guías técnicas como ACI o el Código Estructural Europeo para ofrecer una seguridad en los cálculos de la estructura. También se recomienda basar el estudio en anteriores ensayos o referencias contrastadas para su correcta justificación.

Como conclusión, el uso de armaduras de FRP en pilotes es una solución técnica viable. Además, es ventajosa respecto del acero en condiciones determinadas. Especialmente en las ocasiones en las que la corrosión compromete la durabilidad del acero. No obstante, su implementación requiere de formación adicional para el personal por su fragilidad en la colocación, un estudio económico de todo el ciclo de vida de la cimentación y un análisis estructural exhaustivo debido a la falta de regulación.

V. Cálculos.

Diagrama de interacción de un pilote.

En este capítulo se analizará la capacidad de un pilote de hormigón armado de acero y los principales FRP. Para comparar el comportamiento de los pilotes con diferentes armados se tomará el ejemplo aportado del Túnel del Regajal. En este proyecto los pilotes eran de un diámetro $D=1.200\text{mm}$.

La capacidad a compresión de un pilote será la máxima entre la capacidad estructural y de soporte del suelo. En este capítulo no se tiene en cuenta la capacidad de soporte del suelo y se supone que esta capacidad es mayor que la estructural del pilote. De esta manera se puede comprobar las diferencias de una manera más clara entre los diferentes tipos de refuerzo en el pilote. Se utiliza una resistencia del hormigón a compresión de 40 MPa, típica en cimentaciones profundas con cargas exigentes.

Se analizan armaduras de acero y FRP semejantes para hacer una comparación fiel. Todas las armaduras cumplen la normativa de armado mínimo del pilote. Como referencia de armado se emplea un refuerzo del 2% de la sección del pilote. Esta ratio de armadura corresponde según la normativa a pilotes con esfuerzos principales a compresión con componente secundario de esfuerzo a compresión. Según la fórmula VI, el armado que deberán contener los pilotes de $D=1.200\text{mm}$ es de una sección de 22.600mm^2 . A modo de ejemplo, se divide esta sección en 28 barras de $D=32\text{mm}$. Se dispone de un estribo circular de $D=12\text{mm}$ separado cada 150mm. (American Concrete Institute, 2019)

$$\text{Sección de armado} = \frac{\pi D^2}{4} * 2\% = 22.600\text{mm}^2 \quad (VI)$$

En la ecuación VII se detalla la máxima fuerza de compresión que puede soportar un pilote de hormigón perforado sin camisa. (American Concrete Institute, 2019)

$$P_a = 0.85 \phi f'_c A_g \quad (VII)$$

Siendo:

P_a : Resistencia admisible a compresión del pilote, N.

ϕ : Factor de seguridad, 1/3.

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón, MPa.

A_g : Área transversal de hormigón, mm^2 .

$$A_g = R^2 \cos^{-1}\left(\frac{R-a}{R}\right) - (R-a)\sqrt{2aR-a^2}$$

(VIII)

Siendo:

- A_g : Área transversal de hormigón, mm².
- R : Radio del pilote, mm.
- a : Ancho equivalente $\approx 0.8 * c$, mm.
- c : Distancia desde la fibra comprimida extrema, mm.

El código ACI 318-19 indica que la resistencia a tracción del pilote tendrá en cuenta exclusivamente la resistencia del armado. Por ello, debe ignorarse la capacidad de tracción del hormigón. La ecuación IX muestra la máxima capacidad de tracción en el diseño del pilote. (American Concrete Institute, 2019)

$$P_{nt} = \phi A_s f_y$$

(IX)

Siendo:

- P_{nt} : Resistencia a tracción del pilote, N.
- ϕ : Factor de seguridad, 1/2.
- A_s : Área de refuerzo longitudinal no pretensado, mm².
- f_y : Límite elástico del refuerzo no pretensado, MPa.

La resistencia a esfuerzos cortantes del pilote se muestra en la ecuación X. (American Concrete Institute, 2019)

$$V_n = V_c + V_s$$

(X)

Siendo:

$$V_c = b_w d \left[0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] < 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

(XI)

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

(XII)

- V_n : Resistencia a cizallamiento, N.
 V_c : Resistencia a cizallamiento del hormigón, N.
 V_s : Resistencia a cizallamiento del refuerzo, N.
 b_w : Diámetro del pilote, mm.
 d : Distancia entre la barra y el centro del pilote, mm.
 λ : Factor de modificación del hormigón, 1 si no es ligero.
 f'_c : Resistencia a compresión del hormigón, MPa.
 N_u : Fuerza axial simultánea positiva para compresión, N.
 A_g : Área transversal del pilote, mm².
 A_v : Área de las barras de refuerzo, mm².
 f_{yt} : Resistencia a tracción del refuerzo transversal, MPa.
 s : Separación entre barras, mm.

Por último, en la ecuación XIII encontramos el cálculo de resistencia a momento flector de un pilote de acuerdo con normativa internacional y al informe incluido en el Apéndice 12 (American Concrete Institute, 2019)

$$M_{n,a} = \phi P_{n,t} \left(D - \frac{a}{2} \right) \quad (XIII)$$

Siendo:

- $M_{n,a}$: Capacidad nominal de flexión del pilote, Nm.
 ϕ : Factor de seguridad, 1/3.
 $P_{n,t}$: Resistencia a tracción del pilote, N.
 D : Diámetro del pilote, mm.
 a : Ancho equivalente $\approx 0.8 * \text{diámetro}$, mm.

Para el cálculo de la interacción entre la fuerza axial y el momento en un pilote se debe tener en cuenta la proporción de la sección del pilote que trabajará a tracción. Ante la presencia de momento, la sección queda dividida por una cuerda (c) en dos partes, una trabaja a tracción y otra a compresión. En la ecuación XIV se presenta la corrección aplicada a la capacidad de tracción según la longitud de esa cuerda.

$$Si D - c < c ; P_{nt} = A_s f_y \frac{D - c}{c} \quad (XIV)$$

Armadura de acero.

Siguiendo las especificaciones establecidas, la armadura de acero B500S contiene 28 barras de 32mm de diámetro para alcanzar el refuerzo del 2% de la superficie bruta del pilote.

La capacidad máxima a compresión del pilote según la ecuación VII es de aproximadamente 11.500 kN.

La capacidad máxima a tracción del pilote según la ecuación IX es de aproximadamente 5.500 kN.

La capacidad máxima a cortante del pilote según la ecuación X es de aproximadamente 900 kN.

La capacidad máxima a flexión del pilote según la ecuación XIII es de aproximadamente 2.000 kNm .

En la Ilustración 36 se muestra el diagrama de interacción de fuerza axial y flexión para un pilote de $D=1.200\text{mm}$ y armadura de acero al 2%. A lo largo de su vida útil, el pilote puede tomar cualquier valor dentro de la curva debido a la utilización conservadora de un coeficiente de seguridad de 3 tanto en fuerza axial como en momento.

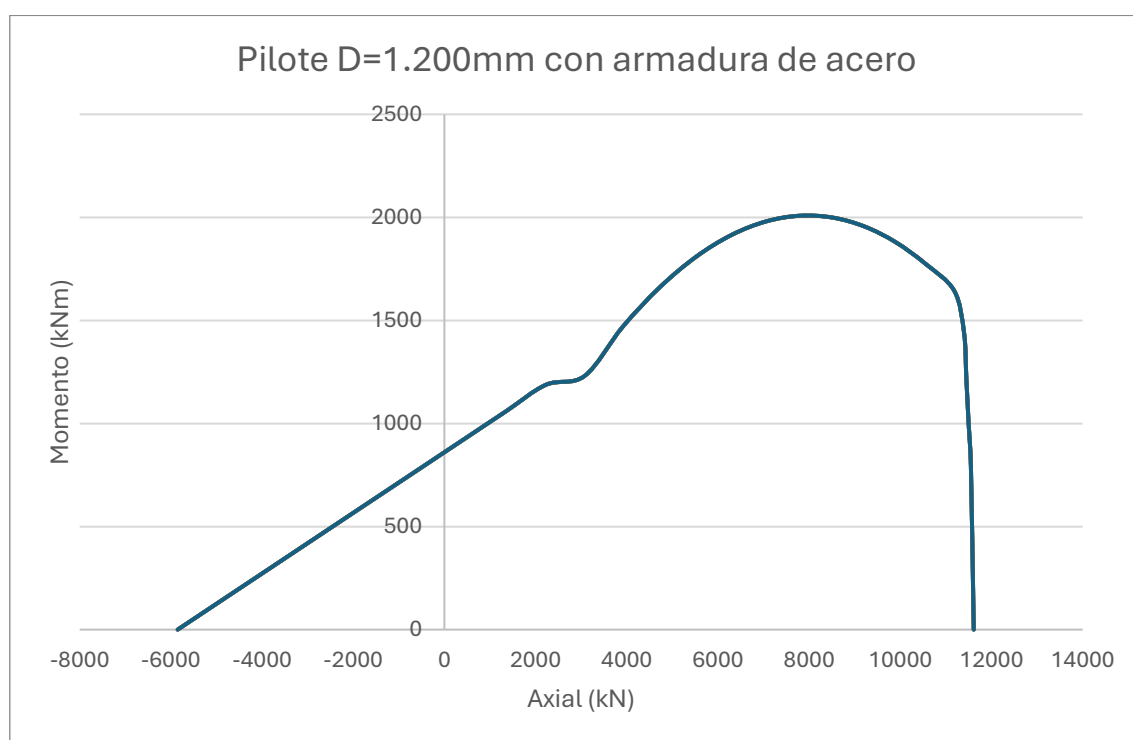


Ilustración 36: Diagrama axil-momento en un pilote de $D=1.200\text{mm}$ para armadura de acero.

Armadura de GFRP.

Siguiendo las especificaciones establecidas, la armadura de GFRP contiene 28 barras de 32mm de diámetro para alcanzar el refuerzo del 2% de la superficie bruta del pilote. Los datos de características mecánicas utilizados se encuentran en la hoja de características del Apéndice 11.

La capacidad máxima a compresión del pilote según la ecuación VII es de aproximadamente 11.500 kN.

La capacidad máxima a tracción del pilote según la ecuación IX es de aproximadamente 6.500 kN.

La capacidad máxima a cortante del pilote según la ecuación X es de aproximadamente 1.200 kN.

La capacidad máxima a flexión del pilote según la ecuación XIII es de aproximadamente 1.900kNm.

En la Ilustración 37 se muestra el diagrama de interacción de fuerza axial y flexión para un pilote de $D=1.200\text{mm}$ y armadura de GFRP al 2%. A lo largo de su vida útil, el pilote puede tomar cualquier valor dentro de la curva debido a la utilización conservadora de un coeficiente de seguridad de 3 tanto en fuerza axial como en momento.

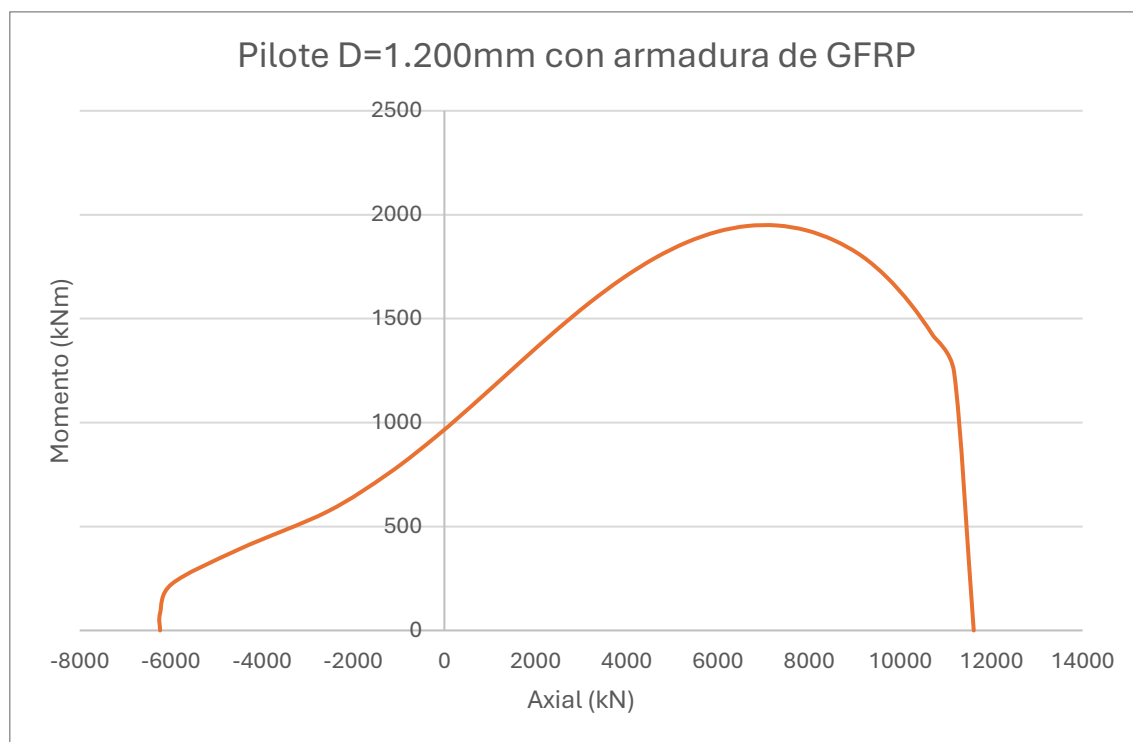


Ilustración 37: Diagrama axil-momento en un pilote de $D=1.200\text{mm}$ para armadura de GFRP.

Armadura de CFRP.

Siguiendo las especificaciones establecidas, la armadura de CFRP contiene 28 barras de 32mm de diámetro para alcanzar el refuerzo del 2% de la superficie bruta del pilote.

La capacidad máxima a compresión del pilote según la ecuación VII es de aproximadamente 11.500 kN.

La capacidad máxima a tracción del pilote según la ecuación IX es de aproximadamente 20.000 kN.

La capacidad máxima a cortante del pilote según la ecuación X es de aproximadamente 2.000 kN.

La capacidad máxima a flexión del pilote según la ecuación XIII es de aproximadamente 1.900 kNm.

En la Ilustración 38 se muestra el diagrama de interacción de fuerza axial y flexión para un pilote de $D=1.200\text{mm}$ y armadura de CFRP al 2%. A lo largo de su vida útil, el pilote puede tomar cualquier valor dentro de la curva debido a la utilización conservadora de un coeficiente de seguridad de 3 tanto en fuerza axial como en momento.

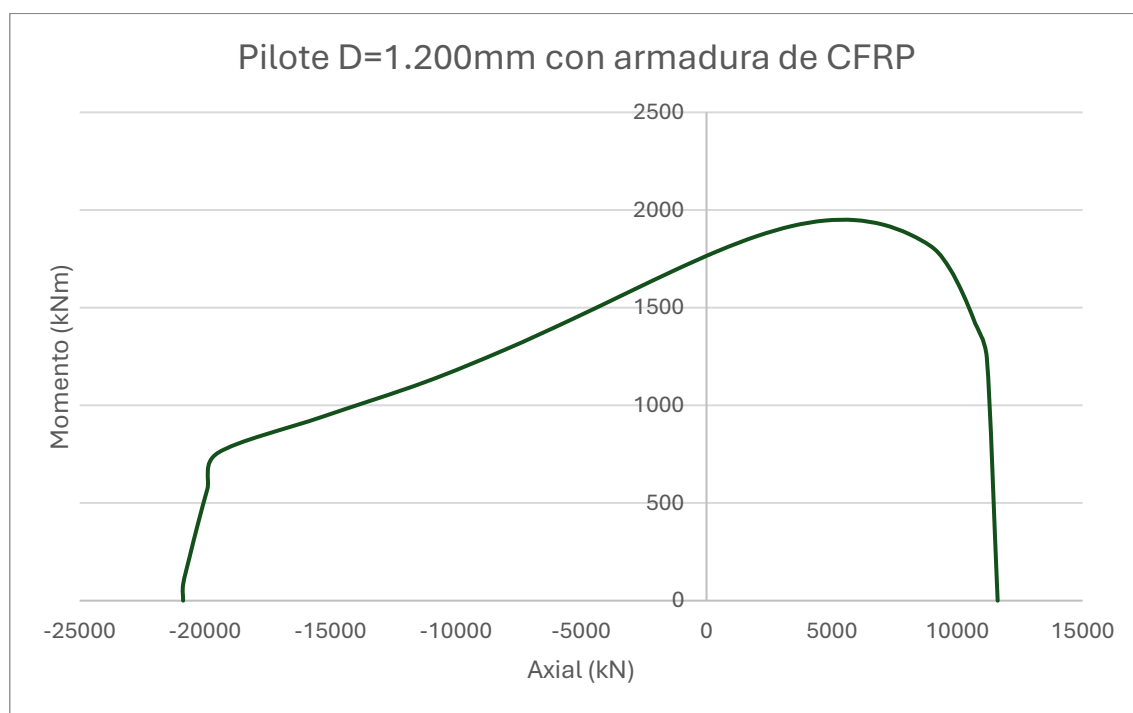


Ilustración 38: Diagrama axil-momento en un pilote de $D=1.200\text{mm}$ para armadura de CFRP.

