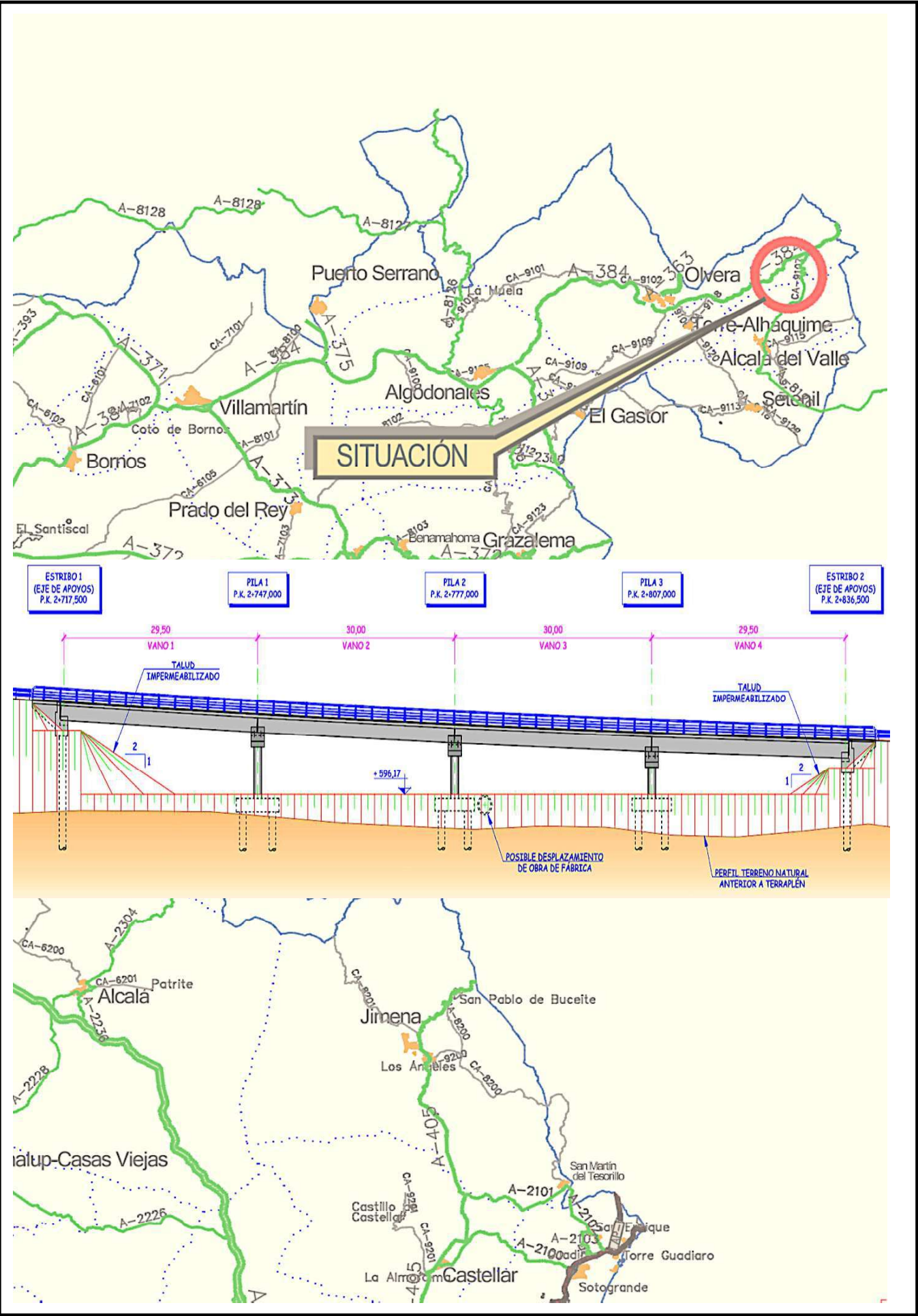




ANTEPROYECTO

TITULO: ANTEPROYECTO DEL NUEVO PUENTE EN LA CARRETERA A-384R1 p.k. 1+800 (CÁDIZ)	CLAVE: 03-CA-2529-AP
A-384 R1	PUNTOS KILOMETRICOS: 1+800
	PROVINCIA: CADIZ

INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO: ANTONIO MORA FERNANDEZ

PRESUPUESTO ESTIMADO..... 2.757.477,87 €
--

TOMO UNICO: DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS DOCUMENTO Nº 2. PLANOS DOCUMENTO Nº 3. PRESUPUESTO
--

MEMORIA

MEMORIA

INDICE

1. ANTECEDENTES

1.1. Antecedentes técnicos

2. OBJETO DEL PROYECTO Y SITUACIÓN ACTUAL

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1. Descripción general del proyecto

3.2. Cartografía y topografía

3.3. Geología, geotécnica y procedencia de materiales

3.3.1. Geología

3.3.2. Encuadre geológico local

3.3.2.1. Introducción

3.3.2.2. Estratigrafía (síntesis)

3.3.2.3. Tectónica (síntesis)

3.3.2.4. Geomorfología (síntesis)

3.3.2.5. Hidrogeología (síntesis)

3.3.2.6. Riesgos geológicos (síntesis)

3.3.2.7. Sismicidad

3.4. Climatología e hidrología

3.4.1. Climatología

3.4.2. Hidrología

3.5. Planeamiento y tráfico

3.5.1. Planeamiento

3.5.2. Tráfico

3.6. Trazado geométrico

3.6.1. Trazado en planta

3.6.2. Trazado en alzado

3.6.3. Coordinación planta–alzado y visibilidad

3.6.4. Sección tipo

3.7. Movimiento de tierras

3.7.1. Criterios generales

3.7.2. Excavaciones previstas

3.7.3. Aprovechamiento de materiales

3.7.4. Aporte de materiales externos

3.7.5. Balance de tierras

3.7.6. Procedencia de materiales y gestión de excedentes

3.7.6.1. Suelos y áridos: canteras y plantas de tratamiento de RCD

3.7.6.2. Vertederos de inertes y gestores autorizados

3.7.7. Consideraciones constructivas y ambientales

3.8. Firmes y pavimentos

3.8.1. Firme existente/proyectado en el tronco de la carretera A-384R1 (entorno de la actuación)

3.8.2. Firme de proyecto sobre el tablero del nuevo puente (p.k. 2+800 de la A-384R1)

3.9. Drenaje

3.9.1. Criterios de diseño

3.9.2. Alcance del drenaje proyectado

3.9.3. Drenaje del tablero del puente

3.9.4. Integración con el drenaje existente y control de afecciones

3.9.5. Estanqueidad y durabilidad

3.10. Estructuras

3.10.1. Descripción de la estructura

3.10.2. Bases de cálculo

3.10.3. Normativa utilizada

3.10.4. Programas informáticos empleados

3.10.5. Materiales, coeficientes de seguridad y recubrimientos

3.10.6. Acciones de cálculo y combinación de acciones

3.10.7. Cálculo del tablero

3.10.7.1. Modelo de cálculo

3.10.7.2. Comprobaciones tensionales en vigas (ELS)

3.10.7.3. Comprobaciones de las vigas en Estados Límite Últimos

3.10.7.4. Cálculo de la losa de compresión

3.10.8. Modelo de cálculo de la subestructura

3.10.9. Cálculo de los aparatos de apoyo y juntas de calzada

3.10.10. Cálculo de pilas

3.10.11. Cálculo de estribos

3.10.12. Prueba de carga

3.11. Estudio ambiental y medidas correctoras

3.12. Reposición de servicios afectados

3.13. Soluciones propuestas al tráfico

3.14. Señalización, balizamiento y defensas

3.15. Tramitación ambiental

3.16. Expropiaciones

3.17. Programación de las obras

3.18. Clasificación del contratista

3.19. Fórmula de revisión de precios

3.20. Plan de control de calidad y valoración de ensayos

3.21. Gestión de residuos

3.22. Coordinación con otros Organismos

3.23. Justificación de precios

4. PRESUPUESTO

4.1. Presupuesto estimado

4.2. Presupuesto para conocimiento de la Administración

5. DOCUMENTOS QUE COMPONEN EL PROYECTO CONSTRUCTIVO

6. LEGISLACIÓN Y NORMATIVA VIGENTE UTILIZADA EN LA REDACCIÓN DEL PROYECTO

7. DECLARACIÓN DE OBRA COMPLETA

1.- ANTECEDENTES

El objeto de este documento es la definición y valoración estimativa de las obras correspondientes al “ANTEPROYECTO DEL NUEVO PUENTE EN LA CARRETERA A-384R1 p.k. 1+800 (CÁDIZ)”, que se desarrolla en el entorno comprendido aproximadamente entre los p.k. 1+716 y 1+840, sobre una infraestructura existente que presenta afecciones de carácter geotécnico e hidráulico y que requiere la ejecución de una nueva estructura para garantizar la funcionalidad y seguridad del trazado.

Todos los antecedentes administrativos y técnicos se desarrollan en los anejos correspondientes de este documento.

1.1.- Antecedentes técnicos

Desde el punto de vista técnico, el presente anteproyecto se justifica por la necesidad de resolver los procesos de inestabilidad detectados en el nuevo acceso a Alcalá del Valle, derivados de la problemática geotécnica de la zona y de la presencia de afecciones al drenaje que han comprometido el comportamiento de la plataforma y, en particular, de los terraplenes en el entorno del P.K. 1+780.

Durante la fase inicial de ejecución del “Nuevo Acceso a Alcalá del Valle desde la A-384. Fase I”, una vez expropiados los terrenos y con posibilidad de realizar investigación “en traza”, se ejecutó un estudio geotécnico intensivo que detectó una falla del terreno no identificada con anterioridad (por imposibilidad de acceso a fincas en la fase de proyecto), circunstancia que motivó la suspensión total de las obras y la necesidad de desarrollar un Proyecto específico de Cimentaciones para el tramo PK 1+140 – PK 2+930, con caracterización y recomendaciones de especialista.

Tras la puesta en servicio del acceso (31/05/2023), los episodios meteorológicos extraordinarios de marzo de 2024 y marzo de 2025 generaron/agravaron procesos de inestabilidad, con daños significativos en el terraplén del P.K. 1+780, situación agravada tras el último tren de borrascas del pasado mes de febrero. La repetición del fallo tras la segunda DANA, y los resultados de la auscultación e inspecciones posteriores, apuntan a una surgencia activa o reactivada en el entorno del apoyo del terraplén en media ladera, comprometiendo la capacidad portante del terreno y la estabilidad global del relleno.

En este contexto, la solución técnica que motiva el presente proyecto consiste en evitar el apoyo de la infraestructura sobre el ámbito geotécnicamente desfavorable, proyectando una solución estructural tipo puente que salve íntegramente la zona afectada, conectando tramos con condiciones más estables y garantizando la seguridad y continuidad de la explotación viaria.

2.- OBJETO DEL PROYECTO Y SITUACIÓN ACTUAL

El objeto del presente anteproyecto es predimensionar, las obras necesarias para la ejecución de un nuevo puente en la carretera A-384R1, en el entorno del p.k. 1+800, con el fin de resolver de forma definitiva los problemas de inestabilidad geotécnica y afecciones al drenaje existentes en dicho tramo, garantizando la seguridad estructural, la funcionalidad de la vía y la continuidad del servicio viario.

La actuación se localiza aproximadamente entre los p.k. 1+716 y 1+840, en el tramo correspondiente al nuevo acceso a Alcalá del Valle, y sustituye la solución basada en terraplén existente por una solución estructural tipo puente, que permite salvar el ámbito geotécnicamente desfavorable identificado en fases anteriores.

Es necesario aclarar que en el presente anteproyecto existe una discrepancia en el punto kilométrico de actuación tomado en el Documento N.º 2 Planos (P.K. 2+800) respecto al resto de documentos (PK. 1+800). Esta variación se debe a que en la redacción del presente anteproyecto se ha tomado como P.K. 0+000 el situado conforme al Catálogo de Carreteras de Andalucía en la intersección con la carretera A-384. No obstante, en los planos se ha tomado como P.K. 0+000 el tomado en la obra “Terminación del Nuevo Acceso de Alcalá del Valle”, situado en el extremo más próximo a la localidad de Alcalá del Valle, ubicándose en este caso la nueva estructura en el entorno del antiguo P.K. 2+800 coincidiendo con el actual P.K. 1+800.

Desde el punto de vista técnico, el anteproyecto se fundamenta en la solución seleccionada a partir de los estudios e informes específicos realizados tras los episodios de inestabilidad detectados, y en particular tras los daños producidos como consecuencia de los episodios meteorológicos extraordinarios (DANAs) de marzo de 2024 y marzo de 2025, que provocaron el colapso parcial del terraplén en el entorno del p.k. 1+780.

La solución adoptada se apoya en los estudios geotécnicos y estructurales desarrollados por técnicos especializados, que han puesto de manifiesto la existencia de condiciones del terreno incompatibles con una solución en terraplén convencional, debido a la presencia de materiales de baja capacidad portante y a la aparición o reactivación de surgencias de agua en media ladera. En consecuencia, se descarta la reconstrucción del terraplén y se opta por una solución que elimina el apoyo directo de la infraestructura sobre el terreno inestable, trasladando las cargas a apoyos profundos ubicados en zonas con mejores condiciones geotécnicas.

La situación actual del tramo se caracteriza por la interrupción del servicio viario, con la carretera cortada al tráfico, siendo necesario definir una solución estructural definitiva que permita la reapertura del acceso en condiciones adecuadas de seguridad y durabilidad, minimizando al mismo tiempo las afecciones futuras derivadas de la dinámica geotécnica e hidrológica del entorno.

El presente anteproyecto predimensiona la solución adoptada, aportando la definición geométrica y estructural del nuevo puente, sus cimentaciones, las actuaciones de movimiento de tierras asociadas, el drenaje, la reposición de firmes, la señalización, la integración ambiental y el resto de obras complementarias necesarias para su correcta ejecución y puesta en servicio.

3.- DESCRIPCIÓN DEL ANTEPROYECTO

3.1.- Descripción general del anteproyecto

A la vista de los antecedentes técnicos, de los estudios geotécnicos disponibles y de los informes específicos elaborados tras los episodios de inestabilidad detectados en el entorno del p.k. 1+780 de la carretera A-384R1, se concluye que la solución basada en terraplén resulta incompatible con las condiciones del terreno, debido a la presencia de materiales de baja capacidad portante y a la aparición o reactivación de surgencias de agua en media ladera, que comprometen la estabilidad global de la infraestructura.

En particular, se ha constatado que los procesos de deformación y colapso afectan al relleno del terraplén existente, cuya estabilidad se ve condicionada tanto por la geometría en ladera como por la dinámica hidrogeológica del entorno, lo que ha motivado el fallo reiterado de la solución adoptada tras episodios meteorológicos extraordinarios.

En consecuencia, el anteproyecto predimensiona como solución técnica la ejecución de una nueva estructura tipo puente, que permite salvar íntegramente la zona geotécnicamente desfavorable, evitando el apoyo directo de la

infraestructura sobre el terreno inestable y garantizando la transmisión de cargas a estratos con mejores condiciones resistentes mediante cimentaciones profundas.

De forma general, el anteproyecto contempla las siguientes actuaciones principales:

- Ejecución de un nuevo puente en el entorno del p.k. 1+800, con una tipología estructural adecuada a las condiciones geométricas y funcionales de la traza existente.
- Disposición de estribos y pilas cimentados mediante cimentaciones profundas, predimensionadas de acuerdo con las recomendaciones geotécnicas y estructurales específicas del emplazamiento.
- Adaptación del trazado y rasante de la carretera en los tramos de acceso al puente, asegurando la continuidad geométrica con la plataforma existente.
- Ejecución de los movimientos de tierras estrictamente necesarios para la implantación de la estructura y sus accesos, minimizando las afecciones al entorno.
- Definición de un sistema de drenaje adecuado, tanto superficial como profundo, que garantice la correcta evacuación de aguas y evite la acumulación de presiones intersticiales en el terreno.
- Reposición de firmes, señalización, balizamiento y defensas, así como las actuaciones de integración ambiental necesarias para la correcta puesta en servicio de la infraestructura.

La solución adoptada permite resolver de manera estructural y duradera la problemática existente, incrementando la seguridad, fiabilidad y resiliencia de la carretera frente a futuros episodios de carácter extraordinario, y asegurando la explotación del nuevo acceso a Alcalá del Valle en condiciones adecuadas de servicio.

3.2.- Cartografía y topografía

La cartografía y la información topográfica empleadas para la redacción del Anteproyecto del nuevo puente en la carretera A-384R1 proceden íntegramente de la documentación generada en el marco del Proyecto de Terminación del nuevo acceso a Alcalá del Valle. Fase I, manteniéndose los mismos criterios de obtención, tratamiento y referencia de la información planimétrica y altimétrica.

La cartografía de base tiene su origen en un vuelo fotogramétrico digital con tamaño de píxel en terreno del orden de 0,10 m (GSD 10 cm), posteriormente restituído a escala 1:1.000, y sirve de soporte para la definición del eje, rasante y modelización de la topografía existente. Para el presente anteproyecto se ha utilizado exclusivamente la cartografía correspondiente al entorno inmediato del puente, comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la A-384R1, recortada del conjunto general.

Toda la información topográfica se encuentra referida al Sistema de Referencia ETRS-89, proyectado en coordenadas UTM huso 30, adoptándose como referencia altimétrica la Red de Nivelación de Alta Precisión del Instituto Geográfico Nacional (IGN). Estos sistemas constituyen el marco único de trabajo para la definición geométrica y el replanteo de las obras.

Para el replanteo del nuevo puente se adopta íntegramente la red de bases de replanteo existente implantada en el proyecto del nuevo acceso a Alcalá del Valle, identificada como BR-01 a BR-30, sin introducir modificaciones ni nuevas bases. En el ámbito del puente se utilizan como bases principales las BR-22 y BR-23, por su adecuada ubicación respecto a la traza y a la estructura proyectada.

El detalle de los trabajos de cartografía y topografía, así como la descripción completa de la red de bases, metodología y precisiones alcanzadas, se desarrolla en el Anejo nº 3 – Cartografía y Topografía del presente proyecto.

3.3.- Geología, geotécnica y procedencia de materiales

3.3.1.- Geología

Desde el punto de vista geológico regional, el ámbito de la actuación correspondiente con el nuevo puente en la carretera A-384R1 se sitúa en el sector central de las Zonas Externas de las Cordilleras Béticas, configuradas fundamentalmente por materiales del dominio Subbético, junto con la presencia local de rellenos postorogénicos de desarrollo limitado.

La Cordillera Bética constituye un amplio orógeno alpino de dirección general OSO–ENE, que se extiende desde el Golfo de Cádiz hasta el litoral mediterráneo oriental. Desde el punto de vista geodinámico, representa el resultado de la convergencia entre las placas Ibérica y Africana durante el Cenozoico, enlazando estructuralmente hacia el oeste con la cordillera Rifeña a través del arco de Gibraltar y prolongándose hacia el noreste hasta las Islas Baleares.

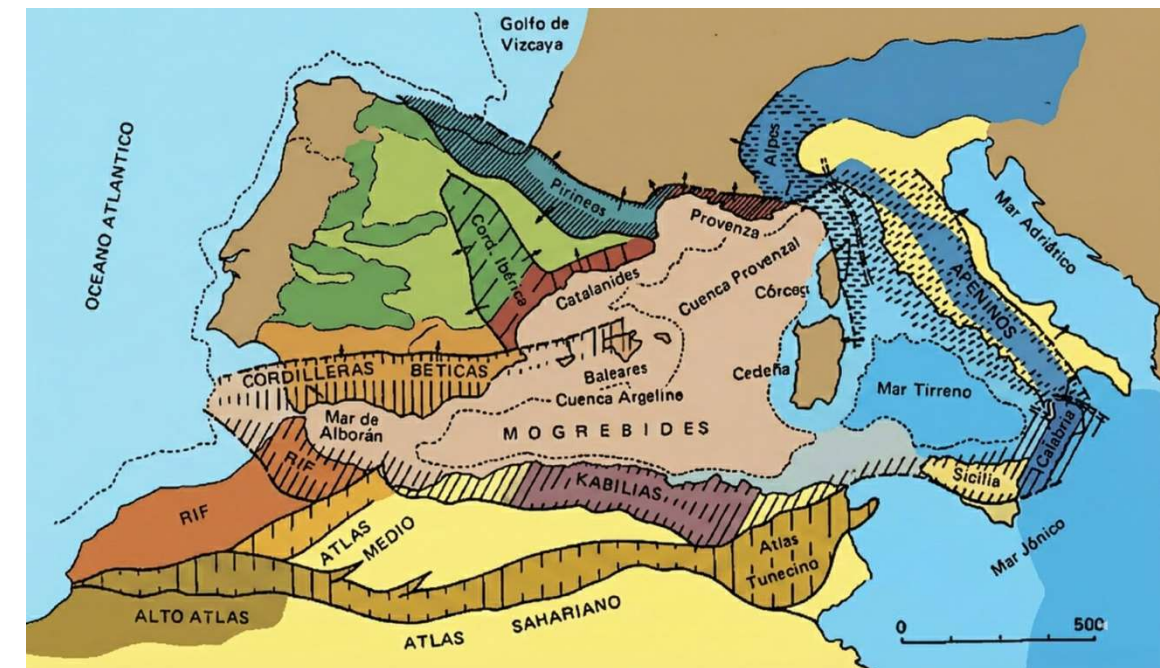


Figura 1.- Cadenas alpinas del Mediterráneo Occidental
(Fuente: Comba, J.A., coord. (1983) *Geología de España (Libro Jubilar J.M. Ríos)*, 2 vols.; I.T.G.E., 656+752)

En este contexto regional se diferencian, de forma general, dos grandes dominios: las Zonas Externas, formadas por materiales mesozoicos correspondientes al antiguo margen continental de la placa Ibérica, y las Zonas Internas, situadas en el núcleo del arco bético y asociadas paleogeográficamente a dominios de afinidad africana. Ambos conjuntos presentan continuidad estructural con los dominios mogrebíes del norte de África, si bien con diferencias significativas en su evolución tectónica y litológica.

Las Zonas Externas se subdividen a su vez en los dominios Prebético y Subbético, siendo este último el que domina en el ámbito del anteproyecto. El Subbético se caracteriza por una potente serie mesozoica, con predominio de materiales carbonatados y margosos, afectada por una tectónica de pliegues y cabalgamientos de bajo ángulo, con un estilo estructural próximo al denominado *thin skinned* y una vergencia general hacia el NNO.

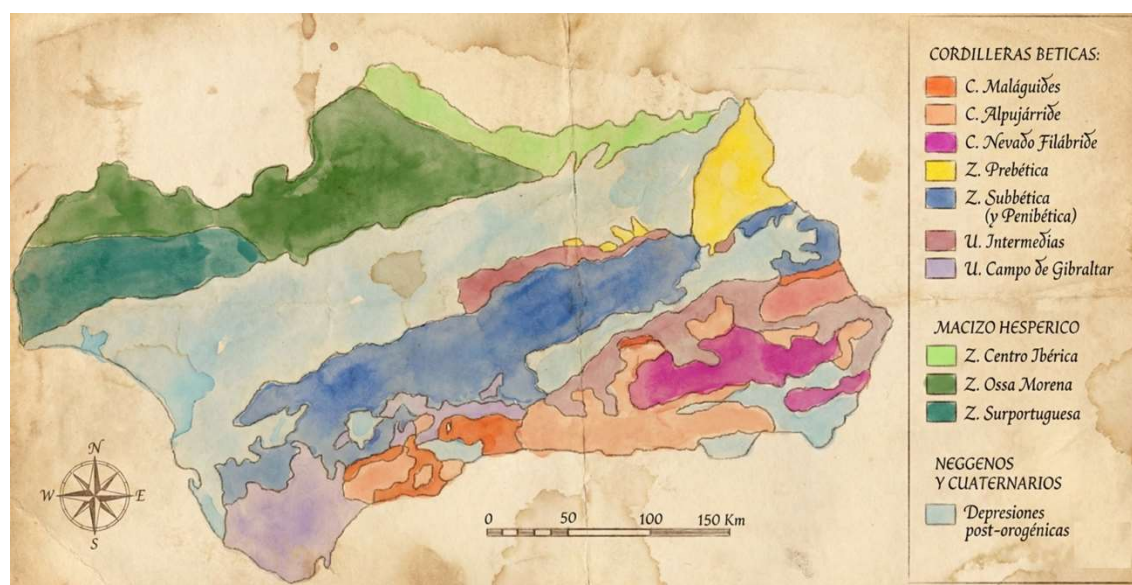


Figura 2.- Grandes unidades tectónicas de la Cordillera Bética y áreas adyacentes (Fuente: Propia)

Este encuadre geológico regional explica la complejidad litoestructural del área, así como la presencia de materiales con comportamiento geotécnico contrastado, circunstancia que resulta determinante en la génesis de los procesos de inestabilidad observados y en la definición de la solución estructural adoptada en el presente anteproyecto.

El encuadre geológico local, la estratigrafía detallada, la tectónica, la geomorfología, la hidrogeología y los riesgos geológicos asociados se desarrollan en el apartado 3.3.2 y en los anejos específicos del anteproyecto.

Subbética Media y rellenos postorogénicos, situándose al sur de la misma materiales pertenecientes a facies de zonas más meridionales del esquema de zonas referido.

3.3.2.- Encuadre geológico local

3.3.2.1.- Introducción

El ámbito del nuevo puente en la carretera A-384R1 (p.k. 1+800) se localiza en el sector nororiental de la Sierra de Cádiz, dentro del dominio del Subbético Externo de las Cordilleras Béticas, en una zona de transición entre las Sierras Subbéticas y la Depresión de Ronda. El relieve es moderado, con lomas suaves y valles amplios, y presenta una morfología ondulada característica de este dominio estructural.

El elemento geomorfológico más relevante para la actuación es el arroyo del Valle, cuyo encajamiento transversal respecto a la traza condiciona el emplazamiento del puente y se encuentra directamente relacionado con la problemática de inestabilidad detectada en el terraplén existente.

3.3.2.2.- Estratigrafía (síntesis)

En el entorno inmediato del p.k. 1+800 afloran, de base a techo, los siguientes conjuntos estratigráficos:

- U-46 – Cretácico Superior: margocalizas y calizas margosas que constituyen el basamento rocoso competente del área.

- U-50 – Mioceno inferior-medio: margas y arcillas, de comportamiento plástico y desfavorable, que recubren parcialmente al basamento en laderas.
- U-55 – Cuaternario reciente: depósitos aluviales asociados al arroyo del Valle, formados por gravas, arenas y limos, de escasa potencia y elevada saturabilidad.

La alternancia de estos materiales condiciona el comportamiento geotécnico del tramo, especialmente en relación con la estabilidad de laderas y rellenos y con la respuesta frente a la acción del agua.

3.3.2.3.- Tectónica (síntesis)

Desde el punto de vista tectónico, el ámbito del proyecto se encuadra íntegramente en el Subbético Externo, según la cartografía MAGNA 1:50.000 (Hoja 1037 – Olvera, IGME), sin afloramiento de Zonas Internas en el área considerada.

La estructura regional se caracteriza por pliegues amplios de dirección general NE-SO, con buzamientos suaves (del orden de 10-20°) en los materiales cretácicos. Sobre estos apoyan los depósitos miocenos con basculamiento leve, mientras que los aluviales cuaternarios se disponen prácticamente horizontales. La fracturación es moderada y no se identifican indicios de tectónica activa en superficie en el entorno inmediato del emplazamiento.

3.3.2.4.- Geomorfología (síntesis)

El relieve del entorno responde a un modelado fluvial-estructural, controlado por la alternancia de materiales competentes (calizas y margocalizas) y materiales margosos y aluviales más erosionables. Se distinguen lomas suaves sobre el basamento carbonatado y valles amplios desarrollados sobre margas miocenas.

El arroyo del Valle, de régimen pluvio-mediterráneo, presenta una dinámica erosiva estacional significativa, con capacidad de encajamiento y socavación en los materiales blandos del fondo de valle, circunstancia que ha influido en la evolución geomorfológica del entorno y en la estabilidad de la infraestructura existente.

3.3.2.5.- Hidrogeología (síntesis)

A escala local coexisten tres dominios hidrogeológicos principales:

- Un dominio carbonatado fisurado (U-46), con permeabilidad secundaria asociada a fracturación.
- Un dominio margoso (U-50), de baja permeabilidad efectiva, que actúa como acuitardo y favorece la aparición de rezumes o surgencias puntuales.
- Un dominio aluvial somero (U-55), conectado hidráulicamente con el cauce del arroyo del Valle y con nivel de saturación variable de carácter estacional.

Estas condiciones hidrogeológicas influyen de forma directa en el comportamiento mecánico del terreno y justifican la adopción de medidas específicas de drenaje y protección frente al agua.

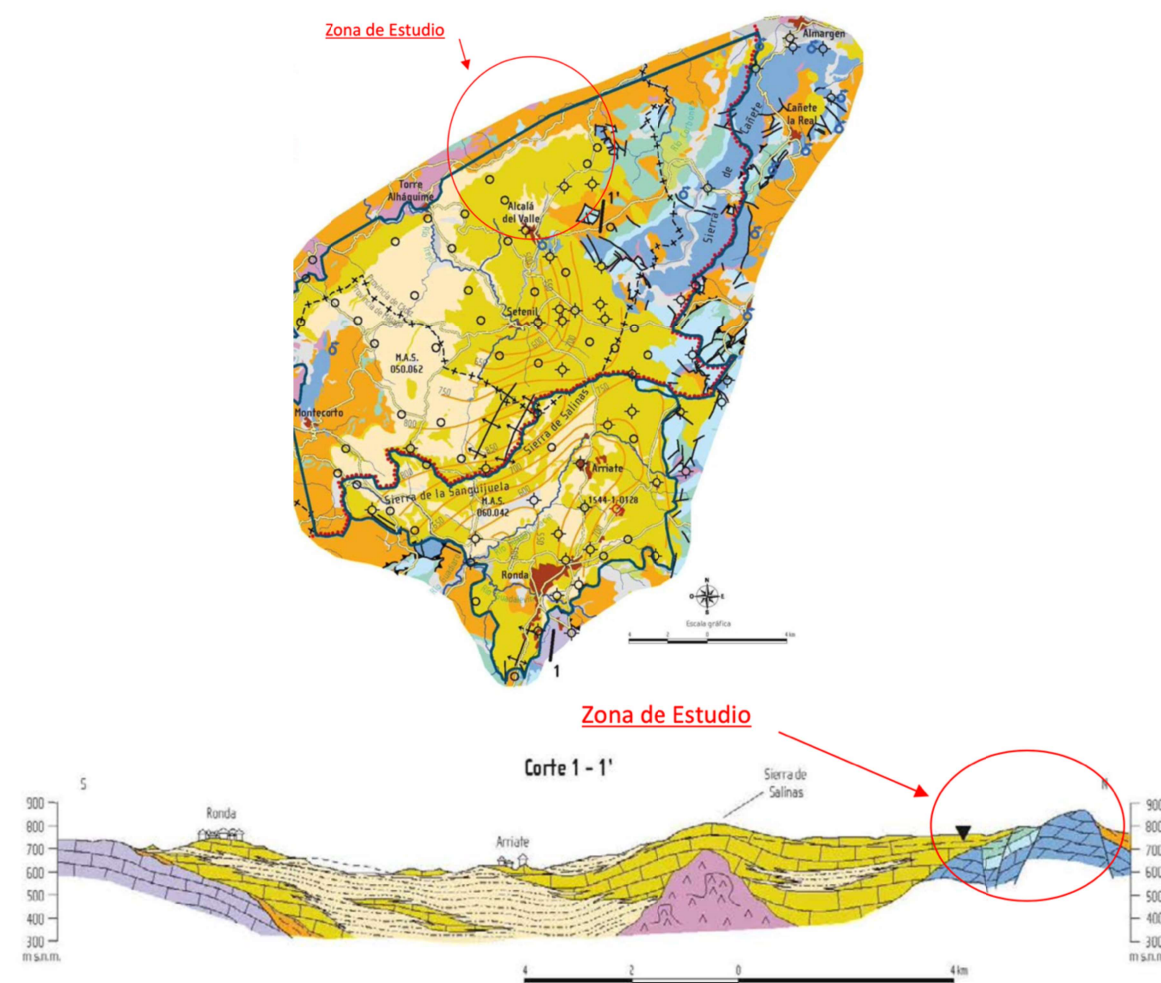


Figura 3.- Mapa hidrogeológico

3.3.2.6.- Riesgos geológicos (síntesis)

Los principales riesgos geológicos identificados en el ámbito de la actuación se asocian a:

- Inestabilidad de laderas y rellenos sobre materiales margosos (U-50), con susceptibilidad a deformaciones y deslizamientos superficiales.
- Suelos blandos y saturables en los depósitos aluviales del fondo de valle (U-55), con baja capacidad portante.
- Erosión y socavación fluvial vinculadas al arroyo del Valle, especialmente durante episodios de avenida.

Estos factores han sido determinantes en la definición de la solución estructural adoptada.

3.3.2.7.- Sismicidad

El emplazamiento del anteproyecto se sitúa en una zona de peligrosidad sísmica moderada, correspondiéndole una aceleración sísmica básica de referencia del orden de $a_b \approx 0,08$ g para el término municipal de Alcalá del Valle (Cádiz), conforme a la NCSP-07.

La definición de la acción sísmica y su consideración en el dimensionamiento de la estructura y de sus cimentaciones se desarrolla en el Anejo nº 5 – Efectos Sísmicos, de acuerdo con la normativa vigente y los criterios específicos aplicables a puentes.

3.4.- Climatología e hidrología

El estudio climatológico e hidrológico del ámbito del anteproyecto se ha desarrollado con el fin de caracterizar las condiciones ambientales que condicionan el diseño del nuevo puente en la A-384R1 (p.k. 1+800) y de los elementos asociados, así como de definir los parámetros necesarios para el predimensionamiento de las obras de drenaje, la protección frente a la erosión y la planificación de la ejecución de las obras.

En particular, el análisis permite: (i) establecer la caracterización climática de la zona y los condicionantes de ejecución; (ii) determinar las precipitaciones máximas asociadas a distintos periodos de retorno; y (iii) obtener los caudales de cálculo y condiciones hidrológicas de las cuencas vertientes que confluyen en el entorno del cruce del arroyo del Valle. El desarrollo completo, con series de datos, metodología y resultados detallados, se recoge en el Anejo nº 6 – Climatología e Hidrología.

3.4.1.- Climatología

El ámbito del anteproyecto se encuadra dentro de un clima mediterráneo de interior, condicionado por la latitud, la altitud y la distancia al litoral. Estas características se traducen en veranos calurosos y secos e inviernos moderadamente fríos, con una marcada estacionalidad tanto térmica como pluviométrica.

La temperatura media anual es moderada, con una amplitud térmica anual apreciable, propia de zonas interiores de media altitud. Durante los meses invernales pueden registrarse episodios puntuales de heladas, mientras que en el periodo estival predominan condiciones de elevada insolación y ausencia prolongada de precipitaciones.

DIAGRAMA OMBROTÉRMICO DE WALTER GAUSSEN OLIVA DE LA FRONTERA "ERMITA"

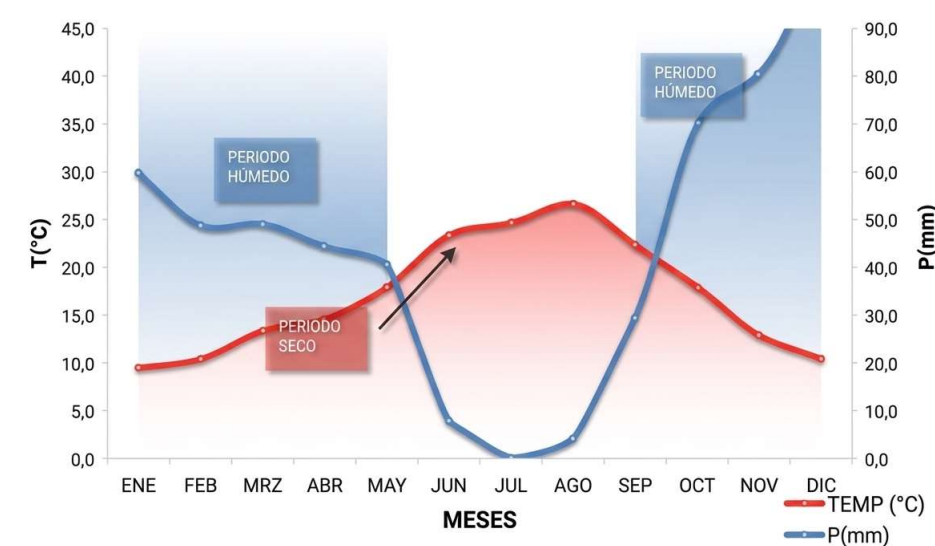


Figura 4.- Diagrama ombrotérmico de la zona de actuación

El régimen de precipitaciones es típicamente mediterráneo, con una distribución irregular a lo largo del año, concentrándose la mayor parte de la lluvia en los meses de otoño e invierno, y presentando valores muy reducidos durante el verano. Esta irregularidad pluviométrica implica la posibilidad de episodios de lluvia intensa de corta duración, que resultan especialmente relevantes desde el punto de vista hidrológico y para la estabilidad del terreno.

Para la caracterización climática de la zona se han analizado series históricas de datos procedentes de estaciones meteorológicas representativas del entorno, obteniéndose los parámetros necesarios para la clasificación climática del área y para la estimación de días laborables y condicionantes de ejecución de las distintas unidades de obra.

El análisis detallado de las variables climatológicas, así como los valores estadísticos empleados y su tratamiento, se recogen de forma completa en el Anejo nº 6 – Climatología e Hidrología, al que se remite expresamente.

3.4.2.- Hidrología

Desde el punto de vista hidrológico, el anteproyecto se encuentra condicionado por la presencia del arroyo del Valle, que drena la cuenca vertiente en la que se localiza el nuevo puente y conecta con el sistema del Guadalporcún. Se trata de un régimen pluvio-mediterráneo, con caudales bajos durante gran parte del año y avenidas rápidas asociadas a episodios de precipitaciones intensas, principalmente en otoño e invierno.

Para el diseño hidráulico del cruce y de las obras de drenaje asociadas se han determinado las precipitaciones máximas diarias y los caudales punta para distintos periodos de retorno, conforme a los criterios habituales aplicables al drenaje de carreteras. Asimismo, se ha realizado la delimitación de cuencas, la caracterización básica de las áreas vertientes y la estimación de caudales de avenida, que sirven de base para:

- la verificación hidráulica del paso bajo la estructura,
- el dimensionamiento de los elementos de drenaje superficial y de concentración/evacuación de escorrentías en accesos,
- y la definición de medidas de protección frente a erosión y socavación en el entorno del cauce y márgenes.

La caracterización hidrológica y pluviométrica resulta especialmente relevante en esta actuación, dado que la dinámica de escorrentía y los procesos de saturación han influido en la problemática detectada en el terraplén existente. Por ello, el anteproyecto incorpora criterios de drenaje y protección coherentes con el régimen de avenidas y con la interacción agua-terreno en el entorno del arroyo del Valle.

El desarrollo detallado de los cálculos y resultados hidrológicos se incluye en el Anejo nº 6 – Climatología e Hidrología, al que se remite expresamente.

3.5.- Planeamiento y tráfico

El análisis de planeamiento y tráfico del ámbito de actuación se desarrolla en el Anejo nº 7 – Planeamiento y Tráfico, del que se recoge a continuación una síntesis a efectos de Memoria.

3.5.1.- Planeamiento

La actuación se integra en el corredor viario existente del nuevo acceso a Alcalá del Valle, manteniendo la traza general prevista y sin introducir modificaciones sustanciales en la ordenación del territorio. El ámbito afectado discurre por suelos clasificados como Suelo No Urbanizable, resultando compatible la implantación de la infraestructura viaria conforme al planeamiento municipal vigente y a la normativa autonómica aplicable.

La sustitución del terraplén inicialmente previsto por la ejecución de un puente en el entorno del p.k. 1+800 responde a condicionantes geotécnicos y de estabilidad del terreno, mejorando la seguridad de la infraestructura y reduciendo afecciones sobre el relieve, sin implicar alteraciones del planeamiento urbanístico ni la necesidad de instrumentos de ordenación adicionales.

3.5.2.- Tráfico

La caracterización del tráfico se ha realizado a partir de los datos de aforo disponibles en las carreteras del entorno, fundamentalmente en la A-384 y en los accesos existentes a Alcalá del Valle, obteniéndose valores representativos de Intensidad Media Diaria (IMD) y porcentaje de vehículos pesados para el dimensionamiento de la infraestructura.

Con los valores adoptados se obtiene una IMD del orden de 570 veh/día, con un porcentaje de pesados aproximado del 11–12 %, lo que permite clasificar el tráfico dentro de la categoría T4A, conforme a la normativa vigente para el diseño de firmes. El tráfico de proyecto se considera uniforme a lo largo del trazado, incluida la zona del nuevo puente, al no preverse redistribuciones significativas de la demanda como consecuencia de la actuación.

El desarrollo completo del estudio de tráfico, así como los criterios de cálculo y los valores adoptados, se recogen en el Anejo nº 7 – Planeamiento y Tráfico.

3.6.- Trazado geométrico

El trazado geométrico de la actuación se corresponde con el definido en el proyecto original de la carretera A-384R1, manteniéndose íntegramente los parámetros de planta, alzado y sección tipo en el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 2+140, ámbito en el que se localiza el nuevo puente predimensionado.

La solución adoptada no introduce modificaciones en la geometría de la carretera, de modo que el eje viario existente pasa a apoyarse, en el tramo afectado por problemas geotécnicos e hidrológicos, sobre una estructura de puente que sustituye al actual terraplén, eliminando así la influencia del terreno de baja capacidad portante y de las surgencias de agua existentes bajo la calzada.

Trazado en planta

En planta, el eje mantiene la alineación definida en el proyecto inicial, conservando las mismas curvas circulares y clotoideas de transición, sin introducir nuevos radios ni alteraciones geométricas. El tramo del puente se inscribe sobre el eje existente, garantizando la continuidad del trazado y una correcta integración funcional de la estructura en el itinerario de la carretera A-384R1.

La velocidad de proyecto considerada es de **60 km/h**, conforme a la Norma 3.1-IC «Trazado», cumpliéndose los criterios normativos de radios mínimos, transiciones y coordinación con el alzado.

Trazado en alzado

En alzado, la rasante se mantiene sin variación respecto a la definida inicialmente, conservando las pendientes y acuerdos verticales proyectados. El tablero del puente se adapta a dicha rasante, asegurando una transición suave entre los tramos de acceso y la estructura, sin discontinuidades geométricas ni alteraciones perceptibles para el usuario.

Las pendientes adoptadas se encuentran dentro de los límites establecidos por la Norma 3.1-IC para carreteras convencionales, considerando las condiciones orográficas del entorno y la intensidad de tráfico existente.

Coordinación planta–alzado y visibilidad

La coordinación entre planta y alzado resulta adecuada en todo el ámbito de actuación, no generándose situaciones desfavorables desde el punto de vista de la percepción del trazado ni de la seguridad vial. Al mantenerse inalterados los parámetros geométricos, las condiciones de visibilidad de parada y adelantamiento son las mismas que las ya verificadas en el proyecto original, cumpliéndose los requisitos normativos para la velocidad de proyecto adoptada.

Sección tipo

La sección tipo de la carretera A-384R1 se mantiene sin modificaciones, tanto en los tramos de acceso como sobre el nuevo puente. El tablero se diseña para alojar la sección funcional existente —dos carriles de 3,00 m, arcenes y bermas—, incorporando únicamente los elementos propios de la estructura (pretils y sistemas de contención), sin reducción de anchos ni alteración de la funcionalidad de la vía.

3.7.- Movimiento de tierras

El movimiento de tierras constituye una de las actuaciones más relevantes del presente anteproyecto, al tratarse de una intervención de saneado y sustitución integral del terraplén existente en el entorno del p.k. 1+800 de la carretera A-384R1, motivada por los problemas de inestabilidad geotécnica y surgencias de agua detectados bajo la plataforma.

La solución adoptada se basa en la retirada completa de los materiales inestables existentes, eliminando las cargas transmitidas al terreno desfavorable, y su sustitución por una estructura de puente apoyada sobre cimentaciones profundas, complementada con rellenos técnicos de alta calidad geotécnica en los accesos y trasdós de estribos.

3.7.1.- Criterios generales

El planteamiento del movimiento de tierras se ha definido conforme a los siguientes criterios fundamentales:

- Prioridad absoluta a la estabilidad de la obra, descartando la reutilización de materiales excavados que presenten comportamiento inadecuado frente a la saturación y la deformabilidad.
- Eliminación del terraplén existente, responsable de los asentos y deformaciones observadas.
- Sustitución por materiales seleccionados y drenantes, procedentes de cantera autorizada, en aquellas zonas donde es necesario restituir la geometría de la carretera.
- Gestión diferenciada de los residuos, especialmente de los detritus procedentes de la ejecución de pilotes.

Estos criterios responden directamente a las conclusiones del Estudio Geotécnico y a la patología detectada en la infraestructura existente.



Figura 5.- Representación esquemática del cambio de volumen

3.7.2.- Excavaciones previstas

Las excavaciones contempladas se concentran fundamentalmente en los siguientes ámbitos:

- Saneo del terraplén existente, mediante la retirada completa del relleno inestable en el tramo ocupado por el nuevo puente y sus transiciones.
- Excavaciones para cimentaciones, necesarias para la ejecución de encepados de pilas y estribos.
- Excavación asociada a la perforación de pilotes, generando detritus que requieren una gestión específica.

El volumen total de excavación en banco es elevado en relación con la longitud del tramo afectado, lo que pone de manifiesto la magnitud del problema geotécnico existente y justifica la adopción de una solución estructural en sustitución del terraplén.



Figura 6.- Volúmenes y densidades en el movimiento de tierras

3.7.3.- Aprovechamiento de materiales

Tras el análisis de las características geotécnicas de los materiales excavados, se concluye que no resulta viable su reutilización en la obra, ni para la formación de terraplenes ni para rellenos estructurales.

Los materiales presentan:

- elevada plasticidad,
- alto contenido en humedad,
- comportamiento desfavorable frente a la saturación,
- y escasa capacidad drenante.

En consecuencia, se adopta un aprovechamiento nulo (0 %) de los materiales procedentes de la excavación, destinándose la totalidad de los mismos a vertedero o gestor autorizado, conforme a la normativa vigente.

3.7.4.- Aporte de materiales externos

La restitución de la geometría de la carretera en los accesos al puente y la correcta ejecución de los elementos estructurales requiere el aporte externo de materiales de préstamo, procedentes de canteras legalizadas y con marcado CE.

Los principales materiales de aporte son:

- Material filtrante y suelo seleccionado en el trasdós de los estribos, con función estructural y drenante.
- Suelo seleccionado para la formación de la explanada en los accesos.
- Zahorra artificial para la base del firme.

Estos materiales se seleccionan específicamente para garantizar:

- un adecuado drenaje,
- una elevada capacidad portante,
- y la durabilidad de la infraestructura frente a la acción del agua.

3.7.5.- Balance de tierras

El balance de tierras del anteproyecto es claramente deficitario en materiales aptos, configurándose la actuación como una operación de vaciado y sustitución:

- Se exporta la totalidad del material excavado, incluido el saneo del terraplén y los detritus de pilotes.
- Se importa la totalidad de los materiales necesarios para rellenos y capas estructurales.

Este balance condiciona de forma significativa la logística de la obra, el tráfico de vehículos pesados y una parte relevante del presupuesto del proyecto.

Descripción	Med. Total	ud
MOVIMIENTO DE TIERRAS (EXCAVACIÓN)		
Excavación en desmonte/saneo de terraplén existente (a vertedero)	26.321,40	m ₃
Excavación en zanjas y pozos para cimientos (Estructuras)	961,30	m ₃
Excavación de pilotes (Detritus de perforación)	390,19	m ₃
APORTE DE MATERIALES (PRÉSTAMOS)		
Relleno localizado en trasdós de estribos (Material Filtrante / Seleccionado)	3.008,89	m ₃
Relleno localizado de encepados con suelo adecuado/tolerable	382,50	m ₃
Suelo seleccionado para formación de explanada (E3)	393,20	m ₃
Zahorra artificial ZA-25 (Base de firme)	196,60	m ₃

3.7.6.- Procedencia de materiales y gestión de excedentes

Dada la necesidad de importar la totalidad de los materiales de relleno (material filtrante, suelo seleccionado y zahorras) y considerando que la actuación resulta excedentaria en tierras por la retirada del terraplén inestable y las excavaciones asociadas a cimentaciones, se han identificado, a nivel de anteproyecto, explotaciones de áridos e instalaciones de tratamiento y gestión próximas al ámbito de Alcalá del Valle y Olvera, con el fin de disponer de referencias razonables de suministro y de destino final, priorizando criterios de proximidad.

3.7.6.1.- Suelos y áridos: canteras y plantas de tratamiento de RCD

A efectos de Memoria, se consideran como instalaciones de referencia para el suministro de áridos con marcado CE y calidad adecuada las ubicadas en el entorno de la Sierra de Cádiz y el área de Setenil de las Bodegas, así como plantas comarcales de tratamiento de RCD para el eventual empleo de áridos reciclados cuando proceda.

Instalación / Cantera	Localización Aproximada	Materiales Potenciales
Canteras de la Sierra de Cádiz	Término de Olvera / Alcalá del Valle	Áridos calizos, Escollera, Todo-uno
Canteras zona Setenil	Término de Setenil de las Bodegas	Zahorras, Suelo Seleccionado
Plantas de RCD Comarcales	Entorno de Villamartín / Ronda	Áridos reciclados (si aplica)

En cualquier caso, la selección definitiva de la cantera o planta suministradora corresponderá al contratista durante la ejecución, debiendo acreditarse la conformidad de los materiales con las especificaciones del proyecto que se redacte y la normativa aplicable. Las fichas y certificados de referencia consultados se incorporan en la documentación del anejo correspondiente.

3.7.6.2.- Vertederos de inertes y gestores autorizados

La obra presenta un balance neto excedentario en tierras, al tratarse de una actuación de sustitución del terraplén inestable por una estructura tipo puente. Los materiales procedentes del saneo y de las excavaciones (incluyendo detritus de pilotes) se consideran, a nivel de proyecto, no reutilizables en la propia obra, por su heterogeneidad y/o condiciones de humedad y comportamiento.

En consecuencia, se prevé la retirada y transporte del material excedentario a vertedero o gestor autorizado, conforme a la normativa vigente en materia de residuos de construcción y demolición. Como referencias de proximidad, se contemplan opciones en el entorno de la actuación, preferentemente en la provincia de Cádiz y áreas limítrofes, incluyendo:

- instalaciones autorizadas para la gestión de residuos tipo tierras y piedras (LER 17 05 04) en el entorno de Olvera y su área inmediata;
- vertederos de inertes y plantas autorizadas en el entorno Ronda–Parauta, con capacidad suficiente a efectos del presente anteproyecto;
- gestores autorizados para lodos y detritus procedentes de la ejecución de pilotes.

La selección definitiva del vertedero o gestor de destino, así como la acreditación de su autorización vigente, condiciones de admisión y capacidad operativa, se realizará posteriormente y en todo caso por el contratista mediante el correspondiente Plan de Gestión de Residuos, que deberá ser aprobado por la Dirección Facultativa.

3.7.7.- Consideraciones constructivas y ambientales

Durante la ejecución del movimiento de tierras será necesario extremar las precauciones en relación con:

- el control del agua, mediante drenajes provisionales y sistemas de achique,
- la estabilidad de las plataformas de trabajo, especialmente para la maquinaria pesada de cimentación,
- y la gestión ambiental de los residuos, conforme a la Ley 7/2022 y al Plan de Gestión de Residuos que deberá presentar el contratista.

El desarrollo detallado del movimiento de tierras, incluyendo cubicaciones, balance de masas, coeficientes de esponjamiento, procedencia de materiales y gestión de residuos, se recoge íntegramente en el Anejo nº 9 – Movimiento de Tierras.

3.8.- Firmes y pavimentos

La actuación contemplada en el p.k. 1+800 de la carretera A-384R1 consiste en la sustitución de un tramo de calzada apoyado sobre terrenos con comportamiento geotécnico desfavorable por un nuevo puente, lo que condiciona el diseño de los firmes tanto en el tronco de la carretera como sobre el tablero de la estructura.

El criterio adoptado en el Anteproyecto es garantizar la continuidad funcional, estructural y de explotación de la carretera existente, evitando discontinuidades apreciables en la respuesta del firme, en las condiciones de rodadura y en el comportamiento a largo plazo del conjunto de la infraestructura.

En el tronco de la carretera A-384R1, el firme contemplado mantiene la tipología y composición del paquete existente en el entorno de la actuación, correspondiente a una estructura flexible compatible con el tráfico y las condiciones de servicio del tramo. Sobre el tablero del nuevo puente, el firme se define específicamente, incorporando un sistema de impermeabilización que garantice la protección de la estructura y una capa de rodadura con características equivalentes a las de la calzada adyacente, asegurando una transición homogénea para el usuario.

El dimensionamiento y la definición detallada de las secciones de firme se desarrollan en el Anejo nº 10 “Estudio de Firmes y Pavimentos”, donde se justifican los materiales, espesores y soluciones adoptadas conforme a la normativa vigente.

3.8.1.- Firme existente/proyectado en el tronco de la carretera A-384R1 (entorno de la actuación)

Según los datos recopilados, el paquete de firme existente en el tronco de la carretera A-384R1, en el ámbito del nuevo puente, se estima compuesto por las siguientes capas:

- 20 cm de zahorra artificial (ZA), como base granular.
- 10 cm de mezcla bituminosa tipo AC32, como capa intermedia o base.
- 6 cm de mezcla bituminosa tipo AC22, como capa de rodadura.

Esta estructura se adopta como sección de referencia para el diseño del firme en las zonas de transición y en los accesos al nuevo puente, garantizando la compatibilidad estructural y funcional con el tramo existente de la carretera.

La definición detallada de esta sección se recoge en el Anejo nº 10 “Estudio de Firmes y Pavimentos”.

3.8.2.- Firme sobre el tablero del nuevo puente (p.k. 1+800 de la A-384R1)

Al tratarse de una estructura de nueva construcción, no existe un paquete de firme previo sobre el tablero del puente. En consecuencia, el firme se define específicamente para asegurar la estanqueidad del tablero, la durabilidad de la estructura y unas condiciones de rodadura equivalentes a las del tronco de la carretera.

El paquete de firme adoptado sobre el tablero está constituido por:

- Sistema de impermeabilización con betún-caucho, destinado a la protección del tablero frente a la acción del agua.
- 6 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo S-20, como capa de rodadura.

Esta solución garantiza una adecuada protección estructural del tablero y una transición continua y confortable para el tráfico rodado.

La definición completa del firme sobre el tablero se desarrolla en el Anejo nº 10 “Estudio de Firmes y Pavimentos”.

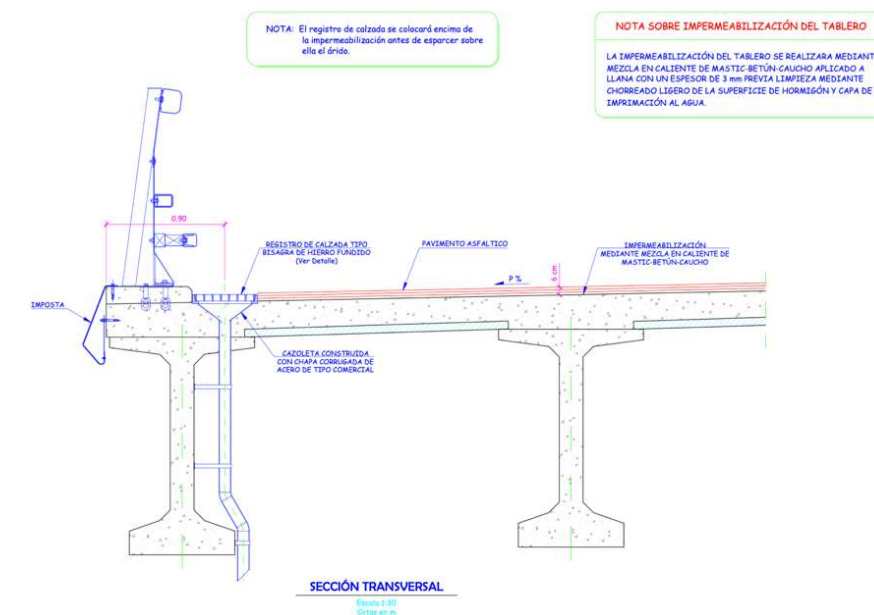


Figura 7.- Sección tío de firme sobre tablero del puente

3.9.- Drenaje

El sistema de drenaje asociado a la actuación se plantea de forma que garantice la evacuación rápida y controlada de las aguas de escorrentía en el entorno del p.k. 1+800 de la A-384R1, evitando acumulaciones sobre la calzada, filtraciones hacia la estructura y descargas incontroladas sobre taludes, estribos y cauce. La definición y dimensionamiento del drenaje se desarrolla en el Anejo nº 11 – Drenaje, manteniéndose los criterios hidrológicos del proyecto de referencia al no alterarse las condiciones de cuenca en el ámbito de actuación.