Armadura de BFRP.

Siguiendo las especificaciones establecidas, la armadura de BFRP contiene 28 barras de 32mm de diámetro para alcanzar el refuerzo del 2% de la superficie bruta del pilote.

La capacidad máxima a compresión del pilote según la ecuación VII es de aproximadamente 11.500 kN.

La capacidad máxima a tracción del pilote según la ecuación IX es de aproximadamente 10.500 kN.

La capacidad máxima a cortante del pilote según la ecuación X es de aproximadamente 1.700 kN.

La capacidad máxima a flexión del pilote según la ecuación XIII es de aproximadamente 1.900 kNm.

En la Ilustración 39 se muestra el diagrama de interacción de fuerza axial y flexión para un pilote de $D=1.200\text{mm}$ y armadura de BFRP al 2%. A lo largo de su vida útil, el pilote puede tomar cualquier valor dentro de la curva debido a la utilización conservadora de un coeficiente de seguridad de 3 tanto en fuerza axial como en momento.

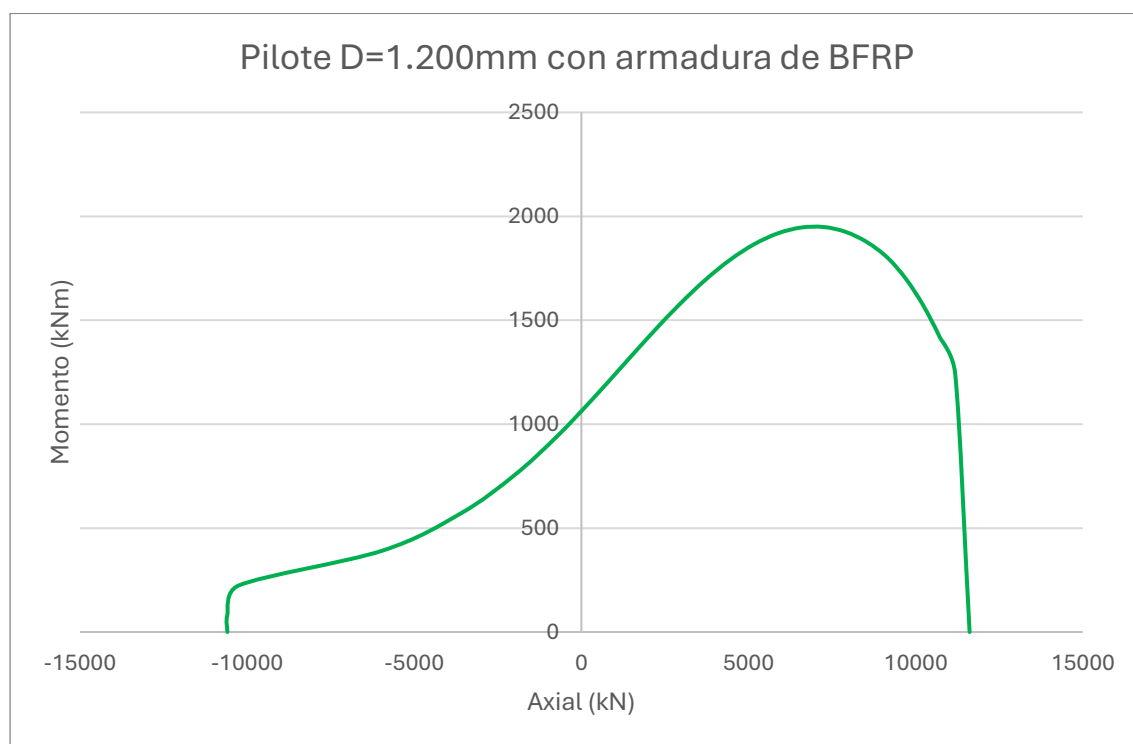


Ilustración 39: Diagrama axil-momento en un pilote de $D=1.200\text{mm}$ para armadura de BFRP.

En la Ilustración 40 se muestra el diagrama de interacción de fuerza axial y flexión de la armadura de acero y principales FRP en una misma gráfica para comparar las diferencias por tipo de armadura.

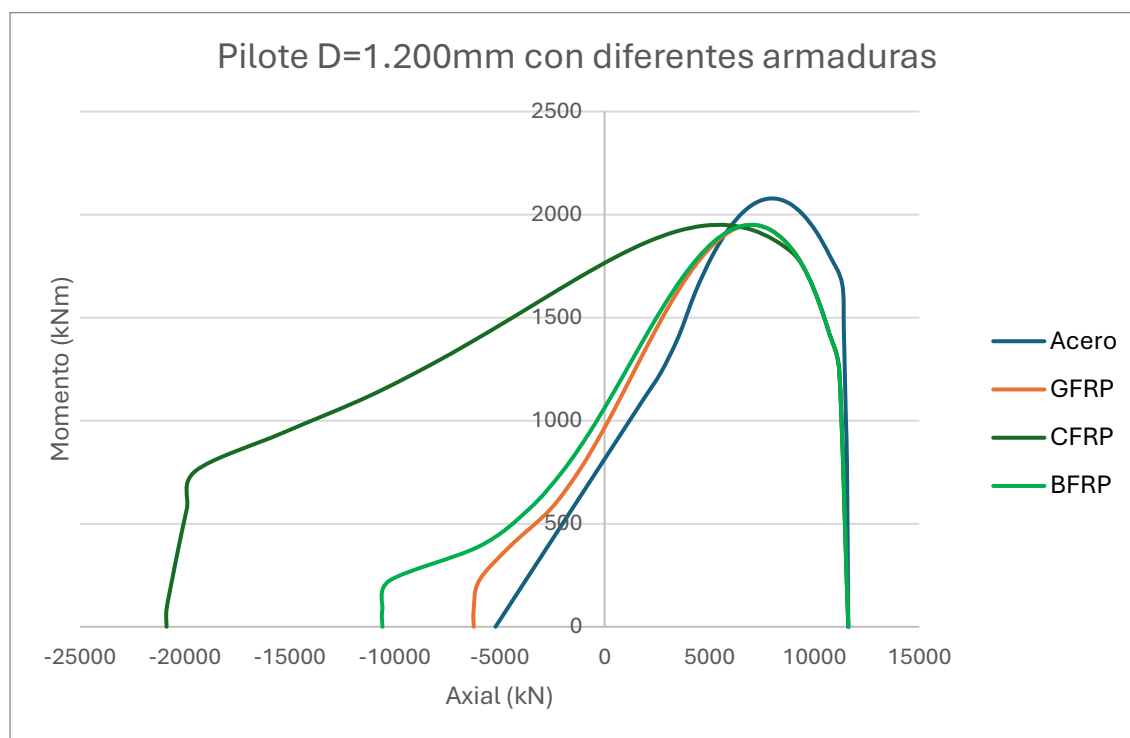


Ilustración 40: Diagrama axil-momento en un pilote de D=1.200mm con diferentes armaduras.

Se observa una gran similitud en la capacidad máxima a compresión y capacidad máxima a momento de los pilotes a pesar de tener una armadura de diferente material. Esto se debe a que ambas propiedades son gobernadas por el hormigón, el cual ha sido empleado el mismo para todos los tipos de pilotes. En cambio, la capacidad de tracción del pilote varía en gran medida entre los diferentes tipos de armadura porque la tracción global del pilote es gobernada por su armadura, siendo incluso obviada la capacidad a tracción del hormigón.

En la Tabla 9 se muestra la recopilación de capacidades máximas de pilotes de D=1.200mm con armadura de los diferentes materiales analizados en el estudio.

Capacidades máximas de los pilotes

	Compresión máx. (kN)	Tracción máx. (kN)	Cortante máx. (kN)	Flexión máx. (kNm)
Acero	11.500	5.500	900	2.000
GFRP	11.500	6.500	1.200	1.900
CFRP	11.500	20.000	2.000	1.900
BFRP	11.500	10.500	1.700	1.900

Tabla 9: Tabla comparativa de las capacidades máximas de los pilotes.

Análisis económico de un pilote según el material de su armadura.

En este capítulo se estudia el coste del material de la armadura de un pilote. Para conocer el precio del material es necesario conocer el volumen de armadura por pilote, la densidad del material y el coste por peso.

En primer lugar, en las siguientes ecuaciones se calcula el volumen de armadura por pilote. La longitud del pilote es de 25m. Su diámetro es de 1,2m. La cuantía de la armadura es del 2%.

$$V_{armadura} = L_{pilote} \times A_{armadura} \quad (XV)$$

$$A_{armadura} = c \times A_{pilote} \quad (XVI)$$

$$A_{pilote} = \pi \times \frac{D_{pilote}^2}{4} \quad (XVII)$$

Como resultado se obtiene un volumen de armadura por pilote de 0,565m³.

En la ecuación XVIII se calcula el peso de la armadura según su volumen.

$$M_{armadura} = \rho_{armadura} \times V_{armadura} \quad (XVIII)$$

Se obtiene el peso de la armadura para cada material en la siguiente tabla, según la densidad de estos detallada en la Tabla 10. Se ha de tener en cuenta que debido a la fragilidad de los FRP se utiliza un 50% adicional de material como medida de seguridad.

Material de la armadura	Peso de la armadura (kg)
Acero	4.463
GFRP	1.275
CFRP	1.313
BFRP	1.913

Tabla 10: Peso de la armadura por pilote según su material.

Se obtiene el volumen del hormigón por pilote mediante la siguiente ecuación. Cada pilote tiene un total de 27,7 m³ de hormigón.

$$V_{hormigón} = (V_{pilote} - V_{armadura}) \quad (XIX)$$

Se obtiene el coste de los materiales del pilote mediante la siguiente ecuación. En la Tabla 11 se muestran los precios por kilogramo que de media se puede esperar en una obra civil para los materiales de la armadura. También se incluye el precio del hormigón por metro cúbico. Estos precios incluyen el transporte y mano de obra.

$$Coste_{material\ pilote} = M_{armadura} \times P_{material} + V_{hormigón} \times P_{hormigón} \quad (XX)$$

Material	Precio (€/kg)
Acero	1,6
GFRP	6
CFRP	25
BFRP	8
Hormigón	109,94 (€/m³)

Tabla 11: Precio de los materiales de un pilote.

En la tabla anterior, el precio del acero se refiere al tipo B500S, corrugado y dispuesto en barras. El precio del hormigón se refiere al de resistencia mayor a 40MPa. El precio de los principales FRP se ha extraído de la base de precios BEDEC del Instituto de la Tecnología de la Construcción de Cataluña, que tiene en cuenta el coste de transporte a España. (Ministerio de transportes, movilidad y agenda urbana, 2023) (Instituto de la Tecnología de la Construcción de Cataluña, 2025).

En la siguiente tabla se obtiene finalmente el coste de los materiales por pilote según su tipo de armadura. El precio del hormigón es de 3.046€, el mismo para todos los tipos de pilote ya que su volumen es idéntico.

Material	Precio por pilote (€)
Acero	7.144
GFRP	7.650
CFRP	32.825
BFRP	15.304
Hormigón	3.046

Tabla 12: Precio del material del pilote por tipo de armadura.

Según la estimación de costes del Ministerio de Transportes, la estructura de precios de perforación de un pilote de D= 1.200mm y 25m de profundidad es la siguiente.

Concepto	Precio por pilote (€)
Mano de obra	542
Maquinaria	1.908
Costes indirectos	675
Coste total de perforación	3.125

Tabla 13: Precio de perforación por pilote.

Finalmente, se muestra el precio total por pilote según su tipo de armadura.

Tipo de armadura	Precio total del pilote (€)
Acero	13.315
GFRP	13.821
CFRP	38.996
BFRP	21.475

Tabla 14: Precio total del pilote según el tipo de su armadura

VI. Bibliografía.

- ABFC. (2024). *Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) straight rebar. Technical data sheet.*
- Airbus. (2006). *Taking the lead: the A350 XWB.*
- American Concrete Institute. (2015). *ACI 440.1R-15. Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer bars.*
- American Concrete Institute. (2019). *ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete.*
- Association, Canada Transportation. (2007). *Manitoba Floodway Expansion Project.* Saskatoon.
- Europa Press. (20 de Enero de 2009). El derrumbamiento del túnel del AVE Madrid-Valencia en El Regajal se debió a las malas condiciones del terreno, según Adif. *Europa Press.*
- Eurotécnica. (2004). *Estudio Geotécnico del Nuevo acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Tramo: Aranjuez-Ontígola.*
- Faza, S. a. (1993). Glass FRP Reinforcing Bars for Concrete. *ScienceDirect*, 167-188.
- Federal Highway Administration. (2006). *Cost-Effectiveness of GFRP Reinforcement in Bridges.*
- González Aleñar, V. (nº 3.522. Año 158. Junio 2011). El Túnel de Regajal. Procedimientos constructivos aplicados. *Revista de Obras Públicas: Línea de Alta Velocidad Madrid-Levante*, 55-74.
- Instituto de la Tecnología de la Construcción de Cataluña. (2025). *Base de precios BEDEC.*
- International Federation for Structural Concrete. (2007). *FRP Reinforcement in RC structures.*
- Kocaoz, S., Samaranayake, V., & Nanni, A. (2005). Tensile Characterization of Glass FRP Bars. *ScienceDirect*, 127-134.
- Lugo, S. L. (2022). *Análisis y diseño de fundaciones.* Venezuela.
- Méndez, R. (2017). Otra pesadilla del AVE: tras 140 millones, el túnel el Regajal se agrieta y daña una reserva. *El Confidencial.*
- Ministerio de Fomento. (2019). *Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos.*
- Ministerio de la Presidencia, Relación con las Cortes y Memoria Democrática. (2021). Disposición General 13681. Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural. *Boletín Oficial del Estado*, 1-1789.
- Ministerio de transportes, movilidad y agenda urbana. (2023). *Procedimiento para la justificación de precios en la dirección general de carreteras y base de precios de apoyo.*
- Nanni, A. (2001). Relevant Field Applications of FRP Composites in Concrete Structures. *Research Gate*, 661-670.

Revista de Obras Públicas. (Mayo-junio 1985). La presa de Ontígola y Felipe II. 477-490.

Scorpionna. (2026). Problemas estructurales del Túnel del Regajal. *Wordpress*.

SENER. (2007). *Anejo nº6 Proyecto de Construcción de Plataforma del Nuevo acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Tramo: Aranjuez-Ontígola*.

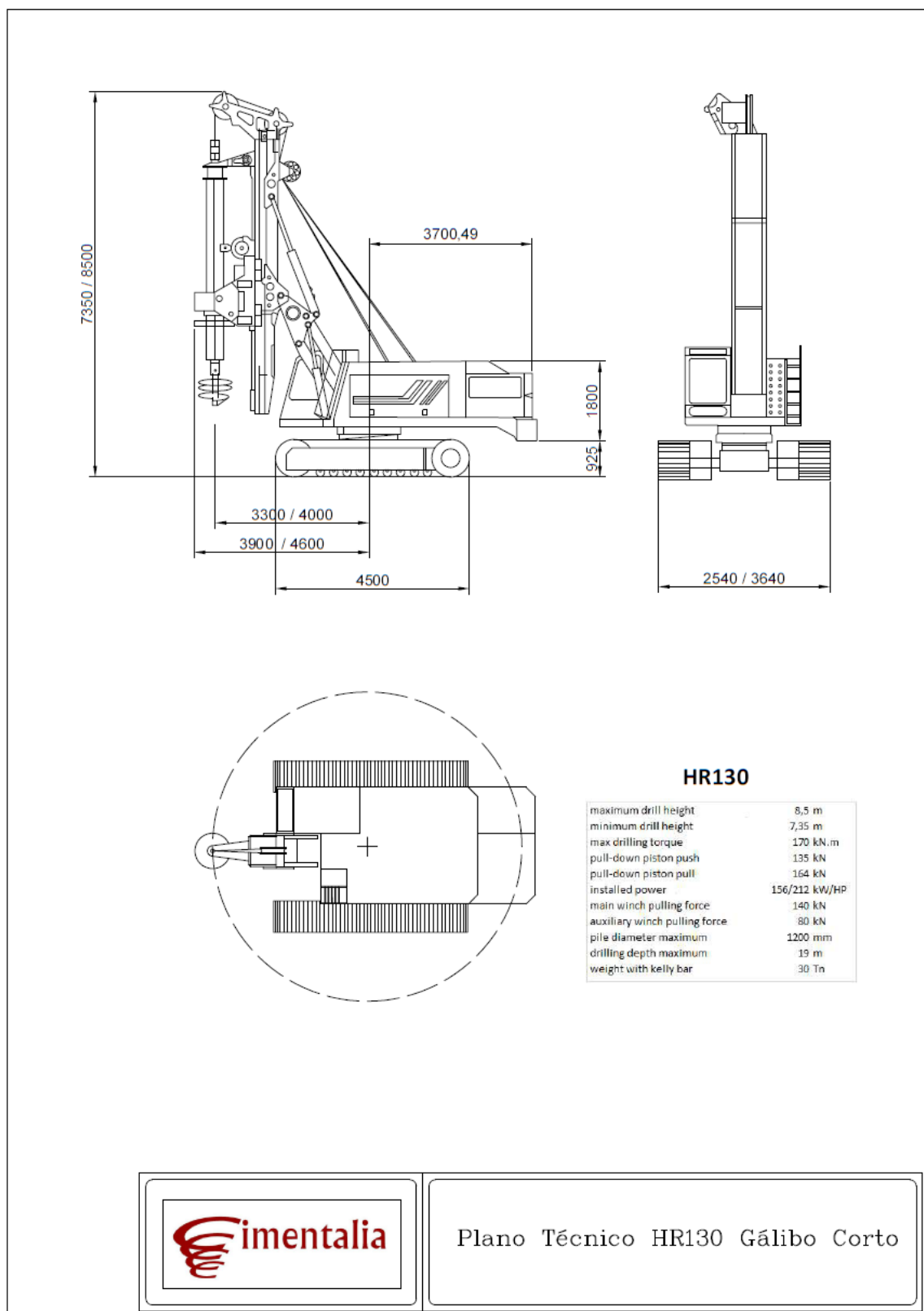
Tejedor Domingo, M. Á. (12 de Marzo de 2026). Obra de soterramiento del Túnel del Regajal. (J. A. Sánchez, Entrevistador)

William D. Callister, J. (2007). *Introducción a la Ciencia e Ingeniería de los Materiales*. Editorial Reverté.

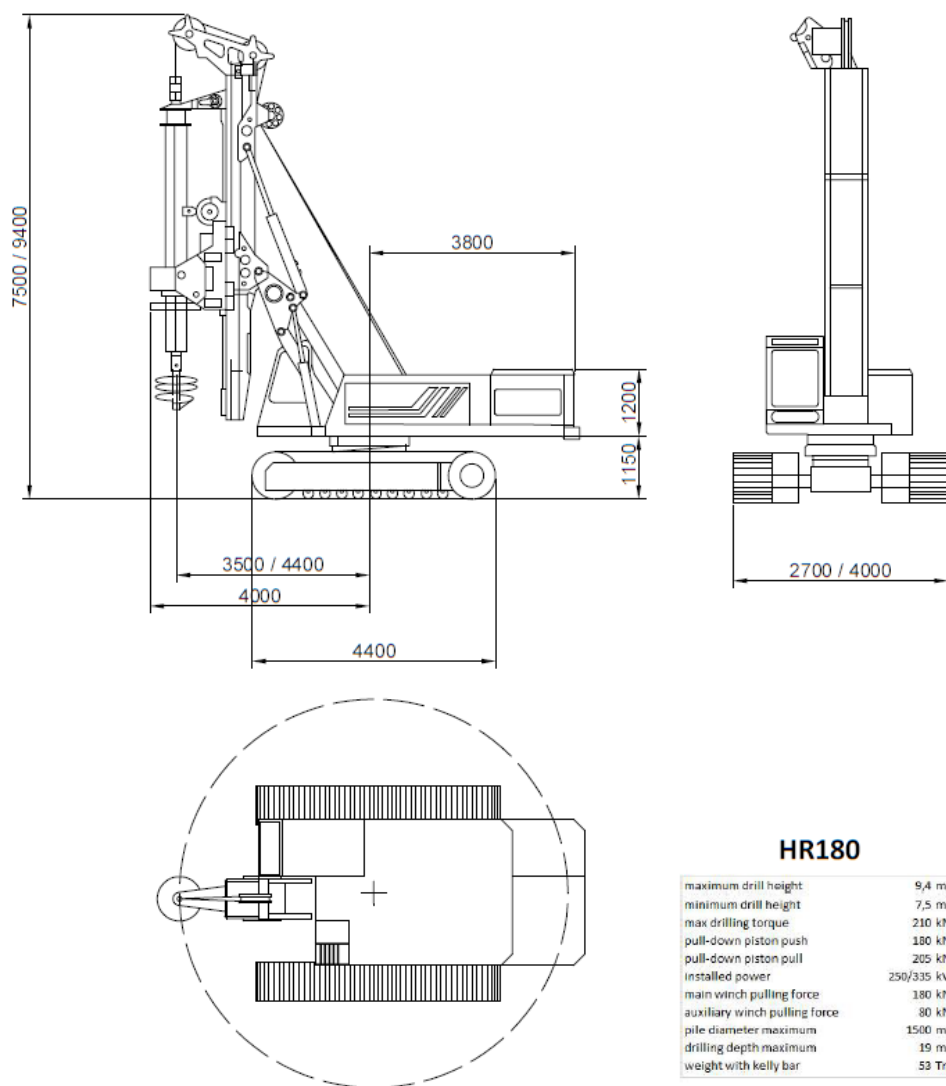
Zaidi, A. (2008). Effective Moment of Inertia for GFRP Reinforced concrete Beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 312-320.

VII. Apéndices

1. Plano técnico HR130 gálibo corto.

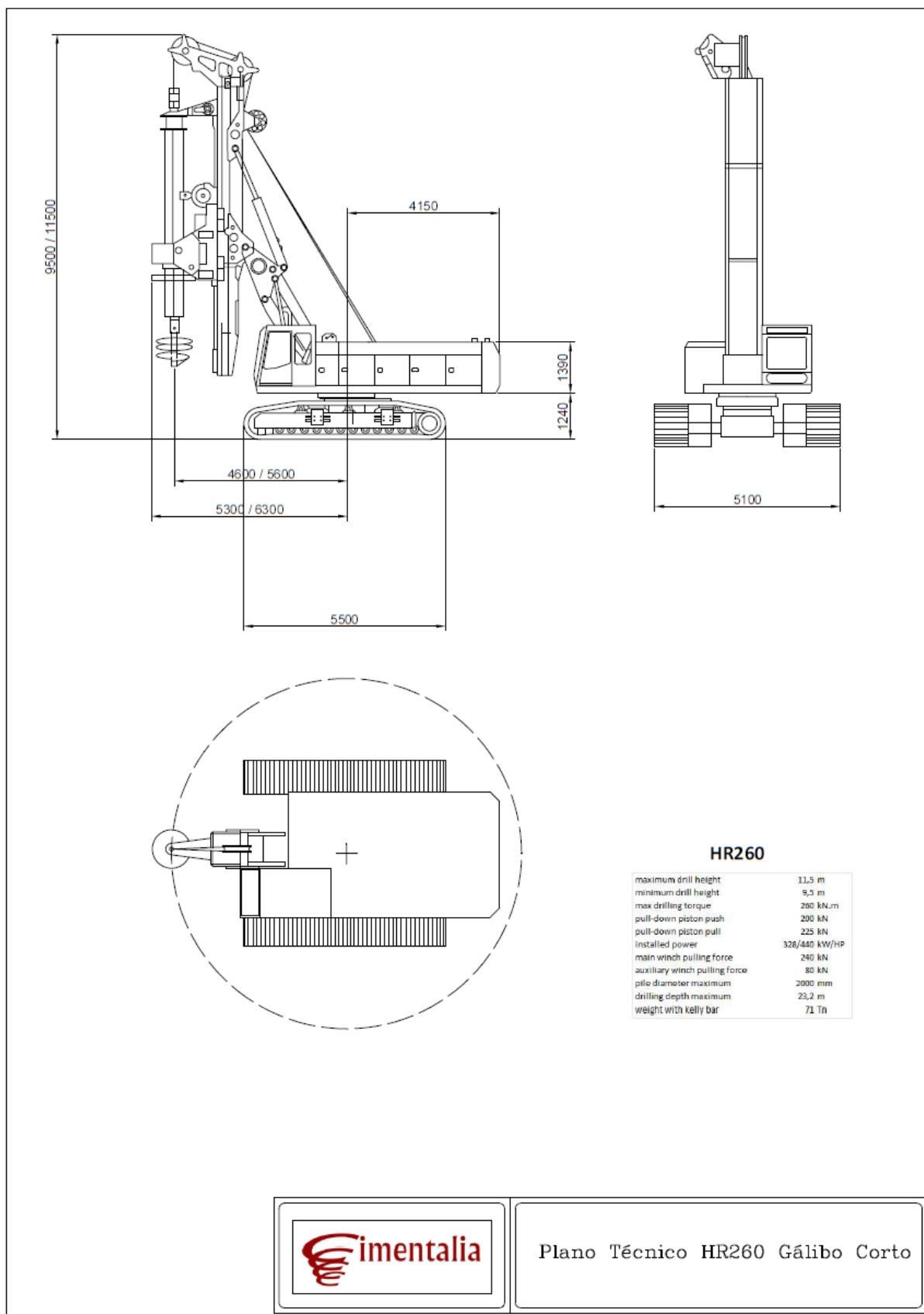


2. Plano técnico HR180 gálibo corto.



Plano Técnico HR180 Gálibo Corto

3. Plano técnico HR260 gálibo corto.



4. Estudio geotécnico.

TRABAJO	:	3/6848/001
PETICIONARIO	:	UTE ONTIGOLA
O B R A	:	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA NUEVO ACCESO FERROVIARIO DE ALTA VELOCIDAD DE LEVANTE MADRID-CASTILLA LA MANCHA- COMUNIDAD VALENCIANA-REGIÓN DE MURCIA. TRAMO: ARANJUEZ - ONTIGOLA.



ESTUDIO GEOTÉCNICO VIADUCTO SOBRE ARROYO SALINAS

ÍNDICE

1.- ANTECEDENTES	4
2.- TRABAJO REALIZADO	5
2.1.- SONDEOS A ROTACIÓN.....	5
2.1.1.- Ensayos de penetración dinámica (S.P.T.).....	7
2.1.2.- Toma de muestras inalteradas	7
2.1.3.- Ensayo presiométrico	8
2.2.- ENSAYOS DE LABORATORIO	9
3.- MARCO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO	10
3.1.- UNIDAD MIOCENA INFERIOR.....	10
3.2.- MATERIALES CUATERNARIOS.....	11
3.3.- NIVEL FREÁTICO	12
3.4.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	13
3.4.1.- Características físicas del terreno	13
3.4.2.- Agresividad	15
3.4.3.- Características mecánicas del terreno	15
3.4.4.- Expansividad.....	19
4.- ESTUDIO DE CIMENTACIÓN DEL VIADUCTO.....	20
4.1.- CRITERIOS GENERALES.....	20
4.1.1.- Cimentación mediante pilotes	21

1.- ANTECEDENTES

UTE ONTÍGOLA, solicitó de LCC, la realización de un Estudio Geotécnico con objeto conocer las características mecánicas del terreno los P.K. 101+376 y P.K. 101+642 *Proyecto de construcción de plataforma nuevo acceso ferroviario de alta velocidad de Levante Madrid-Castilla la Mancha- Comunidad Valenciana-Región de Murcia. Tramo Aranjuez – Ontígola*, donde se pretende ejecutar un viaducto.

En el presente informe se recogen las características geotécnicas de los anteriores estudios realizados en la traza, que son:

- *Estudio Geotécnico del Nuevo acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Madrid - Castilla La Mancha - Comunidad Valenciana – Región de Murcia. Tramo: Aranjuez-Ontígola. Redactado en agosto de 2004 por Eurogeotécnica, Sondeos y Anclajes e Inema.*
- *Anejo nº 6 (Geotecnia) Proyecto de Construcción de Plataforma del Nuevo acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Madrid - Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana – Región de Murcia. Tramo: Aranjuez-Ontígola. Redactado en mayo de 2007 por SENER.*

2.- TRABAJO REALIZADO

De acuerdo con las características de la zona, documentación existente, necesidades del proyecto y requerimientos del peticionario, LCC, realizó el siguiente programa de trabajo:

- Estudio de las características geológico-geotécnicas de la zona de estudio mediante la bibliografía, trabajos y cartografía existentes.
- Reconocimiento del terreno *in situ*, mediante la ejecución de diez sondeos rotativos, con profundidades comprendidas entre 38 y 60 m, aproximadamente, con extracción continua de testigo.
- Ejecución de ensayos de laboratorio para las muestras inalteradas extraídas del sondeo a distintas profundidades.
- Estudio e interpretación en gabinete de los datos y resultados obtenidos de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio.
- Medición de nivel freático detectado.

Las muestras extraídas, se ensayan en el laboratorio de acuerdo con las necesidades del estudio y las características del terreno existente.

La situación en que se ha realizado cada uno de los ensayos se refleja en el croquis incluido en el Anejo N° 1.

2.1.- SONDEOS A ROTACIÓN

Los sondeos a rotación permiten una recuperación continua de testigo mostrando el terreno que constituye la parcela a estudio. De esta forma se obtiene en el punto sondeado un conocimiento exacto de los materiales que constituyen el subsuelo, de tal manera que se pueden extrapolar los resultados al conjunto de la parcela y tener así una idea aproximada de los materiales sobre los que se cimentará la obra.

Los resultados de los sondeos verticales, con extracción de testigo continuo, permiten definir:

- a) Características físicas del suelo.
- b) Características mecánicas.
- c) Estratigrafía del terreno.
- d) Nivel freático.

En la perforación a rotación se ha utilizado una sonda rotativa de accionamiento hidráulico, provista de baterías y coronas de widia de 101 y 86 mm. de diámetro.

Las muestras obtenidas se han colocado en cajas diseñadas para este fin, anotándose en las mismas las cotas de extracción de las muestras, permitiéndose así un correcto estudio litológico en gabinete.

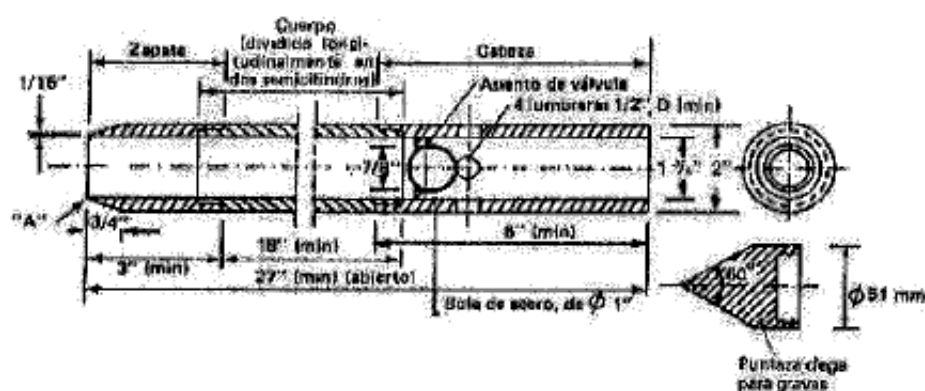
A continuación mostraremos una tabla con la profundidad alcanzada para cada uno de los sondeos realizados y la cota de ejecución:

SONDEO	COTA EJECUCIÓN (m)	PROFUNDIDAD (m)
Estribo 1	527.55	38.70
Pila 1	528.25	38.00
Pila 3	520.22	38.20
Pila 4	517.17	38.60
Pila 5	519.78	45.10
Pila 6	526.72	45.50
Pila 7	532.10	47.40
Pila 8	532.61	59.90
Pila 9	533.32	45.50
Estribo 2	532.98	59.90

2.1.1.- Ensayos Standard de penetración dinámica (S.P.T.)

A lo largo de los sondeos a rotación se han realizado varios ensayos S.P.T., cuyos valores N_{30} van a permitir conocer la capacidad portante y homogeneidad de las capas del subsuelo prospectadas.

El dispositivo standard empleado ha sido la cuchara normalizada tipo Terzaghi, con zapata de diámetro exterior 50,8 mm. e interior 35,0 mm. La hincia se ejecuta con una maza de 63,6 Kg. por caída libre desde una altura de 76,2 cm. Con esta cuchara se hace la penetración en cuatro tramos de 15 cm. cada uno, tomando como valor N_{30} la suma del número de golpes de los dos tramos centrales. En el caso de que el último tramo baje el golpeo, se considerará un valor corregido igual a la suma de los dos tramos con menor golpeo de los tres últimos tramos del ensayo S.P.T., lo que nos da un valor N_{30} del lado de la seguridad.



Las muestras extraídas de este modo fueron envasadas en bolsas estancas, para poder posteriormente ser usadas en la caracterización del terreno mediante ensayos de laboratorio si fuese necesario.

2.1.2.- Toma de muestras inalteradas

Se han tomado muestras inalteradas a distintas profundidades del sondeo, lo que permitirá determinar en el laboratorio las características del terreno con la mayor fiabilidad posible.