3.9.1.- Criterios de diseño

El diseño se realiza conforme a la Norma 5.2-IC “Drenaje superficial” y al marco aplicable en dominio público hidráulico, con el objetivo de asegurar:

- Seguridad de la circulación, evitando la formación de láminas de agua y reduciendo el riesgo de hidroplaneo.
- Durabilidad de la estructura, impidiendo filtraciones hacia el tablero, aparatos de apoyo y juntas.
- Protección del entorno, evitando vertidos libres sobre paramentos y concentraciones de caudal que puedan provocar erosión local.

3.9.2.- Alcance del drenaje contemplado

La actuación se centra en el drenaje superficial del tablero del nuevo puente y en su conexión con el sistema existente. Dado que la ejecución del puente se realiza mediante el desmontaje parcial del terraplén sin interceptar el drenaje longitudinal del tronco ni el drenaje existente en el pie del terraplén, no se proyectan nuevos elementos de drenaje longitudinal en el tronco de carretera, considerándose válidos los existentes.

De este modo, el sistema de drenaje en el ámbito del puente se organiza en dos conjuntos coordinados:

- Drenaje del tablero, mediante captación puntual y evacuación mediante bajantes adosadas a la estructura.
- Drenaje del entorno inmediato, correspondiente a cunetas/colectores y obras de drenaje transversal existentes en los accesos, que aseguran la continuidad del drenaje de la carretera.

3.9.3.- Drenaje del tablero del puente

La captación del agua de escorrentía sobre el tablero se resuelve mediante sumideros puntuales, situados preferentemente en puntos bajos y zonas singulares (encuentros con estribos y proximidades de juntas), de forma que se minimicen recorridos superficiales y se eviten zonas de estancamiento.

En el estudio se disponen siete (7) sumideros, distribuidos en función de la geometría y pendientes del tablero, conduciendo el caudal captado mediante bajantes adosadas hasta puntos de vertido controlados fuera del contorno inmediato de la estructura, evitando descargas directas sobre pilas, estribos y taludes. Las rejillas previstas son de tipología cuadrada, aptas para tráfico rodado, y su disposición queda definida en los planos de drenaje.

3.9.4.- Integración con el drenaje existente y control de afecciones

El drenaje del tablero se integra funcionalmente con el sistema existente en los accesos, manteniendo la continuidad hidráulica del conjunto sin alterar el esquema general de evacuación del tramo. Los puntos de vertido se definen de forma controlada para evitar concentraciones de caudal y, en su caso, se prevé la adopción de medidas de protección frente a erosión en zonas sensibles.

3.9.5.- Estanqueidad y durabilidad

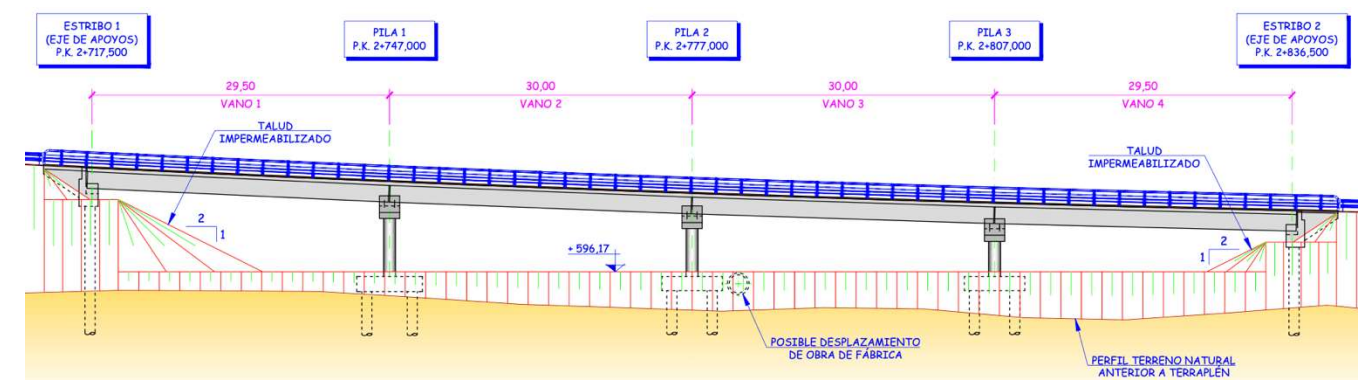
Al tratarse de una estructura de nueva ejecución, se presta especial atención a la estanqueidad del tablero. Se contempla una solución de impermeabilización del tablero y una disposición constructiva de los registros y elementos de drenaje orientada a impedir la entrada de agua hacia el hormigón del tablero y los elementos singulares (juntas y apoyos). Asimismo, se definen tratamientos anticorrosivos y de protección para los elementos metálicos del sistema de drenaje, asegurando su durabilidad en servicio.

3.10.- Estructuras

3.10.1.- Descripción de la estructura

El puente dimensionado consta de 4 vanos con luces entre ejes de apoyos y pilas de 29.5 + 30.0 + 30.0 + 29.5 m. Se trata de una estructura de tableros isostáticos inscrita en una transición de alineaciones curvas, cuyo tablero es de vigas prefabricadas doble T más losa de compresión superior hormigonada in situ. Los ejes de apoyos de los estribos se localizan en los p.k.s 1+717.50 y 1+836.50 del anteproyecto de terminación de la carretera del nuevo acceso a Alcalá del Valle.

En planta, la estructura se encuentra dentro de una clotoide inicial de parámetro A=144.993 precedida de una curva de radio 310 m, y una contra-clotoide de parámetro A=279.987. Esto lleva a que el peralte transversal sea variable dentro de la estructura, desde 6.54% en el estribo 1 hasta el -3.12% en el estribo 2.



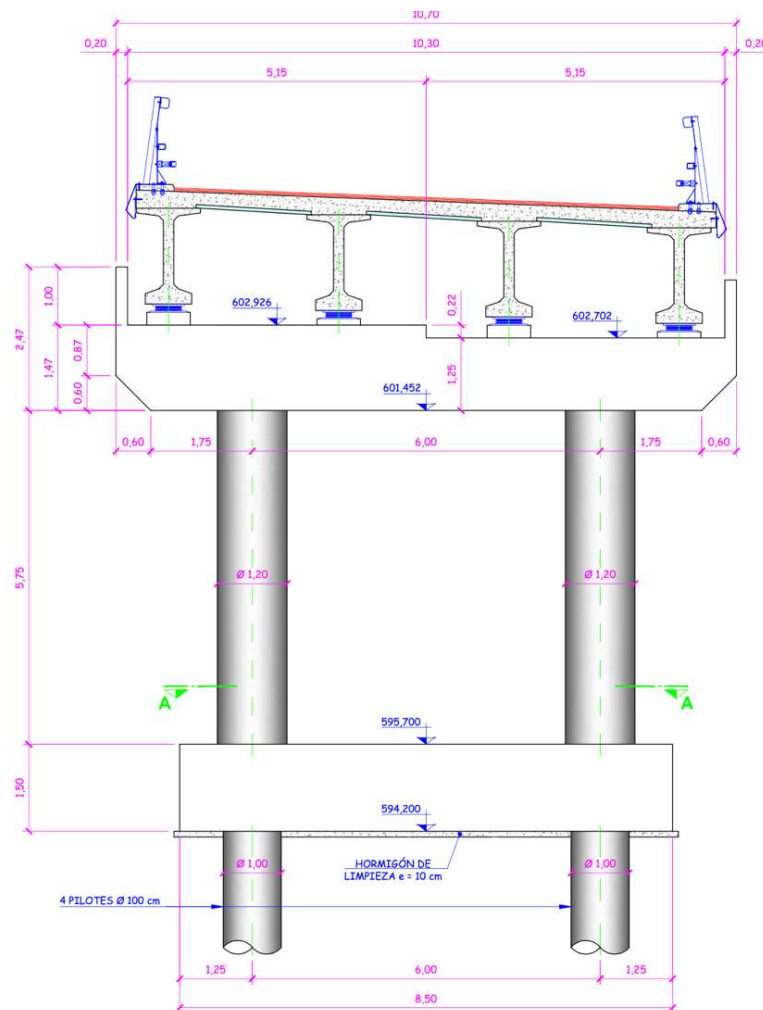
La estructura se encuentra dentro de un acuerdo vertical convexo, se localiza dentro de un acuerdo vertical convexo de parámetro Kv que, unido al peralte transversal, hacen que el espesor de la losa del tablero sea variable.

La sección transversal del tablero está formada por 4 vigas pretensadas doble T de 1.65 m de canto y una losa superior de espesor mínimo de 0.25 m, incluidas las prelosas. El ancho total del tablero es de 10.0 m, repartidos en sendos carriles de 3.5 m, arcones de 1.35 m y dos pretiles que pisan 0.65 m.

La losa se hormigona sobre prelosas pretensadas de 6.5 cm de espesor, apoyadas sobre las alas de las vigas pretensadas. Además, en los bordes de la zona con mayor curvatura, es necesario colocar prelosas con celosía para cubrir los pequeños voladizos de la losa curva respecto a la viga recta.

Las pilas son tipo pórtico. Están formadas por dos fustes circulares de 120 cm de diámetro separados entre ejes 6.0 m más un dintel superior de sección rectangular de 1.25x2.0 m y 10.7 m de longitud, que queda rematado en ambos extremos con muretes laterales de 0.2 m de espesor y 1.0 m de altura. En las pilas 1 y 3, debido al mayor peralte del tablero, el dintel tiene canto variable mediante escalones para adecuarse a la cota de los apoyos controlando el espesor resultante de las mesetas.

La cimentación de las pilas se lleva a cabo mediante un encepado de planta rectangular y 4 pilotes Ø100 cm. Los encepados tienen dimensiones de 6.5x8.5x1.5 m en pila 1 y 6.0x8.5x1.4 m en pilas 2 y 3. La longitud de los pilotes es de 29.0 m.

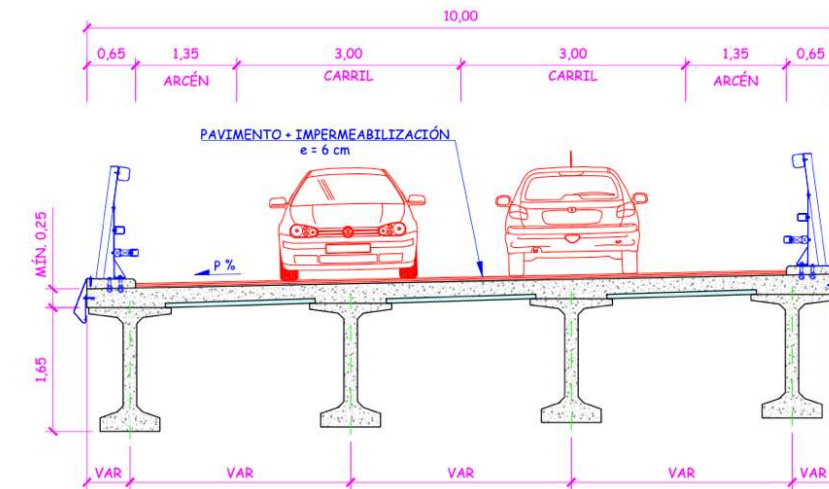


Los estribos son de tipo cargaderos pilotados. La cimentación está formada por 3 pilotes de 1.0 m de diámetro, dispuestos en una misma alineación, y conectados superiormente mediante una viga cargadero de dimensiones 1.9/1.85x1.25x10.4 m (ancho*canto*largo) rematada con muretes laterales de 0.2 m de espesor y 1.0 m de altura. De igual modo que en los dinteles de pilas, debido al peralte del tablero, la cara superior de la viga cargadero se dispone escalonada.

Los pilotes de los estribos tienen una longitud de 22.3 m en estribo 1 y 27.3 m en estribo 2, de forma que se garantice el empotramiento mínimo en margas grises de 4.0 m. El estribo se completa con un murete de guarda de espesor variable entre 70 cm en zona inferior y 40 cm en la superior, y aletas colgadas de 65 cm de espesor.

El tablero apoya sobre las pilas y estribos a través de aparatos de apoyo de neopreno zunchado convencionales, anclados a la subestructura y soldados a chapa embebida en las vigas del tablero. Las dimensiones del bloque de neopreno son de 350x450x92 (72) mm en pilas y de 400x500x124 (96) mm en estribos.

La estructura posee juntas de calzada sólo en los estribos, disponiendo de loseta de continuidad en el apoyo sobre pilas.



3.10.2.- Bases de cálculo

El dimensionamiento de la estructura se realizará según los principios de la mecánica racional y teoría de estructuras, adaptadas al diseño estructural. Se seguirán las prescripciones recogidas en la normativa vigente en el territorio español, así como las recomendaciones y la normativa internacional de aplicación, cuando proceda. De acuerdo con lo anterior, el cálculo se realizará siguiendo el principio de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto, o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este requisito para la seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad: $S_d < R_d$

Siendo S_d la sollicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_d la respuesta última de la sección o elemento.

Para la aplicación de este criterio de seguridad, se consideran tanto situaciones de servicio como de agotamiento, esto es, Estados Límites de Servicio (ELS) y Estados Límites Últimos (ELU), de acuerdo con las definiciones dadas para los mismos en las normativas de referencia. En principio, los Estados Límites Últimos están asociados a la rotura de secciones o elementos. Para ellos, se evalúan las sollicitaciones mediante la mayoración de los valores representativos de las acciones (en general característicos), utilizando los oportunos coeficientes parciales que luego se detallan. Las resistencias de las secciones o elementos se estiman mediante las características geométricas, y las resistencias minoradas de los materiales.

Por el contrario, los Estados Límites de Servicio están asociados a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Las sollicitaciones se evalúan mediante sus valores representativos, en general sin mayorar, afectados de los oportunos coeficientes de combinación, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea (concomitancia) de varias acciones. Las resistencias se estiman a partir de los valores nominales de las dimensiones y resistencias de los elementos o secciones de la estructura, sin minorar

3.10.3.- Normativa utilizada

Para el cálculo y dimensionamiento de la estructura se ha empleado la normativa vigente en el territorio nacional, así como las normas europeas de aplicación específica a puentes y elementos estructurales. En particular, se ha tenido en cuenta la siguiente reglamentación:

- Código Estructural (Real Decreto 470/2021, de 29 de junio).
- Eurocódigo 1 y Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera (IAP-11), para la definición de acciones.

- Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07.
- UNE-EN 1337-1 y UNE-EN 1337-3, relativas a apoyos estructurales y apoyos elastoméricos.
- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, del Ministerio de Fomento.
- Eurocódigo 8, Parte 2: Puentes, para las comprobaciones en situación sísmica.

La aplicación conjunta de esta normativa garantiza que la estructura cumple los requisitos de seguridad, funcionalidad y durabilidad exigibles a una obra de esta naturaleza.

3.10.4.- Programas informáticos empleados

El análisis y dimensionamiento de la estructura se ha realizado mediante programas informáticos de cálculo estructural de uso contrastado, complementados con herramientas específicas para el dimensionamiento de secciones y comprobaciones particulares.

El modelo estructural global se ha desarrollado mediante un programa basado en el Método de los Elementos Finitos, que permite la correcta representación del comportamiento conjunto del tablero, subestructura y cimentaciones. Asimismo, se han empleado aplicaciones específicas para la comprobación de secciones de hormigón armado y pretensado, así como para el dimensionamiento de elementos singulares.

De forma complementaria, se han utilizado hojas de cálculo propias del proyectista para verificaciones auxiliares y contrastes de resultados. En todos los casos, los resultados obtenidos han sido objeto de comprobaciones independientes de orden de magnitud, con el fin de garantizar la coherencia y fiabilidad del proceso de cálculo.

A título indicativo, entre las herramientas empleadas se incluyen programas comerciales de cálculo estructural basados en elementos finitos y aplicaciones especializadas para estructuras de hormigón, ampliamente utilizadas en la práctica profesional. El detalle de los modelos, hipótesis de cálculo y resultados se desarrolla íntegramente en el Anejo nº 13 “Estructuras”.

3.10.5.- Materiales, coeficientes de seguridad y recubrimientos

Las características de los materiales a emplear en la construcción de la estructura son las siguientes:

MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGÓN EN PILOTES	HA-30/F/20/XC2	ESTADÍSTICO	$\gamma_{cs} = 1.50$
HORMIGÓN EN ENCEPADOS	HA-30/B/20/XC2	ESTADÍSTICO	$\gamma_{cs} = 1.50$
HORMIGÓN EN ALZADOS	HA-30/B/20/XC4	ESTADÍSTICO	$\gamma_{cs} = 1.50$
HORMIGÓN EN VIGAS DE TABLERO	HP-50/F/17/XC4	ESTADÍSTICO	$\gamma_{cs} = 1.50$
HORMIGÓN EN LOSA DE TABLERO	HA-30/B/20/XC4	ESTADÍSTICO	$\gamma_{cs} = 1.50$
ACERO PASIVO	B 500 SD	NORMAL	$\gamma_{ss} = 1.15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	NORMAL	$\gamma_{ss} = 1.15$
EJECUCIÓN		INTENSO	SEGÚN CÓDIGO ESTRUCTURAL

	RECUBRIMIENTO (mm)	MÁXIMA RELACIÓN a/c	MÍN CONTENIDO CEMENTO (kg/m³)	TIPO DE CEMENTO
HORMIGÓN EN PILOTES	60	0.55	300	CEM I ó II
HORMIGÓN EN ENCEPADOS	40	0.55	300	CEM I ó II
HORMIGÓN EN ALZADOS	35	0.55	300	CEM I
HORMIGÓN EN VIGAS	30	0.55	300	CEM I
HORMIGÓN EN LOSA	35	0.55	300	CEM I

3.10.6.- Acciones de cálculo y combinación de acciones

La determinación de las acciones actuantes sobre la estructura, así como de sus valores representativos, de cálculo y de las combinaciones correspondientes, se ha realizado conforme a la normativa vigente, con el fin de verificar el cumplimiento de los Estados Límite Últimos (ELU) y de Servicio (ELS).

Se han considerado acciones permanentes, incluyendo el peso propio de los elementos estructurales de hormigón, las cargas muertas del tablero (pretiles, pavimento y recrecidos por peralte y acuerdos), así como las acciones permanentes de valor no constante, entre las que destacan los efectos del pretensado y las acciones reológicas (retracción, fluencia y relajación). Asimismo, se ha tenido en cuenta la acción del terreno sobre los estribos, mediante empujes activos, y sus efectos asociados.

Entre las acciones variables, se han contemplado las sobrecargas de tráfico definidas en la IAP-11 y el Eurocódigo, incluyendo fuerzas verticales, fuerzas de frenado y fuerzas centrífugas derivadas del trazado en planta. También se han considerado las acciones climáticas, en particular el viento y las variaciones uniformes de temperatura.

Como acciones accidentales, se ha incluido la acción sísmica conforme a la NCSP-07, así como el impacto del sistema de contención sobre el tablero. Las combinaciones de acciones se han establecido siguiendo los criterios de la UNE-EN 1990, aplicando los coeficientes parciales y de concomitancia correspondientes para cada situación de cálculo.

3.10.7.- Cálculo del tablero

3.10.7.1.- Modelo de cálculo

El análisis estructural del tablero se ha realizado mediante un modelo tridimensional que reproduce el comportamiento conjunto de las vigas prefabricadas pretensadas y de la losa de compresión, modelizadas mediante elementos tipo viga y elementos tipo lámina, respectivamente. En el modelo se han introducido todas las acciones definidas en el anteproyecto, obteniéndose los esfuerzos más desfavorables en las distintas secciones del tablero, tanto para Estados Límite Últimos (ELU) como para Estados Límite de Servicio (ELS), conforme a la normativa vigente.

A partir de los esfuerzos obtenidos se ha procedido al dimensionamiento de las armaduras activas y pasivas necesarias, quedando el desarrollo completo del modelo y de las hipótesis de cálculo recogido en el Anejo nº 13 “Estructuras”.

3.10.7.2.- Comprobaciones tensionales en vigas (ELS)

Se han efectuado las comprobaciones tensionales de las vigas pretensadas en situación de servicio, verificando que las tensiones de compresión se mantienen dentro de los límites admisibles y que las tracciones no superan los valores compatibles con la limitación de la fisuración. Asimismo, se ha comprobado que, bajo las combinaciones cuasipermanentes, no aparecen tracciones en el nivel de los torones de pretensado.

Los resultados obtenidos confirman el adecuado comportamiento del tablero en servicio y el cumplimiento de los criterios de durabilidad y funcionalidad exigidos.

3.10.7.3.- Comprobaciones de las vigas en Estados Límite Últimos

En situación de agotamiento se han verificado las vigas frente a los distintos modos de fallo relevantes: flexión, cortante y esfuerzos rasantes, tanto en el alma como en la unión entre la viga y la losa de compresión. Se ha dimensionado la armadura pasiva complementaria necesaria en las zonas próximas a los apoyos y se ha comprobado la capacidad resistente frente a cargas concentradas.

Las comprobaciones realizadas muestran que las secciones adoptadas y las armaduras dispuestas resultan suficientes para resistir las solicitaciones de cálculo en ELU.

3.10.7.4.- Cálculo de la losa de compresión

La losa de compresión se ha dimensionado a partir de los esfuerzos obtenidos en el modelo global del tablero, definiéndose la armadura longitudinal y transversal necesaria frente a momentos positivos y negativos, así como la armadura de cortante en las zonas próximas a las vigas.

Se han verificado las cuantías mínimas y el cumplimiento de los criterios de fisuración en ELS, completándose el diseño con la armadura de refuerzo en los bordes del tablero, garantizando así el adecuado comportamiento estructural y la durabilidad del conjunto.

3.10.8.- Modelo de cálculo de la subestructura

Para el cálculo y reparto de acciones horizontales entre neoprenos, así como para la determinación de los esfuerzos en la subestructura, se ha confeccionado un modelo formado por elementos tipo frame y lámina. Dicho modelo representa el tablero, los aparatos de apoyo, alzados y cimientas de estribos y pilas.

Puesto que los esfuerzos sísmicos y el reparto general de acciones dependen de la rigidez de la subestructura, y ésta está influenciada por la interacción horizontal con el terreno, se han establecido dos modelos de cálculo diferentes:

- Modelo equivalente al comportamiento del terreno con gran rigidez horizontal, que es el que aporta mayores esfuerzos en los alzados. En este caso, se establece una condición de empotramiento perfecto en los encepados de las pilas y a una profundidad de 3.0 m en los pilotes de estribos.
- Modelo con interacción de terreno de menor rigidez, en el que se introducen los pilotes de cimentación y la interacción con el terreno con una ley de resortes horizontales obtenida a partir del coeficiente de balasto horizontal del terreno, que se determina aplicando formulaciones conservadoras.

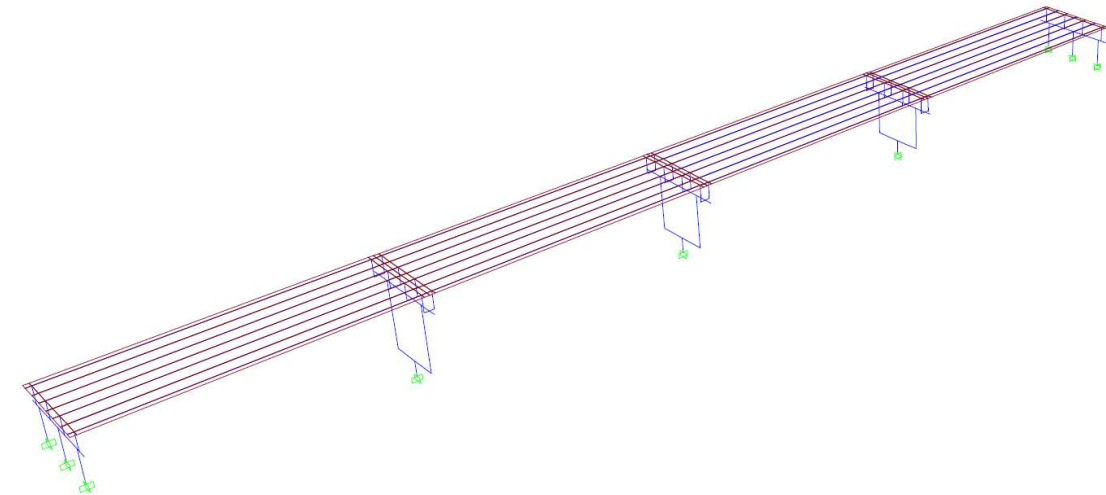


Ilustración 1: Vista general 3D del modelo de cálculo equivalente a rigidez alta del terreno.

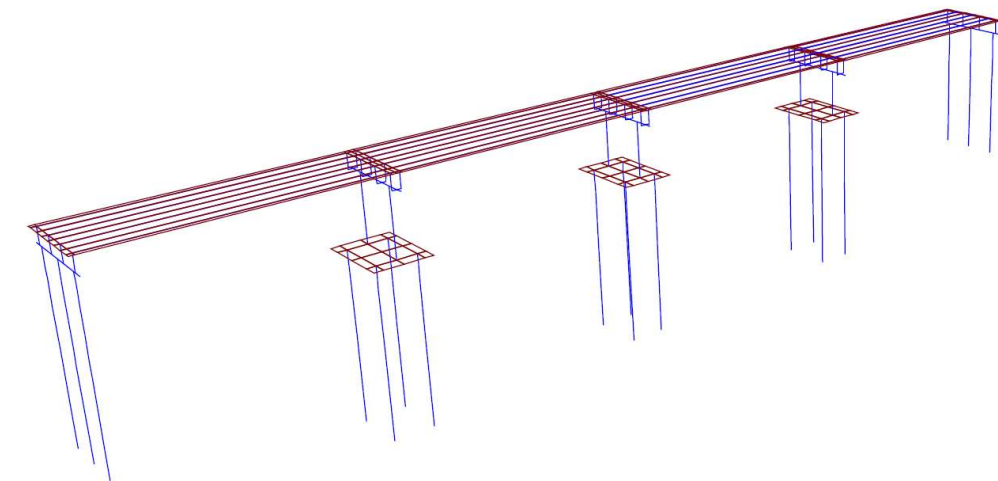


Ilustración 1: Vista general 3D del modelo de cálculo equivalente a rigidez menor del terreno.

Para la obtención del coeficiente de balasto horizontal en los distintos estratos, se parte de las recomendaciones recogidas en el apartado 5.13.1.2 de la Guía de Cimentaciones. Los coeficientes aplicados son conservadores para las características del terreno existente.

El comportamiento de la subestructura se ha analizado mediante un modelo tridimensional que representa conjuntamente el tablero, los aparatos de apoyo, las pilas, los estribos y sus cimentaciones. Con el fin de evaluar adecuadamente el reparto de acciones horizontales y los esfuerzos inducidos en pilas y estribos, se han considerado dos modelos de cálculo: uno equivalente a un terreno de alta rigidez horizontal, que proporciona los esfuerzos más desfavorables en los alzados, y otro que incorpora la interacción terreno-estructura mediante resortes horizontales definidos a partir del coeficiente de balasto.

Los valores de rigidez del terreno se han adoptado conforme a la Guía de Cimentaciones, utilizando criterios conservadores para los distintos estratos existentes. En ambos modelos se han aplicado todas las acciones verticales y horizontales consideradas en el proyecto, incluidas las acciones sísmicas, que se han evaluado mediante un análisis modal espectral conforme a la NCSP-07. El comportamiento horizontal de los apoyos elastoméricos se ha tenido en cuenta en función de sus características geométricas y mecánicas.