Las muestras inalteradas se toman mediante un tubo muestreador de pared gruesa, con una camisa interior de PVC, hincándose en el terreno y procediéndose a continuación a la extracción de la muestra.

2.1.3.- Ensayo presiométrico

Consiste en efectuar una puesta en carga lateral creciente del terreno por medio de una sonda cilíndrica tricelular dilatada radialmente y que se introduce en un taladro (sondeo) realizado con el mayor cuidado de alterar lo menos posible las características naturales del suelo.

Las tensiones se aplican escalonadamente mediante la inyección de un fluido, registrándose los respectivos incrementos de volumen de la célula central de la sonda a intervalos de tiempo tras haber alcanzado el escalón de presión correspondiente.

A continuación mostraremos una tabla con la profundidad de ensayo respecto la cota del terreno natural, así como los resultados obtenidos:

SONDEO	PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m)	MOD. DEF. PRESIOMÉTRICO (kp/cm ²)	PRESIÓN FLUENCIA (kp/cm ²)	PRESIÓN LÍMITE (kp/cm ²)
Estribo 1	10.00	595	18	27.5
	23.00	1149	30	45
Estribo 2	9.90	281	10	30
	19.80	651	18	28.5
Pila 4	16.00	538	19	28
	23.50	331	15	22
Pila 5	10.50	331	15.5	26.5
	20.00	581	15	25.5
	43.10	965	20	32
	44.30	5867	73	104
Pila 9	19.50	89	12	18
	20.80	547	20	30
	28.80	575	20	28

2.2.- ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre las muestras extraídas y siguiendo las correspondientes normas UNE y/o NLT y/o ASTM, se realizaron los siguientes ensayos:

- Clasificaciones USCS, incluyendo análisis granulométrico por tamizado según norma UNE 103101:1995, y determinación de límites de Atterberg según norma UNE 103103:1994 y 103104:1993 ó comprobación de la no plasticidad.
- Determinaciones de la humedad natural, según norma UNE 103100:1995.
- Determinaciones de la densidad aparente, según norma UNE 103301:1994.
- Determinación de sulfatos en suelo, según UNE 7131:1958.
- Determinación de la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro, según norma UNE 103602:1996.
- Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante en la caja de corte directo, según UNE 103401:1998.
- Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo, según norma UNE 103400:1993.
- Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de roca, según norma UNE 22950-1:1990.

Los resultados de los mismos están recogidos en el anejo Nº4 “Ensayos de laboratorio”

3.- MARCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A continuación se analizan los resultados de los ensayos de campo, procedentes de los sondeos y ensayos de penetración realizados, que nos permiten identificar las formaciones que están presentes a lo largo del trazado.

Cabe destacar que esta caracterización corresponde con la información facilitada por UTE ONTÍGOLA complementada por los trabajos de campo realizados por LCC.

Las unidades diferenciadas a lo largo de la traza son las siguiente:

UNIDAD MIOCENA INFERIOR

- Arcillas rojas y grises con indicios de yeso (M_{AR})
- Arcillas yesíferas y yesos arcillosos negruzcos (M_{IAR})

MATERIALES CUATERNARIOS. FORMACIONES SUPERFICIALES

- Aluvial del arroyo salinas (Q_{AL})

MATERIALES CUATERNARIOS. DEPÓSITOS ANTRÓPICOS (A_R y A_{SV})

3.1.- UNIDAD MIOCENA INFERIOR

UNIDAD M_{IAR}

Esta unidad está constituida por un interestratificado de arcilla de color negro parcialmente litificado y yesos.

Se ha detectado en la campaña realizada por LCC, bajo el nivel M_{AR} y únicamente en dos de los sondeos realizados (Pila 5 y Estribo 2).

Presenta una consistencia dura, obteniéndose golpes de rechazo en los ensayos SPT realizados. La resistencia a compresión representativa de este nivel se sitúa en torno los 45 kp/cm^2 . los ensayos presiométricos realizados muestran una presión límite de 104 kp/cm^2 y un módulo presiométrico en carga de 575 MPa.

UNIDAD M_{AR}

Esta unidad está formada por una mezcla de arcillas de alta y baja plasticidad, con un porcentaje medio de finos del 92%. El límite líquido medio es 50 y el índice de plasticidad 25. La humedad media es del 21%, obteniéndose en general un índice de consistencia superior a la unidad. La densidad media aparente es de 2 t/m^3 , habiéndose estimado un índice de huecos entre 0.5 y 0.55. El porcentaje de saturación de las muestras analizadas es en general superior al 85%.

La expansividad de la unidad es baja-media, obteniendo una presión de hinchamiento media de 1.27 kp/cm^2 y un hinchamiento libre de 1.9%.

Identifican un nivel superior de alteración que presenta una consistencia firme-dura, habiéndose obtenido, en general, golpes superiores a 20 en los ensayos SPT. La resistencia a compresión representativa de este nivel es de 5 kp/cm^2 , los ensayos presiométricos realizados muestran una presión límite de 26 kp/cm^2 y un módulo presiométrico en carga de 50 MPa.

En cuanto al sustrato sano presenta una consistencia dura, habiéndose obtenido en la mayor parte de los ensayos SPT golpes superiores a 50. la resistencia a compresión representativa para este nivel es de 10 kp/cm^2 , los ensayos presiométricos realizados muestran una presión límite media de 45 kp/cm^2 y un módulo presiométrico en carga de 130 MPa.

Las lecturas de los piezómetros abiertos instalados en los sondeos no muestran la posición real del nivel freático, como consecuencia de la escasa transmisividad de las arcillas miocenas. El agua detectada en los sondeos procede fundamentalmente de la aportación de los depósitos aluviales superiores. De acuerdo con los resultados obtenidos en las muestras analizadas, el terreno se encuentra prácticamente saturados bajo el contacto cuaternario-terciario.

3.2.- MATERIALES CUATERNARIOS

DEPÓSITOS ALUVIALES DEL ARROYO SALINAS (UNIDAD Q_{AL})

Están formados, fundamentalmente, por arcillas y limos de baja plasticidad con un porcentaje medio de finos del 75%, habiéndose detectado pasadas de arena y gravas. La densidad aparente media es de 1.8 t/m^3 y la humedad del 12%, pudiéndose estimar un índice de huecos en torno a 0.6.

Se trata de un material de consistencia media-firme, habiéndose obtenido en los ensayos SPT golpes entre 13 y 30. La resistencia a compresión media es de 1.7 kp/cm^2 , existiendo una dispersión importante en función del contenido en arena de la muestra.

Se realizó un único ensayo presiométrico en esta unidad, habiéndose obtenido una presión límite de 7 kp/cm^2 y un módulo presiométrico en carga de 13 MPa.

3.3.- NIVEL FREÁTICO

Se ha detectado la presencia de agua durante la ejecución de los sondeos y en medidas realizadas con posterioridad. A continuación se expone una tabla con las profundidades detectadas de agua respecto la cota de emboquille:

SONDEO	PROF. AGUA (m)	COTA AGUA (m)
Estribo 1	No detectada	--
Pila 1	No detectada	--
Pila 3	No detectada	--
Pila 4	Obstruido	--
Pila 5	5.90	513.88
Pila 6	Obstruido	--
Pila 7	14.90	517.20
Pila 8	15.00	517.61
Pila 9	14.50	518.82
Estribo 2	14.30	518.68

3.4.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.4.1.- Características físicas del terreno

Para definir estos parámetros se han realizado análisis granulométricos, que tienen por objeto determinar la distribución en tamaños, de los granos o partículas que constituyen un suelo. Dicha distribución condiciona, en gran medida, las características y propiedades geotécnicas del mismo. Se han efectuado análisis granulométricos por tamizado, sobre una serie de tamices normalizada hasta un tamaño de apertura de 0.08 mm, obteniéndose el peso retenido en cada uno de ellos.

Los resultados se expresan en tanto por ciento en peso, que pasa por cada tamiz, y se representan en un gráfico o curva granulométrica.

Del mismo modo se determinan los límites de Atterberg. Estos ensayos se efectúan sobre la fracción de suelo de tamaño inferior a 0.4 mm. Las características plásticas de esta fracción condicionan especialmente las propiedades del conjunto del suelo. Los valores de los Límites de Atterberg definen la frontera entre los estados semisólido-plástico (Límite Plástico) y plástico-semilíquido (Límite Líquido) de un suelo. Estos valores se expresan como cantidad de humedad necesaria, para que se verifiquen determinadas condiciones normalizadas en los ensayos correspondientes.

Las actas de resultados de los ensayos efectuados, se encuentran en el Anejo N° 4.

A continuación se indican los valores de la granulometría, de los Límites de Atterberg, y el símbolo correspondiente de cada muestra analizada, según la clasificación de U.S.C.S y H.R.B. de suelos.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	HDAD (%)	DDAD APAR (g/cm ³)	L.L.	I.P.	PASA TAMIZ 0.080 UNE (%)	SO ³ (%)	U.S.C.S.	H.R.B.
Estribo 1	6.90-7.20	19.20	1.89	42.2	23.2	63.3	10.37	CL	A-7-6
	18.00-18.40	25.00	1.95	52.3	27.6	99.6	—	CH	A-7-6
	32.60-32.80	22.25	2.13	43.2	21.2	99.6	—	CL	A-7-6
	38.40-38.70	22.00	1.97	46.8	22.7	99.6	—	CL	A-7-6
Pila 1	2.70-3.15	23.28	1.91	52.6	32.3	92.2	—	CH	A-7-6
	9.90-10.30	29.40	2.01	83.7	58.2	99.7	0.69	CH	A-7-6
	31.00-31.20	21.49	2.01	41.7	20.6	99.9	—	CL	A-7-6
	37.70-38.00	25.26	2.03	43.2	20.1	99.8	—	CL	A-7-6
Pila 3	6.20-3.50	14.13	1.71	37.7	21.0	52.3	10.53	CL	A-6
	12.20-12.80	20.11	1.99	53.9	29.2	99.4	—	CH	A-7-6
	19.30-19.75	26.69	1.83	49.2	26.6	99.5	—	CL	A-7-6
	34.40-34.85	25.68	2.04	55.1	31.2	99.8	—	CH	A-7-6
Pila 4	3.20-3.50	13.78	—	37.7	19.4	76.0	—	CL	A-6
	9.30-9.75	26.38	1.82	48.9	26.2	99.4	—	CL	A-7-6
	15.20-15.60	21.37	1.89	42.0	21.3	99.2	1.13	CL	A-7-6
	22.80-23.10	21.94	1.68	44.8	22.2	99.6	—	CL	A-7-6
	31.80-32.10	21.90	1.83	53.2	28.9	96.1	—	CH	A-7-6

Ref.: 3/6848/001

13

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	HDAD (%)	DDAD APAR (g/cm ³)	L.L.	I.P.	PASA TAMIZ 0.080 UNE (%)	SO ²⁺ (%)	U.S.C.S.	H.R.B.
Pila 5	6.00-6.30	16.95	1.98	34.5	18.3	68.3	--	CL	A-6
	8.70-8.90	27.00	1.99	58.5	33.1	99.3	--	CH	A-7-6
	12.00-12.60	26.07	1.97	56.8	30.5	99.7	--	CH	A-7-6
	26.50-27.10	29.22	1.99	52.5	27.7	99.7	--	CH	A-7-6
	39.50-39.80	22.80	2.07	50.1	26.2	99.7	1.86	CH	A-7-6
ROCA YESO									
Pila 6	15.15-15.50	29.40	2.00	57.3	31.6	99.8	--	CH	A-7-6
	18.00-18.60	28.56	1.97	55.1	29.3	98.2	--	CH	A-7-6
	29.70-30.00	20.20	2.10	47.2	24.2	99.9	13.24	CL	A-7-6
	45.25-45.50	23.80	2.05	49.8	26.1	99.8	--	CL	A-7-6
Pila 7	12.10-12.70	7.13	1.57	22.3	8.4	40.8	--	SC	A-4
	18.70-18.90	19.90	2.20	18.2	8.0	19.2	--	SC	A-2-4
	25.00-25.30	25.42	1.97	50.0	26.5	99.3	0.88	CH	A-7-6
	42.50-42.80	23.22	2.02	44.3	22.3	99.7	--	CL	A-7-6
	44.60-44.90	24.86	1.99	55.5	31.2	99.8	--	CH	A-7-6
Pila 8	21.60-21.90	27.48	2.04	51.5	26.4	99.6	0.18	CH	A-7-6
	25.20-25.65	28.67	2.02	52.4	28.3	99.5	--	CH	A-7-6
	32.00-32.30	26.75	1.99	53.2	28.3	99.9	--	CH	A-7-6
	37.20-37.65	21.00	2.02	43.6	21.5	99.8	--	CL	A-7-6
	43.90-44.60	21.39	2.09	46.5	23.9	99.9	--	CL	A-7-6
Pila 9	22.05-22.40	25.10	2.08	51.2	27.2	98.3	1.25	CH	A-7-6
	23.10-23.30	23.88	2.02	52.1	28.1	99.3	--	CH	A-7-6
	26.50-27.10	27.41	2.00	53.6	28.8	99.6	--	CH	A-7-6
	40.00-40.50	26.81	2.03	48.4	25.9	99.9	--	CL	A-7-6
	43.05-43.40	24.13	2.07	47.8	24.4	99.9	--	CL	A-7-6
Estribo 2	6.40-6.80	18.83	1.85	29.5	15.2	93.1	--	CL	A-6
	12.70-13.10	20.00	2.03	51.3	28.8	81.7	--	CH	A-7-6
	19.50-19.80	19.93	2.03	54.3	29.1	81.3	--	CH	A-7-6
	27.20-27.50	22.91	2.08	43.3	23.7	98.3	--	CL	A-7-6
	44.30-44.60	24.19	2.07	43.4	21.3	99.7	1.96	CL	A-7-6
	55.50-55.70	16.63	1.76	48.4	26.8	82.6	--	CL	A-7-6

Q_{AL} M_{AR} M_{AY}

Las muestras han sido tomadas en los distintos sondeos realizados y a diferentes profundidades, de este modo podemos establecer:

1.- Materiales aluvial de arroyo Salinas, color amarillo, Q_{AL}, clasificados como arenas arcillosas, SC, y arcilla arenosa de plasticidad media, CL. Se caracterizan por presentar un contenido en fracción arena irregular comprendido entre el 40-80 %. Las muestras analizadas presentan índices de plasticidad medios, con límites líquidos (LL) comprendidos entre 18-35 % e índices de plasticidad (IP) entre el 10-20%.

Por ultimo, los valores de humedad detectados (w) varían entre un 8-20%. Los valores de densidad aparente (ρ) se sitúan en torno 1.6-2.2 gr/cm³.

2.- Arcillas, M_{AR}. Las muestras se han clasificado como, arcillas de alta y media plasticidad, CH y CL, con LL, en general, entre 40-60%, siendo el máximo de 80% y el mínimo de 30% e IP 20-30%, con un valor máximo de 58% y un mínimo de 15%.

Ref.: 3/6848/001

14

Los valores de w están próximos al 20%, y los valores de ρ se sitúan mayoritariamente en torno 1.9-2.0 gr/cm³.

Se detectan tres muestras (superficiales) con valores de humedad inferior a 20%, e índices de plasticidad bajos, relacionándolo con zonas alteradas.

3.4.2.- Agresividad

Se han realizado diez determinaciones del contenido de sulfatos en suelo, encontrando valores superiores a 12.000 mg/Kg. Con este valor se clasifica como un ambiente agresivo. Así pues, siguiendo las recomendaciones de la vigente EHE, será necesario la utilización de un cemento sulforresistente en los hormigones en contacto con estos terrenos.

Según la vigente EHE el ambiente debe ser clasificado como tipo Qc.

Respecto al agua analizada tomada del sondeo Pila 9, se han detectado la presencia de elementos agresivos para los hormigones, clasificándose la agresividad como fuerte, ambiente Qc.

A continuación mostraremos una tabla con el resultado de dicho análisis de agua:

Sondeo	Pila 9
Profundidad N.F. (m)	14.50
Acidez (pH)	6.5
Contenido en Sulfatos (mg/l)	5223
Residuo seco (mg/l)	10562
Contenido en NH_4^+ (mg/l)	1.1
Contenido en CO_3^{2-} (mg/l)	Ausencia
Contenido en Mg^{2+} (mg/l)	1632

3.4.3.- Características mecánicas del terreno

Las características mecánicas del terreno quedan determinadas de manera directa, por los ensayos S.P.T.

La resistencia a la penetración dinámica de un terreno, está relacionada con su estado de densidad y, por tanto, con su capacidad para soportar cargas. A partir de los ensayos S.P.T. se pueden establecer zonas con diferente consistencia con el siguiente criterio:

- $4 > N_{30}$ terreno de compacidad muy floja
- $4 < N_{30} < 10$ terreno de compacidad floja
- $10 < N_{30} < 30$ terreno de compacidad media
- $30 < N_{30} < 50$ terreno de compacidad alta
- $N_{30} > 50$ terreno de compacidad muy alta

En el siguiente cuadro, se muestran los valores N_{30} obtenidos para cada sondeo y a distintas profundidades:

SONDEO	PROFUNDIDAD	GOLPEO	N_{30}	NIVEL
Estribo 1	2.60-3.20	10/12/15/17	27	MAR
	9.20-9.90	12/47/33/34	69	MAR
	14.70-14.75	R	RECHAZO	MAR
	21.60-22.20	18/23/30/39	53	MAR
	29.30-29.90	15/23/330/R	52	MAR
	35.10-35.70	17/23/33/39	56	MAR
Pila 1	6.90-7.50	11/21/27/39	48	MAR
	12.90-13.50	20/25/33/R	58	MAR
	20.70-21.30	16/24/27/31	51	MAR
	28.00-28.40	32/43/R	RECHAZO	MAR
	34.00-34.45	26/34/R	RECHAZO	MAR
Pila 3	3.40-4.00	7/10/17/29	27	MAR
	9.20-9.80	11/18/23/38	41	MAR
	15.40-16.00	13/26/28/36	54	MAR
	23.30-23.90	17/26/27/R	53	MAR
	30.70-31.30	16/24/28/40	52	MAR
	37.60-38.20	15/21/29/42	50	MAR
Pila 4	6.30-6.90	15/30/40/50	70	MAR
	12.00-12.40	23/40/R	RECHAZO	MAR
	18.30-18.90	19/28/39/50	67	MAR
	27.00-27.45	26/36/R	RECHAZO	MAR
	38.00-38.60	14/21/30/44	51	MAR
Pila 5	3.00-3.60	7/8/8/9	16	QAL
	9.00-9.60	9/18/21/29	39	MAR
	15.60-16.20	10/24/24/38	48	MAR
	22.80-23.40	14/30/31/R	61	MAR
	31.00-31.60	17/28/32/R	60	MAR
	40.00-40.60	12/22/23/37	45	MAR
	45.00-45.10	R	RECHAZO	MAR
Pila 6	6.00-6.60	9/14/14/9	23	QAL
	12.20-12.80	8/11/15/21	26	MAR
	15.70-16.30	12/16/22/39	38	MAR
	22.20-22.80	14/21/26/30	47	MAR
	30.00-30.60	16/27/27/41	54	MAR
	39.30-39.90	19/24/39/50	63	MAR
	43.60-44.20	19/28/29/46	57	MAR
Pila 7	9.70-10.30	11/11/14/13	24	QAL
	15.10-15.70	9/12/26/16	28	QAL
	21.30-21.90	24/44/37/39	76	MAR
	29.30-29.80	25/31/38/R	69	MAR
	38.10-38.60	23/34/37/R	71	MAR
	46.90-47.40	15/23/34/R	57	MAR

15/10 u
alund

SONDEO	PROFUNDIDAD	GOLPEO	N ₆₀	NIVEL
Pila 8	6.00-6.60	5/6/8/8	14	Q _{AL}
	12.00-12.60	9/10/22/27	32	Q _{AL}
	18.00-18.60	20/24/17/25	41	M _{AR}
	28.40-29.00	17/25/35/R	60	M _{AR}
	33.00-33.60	22/30/35/R	65	M _{AR}
	40.00-40.60	10/19/20/26	39	M _{AR}
	44.30-44.60	35/R	RECHAZO	M _{AR}
Pila 9	9.00-9.60	7/13/15/17	28	Q _{AL}
	15.60-16.80	7/15/15/20	30	Q _{AL}
	20.00-20.15	R	RECHAZO	M _{AR}
	23.30-23.50	16/30/43/50	73	M _{AR}
	29.00-29.45	20/36/R	RECHAZO	M _{AR}
	36.50-37.10	12/25/31/50	56	M _{AR}
	44.90-45.50	18/25/31/41	56	M _{AR}
Estribo 2	9.40-10.00	15/17/20/18	35	M _{AR}
	15.90-16.50	11/17/26/27	43	M _{AR}
	23.10-23.50	34/38/R	RECHAZO	M _{AR}
	30.80-31.20	25/44/R	RECHAZO	M _{AR}
	39.40-39.70	34/R	RECHAZO	M _{AR}
	50.90-51.30	29/34/R	RECHAZO	M _{AR}
	59.80-59.90	R	RECHAZO	M _{IAY}

1260 u atml

De los ensayos realizados podemos realizar, a modo resumen, el siguiente cuadro resumen:

NIVEL	n° de ensayos realizados	n° de ensayos que alcanzan rechazo	% rechazo	Valor medio	valor máximo (no se considera rechazo)	valor mínimo
Q _{AL}	8	0	--	24	30	14
M _{AR}	53	12	23	53	76	26
M _{IAY}	2	2	100	--	--	--

También se han realizado diez ensayos de compresión simple con objeto de comprobar las características mecánicas de los niveles atravesados. El ensayo de resistencia a la compresión simple, consiste en determinar la carga máxima capaz de soportar un suelo en condiciones uniaxiales.

Se efectúa sobre muestras talladas, con unas determinadas relaciones de altura/diámetro.

A continuación se expone una tabla resumen con los resultados obtenidos en dichos ensayos:

MUESTRA	PROFUNDIDAD	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE
		R.C.S. (Kp/cm ²)
Estribo 1	38.40-38.70	2.99
Pila 1	37.70-38.00	3.08
Pila 3	34.40-34.85	8.77
Pila 4	15.20-15.60	0.89
Pila 5	12.00-12.60	4.14
	45.00-45.10	44.86
Pila 6	45.25-45.50	5.52
Pila 7	44.60-44.90	5.96
Pila 8	32.00-32.30	3.50
Pila 9	26.50-27.10	1.21

De los ensayos podemos establecer los siguientes valores medios:

NIVEL M_{AR}, arcilla, se han realizado nueve ensayos, obteniendo valores de resistencia a compresión simple comprendidos entre 0.89 a 8.77 kp/cm². Para obtener el valor medio no se considerarán los más desfavorables, ya que se salen del rango de valores comunes, de este modo obtenemos un valor medio de 4.85 kp/cm².

NIVEL M_{IAY}, interestratificado arcilla y yeso, se ha realizado un ensayo, obteniendo una resistencia a compresión simple próxima a los 45 kp/cm².

También se han realizado siete ensayos de corte directo con objeto de determinar los parámetros de resistencia a corte y de la deformabilidad de un suelo. A continuación se expone una tabla resumen con el resultado obtenido:

MUESTRA	PROFUNDIDAD	CORTE DIRECTO	
		COHESIÓN (Kp/cm ²)	ANG. ROZ. INT. (°)
Estribo 1	18.00-18.40	1.10	24.8
Pila 1	31.00-31.20	0.68	24.2
Pila 3	19.30-19.75	0.40	26.2
Pila 6	29.70-30.00	0.80	27.5
Pila 8	43.90-44.60	0.51	23.9
Pila 9	22.05-22.40	0.20	29.7
Estribo 2	12.70-13.10	1.03	23.8

Los ensayos se han realizado sobre muestras del NIVEL M_{AR} , arcillas, pudiendo establecer los siguientes valores medios para el nivel:

$$M_{AR}: c = 0.7 \text{ kp/cm}^2 \quad \Phi = 26^\circ$$

3.4.4.- Expansividad

Para que un suelo pueda exhibir expansividad son necesarios dos requisitos fundamentales:

1. Intrínsecos, propios del suelo, establecen la capacidad de expansiva teórica.
2. Extrínsecos, viene impuestos por factores externos y determinan que el potencial expansivo pueda o no desarrollarse.

Se han realizado tres ensayos para determinar la presión de hinchamiento en aparato edométrico, obteniendo los siguientes resultados:

MUESTRA	PROFUNDIDAD	ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO
		P. HINCH. (Kp/cm ²)
Pila 3	6.20-6.50	0.28
Pila 4	3.20-3.50	0.64
Pila 9	23.10-23.30	1.04

4.- ESTUDIO DE CIMENTACIÓN DEL VIADUCTO

Los niveles detectado en la zona del Viaducto son los siguientes:

- 1.- A_R y A_V , relleno antrópico aparecen de modo puntual.
- 2.- Q_{AL} , aluvial del arroyo Salinas, de compacidad media a baja. No aparece en todos los sondeos.
- 3.- M_{AR} , arcillas consistentes. Aparecen en todos los sondeos.
- 4.- M_{IAY} , interestratificado de arcilla y yeso. Aparece únicamente en dos de los sondeos, con un compacidad muy alta. No se detectan evidencias de disolución.

De lo anteriormente expuesto la solución de cimentación pasaría por garantizar el empotramiento de la misma al nivel M_{AR} , que aflora a las siguientes cotas:

SONDEO	COTA AFLORAMIENTO
Estribo 1	526.85
Pila 1	526.85
Pila 3	519.02
Pila 4	516.17
Pila 5	511.88
Pila 6	518.72
Pila 7	511.80
Pila 8	515.61
Pila 9	516.72
Estribo 2	528.38

Cabe mencionar que tanto en estudio anteriores como en el actual, en el NIVEL M_{AR} , se ha detectado una zona superficial afectada por fenómenos de decompresión, no siendo capaces de establecer una cota de base no espesor homogéneo para esta zona, ya que se detectan valores de golpeo menores a 30 hasta 12.0 m de profundidad, detectando valores mayores a 30 a cotas superiores a lo anteriormente mencionada. Según los valores de plasticidad y humedad de las muestras analizadas, se podría establecer (siempre no se ha detectado) hasta profundidades en torno los 7 m:

4.1.- CRITERIOS GENERALES

Los suelos adecuados para empotrar los elementos de cimentación de los apoyos son suelos terciarios.

Para el cálculo de las cargas admisibles adoptaremos los siguientes criterio.

4.1.1.- CIMENTACIÓN MENDIANTE PILOTES

Las expresiones generales para la resistencia de un pilote:

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

Siendo:

R_{ck} resistencia frente a la carga vertical que produce hundimiento

R_{pk} contribución a la resistencia por punta

R_{fk} contribución a la resistencia por fuste

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$

Siendo:

q_p resistencia unitaria por punta

A_p área de la punta

$$R_{fk} = \sum \tau_f \cdot A_f$$

Siendo:

τ_f resistencia unitaria por fuste

A_f área del fuste

PILOTES “IN SITU” (SUELOS COHESIVOS)

La determinación de la carga de hundimiento se evalúan sobre fórmulas estáticas, valorando el hundimiento sin drenaje o corto plazo.

Resistencia por punta:

NTE

$$q_p = N_q \cdot c_u$$

Siendo:

c_u resistencia al corte sin drenaje

N_q factor que depende del empotramiento del pilote (comprendidos entre 6 – 9)

Ref.: 3/6848/001

21

ROM

$$q_p = 6 \cdot c_u$$

Siendo:

c_u resistencia al corte sin drenaje (1/2 del valor de q_u , considerando los ensayos realizados por LCC y los anteriores trabajos realizados)

En base a los ensayos presiométricos

$$q_p = K(p_l - k_0 \cdot p_0)$$

Siendo:

K , coeficiente de proporcionalidad que depende de la geometría del cimienta y del tipo de terreno (para arcillas se adopta un valor de 1.5).

p_l , presión límite, a adoptar valor medio correspondiente a la zona activa y pasiva en el entorno de la punta.

K_0 , coeficiente de empuje en reposo (en general se adopta un valor de 0.5).

p_0 , presión efectiva vertical al nivel de cimentación.

Resistencia por fuste:

NTE

$$\tau_f = \alpha \cdot c_u$$

Siendo:

α , valor adimensional que fluctúa entre 1 para arcillas blandas y 0.2 para arcillas duras.

ROM

$$\tau_f = \frac{100 \cdot c_u}{100 + c_u}$$

En base a los ensayos presiométricos

$$\tau_f = \frac{1}{40} (p_l - k_0 \cdot p_0)$$

RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

- Tipo de cimentación: profunda, empotrada en el Nivel M_{AR} , arcilla.
- El ambiente específico de exposición EHE Qc. Se recomienda el empleo de cementos sulforresistentes.
- En el contacto entre los niveles Q_{AL} y M_{AR} , se ha detectado la presencia de agua por lo que durante la perforación de los sondeos ha sido necesario el empleo de revestimiento para el sostenimiento de las paredes de la perforación. Por lo que se recomienda que se contemple la ejecución de pilotes de extracción con medidas que eviten la inestabilidad de la perforación.
- El empotramiento mínimo de los pilotes a de ser al menos 6D en el nivel M_{AR} , interestratificados arcilla y yeso. A continuación mostraremos un cuadro con la cota de aparición y el espesor del nivel Q_{AL} y relleno A_R detectado (en caso que exista):

SONDEO	COTA AFLORAMIENTO	M_{AR}	ESPESOR A_R	ESPESOR Q_{AL}
Estribo 1	526.85		0.70	--
Pila 1	526.85		1.40	--
Pila 3	519.02		1.20	--
Pila 4	516.17		1.00	--
Pila 5	511.88		--	7.90
Pila 6	518.72		0.30	8.00
Pila 7	511.80		5.00	20.30
Pila 8	515.61		5.00	17.00
Pila 9	516.72		7.00	16.60
Estribo 2	528.38		4.60	--

- La resistencia unitaria por punta y fuste para cada uno de los niveles, según las expresiones que se indican en apartado anterior son los siguientes:

capón	Datos		NTE		ROM		Presiómetro		Valor medio	
	q_u (kp/cm ²)	P_t (kp/cm ²)	q_r (t/m ²)	q_p (t/m ²)	q_r (t/m ²)	q_p (t/m ²)	q_r (t/m ²)	q_p (t/m ²)	q_r (t/m ²)	q_p (t/m ²)
Litología	--	--	No contribuye	No contribuye	No contribuye	No contribuye	No contribuye	No contribuye	No contribuye	No contribuye
A_R	1.7	7	4.3	--	4.6	--	2.0	--	3.6	--
Q_{AL}	9.6	30	9.6	432	8.3	288	6.9	412	8.2	377

Los datos aportados se presentan sin minorar.

Ref.: 3/6848/001

Dado el carácter puntual de las prospecciones realizadas, cuyos resultados se han extrapolado a la totalidad de la zona investigada, se recomienda la inspección visual detallada del terreno durante la ejecución de las obras, con el fin de verificar que las características aparentes del terreno realmente existente, corresponden a las que han servido de base para la elaboración de este informe.

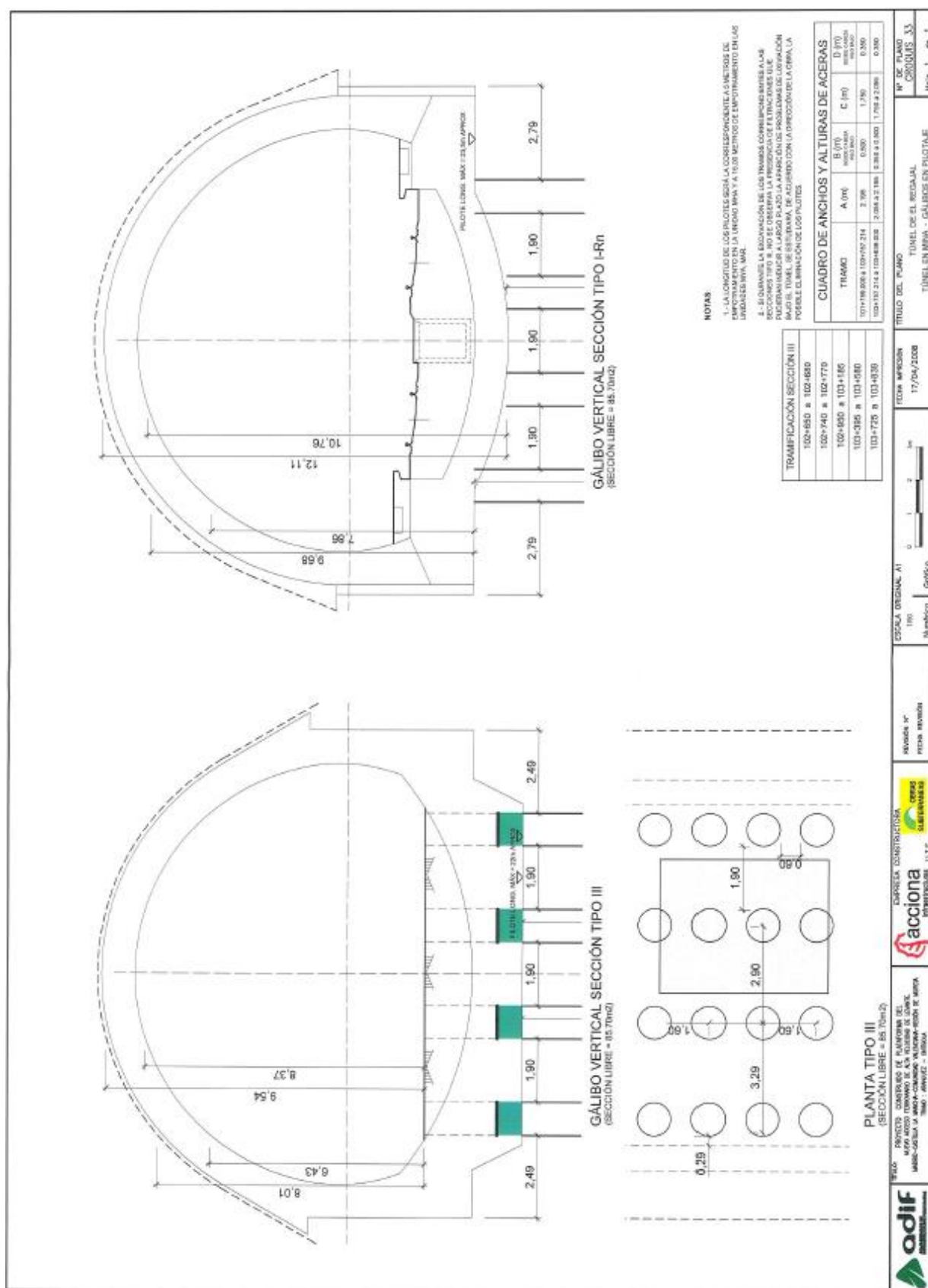
En Leganés, 21 de Abril de 2004

Fdo.: Rubén Vaquero Redondo
Geólogo
Nº de colegiado: 5223

Fdo.: Camilo Alaminos Martín
Geólogo
Nº de colegiado: 4050

Fdo.: Mercedes Vicente del Amo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Nº de colegiado: 14148

5. Perfil geotécnico Túnel del regajal



LEYENDA

RELLENOS ANTRÓPICOS

	Rv	Reellenos vertidos no compactados o escasamente compactados
	Rc	Reellenos compactados.