3.10.9.- Cálculo de los aparatos de apoyo y juntas de calzada

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo elastoméricos se ha realizado conforme a las prescripciones de la UNE-EN 1337-3 para situaciones de servicio y del Eurocódigo 8 para situaciones sísmicas. El proceso de cálculo se ha desarrollado de forma iterativa, partiendo de un predimensionamiento inicial basado en las reacciones verticales en servicio y en las deformaciones debidas a acciones lentas (reológicas y térmicas), verificando las limitaciones de presión y distorsión admisible del neopreno.

Una vez definido el reparto de acciones horizontales entre los distintos elementos de la estructura, se ha procedido al dimensionamiento definitivo de los apoyos, comprobando su aptitud frente a acciones horizontales en situaciones no sísmicas y sísmicas. En la modelización se ha adoptado un módulo de deformación transversal del neopreno de $G = 1000$ kPa para acciones de servicio, y valores extremos de 900 kPa y 1650 kPa en situación sísmica, con el fin de evaluar los casos más desfavorables de desplazamientos y esfuerzos. Asimismo, se ha considerado el incremento del 50 % de deformación sísmica, al actuar los apoyos como elementos aisladores.

A partir de los desplazamientos longitudinales obtenidos en los extremos del tablero, se ha procedido al dimensionamiento de las juntas de dilatación, garantizando su compatibilidad tanto en servicio como en situación sísmica última.

3.10.10.- Cálculo de pilas

El cálculo de las pilas se ha abordado de forma integral, considerando tanto el comportamiento global como el dimensionamiento detallado de sus distintos elementos. En primer lugar, se ha analizado la influencia de los efectos de segundo orden, verificándose, conforme al Eurocódigo 2 y al Código Estructural, que la esbeltez mecánica de las pilas hace necesario tenerlos en cuenta en determinadas combinaciones de cálculo.

El fuste de las pilas se ha dimensionado para cumplir los Estados Límite Últimos de flexión y cortante, incorporando los efectos de segundo orden. Asimismo, se ha realizado el cálculo del dintel de pila, verificando flexión, cortante y torsión, así como el Estado Límite de Servicio de fisuración, con limitación de la apertura máxima de fisura.

El diseño de la cimentación profunda se ha basado en la determinación de la longitud necesaria de los pilotes para cumplir los ELS de hundimiento y arrancamiento, considerando las resistencias por fuste y punta de los distintos estratos y los coeficientes de seguridad adoptados. Finalmente, se ha dimensionado la armadura de los pilotes y encepados, garantizando la correcta transmisión de esfuerzos entre pilotes y fuste mediante modelos de bielas y tirantes.

3.10.11.- Cálculo de estribos

El cálculo de los estribos se ha desarrollado mediante una modelización completa e independiente, coherente con el esquema estructural global del puente. En el modelo se han incorporado el cuerpo del estribo, muros y aletas, desacoplando explícitamente los empujes de tierras, dado que estos pueden actuar en fases previas a la construcción del tablero.

A partir del modelo general se han obtenido los esfuerzos máximos en los pilotes para las distintas situaciones de cálculo: hipótesis característica, Estados Límite Últimos persistente y sísmico, y Estado Límite de Servicio cuasipermanente. Con dichos axiles se ha determinado la longitud necesaria de los pilotes, verificando los ELS de hundimiento y arrancamiento, considerando las resistencias por fuste y punta de los distintos estratos y aplicando los coeficientes de seguridad correspondientes. Como criterio adicional, se garantiza un empotramiento mínimo en margas de cuatro diámetros de pilote.

Se ha dimensionado la armadura de los pilotes frente a flexión y cortante, comprobando igualmente el ELS de fisuración. Asimismo, se ha realizado el cálculo estructural de la viga cargadero, verificando flexión, cortante y torsión, y disponiendo la armadura de zunchado bajo apoyos. Finalmente, se han evaluado los esfuerzos en espaldón y aletas, dimensionando su armadura para cumplir los ELU y el control de fisuración en servicio.

3.10.12.- Prueba de carga

La prueba de carga constituye una operación obligatoria de control previa a la puesta en servicio del puente, destinada a verificar su correcta concepción, estabilidad y comportamiento estructural real, conforme a las Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Pruebas de Carga de Recepción en Puentes de Carreteras (Dirección General de Carreteras, 1999).

En el presente anteproyecto se prevé la realización de una prueba de carga estática, adecuada a la tipología y luces del puente, no considerándose necesaria la ejecución de ensayos dinámicos. La prueba se llevará a cabo mediante la aplicación de camiones articulados de 4 ejes y 38 toneladas, dispuestos en posiciones predeterminadas para generar las sollicitaciones más desfavorables en cada vano, sin superar en ningún caso el 70 % de las acciones del tren de cargas normativo.

Durante la prueba se medirán las deformaciones verticales en secciones representativas (centro de vano y proximidades de apoyos), utilizando instrumentación de alta precisión. Los resultados obtenidos se compararán con los valores teóricos calculados, verificando los criterios de aceptación relativos a flechas máximas y deformaciones remanentes.

Finalizada la prueba, se elaborará el Informe y Acta de Prueba de Carga, documentos oficiales que recogerán el desarrollo del ensayo, los resultados obtenidos y la conformidad estructural de la obra.

3.11.- Estudio ambiental y medidas correctoras

La actuación considerada en el p.k. 1+800 de la carretera A-384R1 consiste en la sustitución del terraplén existente, afectado por graves problemas de inestabilidad geotécnica, por una estructura tipo viaducto. Esta solución responde a criterios técnicos de seguridad y durabilidad, y supone asimismo una mejora sustancial desde el punto de vista ambiental respecto a la solución inicialmente ejecutada.

El nuevo viaducto permite eliminar el efecto barrera generado por el terraplén sobre la vaguada del Arroyo del Cerezo, restituyendo la dinámica hidrológica natural y garantizando una sección de desagüe amplia y continua frente a avenidas. Asimismo, la estructura favorece la permeabilidad ecológica transversal, permitiendo el paso de fauna y manteniendo la continuidad funcional de la vía pecuaria “Cordel de Ronda a Osuna”, interceptada en el ámbito de la actuación.

La ocupación permanente del suelo se reduce de forma significativa, al limitarse a pilas y estribos cimentados en profundidad, lo que facilita la recuperación ambiental del fondo de valle y de las laderas afectadas. Los impactos ambientales negativos se concentran en la fase de obra, siendo de carácter temporal y controlable mediante la aplicación de medidas preventivas, correctoras y un programa específico de vigilancia ambiental.

El análisis realizado confirma que la solución adoptada es compatible con la Declaración de Impacto Ambiental vigente y constituye una mejora ambiental neta, no siendo necesario someter la actuación a un nuevo procedimiento de evaluación ambiental.

3.12.- Reposición de servicios afectados

La actuación estudiada en el p.k. 1+800 de la carretera A-384R1 se desarrolla íntegramente sobre un tramo de vía ya ejecutado y en servicio, perteneciente al dominio público viario de la Administración titular. El objeto del anteproyecto es la sustitución de un terraplén inestable por un nuevo puente y la adecuación puntual de la plataforma asociada, sin modificar la traza existente ni ampliar la anchura de ocupación de la carretera.

La definición geométrica del anteproyecto, tanto en planta como en alzado y sección transversal, se ha realizado de forma que todas las obras previstas —estructura, cimentaciones, ajustes de terraplén, drenaje y elementos auxiliares— queden comprendidas dentro de los límites actuales del dominio público viario. No se producen desplazamientos laterales de la traza ni afecciones a parcelas colindantes de titularidad privada.

Asimismo, la organización prevista de las obras permite resolver las necesidades de accesos, instalaciones provisionales y acopios dentro de la propia plataforma y sus márgenes, sin requerir ocupaciones temporales expropiatorias ni la imposición de servidumbres adicionales.

En consecuencia, el anteproyecto no requiere la tramitación de nuevas expropiaciones, servidumbres ni indemnizaciones, siendo la disponibilidad de los terrenos completa y suficiente para la ejecución de las obras, tal y como se justifica detalladamente en el Anejo nº 18 “Expropiaciones y disponibilidad de terrenos”.

3.13.- Soluciones propuestas al tráfico

Las soluciones de gestión del tráfico durante la ejecución de las obras se desarrollan de forma detallada en el Anejo nº 14 “Soluciones propuestas al tráfico durante la ejecución de las obras”.

El ámbito de actuación se localiza sobre un tramo de la carretera A-384R1 que, en la situación actual, se encuentra fuera de servicio y con el tráfico general ya interrumpido como consecuencia de las patologías geotécnicas existentes. En este contexto, la solución adoptada en el proyecto consiste en mantener el corte total al tráfico general **en** el tramo afectado durante toda la ejecución de las obras, concentrando los trabajos dentro de la zona actualmente cerrada.

La circulación en el interior del tramo se limita exclusivamente a vehículos de obra, servicios autorizados y accesos puntuales a propiedades colindantes, garantizando en todo momento la seguridad de los trabajos y de los usuarios afectados. Los itinerarios alternativos para el tráfico general se mantienen por las rutas exteriores establecidas por el titular de la carretera, ajenas al ámbito físico del proyecto.

La señalización, balizamiento y control de accesos se diseñan conforme a la normativa vigente, definiéndose en planos los esquemas de corte, preaviso y delimitación de la zona de obras. El desarrollo pormenorizado y la adaptación a cada fase constructiva se concretarán en el Plan de Seguridad y Salud y en el Plan de Obra del contratista.

3.14.- Señalización, balizamiento y defensas

La definición de la señalización horizontal y vertical, el balizamiento y los sistemas de contención de vehículos del presente Anteproyecto se desarrolla de forma detallada en el Anejo 15 – Señalización, Balizamiento y Defensas, donde se establecen los criterios de diseño, la normativa aplicable y las soluciones adoptadas para el entorno del nuevo puente y sus accesos

Dado que la actuación proyectada no introduce modificaciones en la planta ni en la rasante del tronco de la carretera A-384R1, y se mantiene la sección tipo y la velocidad de proyecto existentes, no se altera el esquema funcional de señalización del itinerario. No obstante, la ejecución del nuevo puente y de las losas de transición implica la afección puntual de determinados elementos, que deberán ser retirados temporalmente y repuestos en su posición definitiva una vez finalizadas las obras.

En consecuencia, se prevé la reposición íntegra de la señalización horizontal y vertical existente, manteniendo su tipología, dimensiones y características técnicas, de acuerdo con la normativa vigente. Asimismo, se contempla la reposición y ajuste del balizamiento afectado, garantizando la continuidad visual y funcional del trazado.

En cuanto a las defensas, se definen las barreras metálicas de margen en los accesos y el pretil metálico del tablero, así como sus transiciones homologadas, asegurando la continuidad del sistema de contención y el cumplimiento de los niveles de seguridad exigidos para este tipo de infraestructura.

3.15.- Tramitación ambiental

La sostenibilidad ambiental de la actuación dimensionada ha sido analizada de forma específica en el Anejo 16 – Estudio Ambiental, en el que se evalúan las afecciones previsibles derivadas de la ejecución de las obras y se revisa el marco normativo ambiental de aplicación.

De acuerdo con el análisis realizado, la actuación consiste en una obra de reparación y sustitución funcional de una infraestructura existente, sin modificación del trazado, sin incremento de capacidad de la vía y sin ocupación adicional de suelo respecto a la situación actual. Las afecciones ambientales asociadas a las obras se circunscriben al ámbito inmediato de la infraestructura existente y tienen carácter puntual, temporal y totalmente reversible, estando vinculadas fundamentalmente a la fase de ejecución.

Las medidas preventivas y correctoras previstas permiten garantizar que los impactos generados sean de escasa magnitud, extensión limitada y persistencia fugaz, no produciéndose afecciones significativas sobre los factores ambientales considerados (suelo, agua, vegetación, fauna, paisaje ni población).

En consecuencia, y conforme a lo establecido en la normativa ambiental estatal y autonómica vigente, se concluye que **el presente Anteproyecto no se encuentra sometido a procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental**, ni ordinaria ni simplificada, y **no resulta preceptiva la tramitación de informe ambiental ni de calificación ambiental** en el ámbito de la Comunidad Autónoma de Andalucía, sin perjuicio del cumplimiento de las medidas ambientales recogidas en el citado anejo durante la ejecución de las obras.

3.16.- Expropiaciones

La actuación evaluada se desarrolla íntegramente en el ámbito del tramo existente de la carretera A-384R1, en el entorno del p.k. 1+800, donde la infraestructura se encuentra ya ejecutada y en servicio.

De acuerdo con la definición geométrica del anteproyecto y con las soluciones adoptadas para la implantación del nuevo puente y sus elementos asociados (estructura, transiciones, drenaje y acondicionamiento de la plataforma), todas las obras se localizan dentro del dominio público viario existente, previamente obtenido para la ejecución del proyecto original de la carretera.

En consecuencia, no resulta necesaria la expropiación de nuevos terrenos, ni la imposición de servidumbres adicionales sobre fincas colindantes, ni la tramitación de ocupaciones temporales expropiatorias, al poder resolverse las necesidades de ejecución dentro de la propia plataforma y márgenes de la carretera.

El análisis detallado de la disponibilidad de terrenos, así como la justificación de la inexistencia de nuevas afecciones a bienes y derechos, se recoge en el Anejo nº 18 “Expropiaciones y disponibilidad de terrenos”, donde se concluye que el coste imputable por este concepto es nulo.

3.17.- Programación de las obras

La programación de las obras previstas en el presente anteproyecto se desarrolla de forma detallada en el Anejo nº 20 – Programa de Trabajos, donde se analizan los rendimientos adoptados, la secuencia constructiva de las distintas unidades de obra y la influencia de los condicionantes climatológicos y organizativos en la planificación de los trabajos.

A nivel de Memoria, se ha elaborado un plan de obra que comprende la totalidad de las actuaciones necesarias para la ejecución de la infraestructura estudiada, incluyendo los trabajos previos, el movimiento de tierras, las estructuras del puente, el drenaje, los firmes y pavimentos, la señalización, la integración ambiental y los trabajos finales.

La programación se ha definido atendiendo a la lógica constructiva de la obra y a la adecuada coordinación entre los distintos tajos, considerando las posibles interferencias entre actividades y estableciendo holguras suficientes que permitan absorber incidencias habituales en este tipo de actuaciones. Asimismo, se han tenido en cuenta los condicionantes derivados de la climatología de la zona, especialmente en aquellas unidades de obra más sensibles a la lluvia o a la temperatura.

Como resultado del análisis efectuado, se obtiene un plazo total de ejecución de DOCE (12) MESES, considerado adecuado y realista para el alcance y complejidad de las obras estudiadas. Este plazo incluye tanto la ejecución material de los trabajos como las operaciones de control, pruebas finales y puesta en servicio de la infraestructura.

El diagrama de Gantt correspondiente, junto con la distribución temporal de las certificaciones, se recoge en el Anejo nº 20, constituyendo la referencia básica para el seguimiento técnico y económico de la obra durante su ejecución.

3.18.- Clasificación del contratista

De acuerdo con lo establecido en la legislación vigente en materia de contratación pública, y en particular en la Ley 9/2017, de 8 de noviembre, de Contratos del Sector Público, así como en el Real Decreto 1098/2001, de 12 de

octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, se ha procedido a determinar la clasificación mínima exigible al contratista para la ejecución de las obras objeto del presente proyecto.

La propuesta de clasificación se ha definido atendiendo a la naturaleza de las unidades de obra incluidas, a su peso relativo dentro del Presupuesto de Ejecución Material y a la anualidad media resultante del programa de trabajos, todo ello conforme a los criterios establecidos en los artículos 25, 26 y 36 del citado Reglamento.

Del análisis efectuado se desprende que el capítulo de **Estructuras** constituye la unidad principal de la obra, superando ampliamente el umbral del 20 % del presupuesto total, lo que determina la exigencia de clasificación específica en el grupo correspondiente.

En consecuencia, y conforme a lo desarrollado y justificado en el **Anejo nº 21 “Clasificación del Contratista”**, se propone exigir al contratista la siguiente clasificación mínima:

- Grupo B: Puentes, viaductos y grandes estructuras
- Subgrupo 2: De hormigón armado
- Categoría 4

Dicha clasificación se considera adecuada y suficiente para garantizar la solvencia técnica y económica del contratista en relación con la entidad, complejidad y características de las obras proyectadas.

3.19.- Fórmula de revisión de precios

De conformidad con lo establecido en el artículo 103 de la Ley 9/2017, de 8 de noviembre, de Contratos del Sector Público, y con la normativa de desarrollo en materia de desindexación de la economía española, no procede la aplicación de fórmula de revisión de precios en el presente proyecto.

El plazo previsto para la ejecución de las obras es inferior a un año, no alcanzando los dos años mínimos exigidos desde la formalización del contrato ni el porcentaje de obra ejecutada requerido para que pueda resultar aplicable la revisión periódica y predeterminada de precios en los contratos de obras.

En consecuencia, los precios unitarios definidos en el Presupuesto del Anteproyecto tienen carácter cerrado y se consideran suficientes y adecuados para la correcta ejecución de las obras durante el plazo previsto, sin que proceda su revisión conforme a lo dispuesto en la legislación vigente.

La justificación normativa detallada, así como el análisis de la posible aplicación de fórmulas tipo conforme al Real Decreto 1359/2011, al Real Decreto 55/2017 y a la normativa sectorial aplicable, se desarrollan en el Anejo nº 24 “Revisión de Precios”, que forma parte integrante del presente Anteproyecto.

Analizando los capítulos de la obra, y siendo predominante en el presupuesto la partida de Estructuras de Hormigón Armado, y teniendo en cuenta según el plazo del anteproyecto no aplicaría Revisión de Precios, para el caso de que fuera necesario su aplicación, se propone la fórmula:

$$\text{FÓRMULA 111. Estructuras de hormigón armado y pretensado.}$$
$$K_t = 0,01A_t / A_0 + 0,05B_t / B_0 + 0,12C_t / C_0 + 0,09E_t / E_0 + 0,01F_t / F_0 + 0,01M_t / M_0 + 0,03P_t / P_0 + 0,01Q_t / Q_0 + 0,08R_t / R_0 + 0,23S_t / S_0 + 0,01T_t / T_0 + 0,35$$

3.20.- Plan de control de calidad y valoración de ensayos

En el Anejo 25, se realizan propuestas valoradas para el Plan de Calidad de Producción (Autocontrol) del contratista y para el Plan de Control de Calidad de Recepción.

Es objeto del presente apartado la especificación de los controles a realizar durante el transcurso de las obras, de manera que se garantice el Cumplimiento de las condiciones y características técnicas exigibles a los diversos materiales y unidades de obra a ejecutar.

De forma general, se comprobará que todos los materiales y unidades de obra a ejecutar cumplen las prescripciones de las distintas Normas de Obligado Cumplimiento y normas UNE que les sean de aplicación, así como las especificaciones contenidas en los distintos documentos de este Anteproyecto.

Además de los controles antes mencionados, se realizarán como mínimo los controles que la Dirección de Obra considere necesarios para la adecuada ejecución de lo evaluado. En caso de existencia de divergencias, contradicciones o discrepancias entre determinaciones diversas, el Contratista queda obligado a realizar, de forma fehaciente, las consultas necesarias a la Dirección de Obra, quien resolverá sobre la manera de actuar.

Como se ha comentado anteriormente, la Dirección de las obras podrá durante el transcurso de la obra exigir las pruebas que estime oportunas, tanto de los materiales como de la ejecución de las distintas unidades de obra, para comprobar el cumplimiento de las prescripciones técnicas exigidas. Para ello el contratista, solicitará y contratará tales servicios con un laboratorio acreditado por la Junta de Andalucía, previamente aceptado por la Dirección de Obra.

El importe del **Plan de Ensayos del Control de Calidad de Producción** será a cargo del contratista que resulte adjudicatario en proceso de licitación del presente anteproyecto será el que, en función de la capacidad y calidad de los medios personales, materiales y garantías que aporte, incluirá en su oferta el Plan de Control de Calidad de Materiales de Producción y su valoración.

El importe (I.V.A. incluido) del **Plan de Ensayos del Control de Calidad de Recepción** a aplicar en la obra asciende a la cantidad de CUARENTA MIL QUINIENTOS CINCO EUROS CON VEINTICINCO CENTIMOS (40.505,25 €) y se ha recogido en su totalidad en la estimación correspondiente al Presupuesto para Conocimiento de la Administración.

3.21.- Gestión de residuos

En el Anejo 27 se incluye el Estudio de Gestión de Residuos, que se realiza en cumplimiento del Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición, para su aplicación en el presente anteproyecto. El objetivo de la mencionada disposición es conseguir un desarrollo más sostenible de la actividad constructiva estableciendo unos requisitos mínimos de producción y gestión, fomentando, por este orden: la prevención, reutilización, reciclado y valorización frente al depósito en vertedero. Algunas de las ventajas asociadas al desarrollo de estrategias de prevención de residuos de la construcción son:

- Minimización de la cantidad de residuos que deben gestionarse en destino (planta de transferencia, planta de valorización y depósito controlado).
- Ahorro de materiales de la construcción de origen natural.
- Menor número de desplazamientos para el transporte de estos residuos desde la obra hasta la instalación de gestión y, por lo tanto, menor contaminación atmosférica y acústica en el medio.
- Mayor control sobre determinados residuos tóxicos o peligrosos, como el amianto, que implican riesgos para el medio ambiente y la salud de las personas.

Este Estudio de Gestión de Residuos tiene como finalidad recoger las directrices de gestión de residuos de construcción y demolición y deberá ser desarrollado en obra por la empresa adjudicataria en su Plan de Gestión Ambiental.

Los costes de carga y transporte del material excavado o desmontado a gestor autorizado, a cualquier distancia, y el canon de tratamiento de residuos, están incluidos en el precio descompuesto de cada unidad que los genera.

3.22.- Coordinación con otros Organismos

Para la redacción del presente Anteproyecto se ha llevado a cabo la identificación y análisis de los organismos y servicios potencialmente afectados por la actuación, desarrollándose dicha coordinación de forma detallada en el Anejo 19 – Coordinación con otros Organismos y Servicios Afectados.

La actuación estudiada se localiza íntegramente sobre la traza existente de la carretera A-384R1, dentro del dominio público viario, sin modificación sustancial del corredor ni afección directa a redes de servicios de terceros, lo que limita significativamente las necesidades de coordinación sectorial.

No obstante, y en función de las características del entorno y de la naturaleza de las obras, se ha considerado necesaria la coordinación con los siguientes organismos competentes:

- Administración titular de la carretera, a efectos de compatibilizar la ejecución de las obras con la explotación de la vía, así como para la definición y aprobación de las fases de obra, señalización provisional y posibles afecciones temporales al tráfico.
- Delegación Territorial de Sostenibilidad, Medio Ambiente y Economía Azul, en relación con las posibles afecciones ambientales y la verificación de que la actuación resulta compatible con la normativa sectorial aplicable.
- Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, en lo relativo a las actuaciones en el entorno del cauce y del dominio público hidráulico, debiendo obtenerse, con carácter previo al inicio de las obras, la correspondiente autorización para obras en zona de policía, en su caso.

El adjudicatario de las obras deberá recabar y cumplir cuantas autorizaciones sectoriales resulten preceptivas, ajustándose estrictamente a las condiciones que en ellas se establezcan, todo ello sin perjuicio de las comprobaciones adicionales que se realicen en fase de ejecución.

3.23.- Justificación de precios

En el Anejo nº 22 se desarrolla la justificación y descomposición de los precios unitarios de las distintas unidades de obra que integran el presupuesto del presente anteproyecto, sirviendo como base para la confección del Presupuesto de Ejecución Material.

En dicho anejo se analizan los costes directos asociados a cada unidad de obra —mano de obra, maquinaria y materiales—, así como los costes indirectos, de acuerdo con la normativa de contratación vigente y con los criterios habitualmente aceptados en la valoración de obras de infraestructura viaria.

Los precios unitarios se han obtenido a partir de la descomposición de cada unidad de obra en sus componentes elementales, aplicando rendimientos coherentes con la tipología de los trabajos, la experiencia en obras de características análogas y las condiciones específicas de ejecución del proyecto. Para ello se han considerado referencias de mercado, bases de precios oficiales y la experiencia acumulada en estudios similares.

El anejo tiene carácter justificativo y no contractual, siendo su finalidad acreditar la adecuación de los precios adoptados a las condiciones reales del mercado. Los precios contractuales son los recogidos en los Cuadros de Precios nº 1 y nº 2 del Proyecto.

Con carácter general, el precio de ejecución material de cada unidad de obra se obtiene mediante la expresión:

$$Pe = \left(1 + \frac{K}{100} \right) Cd$$

siendo:

- Pe = Precio de ejecución material de la unidad de obra
- K = Porcentaje correspondiente a los costes indirectos
- Cd = Coste directo de la unidad de obra

Por tanto, $Pe = 1,06 \times Cd$

4.- PRESUPUESTO

De acuerdo con las mediciones desarrolladas en el Documento nº 4 del presente Anteproyecto, y mediante la aplicación de los precios unitarios justificados en el Anejo nº 22 “Justificación de Precios”, se ha obtenido el Presupuesto de Ejecución Material (PEM) correspondiente a las obras definidas en esta Memoria y en el resto de documentos que integran el Anteproyecto.

A partir del Presupuesto de Ejecución Material, y de conformidad con lo establecido en la normativa vigente en materia de contratación pública, se ha procedido a la obtención del Presupuesto Estimado, mediante la aplicación de los siguientes conceptos:

- Gastos Generales: 13 %
- Beneficio Industrial: 6 %

Finalmente, al Presupuesto Estimado se le añade el Impuesto sobre el Valor Añadido (IVA) vigente, fijado en el 21 %, obteniéndose así el Presupuesto Estimado con IVA de la obra.

El presupuesto resultante constituye el límite económico máximo de la actuación proyectada y sirve de referencia para la licitación, adjudicación y ejecución de las obras, sin perjuicio de las posibles variaciones derivadas de la correcta ejecución del contrato conforme a la legislación aplicable.

A continuación, se presenta el desglose por capítulos del Presupuesto de Ejecución Material, donde se recogen de forma ordenada y sistemática los distintos trabajos que integran la obra predimensionada.

CAPITULO	IMPORTE (P.E.M.)	%
DEMOLICIONES Y TRABAJOS PREVIOS	2.456,13	0,13%
MOVIMIENTO DE TIERRAS	238.551,52	12,46%
DRENAJE SUPERFICIAL	23.333,19	1,22%
ESTRUCTURAS	1.517.777,09	79,26%
FIRMES Y PAVIMENTOS	18.438,66	0,96%
SEÑALIZACION, BALIZAMIENTO Y DEFENSAS	25.182,17	1,31%
DESVIOS PROVISIONALES	20.250,26	1,06%
INTEGRACIÓN AMBIENTAL	6.792,65	0,35%
GESTION RESIDUOS	62.266,51	3,25%
	1.915.048,18	100,00%

4.1- Presupuesto estimado

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	1.679.192,53
13% Gastos Generales	248.956,26
6% Beneficio Industrial	114.902,89
SUMA	2.278.907,33
21% IVA	478.570,54
PRESUPUESTO ESTIMADO + IVA	2.757.477,87

El Presupuesto Estimado + IVA asciende a la cantidad de DOS MILLONES SETECIENTOS CINCUENTA Y SIETE MIL CUATROCIENTOS SETENTA Y SIETE EUROS CON OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS (2.757.477,87 €).

4.2- Presupuesto para conocimiento de la administración

De todo lo anterior se concluye que el Presupuesto para Conocimiento de la Administración estimado asciende a la cantidad de DOS MILLONES SETECIENTOS CINCUENTA Y SIETE MIL CUATROCIENTOS SETENTA Y SIETE EUROS CON OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS (2.757.477,87 €), como queda detallado en la siguiente tabla.