CUATERNARIO

	Qt-1	Depósitos de terraza. Limos y arcillas.
---	------	---

	Qt-2	Depósitos de terraza. Arenas y gravas.
---	------	--

	Rx	Reellenos kársticos. Limos grises con vetas de caliza margosas, arcillas y limos yesíferos grises con algunas intercalaciones margosas blancas, limos con algo de arena y grava, y grava limosa.
---	----	--

	Qal	Depósitos aluviales arroyo Salinas. Limos arenosos y arcillas limosas.
---	-----	--

	Qeo	Depósitos coluvio-eluviales.
---	-----	------------------------------

	Qca	Depósitos coluvio-aluviales. Limos arenosos marrones y arcillas limosas.
---	-----	--

MIOCENO INFERIOR-MEDIO (FACIES EVAPORÍTICA BASAL)

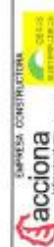
	Mr	Yeso blanquecino con intercalaciones de arcillas marrón-verdosas, yesos arcillosos negruzcos y yesos con indicios de glauberita y arcilla grs.
	Ma	Glauberita con algo de yeso y halita, con intercalaciones de arcillas negras a grises, a veces pestilentes y glauberita arcillosa negruzca.
	Mms	Arcillas yesíferas y yesos arcillosos negruzcos con indicios de halita, y arcillas negras yesíferas pestilentes.
	Mha	Glauberita, halita y anhidrita con intercalaciones de niveles de arcilla con glauberita e indicios de halita.

MIOCENO INFERIOR

	Mae	Arcillas plásticas marrones y grises con intercalaciones de yeso, e indicios de halita y trazas de anhidrita.
---	-----	---



PROYECTO DE CONSERVACIÓN DE TURFOMA.
DEL NOROCCIDENTE GUAYANÉS DE SU ALMACÉN EN LUNARE
MAYO-2014 A JUNIO-2014. VOLUMEN DE LA 1ª PARTE
TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN Y ANÁLISIS



AUTOR

ESCALA ORIGINAL: A1



REVISIÓN: 0

TÍTULO DEL PLANO
PERFIL GEOTÉCNICO-CONSTRUCTIVO
DEL TÚNEL DE EL REGAVAL

Nº DE PLANO
2.10.3

HOJA 0 DE 0

LEYENDA

SIMBOLOGÍA

- 2.2.  Niveles de agua en sondeos abiertos.
-  Nivel piezométrico estimado del acuífero yesífero
-  Situación de los piezómetros cerrados y profundidad del nivel de agua medido (dic. 2006).
-  Huecos de karstificación vacíos detectados

RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS

-  Sondeo Estudio Geotécnico.
-  Sondeo Estudio Informativo.
-  Sondeo campaña complementaria.
-  Calicata mecánica campaña complementaria
-  PS-1 PERFIL SÍSMICO DE REFRACCIÓN
-  P.S.R PERFIL SÍSMICO DE REFLEXIÓN
-  PERFIL TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

NOTA

A lo largo del túnel se instalarán tubos de inyección que permitan el relleno de posibles cavidades con mortero, durante la explotación.

-  Tratamiento de inyección
-  Pilotes
-  Columnas superjet
-  Saneamiento y sustitución en túnel artificial
-  Saneamiento y relleno con HM-15

NOTA

La excavación del túnel se realizará con medios mecánicos. La tramitación propuesta para las secciones tipo, sostenimientos y tratamientos del terreno, podrá modificarse a la vista de las condiciones reales del terreno de acuerdo con la Dirección de Obra. Se prevé una medición de 400 m de sondeos al avance para el estudio de las características del terreno durante las obras.

Sección tipo	Longitud
T.A.	357
IR	601
IRA	290
II	595
III	594
Total	2437

Sostenimiento	Longitud
A	784
B	701
C	115
D	480
E	290
F	595

Tratamientos	Longitud
Sustitución del terreno bajo cimentación (e= 3m)	357
Paraguas de micropilotes en emboquillos	40
Bulonado y drenaje del frente	440
Coronas de inyección	400
Relleno de cavidades kársticas	90
Jet-grouting	59

PERFIL GEOTÉCNICO-CONSTRUCTIVO

PROPUESTA ALTERNATIVA PARA EL TRAMO SIN PROBLEMAS GEOTÉCNICOS SIGNIFICATIVOS



LITOLOGÍA	Arcillas yesíferas grises (MAR) y arcillas rojas plásticas con heladas de yeso (MAR)				
HIDROLOGÍA	Muro acuífero yesífero superior próximo a obra, fluencia de agua muy reducida, limitada a zonas muy puntuales, Q estimado base = 0.19 l/min				
PROBLEMATICA GEOTÉCNICA	Expansividad en arcillas de la unidad MAR en grado bajo				
SECCIÓN TIPO	Túnel artificial	I-R / I-Ru	I-RA / I-RAu	I-R / I-Ru	(M. espesura)
SOSTENIMIENTO		D/Du	B/Cu	B/Cu	B/Cu
TRATAMIENTO	Soportado y drenaje del frente de excavación, vórtice de protección en embudo	D/Du	B/Cu	B/Cu	B/Cu
	Soportado y drenaje del frente de excavación, vórtice de protección en embudo	D/Du	B/Cu	B/Cu	B/Cu
	Soportado y drenaje del frente de excavación, vórtice de protección en embudo	D/Du	B/Cu	B/Cu	B/Cu

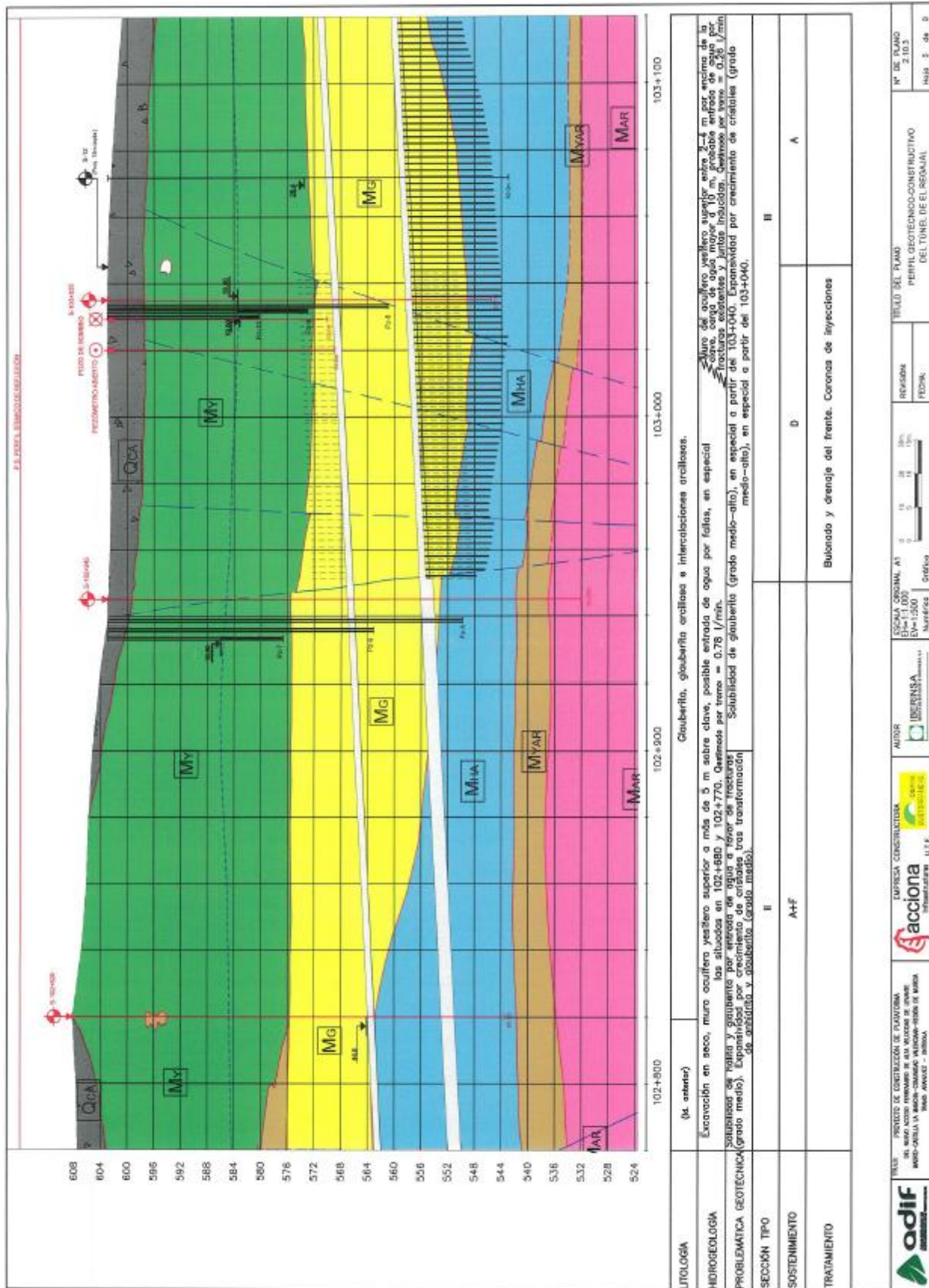
Nota: Las características de la Propuesta Alternativa se indican en color rojo dentro de la guirra geotécnico-constructiva.

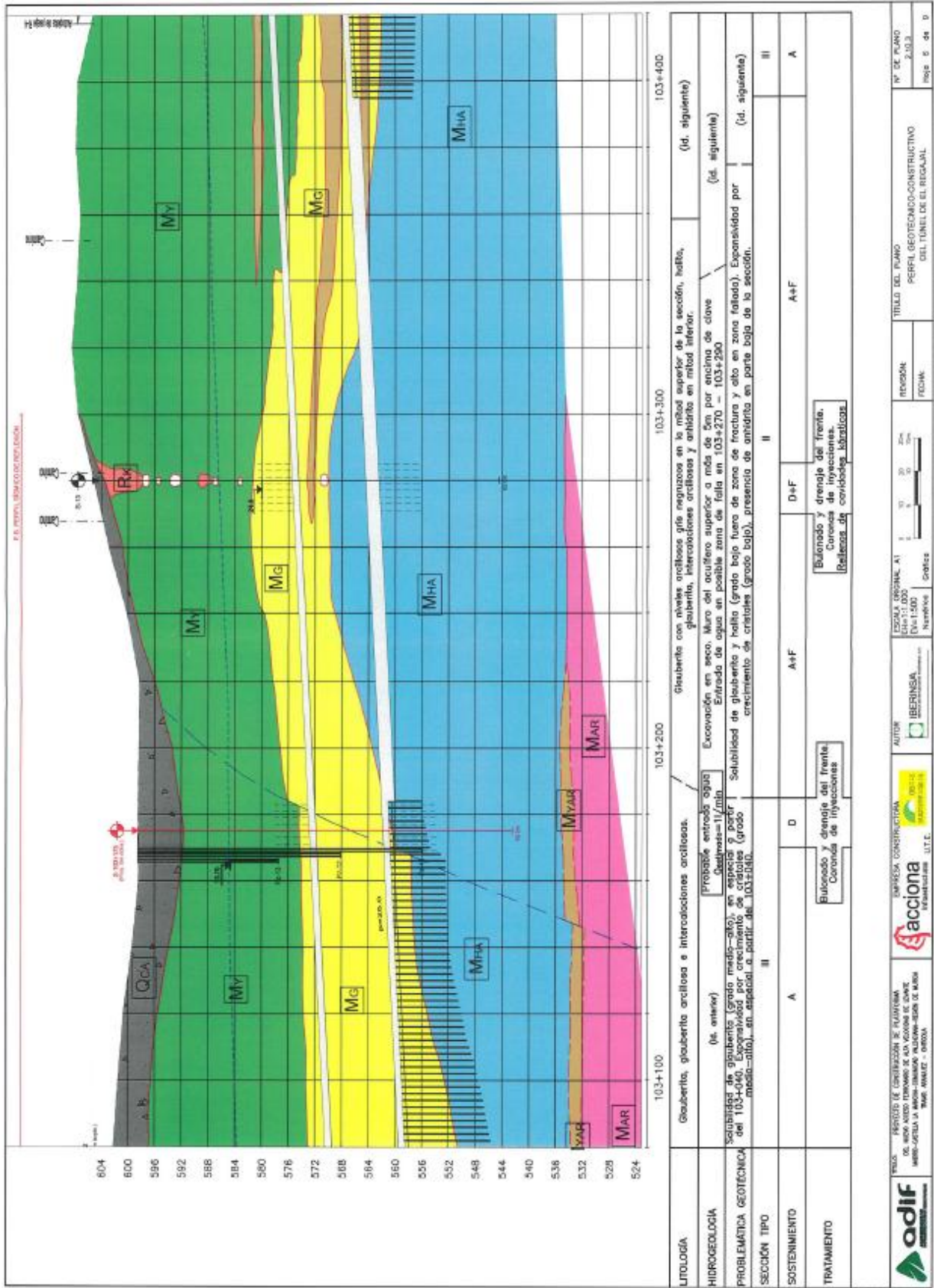
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA

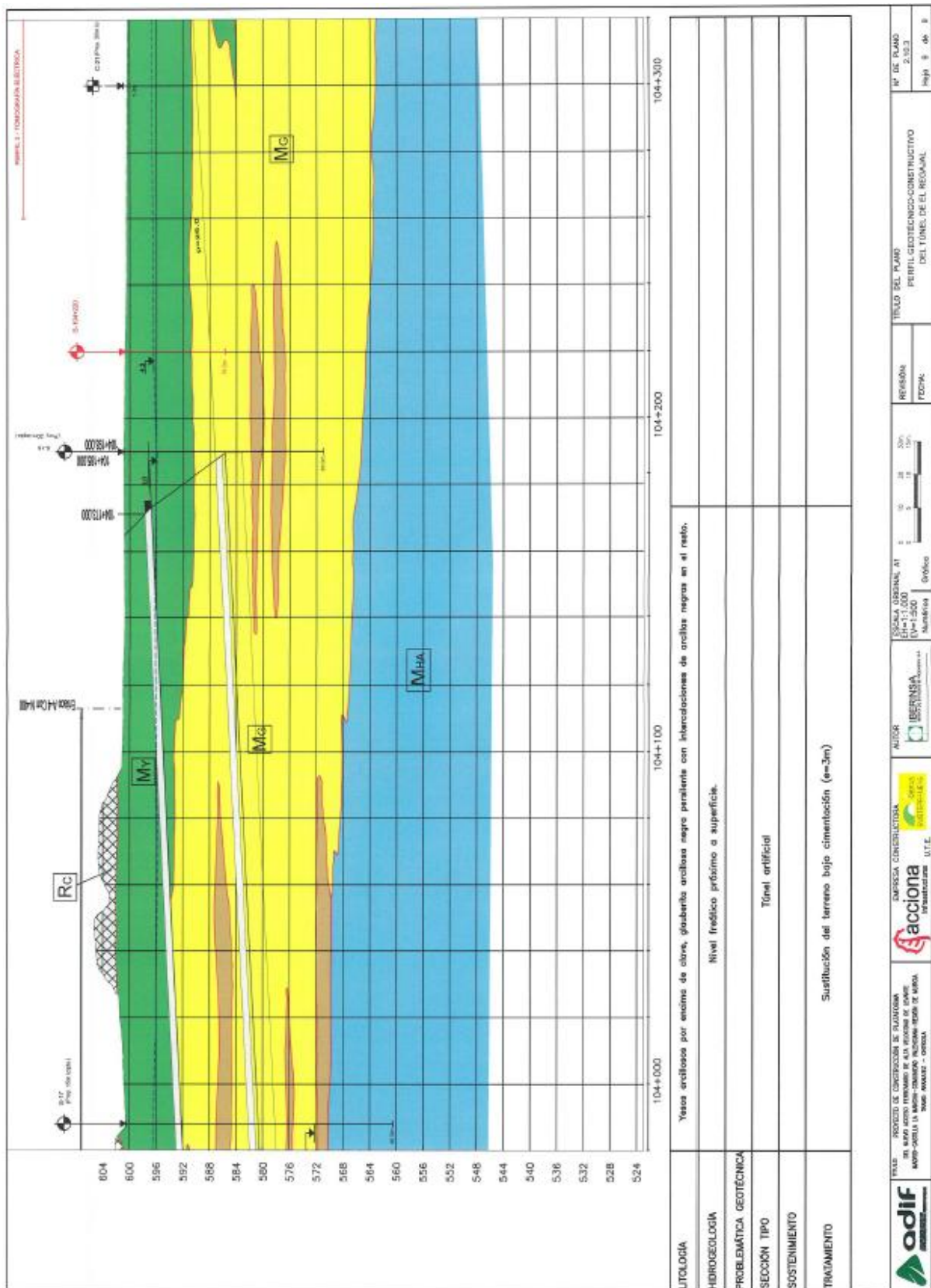
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA

PROPUESTA ALTERNATIVA PARA EL TRAMO SIN PROBLEMAS GEOTÉCNICOS SIGNIFICATIVOS









6. Sondeo PK 103+940

[illegible]

[illegible]

[illegible]



Emplazamiento



Caja 1. de 0.00 a 2.40 mts.



Emplazamiento



Caja 2. de 2.40 a 4.80 mts.



Caja 4. de 7.20 a 9.50 mts.



Caja 6. de 11.90 a 14.30 mts.



Caja 3. de 4.80 a 7.20 mts.



Caja 5. de 9.50 a 11.90 mts.



Caja 8. de 16.70 a 19.00 mts.



Caja 10. de 21.30 a 23.70 mts.



Caja 7. de 14.30 a 16.70 mts.



Caja 9. de 19.00 a 21.30 mts.



Caja 12. de 26.10 a 28.50 mts.



Caja 14. de 31.20 a 33.60 mts.

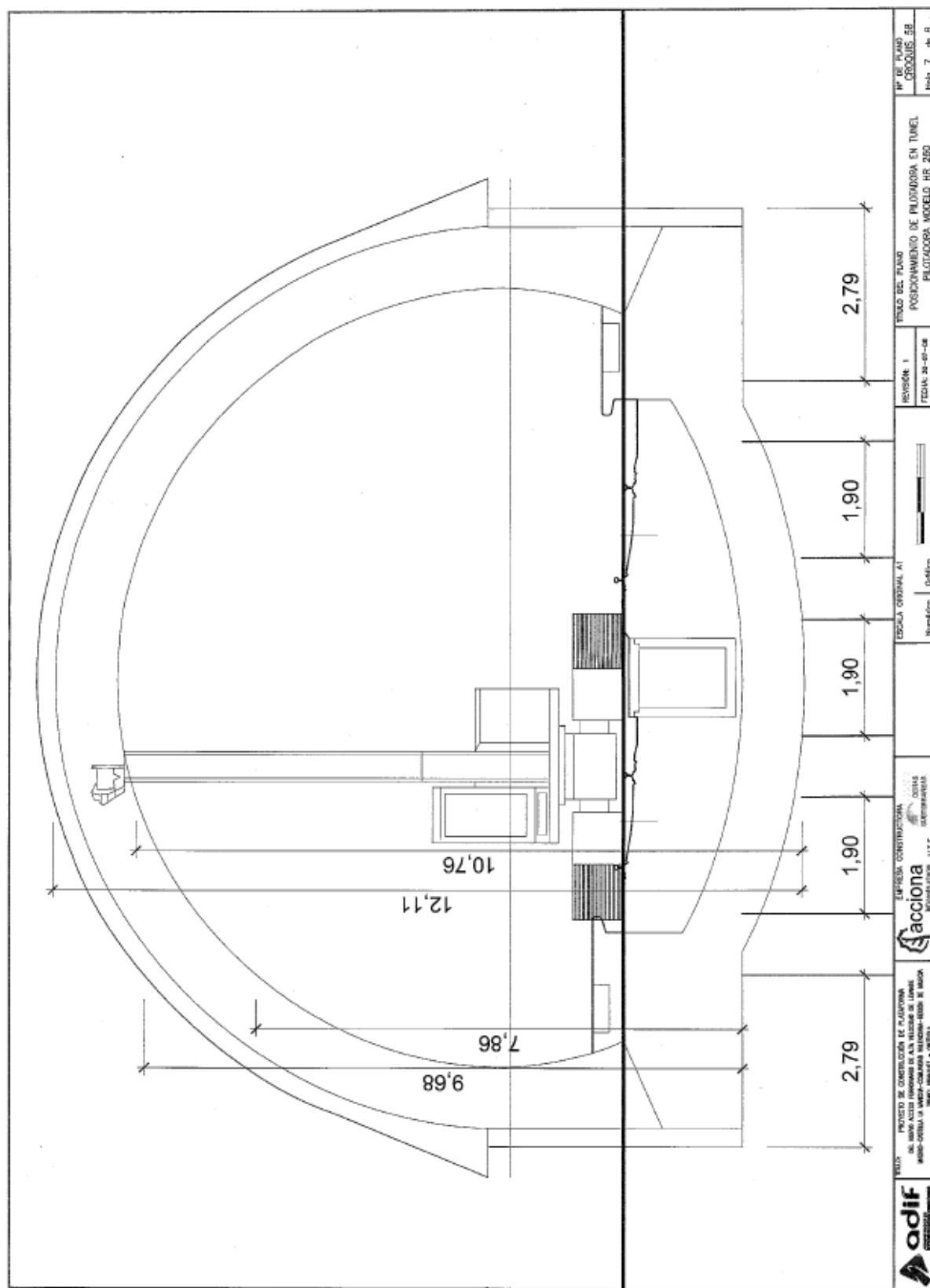


Caja 11. de 23.70 a 26.10 mts.

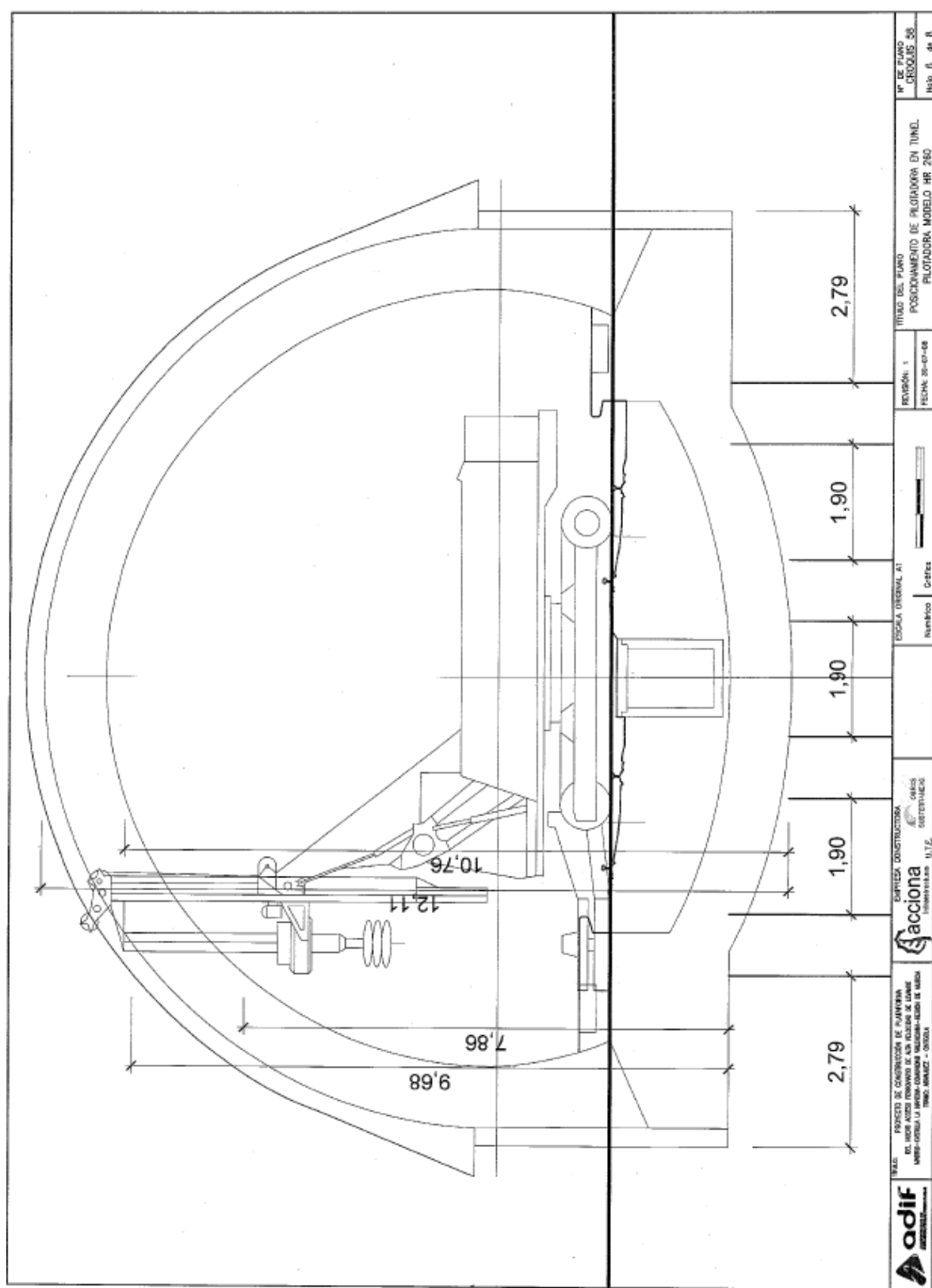


Caja 13. de 28.50 a 31.20 mts.

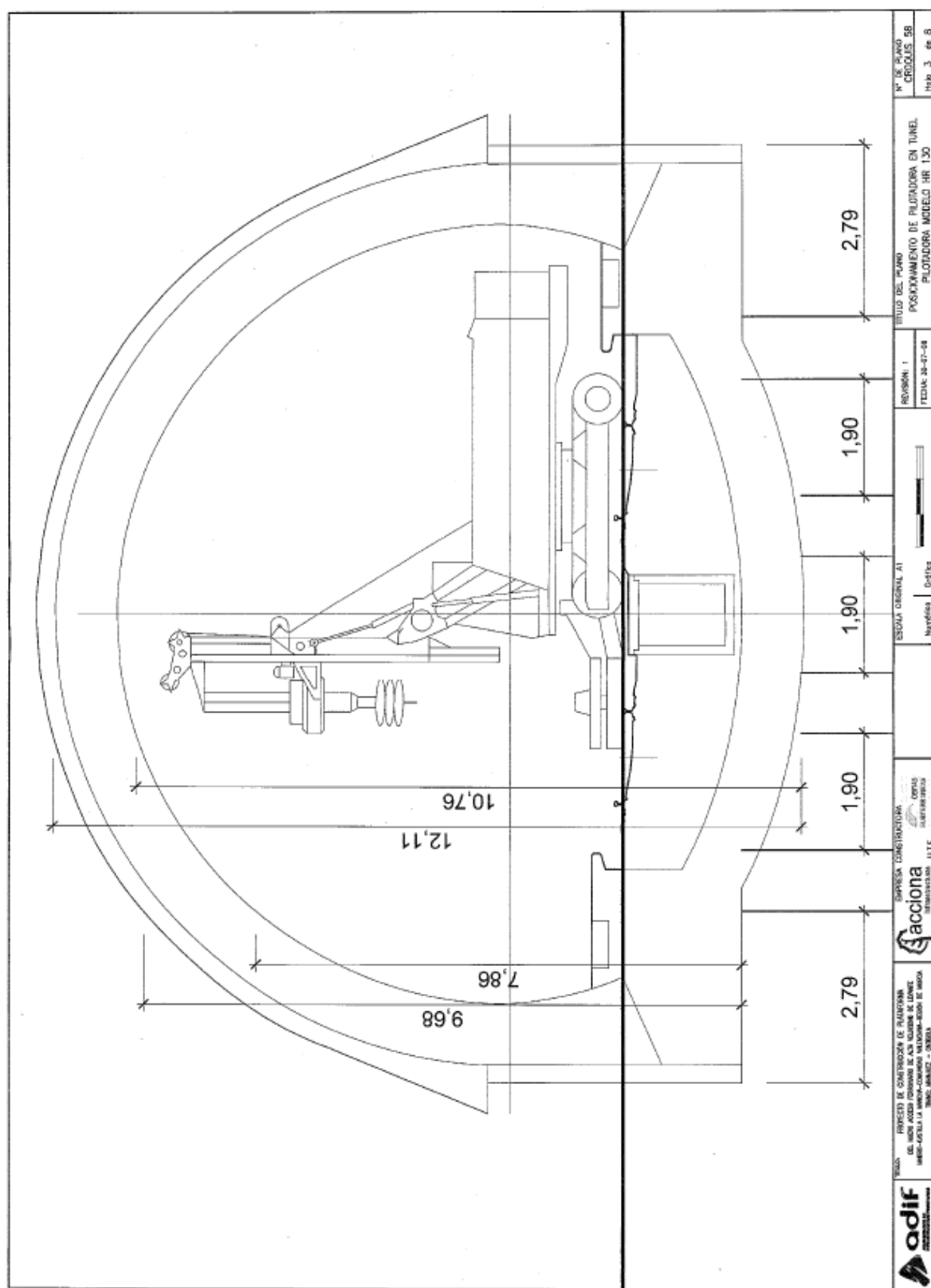
7. Croquis de la perforación de un pilote central con una pilotadora HR 260.



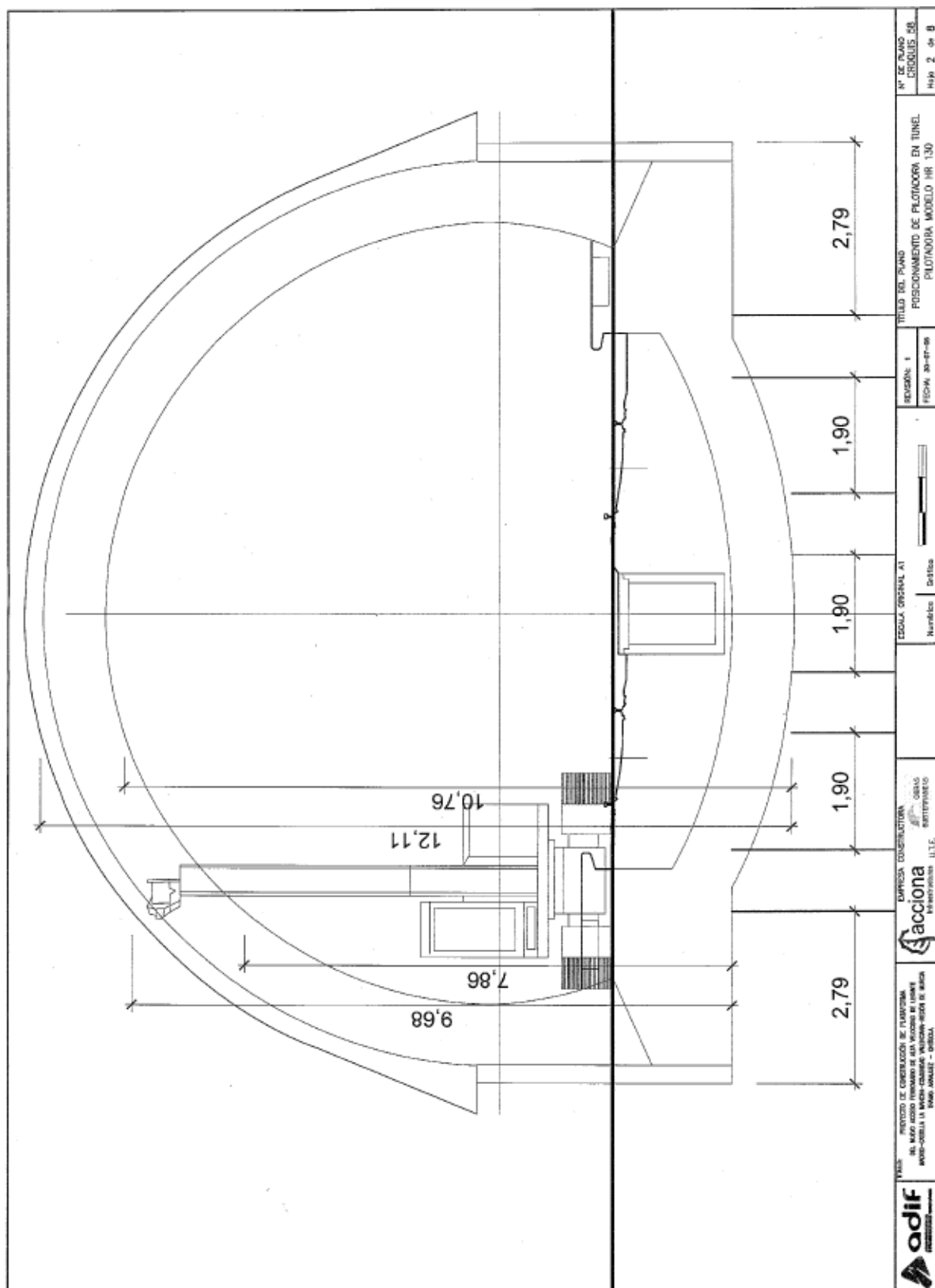
8. Croquis de la perforación de un pilote lateral con una pilotadora HR 260.