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	1.915.048,18
13% Gastos Generales	248.956,26
6% Beneficio Industrial	114.902,89
SUMA	2.278.907,33
21% IVA	478.570,54
PRESUPUESTO ESTIMADO + IVA	2.757.477,87
PRESUPUESTO ESTIMADO SIN IVA	2.278.907,33
Expropiaciones	0,00
Plan de control de calidad de recepción sin IVA	36.225,35
Protección del Patrimonio Histórico Natural	16.791,93

5.- DOCUMENTOS QUE COMPONEN EL PROYECTO CONSTRUCTIVO

Los documentos que integran la presente Propuesta de Orden de Estudio son los que se indican a continuación:

MEMORIA

1. ANTECEDENTES

1.1. Antecedentes técnicos

2. OBJETO DEL PROYECTO Y SITUACIÓN ACTUAL

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1. Descripción general del proyecto

3.2. Cartografía y topografía

3.3. Geología, geotécnica y procedencia de materiales

3.3.1. Geología

3.3.2. Encuadre geológico local

3.3.2.1. Introducción

3.3.2.2. Estratigrafía (síntesis)

3.3.2.3. Tectónica (síntesis)

3.3.2.4. Geomorfología (síntesis)

3.3.2.5. Hidrogeología (síntesis)

3.3.2.6. Riesgos geológicos (síntesis)

3.3.2.7. Sismicidad

3.4. Climatología e hidrología

3.4.1. Climatología

3.4.2. Hidrología

3.5. Planeamiento y tráfico

3.5.1. Planeamiento

3.5.2. Tráfico

3.6. Trazado geométrico

3.6.1. Trazado en planta

3.6.2. Trazado en alzado

3.6.3. Coordinación planta-alzado y visibilidad

3.6.4. Sección tipo

3.7. Movimiento de tierras

3.7.1. Criterios generales

3.7.2. Excavaciones previstas

3.7.3. Aprovechamiento de materiales

3.7.4. Aporte de materiales externos

3.7.5. Balance de tierras

3.7.6. Procedencia de materiales y gestión de excedentes

3.7.6.1. Suelos y áridos: canteras y plantas de tratamiento de RCD

3.7.6.2. Vertederos de inertes y gestores autorizados

3.7.7. Consideraciones constructivas y ambientales

3.8. Firmes y pavimentos

3.8.1. Firme existente/proyectado en el tronco de la carretera A-384R1 (entorno de la actuación)

3.8.2. Firme de proyecto sobre el tablero del nuevo puente (p.k. 2+800 de la A-384R1)

3.9. Drenaje

3.9.1. Criterios de diseño

3.9.2. Alcance del drenaje proyectado

3.9.3. Drenaje del tablero del puente

3.9.4. Integración con el drenaje existente y control de afecciones

3.9.5. Estanqueidad y durabilidad

3.10. Estructuras

3.10.1. Descripción de la estructura

3.10.2. Bases de cálculo

3.10.3. Normativa utilizada

3.10.4. Programas informáticos empleados

3.10.5. Materiales, coeficientes de seguridad y recubrimientos

3.10.6. Acciones de cálculo y combinación de acciones

3.10.7. Cálculo del tablero

3.10.7.1. Modelo de cálculo

3.10.7.2. Comprobaciones tensionales en vigas (ELS)

3.10.7.3. Comprobaciones de las vigas en Estados Límite Últimos

3.10.7.4. Cálculo de la losa de compresión

3.10.8. Modelo de cálculo de la subestructura

3.10.9. Cálculo de los aparatos de apoyo y juntas de calzada

3.10.10. Cálculo de pilas

3.10.11. Cálculo de estribos

3.10.12. Prueba de carga

3.11. Estudio ambiental y medidas correctoras

3.12. Reposición de servicios afectados

3.13. Soluciones propuestas al tráfico

3.14. Señalización, balizamiento y defensas

3.15. Tramitación ambiental

3.16. Expropiaciones

3.17. Programación de las obras

3.18. Clasificación del contratista

3.19. Fórmula de revisión de precios

3.20. Plan de control de calidad y valoración de ensayos

3.21. Gestión de residuos

3.22. Coordinación con otros Organismos

3.23. Justificación de precios

4. PRESUPUESTO

4.1. Presupuesto estimado

4.2. Presupuesto para conocimiento de la Administración

5. DOCUMENTOS QUE COMPONEN EL PROYECTO CONSTRUCTIVO

6. LEGISLACIÓN Y NORMATIVA VIGENTE UTILIZADA EN LA REDACCIÓN DEL PROYECTO

ANEJOS

ANEJO Nº 1.- ANTECEDENTES

ANEJO Nº 2.- DISPOSICIONES LEGALES Y NORMATIVAS OBSERVADAS

ANEJO Nº 3.- CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

ANEJO Nº 4.- GEOLOGÍA Y PROCEDENCIA DE MATERIALES

ANEJO Nº 5.- EFECTOS SÍSMICOS

ANEJO Nº 6.- CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA

ANEJO Nº 7.- PLANEAMIENTO Y TRÁFICO
ANEJO Nº 8.- TRAZADO GEOMÉTRICO
ANEJO Nº 9.- MOVIMIENTO DE TIERRAS
ANEJO Nº 10.- ESTUDIO DE FIRMES Y PAVIMENTOS
ANEJO Nº 11.- DRENAJE
ANEJO Nº 12.- GEOTECNIA DE CIMENTACIONES
ANEJO Nº 13.- ESTRUCTURAS
ANEJO Nº 14.- SOLUCIONES PROPUESTAS AL TRÁFICO
ANEJO Nº 15.- SEÑALIZACIÓN, BALIZAMIENTO Y DEFENSAS
ANEJO Nº 16.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL
ANEJO Nº 17.- REPLANTEO
ANEJO Nº 18.- DISPONIBILIDAD DE TERRENOS. EXPROPIACIONES E INDEMNIZACIONES
ANEJO Nº 19.- COORDINACIÓN CON OTROS ORGANISMOS Y SERVICIOS AFECTADOS
ANEJO Nº 20.- PROGRAMA DE TRABAJOS
ANEJO Nº 21.- CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA
ANEJO Nº 22.- JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS
ANEJO Nº 23.- PRESUPUESTO PARA CONOCIMIENTO DE LA ADMINISTRACIÓN
ANEJO Nº 24.- REVISIÓN DE PRECIOS
ANEJO Nº 25.- VALORACIÓN DE ENSAYOS
ANEJO Nº 26.- ESTUDIO DE GESTIÓN DE RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN (RCD)

PLANOS

PRESUPUESTO

MEDICIONES
CUADRO DE PRECIOS nº 1
CUADRO DE PRECIOS nº 2
PRESUPUESTO
RESUMEN DE PRESUPUESTO

6.- LEGISLACIÓN Y NORMATIVA VIGENTE UTILIZADA EN LA REDACCIÓN DEL ANTEPROYECTO

Para la redacción de todos los documentos que integran el presente Anteproyecto se han tenido en cuenta las disposiciones legales, reglamentarias y normativas de aplicación vigentes en el momento de su elaboración.

El conjunto de dicha legislación y normativa se recoge de forma detallada en el Anejo nº 2 “Disposiciones legales y normativa observada”, que se incorpora como documento independiente de esta Memoria, dada la extensión y diversidad de las disposiciones consideradas.

En dicho Anejo se incluyen, entre otras, las normas relativas a carreteras y estructuras, seguridad y salud, medio ambiente, contratación pública, calidad de materiales, control de ejecución y resto de normativa técnica y administrativa de obligado cumplimiento para la correcta definición y ejecución de las obras predimensionadas.

7.- DECLARACIÓN DE OBRA COMPLETA

Conforme a lo dispuesto en los artículos 122 y 125 del Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, se manifiesta que el presente anteproyecto define una obra completa, susceptible de ser entregada al uso general o al servicio correspondiente y capaz de cumplir el fin para el que se proyecta, sin perjuicio de ulteriores ampliaciones de que pueda ser objeto.

Cádiz, marzo 2026



EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO
Fdo.: D. Antonio Mora Fernández
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



EL INGENIERO JEFE DEL SERVICIO
Fdo.: D. Cristóbal Serrano López
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ANEJO 1.- OBJETO DEL ANTEPROYECTO

ANEJO 1.- ANTECEDENTES

INDICE

1.- ANTECEDENTES

2.- OBJETO DEL PROYECTO

1.- OBJETO DEL PROYECTO

El objeto del presente anteproyecto es la definición técnica y valoración económica de las obras necesarias para resolver los problemas de inestabilidad detectados en la carretera A-384R1, en el entorno del P.K. 1+780, mediante la ejecución de una solución estructural que garantice la estabilidad a largo plazo de la infraestructura y la seguridad de la explotación viaria.

La actuación predimensionada implementa las recomendaciones derivadas de los estudios geotécnicos específicos realizados tras los episodios de inestabilidad detectados, manteniendo, en la medida de lo posible, la tipología funcional y las condiciones de trazado de la infraestructura existente, si bien introduciendo una solución estructural que permita salvar la zona afectada por procesos de inestabilidad geotécnica.

La solución adoptada consiste en la construcción de un puente que salva íntegramente el ámbito afectado, conectando dos zonas de la carretera que presentan condiciones geotécnicas estables, evitando así la necesidad de apoyar terraplenes o estructuras de contención sobre terrenos con comportamiento desfavorable.

La estructura proyectada tiene una longitud total aproximada de 120,00 m, distribuida en cuatro vanos de 30,00 m de luz, configurándose como un puente de tableros isostáticos.

El tablero está formado por cuatro vigas prefabricadas de hormigón pretensado de sección doble “T”, con un canto de 1,70 m, sobre las que se dispone una losa de compresión de hormigón armado de 25 cm de espesor, hormigonada “in situ”.

El ancho total del tablero es de 10,00 m, distribuido en dos carriles de circulación de 3,00 m, dos arcenes de 1,00 m y el espacio restante destinado al alojamiento de los elementos de protección, resueltos mediante pretilas metálicas conformes a la normativa vigente en materia de sistemas de contención de vehículos.

El tablero dispone de juntas de dilatación en ambos extremos, concibiéndose como una estructura con losa continua sobre los apoyos intermedios, garantizando la continuidad estructural y un adecuado comportamiento frente a las acciones de servicio.

Los apoyos extremos se resuelven mediante estribos flotantes sin encepado, cimentados sobre tres pilotes de hormigón armado de 1,00 m de diámetro y una longitud aproximada de 27,00 m, de acuerdo con los resultados de los sondeos geotécnicos realizados.

Los apoyos intermedios se materializan mediante pilas de hormigón armado, formadas por un dintel de 1,00 m de canto, un fuste circular de 1,30 m de diámetro y un encepado de hormigón armado, apoyado sobre tres pilotes de 1,00 m de diámetro y una profundidad aproximada de 20,00 m, conforme a la caracterización geotécnica del terreno.

Finalmente, el tablero se impermeabilizará adecuadamente y se dispondrá una capa de rodadura de mezcla bituminosa en caliente (M.B.C.) de 5 cm de espesor, completándose la actuación con la correspondiente señalización, balizamiento y sistemas de contención, de acuerdo con la normativa técnica vigente.

ANEJO 2.- DISPOSICIONES LEGALES Y NORMATIVA OBSERVADAS

ANEJO 2.- DISPOSICIONES LEGALES Y NORMATIVA OBSERVADAS

INDICE

1.- OBJETO DEL ANEJO

2.- DISPOSICIONES LEGALES Y NORMATIVA

- 2.1.- Normativa de carácter administrativo/ jurídico
- 2.2.- Normativa de carreteras
- 2.3.- Normativa de gestión y evaluación ambiental
- 2.4.- Normativa de seguridad y salud
- 2.5.- Normativa de cimentaciones y estructuras
- 2.6.- Normativa de Señalización, balizamiento y defensas

1.- OBJETO DEL ANEJO

El presente anejo recoge toda la documentación y normativa consultada para la elaboración del “ANTEPROYECTO DE EJECUCIÓN DEL NUEVO PUENTE EN LA CARRETERA A-384R1 p.k. 2+800 (CADIZ)”.

2.- DISPOSICIONES LEGALES Y NORMATIVA

La normativa e instrucciones técnicas consultadas para la realización del presente proyecto se agrupan a continuación por materias, de acuerdo con las disposiciones legales y técnicas vigentes.

2.1.- Normativa de carácter administrativo/ jurídico

- Decreto 293/2009, de 7 de julio, por el que se aprueba el Reglamento que regula las normas para la accesibilidad en las infraestructuras, el urbanismo, la edificación y el transporte en Andalucía.
- Ley 9/2017, de 8 de noviembre, de Contratos del Sector Público, por la que se transponen al ordenamiento jurídico español las Directivas 2014/23/UE y 2014/24/UE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2014.
- Real Decreto 773/2015, de 28 de agosto, por el que se modifican determinados preceptos del Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, aprobado por el Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre.
- Real Decreto 1359/2011, de 7 de octubre, por el que se aprueba la relación de materiales básicos y las fórmulas-tipo generales de revisión de precios de los contratos de obras y de contratos de suministro de fabricación de armamento y equipamiento de las Administraciones Públicas.
- Real Decreto 300/2011, de 4 de marzo, por el que se modifica el Real Decreto 817/2009, de 8 de mayo, por el que se desarrolla parcialmente la Ley 30/2007, de 30 de octubre, de Contratos del Sector Público.
- Real Decreto 817/2009, de 8 de mayo, por el que se desarrolla parcialmente la Ley 30/2007, de 30 de octubre, de Contratos del Sector Público.
- Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas. (El RD 817/2009 deroga los artículos 79 y 114 a 117 y los anexos VII, VIII y IX, y modifica el artículo 179.1).
- Decreto 3854/1970, de 31 de diciembre, por el que se aprueba el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la contratación de obras del Estado.
- Orden Circular 31/2012, de 12 de diciembre, sobre propuesta y fijación de fórmulas polinómicas de revisión de precios en los proyectos de obras de la Dirección General de Carreteras.
- Orden Circular 2/97, “Infraestructura cartográfica de Andalucía y elaboración de la cartografía y topografía de los estudios de carreteras y ejecución de las obras”.
- Orden del Consejero de 21 de mayo de 1991, por la que se aprueban las normas complementarias para el cálculo de los precios unitarios de los proyectos de obras de la Consejería.

2.2.- Normativa de carreteras

- Orden Circular 6/95, “Normas para la redacción de proyectos de construcción de carreteras”, de la Dirección General de Infraestructuras.
- Orden Circular 1/97, “Normas complementarias para la redacción de proyectos y dirección de las obras de carreteras”.
- Órdenes del Consejero de 7 de mayo de 1993, de aprobación de las normas para la redacción de proyectos y documentación técnica para obras de la Consejería de Obras Públicas y Transportes.
- Ley 37/2015, de 29 de septiembre, de Carreteras.

- Ley 8/2001, de 12 de julio, de Carreteras de Andalucía.
- Real Decreto 1812/1994, de 2 de septiembre, por el que se aprueba el Reglamento General de Carreteras, modificado por los Reales Decretos 1911/1997, de 19 de diciembre; 597/1999, de 16 de abril; y 114/2001, de 9 de febrero. La Orden Ministerial de 16 de diciembre de 1997 desarrolla determinados artículos.
- Nota de Servicio 5/2014, de 11 de julio, sobre prescripciones y recomendaciones técnicas para la realización de estudios de tráfico.
- Nota de Servicio 9/2014, de 4 de diciembre, sobre recomendaciones para la redacción de los proyectos de construcción de carreteras.
- Mapas de tráfico de la Dirección General de Carreteras, publicados anualmente.
- Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la Norma 5.2-IC “Drenaje superficial”.
- Orden FOM/3460/2003, de 28 de noviembre, por la que se aprueba la Norma 6.1-IC “Secciones de firme”.
- Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía (ICAFIR), 2007.
- Orden FOM/3459/2003, de 28 de noviembre, por la que se aprueba la Norma 6.3-IC “Rehabilitación de firmes”.
- Nota de Servicio 3/2011, de 4 de octubre, sobre criterios a tener en cuenta en la redacción de proyectos de rehabilitación estructural y/o superficial de firmes.
- Orden Circular 20/2006, de 22 de septiembre, sobre recepción de obras de carreteras que incluyan firmes y pavimentos.
- Orden FOM/273/2016, de 19 de febrero, por la que se aprueba la Norma 3.1-IC “Trazado”.

2.3.- Normativa de gestión y evaluación ambiental

- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de Evaluación Ambiental.
- Ley 7/2007, de 9 de julio, de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental de Andalucía (GICA).
- Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición.
- Ley 37/2003, de 17 de noviembre, del Ruido.

2.4.- Normativa de seguridad y salud

- Ley 31/1995, de 8 de noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales.
- Ley 32/2006, de 18 de octubre, reguladora de la subcontratación en el sector de la construcción.
- Real Decreto 1109/2007, de 24 de agosto, por el que se desarrolla la Ley 32/2006, con corrección de errores del 12 de septiembre de 2007 y modificación por el Real Decreto 327/2009, de 13 de marzo.
- Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y de salud en las obras de construcción, modificado por el Real Decreto 604/2006, de 19 de mayo.
- Resolución de 5 de marzo de 1999, de la Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes, sobre delegación de competencias en materia de seguridad y salud en las obras de carreteras.
- Nota de Servicio 3/2017, de 10 de abril, sobre recomendaciones para la redacción y supervisión de estudios de seguridad y salud.
- Nota de Servicio 4/2017, de 10 de abril, sobre actuaciones en contratos de conservación ante incidentes con vehículos de transporte de mercancías peligrosas.
- Nota de Servicio de 4 de mayo de 2007, sobre aplicación de la nueva Ley de Subcontratación.
- Nota de Servicio 7/2001, de 27 de abril, sobre diligencia del libro de incidencias para el control y seguimiento del Plan de Seguridad y Salud.
- Recomendaciones para la elaboración de los estudios de seguridad y salud en las obras de carretera, Dirección General de Carreteras, 2002.
- Orden FOM/3317/2010, de 17 de diciembre, sobre medidas específicas para la mejora de la eficiencia en la ejecución de las obras públicas.

2.5.- Normativa de cimentaciones y estructuras

- Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, Dirección General de Carreteras, octubre de 2005.
- Guía de cimentaciones en obras de carreteras, Dirección General de Carreteras, 3.ª edición revisada, diciembre de 2009.
- Obras de paso de nueva construcción. Conceptos generales, Dirección General de Carreteras, mayo de 2000.
- Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP-07), aprobada por Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo.
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-98), aprobada por Orden de 12 de febrero de 1998.
- Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95), Dirección General de Carreteras, 1996.
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3), Orden Ministerial de 6 de febrero de 1976, con sus actualizaciones:
 - o Orden FOM/2523/2014, de 12 de diciembre.
 - o Orden FOM/1382/2002, de 11 de junio.
 - o Orden FOM/475/2002, de 6 de marzo.
- Real Decreto 256/2016, de 10 de junio, por el que se aprueba la Instrucción para la recepción de cementos (RC-16).
- Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural, que deroga la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) y la Instrucción de Acero Estructural (EAE).
- Real Decreto 842/2013, de 31 de octubre, por el que se aprueba la clasificación de los productos de construcción y de los elementos constructivos en función de sus propiedades de reacción y de resistencia frente al fuego.

2.6.- Normativa de Señalización, balizamiento y defensas

- Orden FOM/534/2014, de 20 de marzo, por la que se aprueba la Norma 8.1-IC “Señalización vertical”.
- Orden de 16 de julio de 1987, por la que se aprueba la Norma 8.2-IC “Marcas viales”.
- Guía para el proyecto y ejecución de obras de señalización horizontal, Dirección General de Carreteras, diciembre de 2012.
- Orden de 31 de agosto de 1987, por la que se aprueba la Instrucción 8.3-IC sobre señalización, balizamiento, defensa, limpieza y terminación de obras fijas fuera de poblado.
- Orden Circular 15/2003, de 13 de octubre, sobre señalización de los tramos afectados por la puesta en servicio de las obras.
- Orden Circular 16/2003, de 20 de noviembre, sobre intensificación y ubicación de carteles de obras.
- Manual de ejemplos de señalización de obras fijas, Dirección General de Carreteras, 1997.
- Señalización móvil de obras, Dirección General de Carreteras, 1997.
- Orden Circular 309/90 C y E, de 15 de enero, sobre hitos de arista (anulada parcialmente por criterios técnicos según la Orden FOM/2543/2014).
- Orden Circular 35/2014, de 19 de mayo, sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos.

ANEJO 3.- CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA

ANEJO 3.- CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA

INDICE

1.- ORIGEN DE LA CARTOGRAFÍA

2.- SISTEMA DE REFERENCIA Y PRECISIÓN

3.- RED DE BASES DE REPLANTEO Y BASES UTILIZADAS EN EL PUENTE

4.- CARTOGRAFÍA DE DETALLE DEL ENTORNO DEL PUENTE

1.- ORIGEN DE LA CARTOGRAFÍA

La cartografía utilizada como base para la definición geométrica del nuevo puente en la carretera A-384R1 procede íntegramente de la documentación topográfica generada para el “Proyecto de Terminación del nuevo acceso a Alcalá del Valle. Fase I”, manteniéndose los mismos criterios de obtención, tratamiento y referencia de la información planimétrica y altimétrica.

Dicha cartografía tiene su origen en un vuelo fotogramétrico digital específico de la zona, realizado con un tamaño de píxel en terreno del orden de 0,10 m (GSD 10 cm) y posteriormente restituído a escala 1:1.000 en el ámbito del proyecto de conexión A-7276 – A-384 desde la Cruz de Zambonia (Alcalá del Valle). Sobre esta base fotogramétrica y su restitución se apoyan tanto la definición del eje y rasante de la carretera como la modelización de la topografía existente.

Como parte de ese mismo trabajo, se implantó y calculó una red básica y una red de bases de replanteo materializada mediante vértices identificados como BR-01 a BR-30, que constituyen el soporte geodésico y topográfico de todas las actuaciones vinculadas al nuevo acceso a Alcalá del Valle. Esta red de apoyo se mantiene sin alteraciones en el presente anteproyecto, adoptándose sus coordenadas oficiales como sistema único de referencia para cualquier operación de replanteo, auscultación o control geométrico que deba realizarse en obra.

Para la redacción del Anteproyecto del nuevo puente en la carretera A-384R1 se ha utilizado exclusivamente la cartografía correspondiente al entorno inmediato del puente, recortada del conjunto general anterior. En concreto, se trabaja con el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la A-384R1, coincidente con el ámbito definido en la Memoria del anteproyecto, de forma que la información gráfica empleada (curvas de nivel, elementos singulares, cauces, caminos y demás detalles planimétricos) es coherente y totalmente compatible con la del resto de actuaciones del acceso.

De este modo, la cartografía de base del presente proyecto:

- Es homogénea con la empleada en el “Proyecto de Terminación del nuevo acceso a Alcalá del Valle. Fase I”.
- Se apoya en el vuelo fotogramétrico digital a GSD 10 cm y la restitución 1:1.000 del proyecto de conexión A-7276 – A-384.
- Utiliza como referencia geodésica la red básica y la red de bases de replanteo BR-01...BR-30 ya implantada.
- Queda restringida al entorno del puente, entre los p.k. 2+716 y 2+840, garantizando la consistencia geométrica entre la solución estructural y el resto de la traza existente.

2.- SISTEMA DE REFERENCIA Y PRECISIÓN

Toda la información topográfica empleada en el Anteproyecto del nuevo puente en la carretera A-384R1 se encuentra referida al mismo sistema geodésico y de representación cartográfica utilizado en el “Proyecto de Terminación del nuevo acceso a Alcalá del Valle. Fase I” y en el Proyecto de Conexión de la A-7276 con la A-384 desde la Cruz de Zambonia (Alcalá del Valle), del que se toma la base de datos topográfica.

En concreto, las coordenadas planimétricas se expresan en el Sistema de Referencia ETRS-89, proyectado en coordenadas UTM, huso 30, constituyendo este sistema el marco único de trabajo para la definición del eje, el trazado en planta, el emplazamiento del puente y la localización de las bases de replanteo BR-22 y BR-23. De este modo, se asegura la plena compatibilidad geométrica entre el presente proyecto y el resto de actuaciones del acceso a Alcalá del Valle, así como la correcta integración de la cartografía en cualquier sistema de información geográfica o de gestión de la carretera.

En lo que respecta a la referencia altimétrica, las cotas adoptadas proceden de la Red de Nivelación de Alta Precisión del Instituto Geográfico Nacional (IGN), mediante nivelación geométrica de ida y vuelta desde un clavo de dicha red (NG-123, Línea 10523) hasta los vértices que componen la red básica. Los itinerarios de nivelación cumplen las tolerancias establecidas para este tipo de trabajos, de forma que las diferencias de cierre se sitúan dentro de los límites normativos y permiten obtener cotas altimétricas de alta fiabilidad para el cálculo de rasantes y para el diseño de la estructura.

La metodología de observación y cálculo de la red planimétrica y altimétrica es la misma que la desarrollada en el Anejo nº 2 “Cartografía y Topografía” del Proyecto de Conexión A-7276 – A-384, que se incorpora al presente documento como Apéndice 1. En síntesis, dicha metodología se basa en:

- Observación GPS con receptores de doble frecuencia mediante técnicas de estático y estático rápido, apoyadas en vértices geodésicos regentes y en estaciones de referencia de la Red Andaluza de Posicionamiento (RAP).
- Ajuste de la red geodésica y de la red de bases de replanteo mediante software específico de cálculo geodésico, obteniendo elipses de error planimétrico del orden milimétrico y errores máximos en planta de la red dentro de unos pocos centímetros.
- Nivelación geométrica de alta precisión desde la red del IGN para la determinación de las cotas, con cierres y tolerancias dentro de las especificaciones aplicables.

En el presente anejo no se reproducen íntegramente los desarrollos de cálculo ni los listados completos de observaciones y ajustes, remitiéndose expresamente al citado Apéndice 1 (Anejo de Cartografía y Topografía del Proyecto de Conexión A-7276 – A-384), que forma parte integrante de la documentación topográfica de referencia. En cualquier caso, se mantiene íntegramente el mismo sistema de referencia, la misma metodología de observación y cálculo y los mismos niveles de precisión, adoptándose sus resultados como base para la cartografía y el replanteo del nuevo puente entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la A-384R1.

3.- RED DE BASES DE REPLANTEO Y BASES UTILIZADAS EN EL PUENTE

Para la definición geométrica y el replanteo del nuevo puente en la carretera A-384R1 se adopta íntegramente la red de bases de replanteo existente implantada en el marco del Proyecto de Conexión de la A-7276 con la A-384 desde la Cruz de Zambonia (Alcalá del Valle), de la cual forman parte las bases identificadas como BR-01 a BR-30.

Esta red de bases fue calculada y ajustada conjuntamente con la red geodésica básica y constituye el soporte único de referencia para todos los trabajos topográficos asociados al nuevo acceso a Alcalá del Valle. En consecuencia, el presente anteproyecto no introduce nuevas bases ni modifica las existentes, limitándose

a utilizar la red ya implantada como marco de apoyo para el replanteo del puente, sus accesos y las obras auxiliares asociadas.

En el ámbito concreto del tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la A-384R1, donde se ubica el nuevo puente, se dispone de varias bases de replanteo pertenecientes a dicha red. De entre ellas, y a efectos de homogeneizar los trabajos de campo y simplificar la operativa de replanteo, en este anteproyecto se designan como bases operativas principales las bases BR-22 y BR-23, por su ubicación y accesibilidad respecto al emboque del puente y a la traza existente.

Estas dos bases se utilizarán como origen de todas las operaciones topográficas ligadas al puente, incluyendo, entre otras:

- Replanteo del eje y de las alineaciones singulares de la carretera en la zona del puente.
- Replanteo en planta y altura de los estribos y pilas de la estructura.
- Comprobaciones geométricas durante la ejecución y en fase de control final.

Las coordenadas planimétricas y altimétricas adoptadas para las bases BR-22 y BR-23 son exactamente las mismas que figuran en el Anejo de Cartografía y Topografía del Proyecto de Conexión A-7276 – A-384, que se incorpora como Apéndice 1 al presente documento. A efectos de consulta directa en el ámbito de este anteproyecto, se reproducen a continuación:

Base	X (m)	Y (m)	Z (m)
BR-22	308.816,830	4.092.293,71 4	567,917
BR-23	309.088,932	4.092.153,92 3	600,265

Estas coordenadas (X, Y, Z) en ETRS-89 / UTM huso 30 se consideran las coordenadas oficiales de trabajo para el replanteo del nuevo puente y deberán ser empleadas, sin modificación, en todos los trabajos topográficos vinculados al mismo. Cualquier densificación de la red mediante puntos auxiliares locales que pueda generarse durante la ejecución de las obras deberá referenciarse siempre a las bases BR-22 y BR-23 aquí definidas, garantizando así la coherencia geométrica con el resto de la actuación del acceso a Alcalá del Valle.

4.- CARTOGRAFÍA DE DETALLE DEL ENTORNO DEL PUENTE

Para el diseño geométrico del nuevo puente, de sus accesos inmediatos y de las obras asociadas (drenaje, adecuación de márgenes, transiciones de firme, etc.), se ha utilizado la cartografía de detalle derivada del vuelo fotogramétrico digital a GSD 10 cm y de la restitución a escala 1:1.000, recortada al ámbito comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la A-384R1, y referenciada en todo caso a las bases BR-22 y BR-23, que constituyen el apoyo geodésico único para la obtención de modelos digitales de terreno, secciones transversales y planos de planta-alzado empleados en la definición de la estructura y su integración con la traza existente.

ANEJO 4.- GEOLOGIA Y PROCEDENCIA DE MATERIALES

ANEJO 4.- GEOLOGIA Y PROCEDENCIA DE MATERIALES

INDICE

1.- INTRODUCCIÓN

1.1.- Objeto

1.2.- Información utilizada

- 1.2.1.- *Recopilación de información geológica y geotécnica oficial*
- 1.2.2.- *Reconocimiento “in situ” del terreno*
- 1.2.3.- *Análisis de la investigación geotécnica disponible*
- 1.2.4.- *Elaboración de la planta y perfil geológicos del proyecto*
- 1.2.5.- *Consulta de antecedentes técnicos relevantes*
- 1.2.6.- *Bibliografía consultada*

1.3.- Descripción general

2.- ENCUADRE GEOLÓGICO GENERAL

3.- ENCUADRE GEOLÓGICO LOCAL

3.1.- Introducción

3.2.- Estratigrafía

- 3.2.1.- *Materiales del Subbético Externo*
- 3.2.2.- *Materiales miocenos (U-50)*
- 3.2.3.- *Depósitos cuaternarios recientes (U-55)*
- 3.2.4.- *Síntesis estratigráfica local*
- 3.2.5.- *Relaciones de contacto y tectónica local*

3.3.- Tectónica

- 3.3.1.- *Tectónica del Subbético Externo*
- 3.3.2.- *Evolución tectónica y repercusión en el ámbito del proyecto*
- 3.3.3.- *Implicaciones geotécnicas*

3.4.- Geomorfología

3.5.- Hidrogeología

- 3.5.1.- *Hidrogeología general*
- 3.5.2.- *Hidrogeología particular de la zona de estudio*

3.6.- Riesgos Geológicos

- 3.6.1.- *Riesgos por deslizamientos y laderas inestables*
- 3.6.2.- *Riesgos por elevada plasticidad de las arcillas y margas*
- 3.6.3.- *Riesgos por suelos blandos y compresibles*
- 3.6.4.- *Riesgo por zonas encharcables*

3.7.- Sismicidad

4.- PROCEDENCIA DE MATERIALES

4.1.- Información actualizada

4.2.- Prescripciones de los materiales

4.3.- Necesidades de material

4.4.- Canteras

4.5.- Instalaciones de suministro

- 4.5.1.- *Plantas de hormigón*
- 4.5.2.- *Plantas de mezclas bituminosas*

4.6.- Vertederos

- 4.6.1.- *Vertedero autorizado de Olvera*
- 4.6.2.- *Vertedero autorizado de La Ventilla (Aguilar–Parauta)*
- 4.6.3.- *Relleno de zonas utilizadas como préstamo*
- 4.6.4.- *Criterios ambientales y administrativos*

1.- INTRODUCCIÓN

1.1.- Objeto

El presente documento constituye el Anejo 3 – Geología del Anteproyecto del Nuevo Puente en la Carretera A-384R1, p.k. 1+800 (Cádiz). Su objeto es caracterizar con la mayor precisión posible las condiciones geológicas y geotécnicas de los materiales presentes en el ámbito de actuación, aportando la información necesaria para el adecuado diseño, ejecución y comportamiento de la obra proyectada. Asimismo, se pretende establecer un marco geológico de referencia que permita anticipar posibles condicionantes durante la construcción y garantizar la correcta integración de la estructura en el medio físico.

El estudio comprende la descripción de la geología regional y local, la estratigrafía y litología, la estructura tectónica, los aspectos hidrogeológicos, la geomorfología, así como la identificación y evaluación de los riesgos geológicos y geotécnicos que puedan influir en la estabilidad, ejecución y servicio del nuevo puente y de sus elementos asociados.

1.2.- Información utilizada

Para la caracterización geológica de la zona a lo largo del trazado y del entorno inmediato del nuevo puente, se ha empleado la información técnica, cartográfica y de campo que se detalla a continuación. Toda la documentación empleada proviene de organismos oficiales o del Documento Base utilizado para la redacción del presente anteproyecto:

- PROYECTO DE TERMINACIÓN DEL NUEVO ACCESO A ALCALÁ DEL VALLE. FASE I (Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territorio. Delegación Territorial en Cádiz)

Los trabajos y fuentes consultadas han sido los siguientes:

1.2.1.- Recopilación de información geológica y geotécnica oficial

Incluye la revisión de cartografía del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), con especial referencia al:

- Mapa Geológico Nacional (MAGNA), escala 1:50.000, Hoja nº 1037 – OLVERA, correspondiente al ámbito directo del proyecto.
- Hojas colindantes, entre ellas la Hoja nº 1036 – TEBA, empleada para correlaciones estratigráficas y estructurales hacia la provincia de Málaga.

Asimismo, se ha consultado documentación técnica complementaria (hidrogeología, cartografía litológica y geotécnica de referencia).

1.2.2.- Reconocimiento “in situ” del terreno

Se ha realizado la inspección directa del ámbito de actuación, recopilando datos sobre:

- litología y materiales aflorantes,
- espesores de suelos y niveles de alteración,
- características geomecánicas de los macizos rocosos,
- morfología del valle y procesos geomorfológicos activos,
- condiciones hidrológicas superficiales y subterráneas.

(Datos procedentes del Proyecto de Terminación del Nuevo Acceso a Alcalá del Valle. Fase I, verificados y complementados para el presente Proyecto Modificado.)

1.2.3.- Análisis de la investigación geotécnica disponible

Se han empleado los resultados de la investigación geotécnica previa desarrollada en proyectos del mismo corredor viario, cuyo comportamiento geológico es directamente comparable. Esta información incluye parámetros geotécnicos utilizados como referencia para el dimensionamiento de cimentaciones profundas y rellenos asociados.

(Datos procedentes del Documento Base y de los estudios previos realizados en el entorno de Alcalá del Valle.)

1.2.4.- Elaboración de la planta y perfil geológicos del proyecto

Se han confeccionado la planta y el perfil geológico generales a escala 1:2.000, integrando:

- la cartografía MAGNA,
- la bibliografía especializada,
- la observación directa del terreno,
- y los datos derivados de proyectos precedentes en este corredor.

(Información procedente del Proyecto Base, ajustada al ámbito concreto del puente.)

1.2.5.- Consulta de antecedentes técnicos relevantes

Se han consultado los antecedentes del ámbito contenidos en:

- Anejo 4.2 “Geología y Procedencia de Materiales”, y
- Anejo 5.4 “Estudio Geológico y Geotécnico de los Corredores”,

ambos pertenecientes al Proyecto de Conexión de la A-7276 con la A-384 desde la Cruz de Zambonía (Alcalá del Valle), por tratarse de un entorno geográfico inmediato con características geológicas y litológicas análogas a las existentes en el área del puente.

1.2.6.- Bibliografía consultada

Entre la bibliografía de referencia empleada destacan:

- Mapa Geológico de España MAGNA 50 (IGME)
 - o Hoja 1037 “Olvera” (ámbito del proyecto)
 - o Hoja 1036 “Teba” (colindante NE)
- Mapa Hidrogeológico de España, escala 1:1.000.000 (IGME)
- Mapa de vulnerabilidad de acuíferos, escala 1:1.000.000 (IGME)
- Mapa Geotécnico General de España, escala 1:200.000 (IGME)
- “Geología de España”, Libro Jubilar J.M. Ríos, Tomo II, J.A. Comba (coord.), IGME–CNG, 1983

1.3.- Descripción general

A continuación, se describe la geología y las características geotécnicas de los materiales que afloran en el entorno del P.K. 1+800 de la carretera A-384R1, donde se predimensiona el nuevo puente, estableciendo su distribución, naturaleza y comportamiento previsibles a efectos del diseño estructural y de cimentación.

2.- ENCUADRE GEOLÓGICO GENERAL

Geológicamente, la zona en la que se sitúa el ámbito del anteproyecto pertenece al sector central de las Zonas Externas de las Cordilleras Béticas, configuradas principalmente por materiales de la Zona Subbética Media, junto con otros dominios algo más meridionales y con la presencia local de rellenos postorogénicos cuyo desarrollo, aunque más limitado, completa la configuración geológica superficial del área. Esta disposición refleja la compleja evolución tectónica del borde de la placa Ibérica durante el proceso alpino, donde afloran sucesiones sedimentarias mesozoicas muy deformadas, combinadas con depósitos más recientes que sellan parcialmente la estructura.

En el marco geográfico, la Cordillera Bética constituye una extensa alineación montañosa de dirección general OSO–ENE, que se extiende desde el Golfo de Cádiz hasta las costas meridionales del País Valenciano. Al sur está limitada por el litoral mediterráneo, mientras que hacia el norte se encuentra delimitada por la depresión del Guadalquivir, por el borde meridional de la Meseta (La Mancha) y por el sector meridional de la Cordillera Ibérica. Desde el punto de vista geológico, esta cordillera forma parte de un orógeno alpino que continúa hacia el oeste a través del Golfo de Cádiz, enlazando estructuralmente, por medio del arco de Gibraltar, con la cordillera Rifeña en el norte de Marruecos. Hacia el noreste, la continuidad estructural de la Bética se prolonga hasta las Islas Baleares, configurando un amplio arco orogénico que rodea el margen occidental del Mediterráneo y que sirve como referencia fundamental en la compresión continental del Cenozoico.

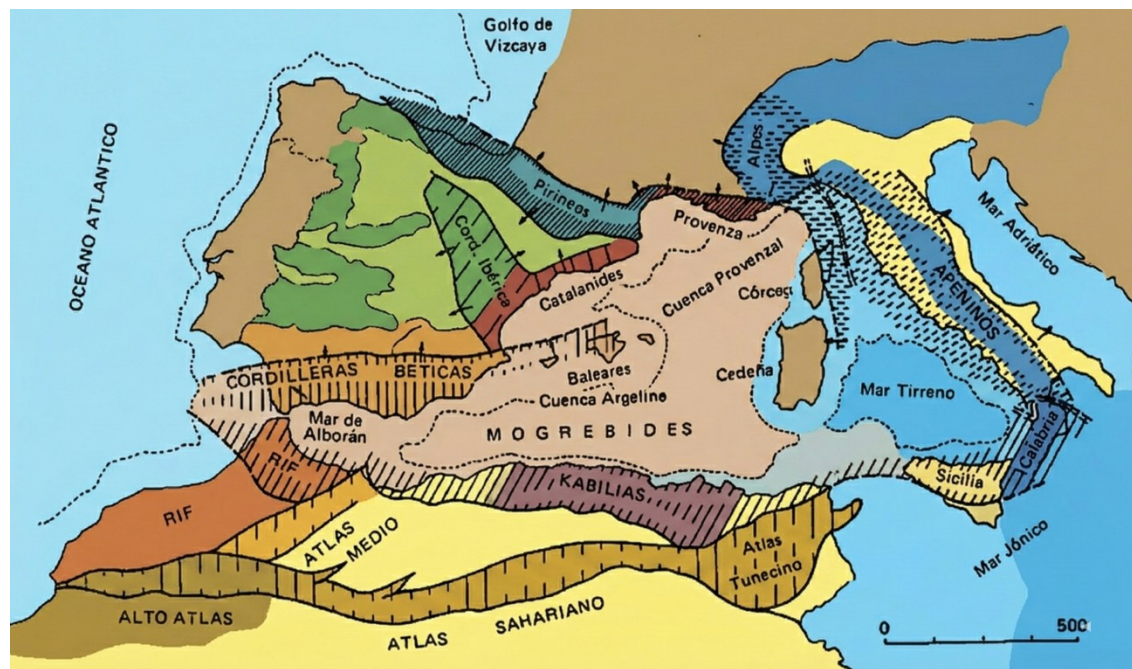


Figura 1.- Cadenas alpinas del Mediterráneo Occidental
(Fuente: Comba, J.A., coord. (1983) Geología de España (Libro Jubilar J.M. Ríos), 2 vols.; I.T.G.E., 656+752)

La subdivisión de este orógeno alpino es compleja y presenta variaciones laterales significativas. Además de los dominios principales, existen diversas unidades intermedias que no siempre se integran fácilmente en el esquema estructural clásico, debido a su carácter transicional, a la superposición de mantos o a la presencia de paquetes tectónicos heterogéneos derivados de la evolución del margen continental y de la colisión entre placas.

De manera general, dentro de este gran conjunto se diferencian las “Zonas Externas”, compuestas por materiales mesozoicos que representan el antiguo margen continental de la placa Ibérica, y las “Zonas Internas”, situadas en el núcleo del arco y constituidas por materiales que no pertenecen a dicho margen, sino que se adscriben paleogeográficamente a la placa africana. Estas últimas guardan, a su vez, vínculos potenciales con las Zonas Internas Mogrebíes, con las que mantienen afinidades estructurales y metamórficas. Entre las Zonas Internas Béticas y Mogrebíes existe una continuidad tanto estructural como paleogeográfica, mientras que las Zonas Externas de uno y otro orógeno muestran únicamente relaciones de homología y correlación general, sin continuidad directa.

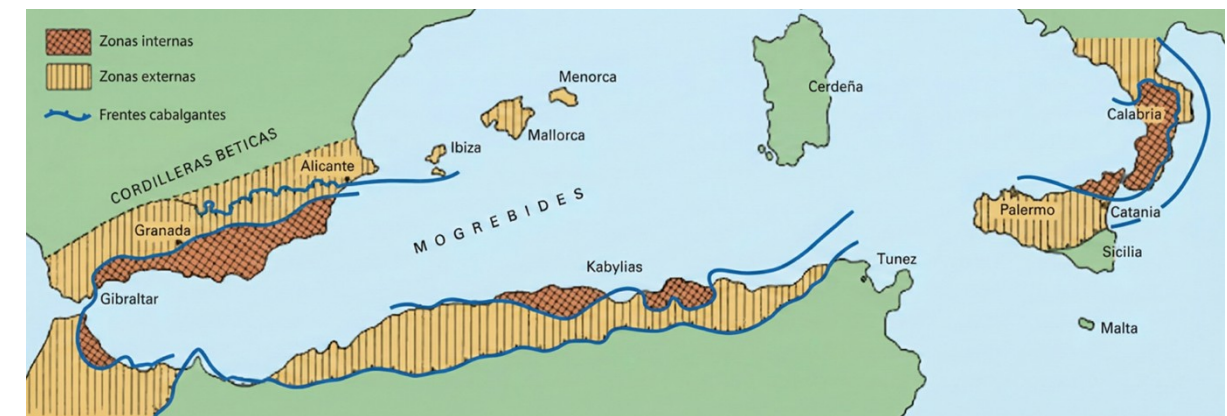


Figura 2.- Grandes rasgos del doble Orógeno Bético-Mogrebide y sus enlaces
(Fuente: Comba, J.A., coord. (1983) Geología de España (Libro Jubilar J.M. Ríos), 2 vols.; I.T.G.E., 656+752)

Las “Zonas Externas” se subdividen a su vez en zonas Prebéticas y Zonas Subbéticas.

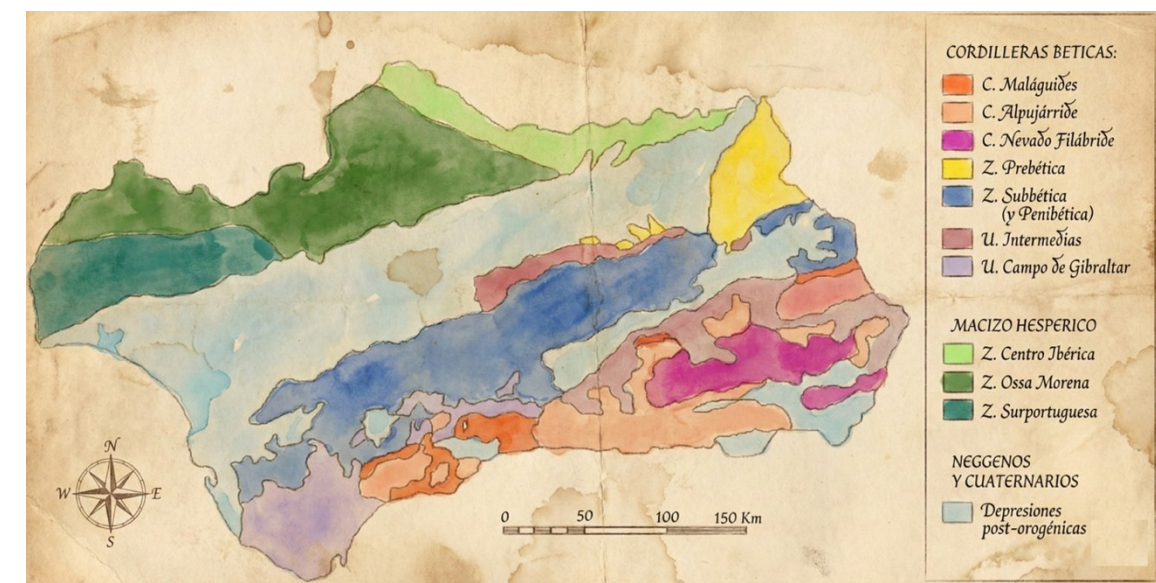


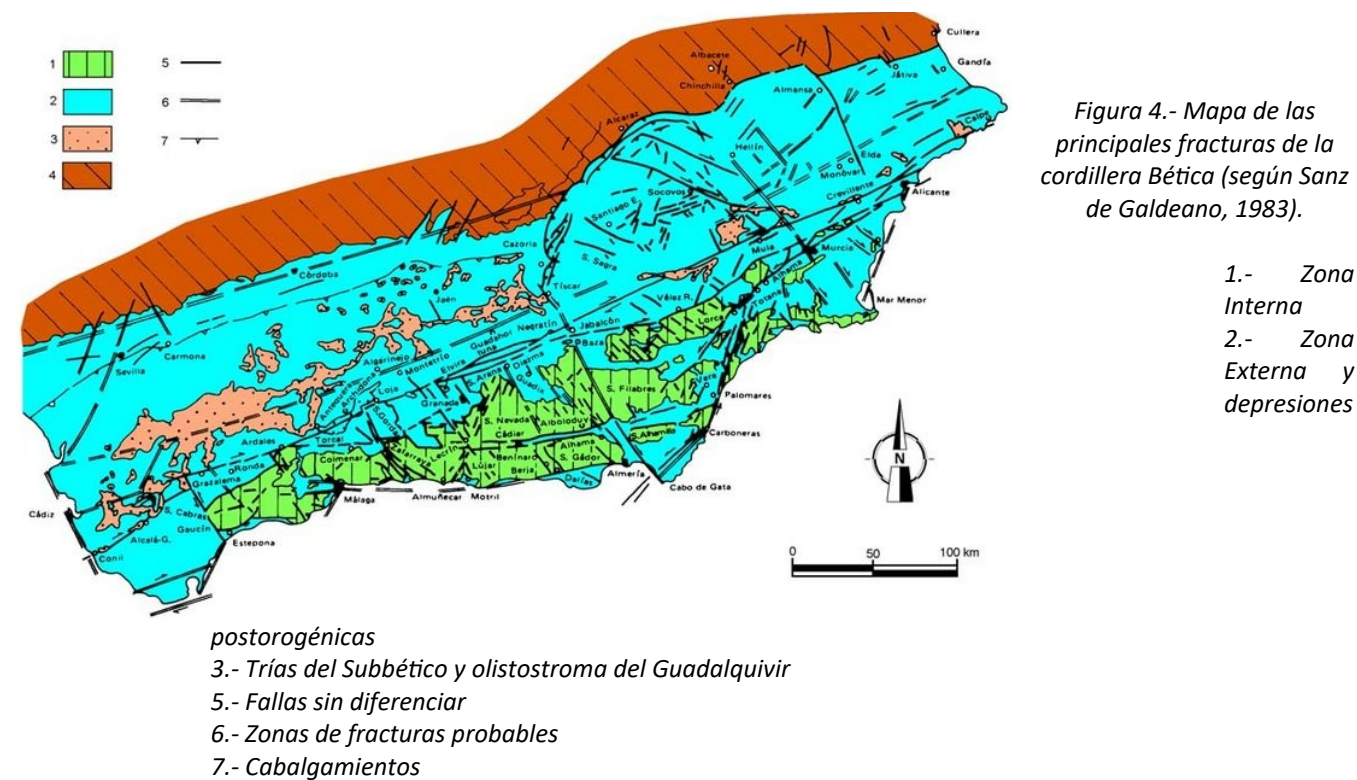
Figura 3.- Grandes unidades tectónicas de la Cordillera Bética y áreas adyacentes (Fuente: Propia)

La **Zona Prebética** ocupa la posición más Nororiental de toda la cordillera y corresponde a la zona proximal del margen continental ibérico. Se extiende desde Jaén hasta las costas alicantinas. Al oeste de Jaén no afloran estos materiales debido a que están fosilizados por los materiales terciarios de la cuenca del Guadalquivir. Desde el punto

de vista estructural, la Zona Prebética es una cobertera que se encuentra plegada y fracturada, sin presencia de estructuras de tipo cabalgamiento. Distinguiéndose un Prebético Externo de uno Interno.

La **Zona Subbética** ocupa la parte más meridional de las zonas externas de las Béticas. Comprende materiales del Triásico y del Lías Infradomeriense similares a los de la Zona Prebética, dominando los carbonatos. El resto de la serie mesozoica difiere sustancialmente de esta zona estando constituida por una serie margosa a calizomargosa. El Paleógeno y Mioceno Inferior – Medio afloran de una forma muy discontinua, presentando un carácter eminentemente marino, con abundante fauna planctónica y numerosas intercalaciones turbidíticas.

La estructura tectónica más destacable consiste en cabalgamientos y mantos de corrimiento con un estilo tectónico muy próximo al “thin skinned”. En su conjunto la Zona Subbética es alóctona estando desplazada hacia el NNO varias decenas de kilómetros. La vergencia general de la estructura es hacia el NNO, con excepciones en los sectores más meridionales en los cuales se sitúa en dirección SSE.



La Zona Subbética se divide a su vez en:

- **Subbético Externo:** Es el Dominio más septentrional. La serie jurásica, amén de algunas variaciones laterales presenta los rasgos de un depósito de umbral. El Domeriense y Toarciense están constituidos por margocalizas y margas con amonites poco potentes. El Dogger presenta diversas facies conformadas por calizas oolíticas, calizas nodulosas y calizas micríticas con intercalaciones nodulosas. Al final del Dogger se produce una emersión, con karstificación y formación de diques neptúnicos asociados. El Malm está constituido por calizas nodulosas poco potentes.
- **Subbético Medio:** a lo largo de la mayor parte del Jurásico muestra unas características de surco subsidente. Los materiales del Domeriense al Toarciense consisten en alternancias de calizas micríticas y margas.

Contienen episodios de calizas nodulosas rojizas (facies “ammonítico rosso”) típicamente de edad Toarciense Medio. El Dogger presenta una gran variedad litológica, aunque muestra en todos los casos una marcada profundización. Destacan calizas margosas, biomicritas, calizas y margas con sílex, radiolaritas, etc. La base del Malm está compuesta por radiolaritas y margas, pasando hacia términos más superiores a calizas con sílex con intercalaciones de turbiditas calcáreas. Uno de los aspectos más destacables es la presencia de Intercalaciones de rocas volcánicas submarinas desde el Lías Inferior hasta el Cretácico Inferior con rocas subvolcánicas asociadas al encajante jurásico, con presencia de “pillow lavas” e intercalaciones de calizas con fauna pelágica.

- **Subbético Interno / Penibético:** Constituye el domino más meridional. Se distingue entre Subbético Interno (afloramientos al este de Antequera), y Penibético (al Oeste de esta). En ambos casos aparecen facies de umbral de tipo “ammonítico rosso” en el Jurásico Superior. La serie jurásica es caliza. El Lías superior aparece discontinuo y se supone contenido en los paquetes calizos infrayacentes. El Dogger en los casos en los que no está contenido en el conjunto anterior es de calizas nodulosas presentando ocasionalmente signos de emersión y karstificación. El Malm está constituido por calizas típicamente nodulosas poco potentes.

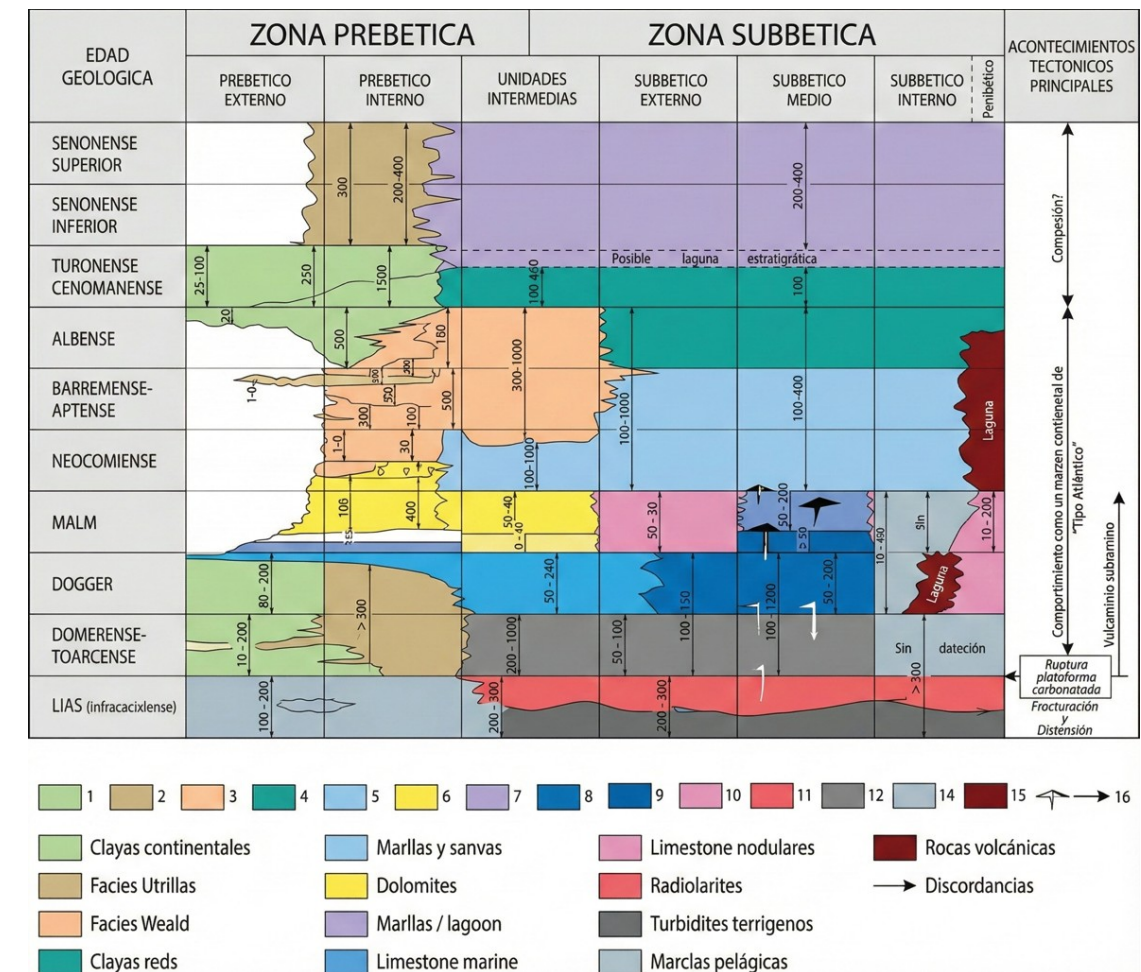


Figura 5.- Correlación litoestratigráfica de las Zonas Externas.