9. Croquis de la perforación de un pilote central con una pilotadora HR 130.



10. Croquis de la perforación de un pilote lateral con una pilotadora HR 130.



11.Hoja de características mecánicas de barras de GFRP.



MATEENBAR™
FIBERGLASS REBAR
STRONGER. LIGHTER. RUSTPROOF.

MATEENBAR Fiberglass Rebar is a stronger, lighter weight, rustproof concrete reinforcement designed to meet the codes and standards you trust, help you increase on-site productivity, and deliver more durable structures.

Product Advantages
Compared to Steel



STRONGER
• 2x stronger in tensile strength compared to the same size diameter



LIGHTER
• 4x lighter compared to the same size diameter



RUSTPROOF
• More durable structures



ENHANCED PRO EXPERIENCE
• Heat-free handling
• Not electrically conductive
• Low-Thermal Conductivity
• No thermal cycling impact

Code-Approved and
Proven Performance

MATERIAL STANDARDS

- MATEENBAR complies with ASTM D7957, CSA S807 material standards, and EAD 260023-00-030 (Pending CE marking approval).

RESIDENTIAL CONCRETE

- MATEENBAR can be used in residential concrete, including footings and foundation walls as designed using ACI 332 and ACI 440 design methodology.

STRUCTURAL CONCRETE

- MATEENBAR can be used in structural concrete using design codes such as ACI 440.11-22, AASHTO FRP Design Specifications 2018, AFGC 2023 guidelines and the CNR-DT 203/2006.

MASONRY

- MATEENBAR can be used with TMS 402/602-22 Appendix D as reinforcing for masonry walls.

Intended
Applications

RESIDENTIAL	CONCRETE REPAIR	COMMERCIAL/ INDUSTRIAL	TRANSPORTATION	MARINE	HIGH VOLTAGE & ELECTROMAGNETIC FIELDS
• Driveways • Sidewalks • Pool Decks • Basement Floors • Basement Walls • Footings • Concrete Masonry • ICF Construction	• Balconies • Tunnel Linings • Replacement of Corroded Rebar	• Parking Slabs • Warehouse Floors • Agricultural Slabs • Loading Docks • Architectural and Structural Precast • Truck Aprons • Pour Back Slabs	• Bridge Decks • Traffic Barriers • Civil Roadways • Soft-Eye for Tunnels	• Seawalls • Piles • Piers	• Light & Heavy Rail • MRI Rooms

Physical & Mechanical Properties

NOMINAL REBAR DIAMETER	LINEAR WEIGHT/LENGTH	MEASURED CROSS SECTIONAL AREA	CHARACTERISTIC SHORT-TERM TENSILE STRENGTH (f_{tk0})	CHARACTERISTIC ULTIMATE TENSILE FAILURE LOAD (F)	ULTIMATE TENSILE STRAIN (ϵ_R)	MODULUS OF ELASTICITY (E_f)	FIBER MASS CONTENT
mm	kg/m	mm ²	MPa	kN	%	GPa	%
6	0,0757	35	>1100	>39	>1, 5%	>50	>80
8	0,096	44	>1100	>49			
10	0,165	76	>1000	>83			
12	0,225	104	>1000	>104			
16	0,414	194	>1000	>206			
19	0,593	274	>850	>245			
22	0,776	362	>850	>313			
25	1,03	481	>850	>410			
32	1,603	758	>850	>663			
FIBER MASS CONTENT*	MOISTURE ABSORPTION IN 24 H at 50°C	MOISTURE ABSORPTION TO SATURATION AT 50°C	MEAN GLASS TRANSITION TEMPERATURE (DSC)*	MEAN APPARENT HORIZONTAL SHEAR*	MEAN TRANSVERSE SHEAR STRENGTH*	BOND STRENGTH	
%	%	%	°C	MPa	MPa	MPa	
≥80	≤0.2	<0,75	≥100	≥45	≥152	≥7,6	

Handling & Placement

- Handling and installation of MATEENBAR is the same as for steel bars, with a few notes and exceptions:
- Cutting: Do not shear fiberglass bars. Field-cut fiberglass bars using a fine-blade saw, grinder, and carborundum or diamond blade. Sealing the ends of fiberglass bars is not necessary.
 - Chairing: Place chairs at a spacing that ensures adequate concrete cover.
 - Tying: Use same tying methods as for steel rebar. Tie wire material based on contractor preference.
 - Concrete cover should be in accordance with the design guide standard adopted for the region or project. Generally, cover is equal to or greater than two bar diameters to avoid thermal reflective cracking.
 - Can easily be field-formed into large radius curves. See web pages for minimum field bend radius.
- As with any reinforcement placement, be sure to follow best practices in all phases of your concrete project, from planning to construction, including pouring, curing, joint cutting, and maintenance for optimal performance.

Packaging

NOMINAL REBAR DIAMETER	LINEAR WEIGHT/LENGTH	WEIGHT PER 6-METER BAR	NUMBER OF BARS PER MASTER BUNDLE	WEIGHT OF A MASTER BUNDLE	NUMBER OF BARS IN A FULL 40' CONTAINER
mm	kg/m	kg	#	kg	#
6	0,0757	0,45	500	227,1	55.000
8	0,096	0,58	500	288,0	43.000
10	0,165	0,99	500	495,0	25.000
12	0,225	1,35	250	337,5	18.500
16	0,414	2,48	200	496,0	10.000
19	0,593	3,56	100	356,0	7.000
22	0,776	4,66	100	466,0	5.300
25	1,03	6,18	50	309,0	4.000
32	1,603	9,62	50	481,0	2.550

Labeling & Certificates

Quality certificates are issued for each supply batch to ensure full traceability of the material. Production lot certificates, traceable by bar marks imprinted at intervals showing the bar diameter, stock order, and production date, are available upon request.

Storage

MATEENBAR is durable in outdoor environments with UV exposure for up to 3 months. Discoloration, fading, or chalking of the surface may occur due to oxidation or UV exposure. For extended outdoor exposure beyond 3 months, it is recommended to keep the bars in their packaging or cover them with a tarp.

European Owens Corning Fibreglas Sprl.
166 Chaussée de la Hulpe
B-1170 Brussels
Belgium
+32 3 674 8211

distributed by **solidian•kelteks**
Dr. Slavka Rozgaja
3 47000 Karlovac
Croatia
+385 47 693 300

This information and data contained herein is offered solely as a guide in the selection of product. We believe this information to be reliable but do not guarantee its applicability to the user's process or assume any responsibility or liability arising out of its use or performance. The user agrees to be responsible for thoroughly testing any application of the product to determine its suitability. Because of numerous factors affecting results, we make no warranty of any kind, express or implied, including those of merchantability and fitness for a particular purpose. Statements in this publication shall not be construed as representations or warranties or as inducements to infringe on any patent or violate any law, safety code, or insurance regulation. We reserve the right to modify this document without prior notice.

June 2024. © 2024 Owens Corning. All Rights Reserved.

12.Dimensionamiento a flexión de pilotes con barras de GFRP.

INFORME DE DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN
SECCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO CON BARRAS GFRP

No de páginas: 143		Producido por:			
					
01E	Primera edición	14.05.2026	C.M.M.		
Revisión	Razón de la revisión	Date	Created		

OBJETO

El presente documento tiene por objeto realizar el dimensionamiento a flexión de una sección de hormigón armado con armadura de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP), sometida a un momento flector mayorado de 2.500 kNm/m

NORMATIVA Y CRITERIOS CONSIDERADOS

Para el presente dimensionamiento se han considerado los siguientes documentos normativos y técnicos:

- Código Estructural (Real Decreto 470/2021).
- UNE-EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2).
- fib Bulletin 40: FRP Reinforcement in RC Structures.
- ACI 440.1R Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars.

El Código Estructural contempla en distintos apartados el empleo de materiales compuestos y productos poliméricos reforzados con fibras para aplicaciones estructurales, estableciendo criterios generales de durabilidad, compatibilidad y control de materiales.

En particular:

- el **Artículo 31** establece las bases generales de seguridad estructural;
- el **Artículo 43** define las características de los hormigones estructurales;
- el **Artículo 44** establece las propiedades de las armaduras;
- y el **Artículo 49** regula los estados límite últimos de secciones sometidas a solicitaciones normales.

Dado que las armaduras GFRP presentan un comportamiento mecánico distinto al acero convencional, se han adoptado adicionalmente criterios específicos derivados de ACI 440 y fib Bulletin 40 para:

- resistencia de cálculo;
- limitación de deformaciones;
- adherencia;
- anclajes;
- y solapes.

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGÓN

Se adopta un hormigón HA-30 conforme al Código Estructural.

Parámetro	Valor
Resistencia característica f_{ck}	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Coefficiente parcial	$\gamma_c = 1,50$
Resistencia de cálculo f_{cd}	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

ARMADURA GFRP

Las barras GFRP son materiales compuestos constituidos por:

- fibras de vidrio resistentes a tracción;
- embebidas en una matriz polimérica termoestable.

A diferencia del acero:

- no presentan plastificación;
- su comportamiento es lineal-elástico hasta rotura;
- poseen elevada resistencia a corrosión;
- y menor módulo elástico.

Se consideran barras comerciales de Ø25 mm y Ø32 mm.

Propiedades mecánicas adoptadas:

Parámetro	Valor
Resistencia característica f_{fk}	$f_{fk} = 1000 \text{ MPa}$
Coefficiente parcial	$\gamma_f = 1,50$
Resistencia de cálculo f_{fd}	$f_{fd} = 667 \text{ MPa}$
Módulo elástico	$E_f = 50 \text{ GPa}$

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN

Se considera una sección rectangular de:

Parámetro	Valor
Ancho	$b = 1,00 \text{ m}$
Canto total	$h = 1,00 \text{ m}$
Canto útil	$d = 0,93 \text{ m}$

El canto útil se ha estimado considerando:

- recubrimiento;
- diámetro de armadura;
- tolerancias constructivas.

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

El dimensionamiento se realiza conforme a:

- equilibrio de esfuerzos;
- compatibilidad de deformaciones;
- y teoría de secciones planas.

De acuerdo con el Artículo 49 del Código Estructural:

- la deformación del hormigón comprimido se limita;
- y la resistencia última se obtiene mediante equilibrio interno de la sección.

Para el bloque comprimido de hormigón se adopta el diagrama rectangular equivalente:

$$C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}$$

La tracción en la armadura GFRP se obtiene mediante:

$$T = A_f \cdot f_{fd}$$

Y el momento resistente:

$$M_{Rd} = T \cdot z$$

siendo:

$$z = d - 0,4x$$

DESARROLLO NUMÉRICO DEL CÁLCULO

MOMENTO DE CÁLCULO

$$M_{Ed} = 2500 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 2,5 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

Brazo mecánico

En una primera aproximación:

$$z \approx 0,85d$$

$$z = 0,85 \times 0,93$$

$$z = 0,79 \text{ m}$$

No obstante, considerando la elevada resistencia de la armadura GFRP y el reducido bloque comprimido esperado, se adopta:

$$z = 0,85 \text{ m} = 850 \text{ mm}$$

ARMADURA NECESARIA

La condición resistente es:

$$M_{Ed} = A_f \cdot f_{fd} \cdot z$$

Despejando:

$$A_f = \frac{M_{Ed}}{f_{fd} \cdot z}$$

Sustituyendo:

$$A_f = \frac{2,5 \times 10^9}{667 \times 850}$$

$$A_f = 4407 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Por tanto:

$$A_{f,nec} \approx 4400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

COMPROBACIÓN CON BARRAS COMERCIALES

SOLUCIÓN CON Ø25

Área barra:

$$A_{25} = 491 \text{ mm}^2$$

Número necesario:

$$n = \frac{4407}{491} = 8,97$$

Se adoptan:

$$9\text{Ø}25/\text{m}$$

Área total:

$$A_f = 4419 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Separación:

$$s = 111 \text{ mm}$$

Solución con Ø32

Área barra:

$$A_{32} = 804 \text{ mm}^2$$

Número necesario:

$$n = \frac{4407}{804} = 5,48$$

Se adoptan:

$$\boxed{6\phi 32/m}$$

Área total:

$$A_f = 4824 \text{ mm}^2/m$$

Separación:

$$s = 167 \text{ mm}$$

SOLAPES Y ANCLAJES

Las barras GFRP presentan características adherentes distintas al acero corrugado convencional.

Debido a:

- su menor rigidez transversal;
- ausencia de plastificación;
- y sensibilidad al arrancamiento,

las longitudes de anclaje requeridas son superiores a las habituales en acero.

CONSIDERACIONES SOBRE EL CORTANTE

En estructuras geotécnicas provisionales, pantallas o elementos similares, el empleo de armadura transversal GFRP resulta actualmente poco habitual debido a:

- dificultades de doblado;
- radios mínimos elevados;
- comportamiento frágil;
- y limitada disponibilidad comercial de estribos cerrados.

Por ello, en este tipo de soluciones suele adoptarse armadura longitudinal GFRP y armadura transversal convencional de acero. Normalmente se comprueba que el cortante sea resistido fundamentalmente por el hormigón.

Esta última solución puede resultar adecuada en elementos de gran canto donde las tensiones tangenciales sean moderadas.

CONSIDERACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

La estructura objeto del presente proyecto tiene un carácter estrictamente provisional, estando prevista su demolición o afección directa durante la ejecución posterior de la tuneladora correspondiente a las obras definitivas. Debido a ello, la vida útil de la actuación es reducida y limitada exclusivamente al periodo de montaje, utilización y desmontaje de la grada principal.

Por este motivo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se ha centrado fundamentalmente en garantizar la seguridad resistente de la solución adoptada, así como la estabilidad global del conjunto y el adecuado comportamiento geotécnico de las cimentaciones frente a las cargas transmitidas por la estructura auxiliar.

En consecuencia, no se han desarrollado comprobaciones específicas correspondientes a estados límite de servicio, tales como control detallado de flechas, deformaciones diferidas o limitación de fisuración, al considerarse que dichos fenómenos no resultan determinantes para una estructura temporal de estas características, sin requerimientos de durabilidad prolongada ni condicionantes funcionales asociados al confort o al aspecto estético.

Asimismo, la utilización de armaduras GFRP responde principalmente a criterios de compatibilidad con la futura excavación mecanizada, evitando la presencia de armaduras metálicas convencionales en las zonas potencialmente interceptadas por la tuneladora y facilitando, en su caso, la demolición o excavación posterior de los elementos ejecutados.

No obstante, las dimensiones adoptadas para la sección y las cuantías resistentes dispuestas proporcionan una rigidez suficiente para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura durante el periodo temporal de servicio previsto.

CONCLUSIÓN

Para una sección de:

- ancho 1,00 m,
- canto 1,00 m,
- hormigón HA-30,

sometida a:

$$M_{Ed} = 2500 \text{ kNm/m}$$

resulta necesaria una armadura mínima aproximada de:

$$A_f \approx 4400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se considera adecuada la disposición:

$$\boxed{6\varnothing 32 \text{ GFRP/m}}$$

por proporcionar cuantía suficiente; y tener una separación constructivamente razonable.