Localmente en algunas transversales aparecen unos materiales cabalgantes sobre el Subbético Medio e Interno de características similares a los del Subbético Medio de interpretación controvertida.

Desde el punto de vista del contexto litoestructural desarrollado con anterioridad la zona de estudio ocupa un área próxima al límite situado entre las Zonas Externas e Internas, discurriendo la traza sobre materiales de la Zona Subbética Media y rellenos postorogénicos, situándose al sur de la misma materiales pertenecientes a facies de zonas más meridionales del esquema de zonas referido.

3.- ENCUADRE GEOLÓGICO LOCAL

3.1.- Introducción

Las poblaciones más significativas del entorno geológico del ámbito de la obra son Alcalá del Valle, Olvera, Setenil de las Bodegas y Torre Alháquime, todas ellas en la provincia de Cádiz, junto con Teba y Almargen, ya en la provincia de Málaga.

Este conjunto se emplaza en el sector nororiental de la Sierra de Cádiz, en la transición entre las Sierras Subbéticas y la Depresión de Ronda, conformando un paisaje serrano de relieve moderado, lomas amplias y morfología suavemente ondulada, característico del Subbético Externo.

La economía local se basa principalmente en la agricultura de secano (olivar, cereal y almendro), desarrollada sobre suelos fértiles procedentes de la meteorización de margas, margocalizas y calizas blandas. Estos suelos presentan una textura fina y buena capacidad de retención hídrica, lo que favorece su aprovechamiento agrícola tradicional. En los fondos de valle —principalmente en los entornos del arroyo del Valle y del río Guadalporcún— se localizan pequeñas áreas de regadío dedicadas a huertos, frutales y hortalizas, aprovechando la mayor disponibilidad de agua y los sedimentos aluviales recientes más profundos. La ganadería es de carácter extensivo, centrada en rebaños ovinos y caprinos, que aprovechan los pastos naturales asociados a las laderas calizas y a las zonas de monte bajo. La actividad industrial es escasa y vinculada casi exclusivamente a la transformación agraria —almazaras, bodegas cooperativas— y a la existencia de pequeñas canteras locales que explotan niveles calizos y margocalizos del Cretácico Superior para la obtención de áridos y piedra ornamental.

Desde el punto de vista geomorfológico, el sector se caracteriza por una marcada alternancia entre lomas calizas competentes, con pendientes moderadas, y valles margosos amplios, donde se concentran los usos agrícolas. El relieve medio oscila entre 550 y 650 m s.n.m., con suaves interfluvios y laderas redondeadas que conforman un paisaje típicamente subbético. El rasgo geomorfológico más relevante para la obra es el arroyo del Valle, cuyo encajamiento transversal sobre el trazado de la carretera A-384R1 en el p.k. 2+800 condiciona la necesidad del nuevo puente y explica los problemas de inestabilidad asociados al terraplén existente.

El entorno geológico pertenece al Subbético Externo, donde afloran formaciones de margocalizas y calizas margosas del Cretácico Superior, que constituyen el basamento rocoso y dan lugar a los relieves más competentes. Estas unidades se encuentran parcialmente cubiertas por un manto discontinuo de margas y arcillas miocenas en las laderas y por depósitos aluviales cuaternarios en los fondos de valle, que conforman los rellenos fluviales recientes asociados al arroyo del Valle y al Guadalporcún.

Las elevaciones próximas no superan los 700 m s.n.m., pero la estructura regional muestra un plegamiento abierto y de vergencia NE, con buzamientos suaves y continuidad de estratos a escala hectométrica. Este patrón estructural, característico del Subbético gaditano, confiere al territorio su paisaje ondulado, con lomas alargadas, valles suavemente encajados y un modelado litológico muy dependiente del contraste entre niveles calizos competentes y materiales margosos fácilmente erosionables.

En síntesis, el medio geológico se encuentra condicionado por:

- relieves calizos moderadamente disectados;
- valles amplios con materiales margosos y aluviales;
- drenaje principal hacia el norte, alimentando el arroyo del Valle y el Guadalporcún.

La alternancia de materiales competentes (U-46) e inestables (U-50 y U-55) explica los problemas geotécnicos recurrentes en la traza existente y justifica la necesidad del nuevo puente en sustitución del terraplén afectado por movimientos de ladera.

3.2.- Estratigrafía

En el ámbito del proyecto —situado dentro de la Cordillera Bética y, más específicamente, en el Subbético Externo— los materiales aflorantes pueden agruparse, atendiendo a sus características estratigráficas y tectónicas, en los siguientes grandes conjuntos:

- Zonas Internas: no representadas en la Hoja MAGNA 1037.
- Zonas Externas: correspondientes al Subbético Externo, compuesto por materiales mesozoicos, fundamentalmente del Cretácico Superior.
- Neógeno y Cuaternario: que recubren en discordancia los anteriores y ocupan los fondos de valle y depresiones locales.

La zona objeto del estudio se encuadra en este dominio externo, con un basamento rocoso cretácico (U-46) aflorante en laderas, sobre el que reposan margas miocenas (U-50) y, en el fondo del valle donde se ubica el nuevo puente, depósitos aluviales cuaternarios recientes (U-55).

3.2.1 – Materiales del Subbético Externo

El basamento geológico está constituido por formaciones de margocalizas y calizas margosas del Cretácico Superior (Campaniense–Maastrichtiense), asignables a la Unidad U-46 de la Hoja MAGNA 1037 – Olvera.3.2.1.1 – Margocalizas y calizas margosas (U-46)

3.2.1.1.- Margocalizas y calizas margosas (U-46)

- Edad: Cretácico Superior (Campaniense-Maastrichtiense).
- Litología: alternancia de calizas bioclásticas, margocalizas y niveles margosos, de colores gris-amarillentos, con estratificación media-gruesa.
- Espesor visible: entre 100 y 200 m en los afloramientos próximos a Alcalá del Valle.
- Estructura: plegada suavemente con buzamientos de 10–20° hacia el NE; fracturación media; ocasional karstificación superficial.
- Ambiente de depósito: plataforma externa a hemipelágica, con aportes finos carbonatados.
- Importancia geotécnica: constituye el sustrato rocoso competente sobre el que se apoya la estructura del puente, apto para cimentaciones profundas mediante pilotes.

3.2.2 – Materiales miocenos (U-50)

Sobre el conjunto anterior, y apoyando parcialmente en discordancia erosiva, aparecen margas y arcillas del Mioceno inferior-medio, cartografiadas como unidad 50 en la Hoja 1037.

- Edad: Mioceno inf.–med. (Langhiense–Serravalliense).
- Litología: margas grises y verdosas, con intercalaciones de areniscas calcáreas y niveles de margocaliza; textura plástica, fácilmente meteorizable.

- Potencia media: 20–40 m.
- Ambiente: sedimentación marina somera o lagunar, con materiales de carácter detrítico-carbonatado.
- Comportamiento geotécnico: suelos de baja resistencia y alta plasticidad, susceptibles a saturación y deformaciones diferidas.
- Distribución: afloran en las laderas norte y sur del valle, constituyendo el sustrato sobre el que se desarrollan coluviones y suelos agrícolas.

3.2.3 – Depósitos cuaternarios recientes (U-55)

Los materiales más modernos corresponden a los depósitos aluviales recientes del Cuaternario, representados por la unidad 55 de la cartografía MAGNA.

- Edad: Holoceno–Pleistoceno reciente.
- Litología: gravas, arenas y limos con matriz arcillosa, de composición caliza y margosa local; rodados subredondeados de hasta 5 cm.
- Potencia: entre 1 y 3 m, aumentando hacia el eje del cauce.
- Ambiente de depósito: fluvial actual, correspondiente al arroyo del Valle, con terrazas bajas y rellenos de llanura de inundación.
- Comportamiento geotécnico: materiales sueltos, fácilmente erosionables y saturables, que requieren protección frente a socavación e incremento de tensiones en cimentaciones superficiales.

3.2.4 – Síntesis estratigráfica local

Edad	Unidad	Litología principal	Potencia (m)	Observaciones
Cuaternario (Holoceno)	U-55	Gravas, arenas y limos aluviales	1–3	Relleno del cauce del arroyo del Valle
Mioceno inf.–med.	U-50	Margas, arcillas y areniscas calcáreas	20–40	Materiales plásticos inestables en ladera
Cretácico Superior	U-46	Margocalizas y calizas margosas	>100	Basamento rocoso competente

3.2.5 – Relaciones de contacto y tectónica local

Los contactos entre las diferentes unidades geológicas del ámbito son en general transicionales y subparalelos a la estratificación, coherentes con la estructura regional del Subbético Externo. La disposición estructural muestra buzamientos suaves, del orden de 10–20° hacia el NE–ENE, acordes con los pliegues abiertos que caracterizan este dominio.

El contacto U-46 / U-50 corresponde a una discordancia erosiva suave, en la que las margas miocenas apoyan de forma transicional sobre las margocalizas cretácicas. Por su parte, el límite U-50 / U-55 es erosivo y neto, asociado a la incisión fluvial cuaternaria del arroyo del Valle que ha excavado los materiales miocenos, generando el actual fondo de valle y los rellenos aluviales recientes.

No se identifican fallas activas en superficie en el entorno inmediato del proyecto. Sin embargo, se observan fracturas menores con direcciones predominantes NNE–SSO, compatibles con la estructura regional del Subbético y con la deformación frágil asociada al plegamiento alpino.

Conclusión estratigráfica

La secuencia geológica local en el p.k. 1+800 de la A-384R1 está compuesta, de base a techo, por:

1. Margocalizas cretácicas (U-46): roca competente, ligeramente karstificada, que constituye el basamento estructural.
2. Margas miocenas (U-50): materiales plásticos e inestables en ladera, sensibles a la saturación y deformación.
3. Aluviales cuaternarios (U-55): rellenos fluviales sueltos, saturables y fácilmente erosionables, asociados al cauce del arroyo del Valle.

Esta sucesión estratigráfica refleja la evolución desde un medio marino hemipelágico cretácico, pasando por un ambiente lagunar o marino somero mioceno, hasta la dinámica fluvial cuaternaria que modela el valle actual del arroyo del Valle.

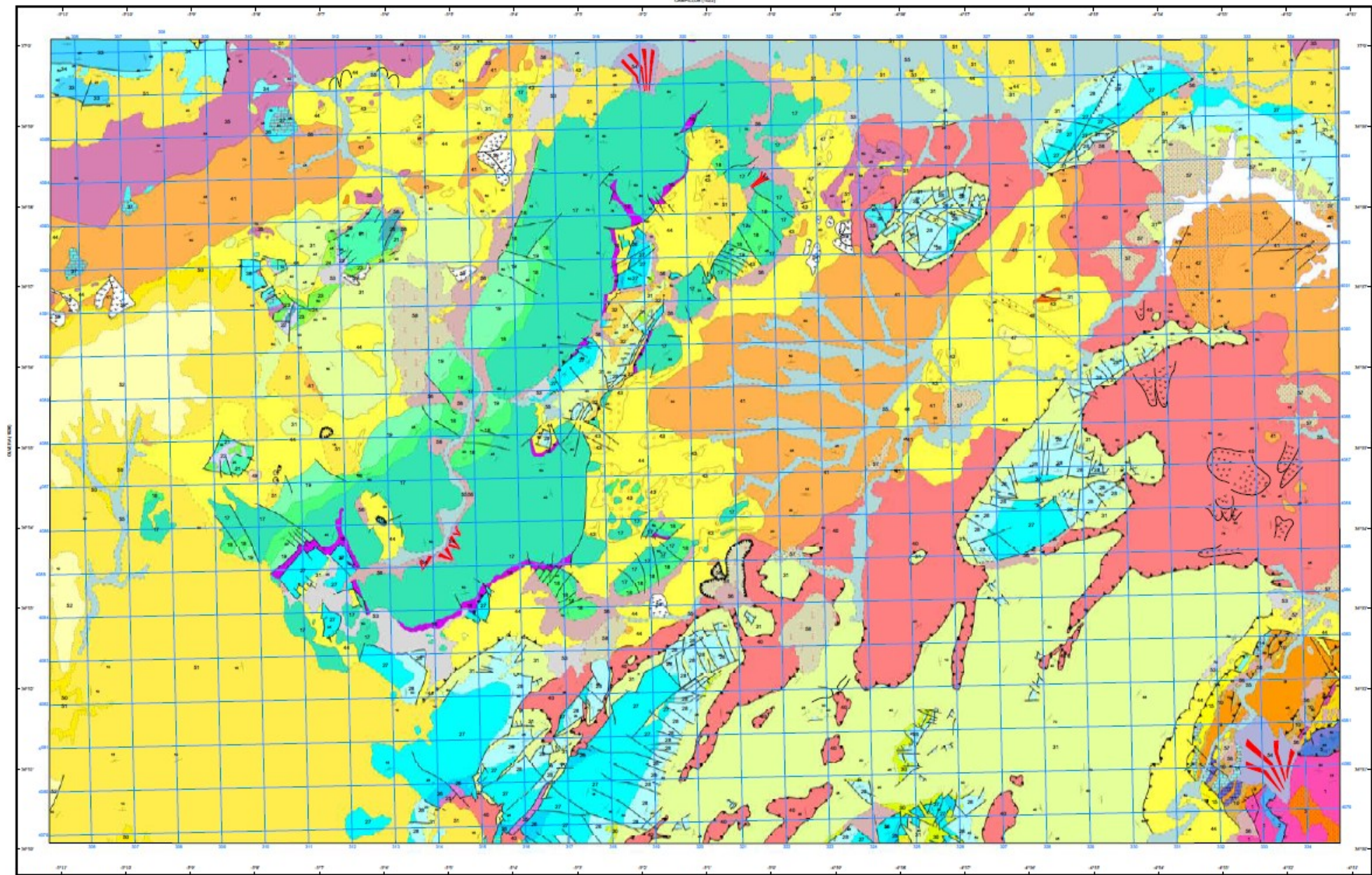
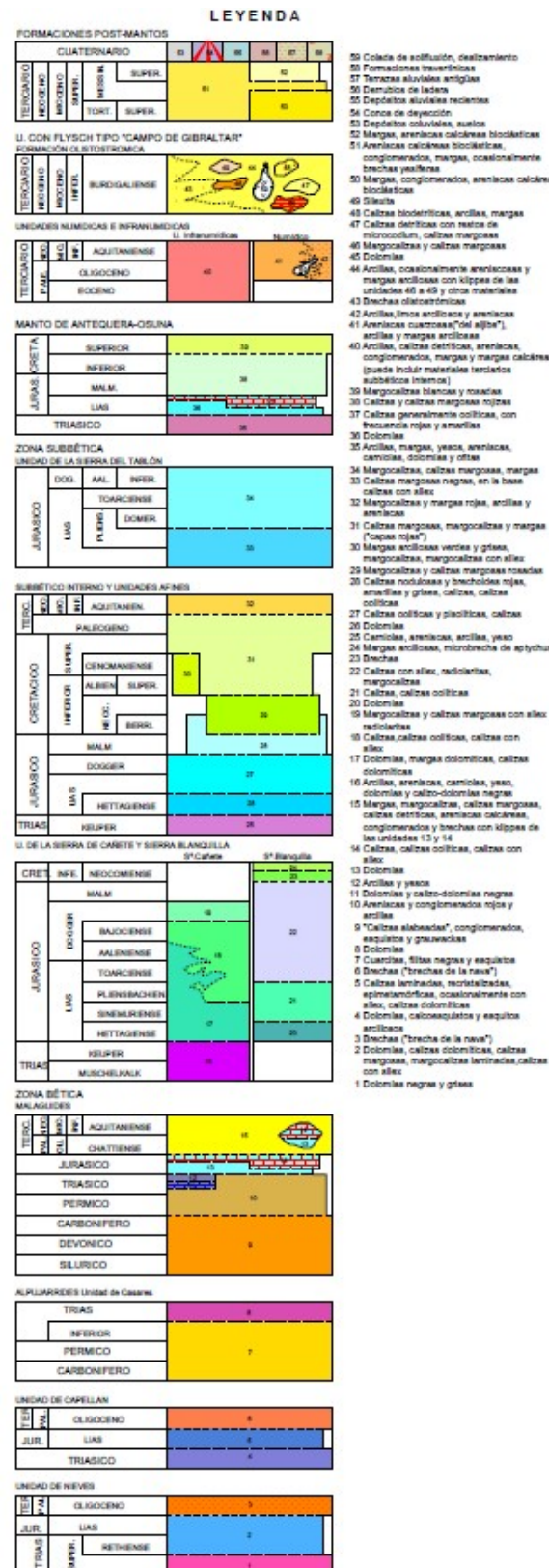
Plano de Cartografía Geológica. Planta

MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA
Escala 1:50.000



TEBA

1037
15-43



Área de Sistemas de Información Geográfica

Proyección y Cuadrícula UTM: Elipsoide Internacional, Huso 30

Escala 1:50.000

NORMAS, DIRECCIÓN Y SUPERVISIÓN DEL I.G.M.E.
AÑO DE REALIZACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA: 1975
Autor: J. Javier Cruz San Julián (Univ. de Granada)
Dirección y supervisión: P. Ruiz Reig (IGME)



3.3.- Tectónica

En la Hoja MAGNA 1:50.000 correspondiente al ámbito del proyecto (Hoja 1037 del IGME), la tectónica dominante se adscribe al Subbético Externo, que constituye la prolongación hacia el oeste de las unidades béticas de la Serranía de Ronda y la Sierra de Grazalema.

En esta hoja no afloran las Zonas Internas, situadas más al este (sector de Ronda–Yunquera), por lo que no existe contacto directo visible entre Zonas Internas y Zonas Externas dentro del área cartografiada.

El ámbito del p.k. 2+800 de la A-384R1, en el término municipal de Alcalá del Valle, se encuentra íntegramente dentro de las Zonas Externas del Orógeno Bético, concretamente en el Subbético Externo, sobre materiales mesozoicos y su cobertura neógena y cuaternaria.

3.3.1.- Tectónica del Subbético Externo

Desde el punto de vista estructural, los materiales del Subbético Externo presentan una estructura plegada y cabalgada hacia el norte, con pliegues amplios de dirección general NE–SO, que condicionan la disposición regional de la Serranía entre Olvera y Teba.

El relieve actual está controlado por estos pliegues suaves y por un sistema de fracturas secundarias de escaso rechazo, generadas durante la deformación alpina y reajustadas durante el Neógeno y el Cuaternario.

Los materiales cretácicos (unidad U-46: margocalizas y calizas margosas) muestran estratos buzantes al NE–ENE, con inclinaciones del orden de 10–20°. Sobre ellos se apoyan en suave discordancia erosiva los depósitos miocenos (unidad U-50), que presentan un leve basculamiento hacia el norte y evidencias de flexuración suave. En el fondo del valle, los depósitos aluviales cuaternarios (unidad U-55) son prácticamente horizontales y no muestran deformaciones recientes apreciables.

El análisis estructural permite reconocer tres familias principales de fracturación, habituales en el Subbético gaditano:

Familia	Orientación dominante	Carácter tectónico	Observaciones en el entorno del puente
F1	N 60° E – N 70° E	Distensiva / de cizalla dextrógira	Predomina en las calizas cretácicas; condiciona pequeños resaltes topográficos y la organización del drenaje.
F2	N 120° E – N 130° E	Transcurrente / distensiva secundaria	Asociada a reajustes neógenos; responsable de fisuración moderada en margas y niveles plásticos.

Este patrón de fracturación reproduce el esquema regional del Subbético, con predominio de fracturas distensivas tardías y rellenos de las mismas por material calcítico o arcilloso, sin evidencias de actividad tectónica reciente en superficie.

3.3.2.- Evolución tectónica y repercusión en el ámbito del proyecto

Durante la orogenia alpina, los sedimentos mesozoicos del Subbético fueron sometidos a compresión y cabalgamiento hacia el norte sobre las unidades más externas, dando lugar a una tectónica de pliegues amplios y cabalgamientos de bajo ángulo.

En fases posteriores, durante el Neógeno, se produjo un reajuste distensivo que generó fracturas normales, flexuras suaves y cierta subsidencia local en las depresiones fluviales, entre ellas la del arroyo del Valle, donde se encaja el cauce actual.

La deformación reciente es muy reducida y no se aprecian indicios de fallas activas ni de actividad sísmica superficial directa en el entorno inmediato del emplazamiento del puente. No obstante, el municipio de Alcalá del Valle se sitúa en una zona de peligrosidad sísmica moderada, con parámetros de cálculo del orden de $a_b \approx 0,08 g$ y $K = 1,0$ según la NCSP-07, condición que se tendrá en cuenta en el dimensionamiento estructural del puente y de sus cimentaciones, de acuerdo con la normativa vigente.

3.3.3.- Implicaciones geotécnicas

Las fracturas y diaclasas presentes en las calizas cretácicas (U-46) pueden influir en la permeabilidad local, en la circulación de agua subterránea y en la dispersión de esfuerzos en las cimentaciones profundas, debiendo considerarse en la definición de longitudes de empotramiento y en los cálculos de capacidad portante.

Las flexuras y contactos graduales entre las margas miocenas (U-50) y los depósitos aluviales recientes (U-55) pueden favorecer filtraciones, reblandecimientos y movimientos de ladera lentos, especialmente tras episodios de lluvia intensa o periodos prolongados de saturación del terreno.

No se prevén movimientos activos de origen tectónico, pero sí deben contemplarse deformaciones gravitacionales (deslizamientos y reptación en ladera) y procesos de erosión y socavación fluvial en el entorno del cauce, que resultan determinantes para el diseño de las cimentaciones, protecciones de márgenes y obras de defensa.

En síntesis, el ámbito del nuevo puente en la A-384R1 se enmarca en una estructura subbética plegada y ligeramente fracturada, con pliegues suaves de dirección NE–SO, fracturación distensiva secundaria y ausencia de tectónica activa reconocible. La geología estructural condiciona principalmente el comportamiento geotécnico de las laderas, la disposición de los estratos de cimentación y la respuesta del terreno frente a las acciones sísmicas y a la erosión fluvial.

3.4.- Geomorfología

Los procesos y mecanismos geomorfológicos que modelan el entorno del proyecto responden a un clima mediterráneo templado-subhúmedo, con precipitaciones anuales medias del orden de 650–800 mm, concentradas en otoño e invierno, y un periodo seco estival bien marcado.

Este régimen, junto con la naturaleza alternante de materiales competentes (calizas y margocalizas) y materiales plásticos (margas y arcillas), ha dado lugar a un relieve suavemente ondulado y estructuralmente controlado, característico del Subbético Externo gaditano.

Dentro del área de estudio pueden diferenciarse dos grandes tipos de relieve, condicionados por las unidades litológicas principales cartografiadas en la Hoja MAGNA 1:50.000 nº 1037 – “Olvera” y, a escala más amplia, por las unidades subbéticas, olistostrómicas y de flysch presentes al norte del ámbito:

a) Relieve estructural calizo

Formado sobre las calizas y margocalizas del Cretácico Superior (unidad U-46), que constituyen los relieves más elevados del entorno.

Estos materiales originan lomas y sierras bajas de perfiles redondeados, con cotas comprendidas aproximadamente entre 600 y 700 m s.n.m., y pendientes medias del 15–25 %.

La fracturación moderada y la disolución superficial han desarrollado formas kársticas incipientes (pequeñas dolinas, lapiazes y sumideros locales), especialmente en los sectores norte y este de Alcalá del Valle y en los escarpes próximos a Setenil de las Bodegas y Torre Alháquime.

Se trata de un relieve estructural tabular, controlado por el buzamiento suave (10–20° hacia el NE–ENE) de los estratos, con interfluvios amplios y pequeñas superficies relativamente planas en las zonas carbonatadas más compactas.

La red de drenaje se encuentra parcialmente condicionada por la disposición de diaclasas y planos de estratificación, lo que favorece la existencia de tramos con drenaje subterráneo y surgencias puntuales en los contactos con materiales más impermeables (margas miocenas).

b) Relieve de valle y laderas margosas

El segundo tipo de relieve corresponde a las laderas y fondos de valle desarrollados sobre las margas y arcillas del Mioceno (unidad U-50) y sobre los depósitos aluviales cuaternarios (unidad U-55).

Estos materiales más blandos han sido intensamente erosionados por la red hidrográfica, generando una morfología ondulada, con pendientes suaves (5–15 %), colinas redondeadas y vaguadas amplias.

En el fondo del valle del arroyo del Valle, donde se ubica el p.k. 2+800 de la carretera A-384R1, el relieve es plano a ligeramente deprimido, con cotas del orden de 575–590 m s.n.m.

Las laderas margosas presentan una notable susceptibilidad a la erosión y a la inestabilidad, observándose microdeslizamientos rotacionales, soliflucción y reptación tras periodos de lluvia prolongada.

La cobertura vegetal —principalmente herbácea y olivar de secano— atenúa parcialmente estos procesos, pero no impide la aparición de cárcavas y surcos activos en los taludes de las márgenes del cauce y en los taludes antrópicos.

c) Red hidrográfica y dinámica actual

La red fluvial está organizada en torno al arroyo del Valle, afluente del río Guadalporcún, que drena el sector hacia el norte.

Presenta un régimen pluvio-mediterráneo, con caudales bajos la mayor parte del año y crecidas intensas en invierno y primavera, lo que confiere al cauce una alta capacidad erosiva estacional.

El encajamiento del arroyo en los materiales blandos miocenos ha originado un valle asimétrico, con ladera norte más tendida y ladera sur más abrupta, precisamente en el punto de cruce con la carretera A-384R1.

En los tramos medios y bajos del valle se reconocen acumulaciones aluviales recientes, sin terrazas fluviales bien definidas, debido a la continua remoción y redeposición de sedimentos ligada a la inestabilidad de las laderas.

El cauce actual se dispone sobre un relleno de gravas y arenas de baja cohesión, susceptible a procesos de socavación y erosión lateral, circunstancia que ha contribuido a las incidencias observadas en la infraestructura previa.

d) Procesos geomorfológicos activos

Los principales procesos activos identificados en el entorno del proyecto son:

Tipo de proceso	Materiales afectados	Descripción / Repercusión
Erosión hídrica y cárcavas	Margas y arcillas miocenas (U-50)	Disgregación superficial tras lluvias intensas; formación de regueros y pérdida de suelo agrícola.
Deslizamientos y reptación	Laderas margosas en contacto con calizas	Movimientos lentos de masa, especialmente en zonas saturadas tras periodos de lluvia prolongada.
Socavación fluvial	Depósitos aluviales (U-55)	Excavación del lecho y erosión de márgenes del arroyo del Valle; requiere protección en pilas y estribos.
Colmatación aluvial	Cauce y planicie de inundación	Rellenos de gravas y limos finos que reducen la capacidad hidráulica del cauce.
Disolución kárstica local	Calizas cretácicas (U-46)	Desarrollo de pequeñas oquedades y fisuras, sin incidencia estructural significativa a escala de obra.

e) Síntesis geomorfológica local

El paisaje del entorno del anteproyecto resulta de la interacción entre:

- una litología alternante (calizas competentes y margas plásticas),
- una estructura suavemente plegada propia del Subbético,
- y la acción continuada de los procesos de erosión fluvial y de ladera.

Se configura así un relieve maduro, con un drenaje integrado hacia el norte y dominado por laderas suavemente convexas, valles amplios y una red hidrográfica activa. Esta red condiciona tanto el comportamiento de los taludes como la morfología del fondo de valle, siendo un elemento determinante en la estabilidad y en la evolución geomorfológica del entorno inmediato del puente.

En conjunto, el área presenta una geomorfología fluvial-estructural típica del dominio subbético, donde los procesos erosivos y de ladera prevalecen claramente sobre los constructivos. Esta dinámica superficial justifica la necesidad de incorporar en el diseño del nuevo puente medidas de drenaje, protección y control de erosión adecuadas a la fragilidad geomorfológica existente.

f) Geomorfología a escala comarcal

A efectos de interpretación geomorfológica regional, los materiales del área pueden agruparse en dos conjuntos diferenciados, de acuerdo con la cartografía MAGNA y las unidades definidas en el Mapa Geológico 1:50.000:

Materiales areniscosos y margosos miocenos (TAM), equivalentes en la zona a los desarrollos miocenos margosos del Subbético Externo.

Materiales subbéticos calizos/dolomíticos y margosos (FAM, JD, CM, OM), que incluyen calizas y dolomías jurásicas, “capas rojas” cretácicas, complejos olistostrómicos y unidades de flysch situadas al norte del ámbito.

A escala general, los materiales miocenos dominan en la mitad sur del trazado, mientras que los materiales subbéticos y las unidades olistostrómicas y de flysch se concentran hacia el norte. A continuación, se describe la geomorfología propia de cada grupo, a escala comarcal.

1. Geomorfología de los materiales areniscosos-margosos miocenos (TAM)

En los sectores donde afloran los materiales miocenos areniscosos y margosos se desarrollan paisajes de topografía suave, caracterizados por lomas de moderada pendiente y vaguadas poco encajadas recorridas por arroyos divagantes.

Durante episodios de precipitaciones intensas, la escasa cobertura vegetal —fundamentalmente cultivos y olivares— favorece la concentración de escorrentía superficial, incrementando la capacidad erosiva de los arroyos. Como consecuencia, estos tienden a encajarse rápidamente, generando remontes erosivos y profundizando sus cauces hasta alcanzar cotas superiores.

Dentro de este conjunto litológico, las margas originan relieves suaves y ondulados, mientras que las areniscas calcáreas, debido a la presencia de estratos más competentes, generan lomas algo más abruptas. Cuando la red de drenaje logra encajarse con suficiente energía, estos niveles areniscosos pueden dar lugar a formas abruptas e incluso paredes subverticales, como ocurre en enclaves cercanos (Setenil de las Bodegas, Ronda, etc.).

Estas formas suaves son características desde el norte de Alcalá del Valle hasta la zona de la “Cruz de Zambonía”, donde contactan con los relieves jurásicos, cretácicos y con la formación olistostrómica que se describen en el apartado siguiente.



Figura 6.- Vista al fondo de los relieves alomados que afectan a los materiales areniscosos-margosos Miocenos

2. Geomorfología de los materiales subbéticos calizos y margosos, formación olistostrómica y flysch (FAM, JD, CM, OM)

El sector norte del área de estudio ampliada está dominado por materiales subbéticos que se disponen siguiendo una alineación general este-oeste, formando parte de las estribaciones occidentales de la Sierra Blanca.

Las formas más abruptas corresponden a las calizas y dolomías jurásicas del Manto de Antequera–Osuna (JD), junto con las margas y margocalizas cretácicas de las “Capas Rojas” (CM), que aportan un fuerte contraste litológico y estructural al paisaje.

Bajo estos relieves rocosos se desarrollan laderas alomadas abruptas formadas por materiales olistostrómicos (OM) y por unidades de flysch (FAM). Los depósitos olistostrómicos, constituidos por una masa caótica de arcillas y margas con bloques rocosos embebidos de gran variabilidad y espesor —que pueden alcanzar decenas o incluso centenas de metros— generan pendientes muy acusadas, cuya intensidad aumenta con el número y tamaño de dichos bloques.

El resultado es un paisaje caracterizado por relieves abruptos, farallones rocosos aislados y zonas de ladera con fuertes pendientes, en las que la red de drenaje se encuentra frecuentemente muy encajada.

La combinación de materiales competentes muy fracturados en cotas elevadas con materiales arcillo-margosos impermeables en las zonas bajas genera un contexto geomorfológico altamente susceptible a procesos de inestabilidad, en el que son frecuentes los deslizamientos y reajustes del perfil de equilibrio que modifican de forma continua la morfología de las laderas.



Figura 7.- Zona de fuertes pendientes con el Arroyo de las Almendras en primer término bastante encajado y al fondo relieve calizo Jurásico aislado



Figura 8.- Vista de la zona norte de estudio con zonas alomadas de fuertes pendientes con la Sierra del Tablón al fondo

La combinación de materiales competentes, muy fracturados en cotas elevadas, con materiales arcillo-margosos impermeables en las zonas bajas, genera un contexto geomorfológico altamente susceptible a los procesos de inestabilidad. Por ello son frecuentes los deslizamientos y reajustes del perfil de equilibrio, que modifican de forma continua la morfología de las laderas.

3.5.- Hidrogeología

3.5.1.- Hidrogeología general

El ámbito del anteproyecto se localiza en la Sierra de Cádiz, dentro del Subbético Externo, donde coexisten acuíferos carbonatados (calizas y margocalizas cretácicas) y acuíferos detríticos (depósitos aluviales y formaciones miocenas). A escala de Demarcación, el área se adscribe principalmente a las unidades hidrogeológicas UH 05.63 Setenil-Ronda (detrítica) y UH 05.67 Sierra de Líbar (carbonatada), presentándose una transición local entre ambos dominios en función de la litología y la topografía.

En superficie, los depósitos aluviales recientes asociados al arroyo del Valle constituyen el acuífero libre más inmediato. En las laderas, las calizas cretácicas (U-46) presentan una permeabilidad dominada por fisuración y karstificación, lo que favorece descargas difusas en el contacto con las margas miocenas (U-50). Tanto el drenaje superficial como el subterráneo convergen finalmente hacia el río Guadalporcún, dentro de la cuenca del Guadalete-Barbate.

Esquema conceptual local

- Dominio carbonatado (U-46):
Acuífero fisurado-kárstico de permeabilidad secundaria, con recarga por infiltración en ladera y posible transferencia subterránea en los contactos marga-caliza.
- Dominio mioceno (U-50):
Materiales de baja permeabilidad efectiva (margas y arcillas) que actúan como acuitardo, favoreciendo la aparición de rezumes y surgencias puntuales.
- Dominio aluvial (U-55):
Acuífero granular libre, de escasa potencia, localizado en el fondo de valle y conectado hidráulicamente con el cauce del arroyo del Valle.

Nivel freático

En el fondo del valle (U-55), el nivel freático es somero y estacional, condicionando el comportamiento mecánico del terreno durante episodios de crecida (incremento de saturación y reducción de la capacidad portante).

En las laderas margosas (U-50) pueden formarse niveles colgados y filtraciones en los contactos con las calizas (U-46), especialmente tras episodios de lluvia intensa.

En el dominio carbonatado (U-46), el freático regional suele situarse a mayor profundidad, con circulación preferente a través de fisuras y conductos kársticos, si bien pueden producirse descargas difusas en los contactos litológicos.

Se recomienda la verificación in situ mediante piezómetros de observación —uno en cada margen del cauce y otro en ladera— para registrar las oscilaciones estacionales, especialmente de cara al diseño de cimentaciones y drenajes.

(Marco litológico–hidrogeológico derivado de la Hoja MAGNA 1037 y de la información IGME / Unidades Hidrogeológicas.)

Piezometría

A escala comarcal, el flujo subterráneo sigue la pendiente topográfica general hacia el N-NE, descargando finalmente en la red fluvial arroyo del Valle → Guadalporcún → Guadalete.

En los depósitos aluviales, la superficie piezométrica tiende a ajustarse al perfil longitudinal del cauce, presentando gradientes suaves. En los materiales carbonatados, el régimen es anisótropo y heterogéneo debido a la karstificación, pudiendo existir piezometrías locales desconectadas de los niveles someros del valle.

A efectos de proyecto, se propone adoptar un modelo conceptual acoplado, formado por un acuífero granular somero alimentado y parcialmente drenado por el dominio fisurado, modelo que deberá contrastarse mediante lecturas piezométricas y, en su caso, mediante ensayos de bombeo o trazadores si fuese necesario justificar caudales permanentes de drenaje.

(Unidades UH y sistema receptor según Junta de Andalucía/IGME).

Implicaciones para el diseño

- Drenaje en estribos y accesos:
Ejecución de subdrenes y drenes californianos en el contacto U-50 / U-55, con filtro granular y geotextil anticoltatación, para controlar niveles de saturación y evitar sobrepresiones intersticiales.
- Cimentaciones:

Evitar el apoyo directo en el aluvial saturable (U-55); se recomienda el empotramiento en U-46 (roca competente), incorporando protección frente a socavación y a posibles procesos de erosión local.

- Explotación y mantenimiento:
Implantación de un programa de seguimiento piezométrico y de control post-lluvia de rezumes o surgencias en ladera, con inspección periódica de taludes y márgenes del cauce.

3.5.2.- Hidrogeología particular de la zona de estudio

Desde el punto de vista hidrogeológico, la zona de estudio se enmarca en los denominados “Acuíferos de la Depresión Meridional de Ronda y Setenil–Montecorto”, si bien las estribaciones occidentales de la Sierra Blanquilla (relieves calizos y dolomíticos existentes a partir del p.k. 0+700 del trazado) son afines a los “Acuíferos de la Sierra de Cañete”.

A continuación se presenta el esquema de las diferentes unidades hidrogeológicas de la zona (Mapa hidrogeológico y leyenda), donde se integran el ámbito del proyecto y sus alrededores.

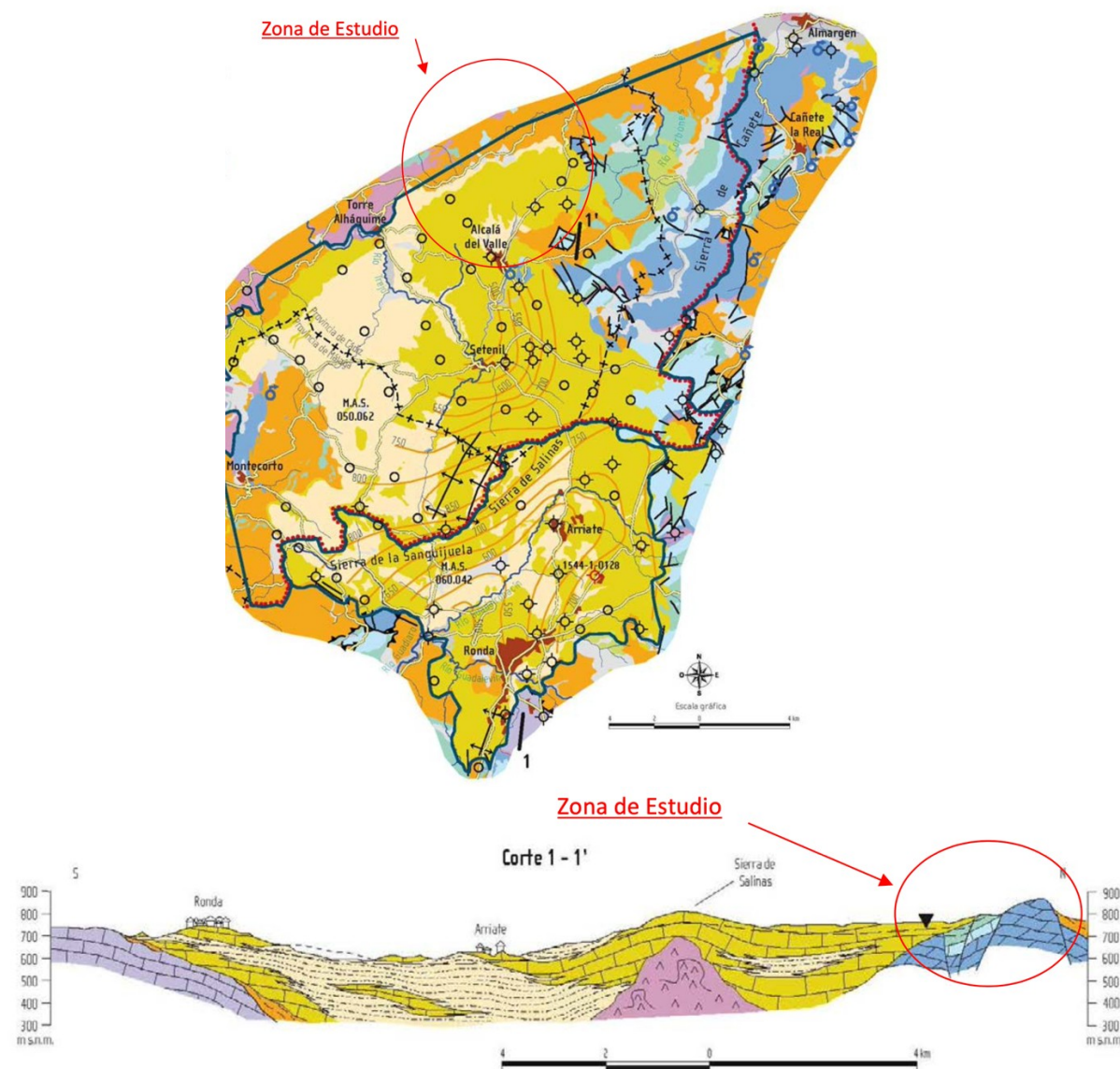


Figura 8.- Mapa hidrogeológico

Leyenda						
Edad				Litología	Permeabilidad	
Formaciones post-orogénicas						
Cuaternario	11	10	9	11 Travertinos	Alta	
Mioceno	Superior	8	7	10 Aluvial	Alta	
Flysch						
Cretácico - Terciario	6			9 Indiferenciado	Media	
Zona Subbética						
Cretácico - Terciario	5			8 Calcarenitas, conglomerados	Media	
Jurásico	Malm				7 Margas	Baja
	Dogger	4			6 Arcillas y areniscas	Muy baja
	Lías	3			5 Margocalizas y margas	Baja
Triásico	Keuper	2			4 Calizas	Alta - Muy Alta
	Muschelkalk	1			3 Dolomías	Alta
				2 Arcillas y yesos	Baja - Media	
				1 Calizas y dolomías	Alta	

Figura 9.- Leyenda del Mapa hidrogeológico

Las masas de agua subterránea denominadas “Depresión Meridional de Ronda” y “Setenil–Montecorto” se extienden entre los municipios malagueños de Ronda, Cañete la Real y Arriate, y los gaditanos de Alcalá del Valle, Setenil de las Bodegas y Torre Alháquime.

Desde un punto de vista fisiográfico, ambas masas de agua se integran en una depresión intramontañosa, individualizada entre las Serranías de Ronda–Cañete al este y de Grazalema–Líbar al oeste. La depresión se caracteriza por un relieve de suaves lomas y hondonadas, con altitudes comprendidas aproximadamente entre 500 y 800 m s.n.m. Las cotas más elevadas corresponden a las Sierras de Salinas y de la Sanguijuela, que constituyen la divisoria hidrográfica atlántico–mediterránea.

La red hidrográfica está formada por la cuenca alta del río Guadalete, del cual es tributario el río Trejo, que recoge parte de la escorrentía de la Depresión de Ronda. El resto de la depresión es drenado por numerosos arroyos de la cabecera del río Guadiaro. La escorrentía del sector suroeste de la Sierra de Cañete se descarga hacia el río Corbones, afluente del Guadalquivir.

Desde el punto de vista hidrogeológico, ambas masas de agua están formadas por el relleno postorogénico de la cuenca sedimentaria de Ronda, cuyo sustrato está constituido por materiales pertenecientes al dominio Subbético de la Cordillera Bética y al Flysch del Campo de Gibraltar. La masa de agua Setenil–Montecorto incluye, en su extremo NE, el sector SO de la Sierra de Cañete.

Por tanto, existen dos conjuntos principales de materiales acuíferos en las masas de agua consideradas:

- las rocas jurásicas de la Sierra de Cañete / Sierra Blanquilla, y
- los depósitos detrítico–carbonatados del relleno de la Depresión de Ronda.

Acuífero de Sierra Blanquilla.

La Sierra Blanquilla constituye las estribaciones occidentales de la Sierra de Cañete. Este acuífero, desarrollado en calizas y dolomías jurásicas, parece estar en contacto con los materiales miocenos de la Depresión de Ronda, si bien la descarga subterránea actual debe ser reducida debido a la explotación para abastecimiento de poblaciones cercanas (Alcalá del Valle, Olvera y Torre Alháquime), que aprovechan del orden de 1,2 hm³/año.

Acuífero de los Materiales Miocenos de la Depresión de Ronda

Los materiales miocenos de la Depresión de Ronda son permeables por porosidad intergranular y, cuando están cementados, también por fisuración y karstificación local. En los bordes norte, sur y oeste de la depresión, el sustrato impermeable está constituido por las arcillas tipo flysch del Campo de Gibraltar. Bajo la alineación montañosa de las Sierras de las Salinas y la Sanguijuela existe una divisoria hidrogeológica relacionada con la elevación del sustrato triásico.

Desde el punto de vista hidrogeológico, el relleno de la Depresión de Ronda constituye un acuífero multicapa, complejo, heterogéneo y anisótropo, de carácter libre en la mayor parte de su extensión. Su alimentación se produce mayoritariamente por infiltración directa de la lluvia sobre los afloramientos permeables y, en menor medida, por la recarga subterránea procedente de la Sierra de Cañete.

La descarga natural se produce principalmente hacia los ríos Guadiaro (Cuenca Mediterránea) y Trejo (Cuenca Atlántica). Estos cauces son alimentados por arroyos que recogen la escorrentía superficial y por numerosos puntos de surgencia que drenan los materiales acuíferos, generalmente manantiales de escaso caudal.

Campañas de reconocimiento y niveles piezométricos

Durante la realización de los trabajos de reconocimiento —mediante sondeos mecánicos y calicatas de reconocimiento geotécnico— se procedió a la medición de niveles piezométricos, tanto durante la ejecución como en fases posteriores.

En los perfiles geológico-geotécnicos, así como en los partes de sondeos y calicatas, se encuentran indicados estos niveles, habiéndose recogido en tablas específicas la relación de mediciones efectuadas.

CALICATA	FECHA	PROF. AGUA (m)	OBSERVACIONES
CD-2	01/07/2.011	3.30	Rezuma agua de los niveles arenosos intercalados entre los areniscosos
CD-3	01/07/2.011	3.50	Algo de agua en el fondo de la calicata, formada por materiales margosos
CT-1	01/07/2.011	2.70	Abundante agua en el fondo asociado a un nivel areniscosos
CT-6A	07/07/2.011	0.20-2.10	Humedad en los materiales que rodean a los bolos del coluvial
CD-9	07/07/2.011	1.10-2.90	Rezuma agua en las areniscas que sere intcalan entre las margas

Las calicatas CD-2, CD-3 y CT-1 se realizaron sobre materiales arenoso-arcillosos o arenoso-limosos con intercalaciones areniscosas e incluso margosas de la formación miocena TAM, observándose la presencia de agua a profundidades del orden de 2,5 a 3,5 m. En ninguno de estos casos parece tratarse de un nivel freático estable, sino más bien de circulaciones preferentes de agua asociadas a contactos texturales o a zonas más permeables.

La calicata CT-6A se ejecutó en una zona afectada por deslizamientos y tapizada por materiales coluviales. Es precisamente a través de dicho coluvión, de estructura granular más abierta y mayor permeabilidad relativa, por donde se produce una circulación preferente de agua, en contraste con el sustrato de materiales margosos prácticamente impermeables.

En la calicata CD-9, ejecutada en una zona con areniscas y margas, la circulación de agua se produce preferentemente a través de las areniscas, propiciada por el carácter impermeable de las margas intercaladas.

A partir de los sondeos realizados se han determinado las profundidades de aparición del agua, distinguiendo entre:

- niveles freáticos verdaderos,
- niveles colgados en materiales coluviales,
- y aguas embalsadas en contactos litológicos.

SONDEO	FECHA			
	6/07/2011	25/08/2011	18/08/2011	13/09/2011
SE-1	No se pudo colocar tubo			
SD-1	-	10.00	-	9.70
ST-1	-	-	-	1.50
SE-2	14.30	14.30	14.50	14.70
SD-3	3.40	Se ha perdido el tubo al arar el terreno		

Estos datos se ampliaron en el año 2018, cuando el contratista llevó a cabo una campaña adicional de sondeos, obteniendo nuevos valores de profundidad del nivel freático. Se observó cómo éste variaba respecto a las medidas realizadas en enero (previo a las lluvias) y las efectuadas en mayo (tras la temporada húmeda). En las calicatas ejecutadas antes de las precipitaciones no apareció agua, confirmando el carácter estacional de la saturación en superficie.

PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO						
SONDEO	P.K.		FECHA			
			15/01/2018	17/01/2018	29/01/2018	24/05/2018
S-01	0+720	EJE	4.85	5.00	4.8	0.78
S-02	0+900	EJE	17.20	17.70	17.7	13.58
S-03	0+640	EJE	14.45	14.46	14.52	14.59
S-04	2+440	ESTRUCTURA	10.55	10.65	10.6	6.40
POZO				9.10		
S-05	0+660	MI	0		7.77	8.21
S-06	0+840	MD				9.22
S-07	0+870	MD				4.74
S-08	0+920	MD				6.45
S-09	0+970	MI			4.95	1.05
S-10	1+020	EJE			5.08	0.00
S-11	2+260	MD (a 5m eje)				2.37

En el sondeo SD-1 se reconoció la presencia de calcarenitas hasta una profundidad de 11 m, apoyadas sobre un sustrato margoso. El agua detectada en el sondeo a 10,0 m de profundidad se relaciona con agua embalsada en el contacto con las margas infrayacentes.

En las inmediaciones del sondeo SD-1 existe un pozo excavado en las calcarenitas, sin entubado, en el que el agua se reconoce igualmente a una profundidad del orden de 10 m, en concordancia con la observación del sondeo.



Figura 10.- Vista del pozo existente en las inmediaciones del Sondeo SD-1

En el sondeo ST-1 se reconoció un espesor de 8,0 m de material coluvial asociado a un antiguo deslizamiento. Durante la perforación no se reconoció agua; sin embargo, a los pocos días se midió un nivel a 1,50 m de profundidad, lo que permite concluir que a través del material coluvial se producen flujos preferentes de agua, favorecidos por la impermeabilidad de las margas que subyacen y que forman el sustrato de esa zona.

En una zona próxima al sondeo ST-1, concretamente en el camino de acceso, se reconoce agua en dos puntos que coinciden con los pp.kk. 1+930 (eje) y 2+020 (40 m MI), donde se observa humedad y encharcamiento incluso en época estival. En uno de estos puntos se aprovecha el agua para usos de la finca.



Figura 11.- Aspecto del afloramiento de agua en el p.k. 2+020 (40 mts MI)



Figura 12.- Aspecto del camino afectado por el agua del p.k. 2+020 (40 mts MI)

El agua reconocida en el sondeo SE-2 a profundidades de 14,30 m inicialmente y 14,70 m posteriormente se interpreta como agua embalsada en el interior del tubo piezométrico asociada a las propias labores de perforación (la profundidad total alcanzada fue de 16,0 m). Dicho embalsamiento está favorecido por la presencia de margas impermeables que forman el sustrato. Por último, en el sondeo SD-3, durante la perforación se detectó agua a 3,40 m de profundidad, si bien no fue posible realizar un seguimiento posterior al perderse el tubo piezométrico y la arqueta durante labores de arado efectuadas por el propietario. Hacia el final del trazado, asociado a los materiales de la unidad FAM, se reconocen zonas de encharcamiento de agua incluso en verano, especialmente en el camino de acceso al Cortijo de Malacapa, donde se observan acumulaciones persistentes.



Figura 13.- Aspecto del camino afectado por el agua del p.k. 2+020 (40 mts MI)



Figura 14.- Vista de acumulaciones de agua en el camino de acceso al Cortijo de Malacapa durante el verano

SONDEO	16/10/07	30/10/07	7/11/07
SR-01	7,80 m	10,20 m	11,20 m
SR-02	6,20 m	5,50 m	5,60 m

Asimismo, se dispone de la información procedente de los sondeos realizados durante la campaña del Anteproyecto. La primera medición de nivel de agua se efectuó pocos días después de la finalización de los sondeos; las siguientes se realizaron tras vaciar los mismos para comprobar la recuperación del nivel freático.

El sondeo SR-1 atravesó los materiales margocalizos cretácicos de la formación “Capas Rojas” (CM), por lo que la presencia de agua se relaciona con las fisuras de estos materiales.

El sondeo SR-2, por su parte, atravesó los materiales de las unidades Flysch Numídicas e Infranumídicas (FAM), constituidos en este caso por margas con intercalaciones de areniscas y arenas (areniscas muy alteradas). En este segundo caso, la presencia de agua se debe a las filtraciones a través de las arenas y areniscas intercaladas entre las margas.

3.6.- Riesgos Geológicos

El corredor del anteproyecto presenta una notable complejidad geológica y geotécnica derivada de la alternancia de unidades arcillosas y margosas, depósitos olistostrómicos altamente heterogéneos, materiales flyschoides y suelos aluviales poco consolidados. Esta combinación de litologías, junto con pendientes acusadas en algunos tramos y la presencia de zonas deprimidas mal drenadas, determina la aparición de diversos riesgos naturales que afectan a la estabilidad de taludes, la capacidad portante de los materiales y el comportamiento a largo plazo de las obras proyectadas. A continuación se describen, de forma detallada, los principales riesgos identificados.

3.6.1.- Riesgos por deslizamientos y laderas inestables

La susceptibilidad a los deslizamientos constituye uno de los riesgos más significativos del corredor, especialmente en aquellas zonas en las que afloran materiales arcillo-margosos con intercalaciones arenosas pertenecientes a unidades tipo Flysch (FAM), así como en la Formación Olistostrómica (OM) y en la franja de contacto entre esta última y los materiales del Mioceno basal (TB).

En los materiales tipo Flysch de la unidad FAM se han observado signos claros de inestabilidad a lo largo de la ladera situada entre el Cortijo de Malacapa y la intersección con la carretera A-384. Esta tendencia a la inestabilidad se manifiesta con mayor intensidad en el último tramo del proyecto (pp.kk. 3+050 hasta el final), donde la traza discurre íntegramente sobre esta unidad y se han identificado indicios continuados de movimientos previos en toda la ladera.

El análisis fotogeológico del camino que conecta la carretera A-384 con el Cortijo de Malacapa —cuyo trazado discurre de forma prácticamente paralela a las curvas de nivel y atraviesa toda la ladera— ha permitido evaluar su comportamiento histórico. Entre 1956 y 2002 no se han detectado movimientos generalizados, lo que indica que no han existido deslizamientos masivos recientes. Sin embargo, se aprecian deformaciones puntuales, localizadas principalmente en desmontes de la A-384, que confirman la existencia de movimientos menores y la actividad potencial de la ladera bajo condiciones desfavorables (saturación, modificación del equilibrio tensional o intervenciones en la ladera).

La combinación de litologías plásticas, niveles con distinta permeabilidad, geometrías de ladera desfavorables y la presencia de agua convierte a este sector en un entorno especialmente sensible, donde será imprescindible extremar las precauciones en el diseño de desmontes, terraplenes y drenajes.

3.6.2.- Riesgos por elevada plasticidad de las arcillas y margas

Un rasgo característico del corredor es la amplia presencia de materiales arcillosos y margosos con valores elevados de plasticidad, que afectan de forma directa a la estabilidad, deformabilidad y capacidad portante del terreno. Estos materiales presentan un comportamiento muy dependiente del contenido en humedad, con posibles expansiones, retracciones, pérdida de resistencia al corte y aparición de deformaciones diferenciales si no se gestionan adecuadamente.

En la primera mitad del trazado, la carretera discurre por los materiales post-manto del Mioceno superior de la Cuenca de Ronda (unidad TAM). Estas formaciones combinan niveles areniscosos con niveles margosos clasificados como arcillas de alta plasticidad (CH). Su potencial expansivo debe considerarse de forma explícita en la preparación de explanaciones y estructuras, ya que pueden provocar cambios volumétricos significativos entre estaciones húmedas y secas.

A continuación, el trazado atraviesa la Formación Olistostrómica (OM). Estos materiales, compuestos por una matriz arcillosa plástica que engloba bloques de diversa naturaleza y tamaño, también se clasifican como arcillas de alta plasticidad (CH). En el sondeo SE-2, realizado en esta unidad, se han medido presiones de hinchamiento entre 0,99 y 1,15 kg/cm², valores característicos de suelos con comportamiento expansivo relevante.

Finalmente, en el último tercio del corredor afloran nuevamente materiales FAM, constituidos por margas de plasticidad media a alta con intercalaciones arenosas. En el sondeo SR-2 del anteproyecto, los ensayos sobre muestras inalteradas mostraron presiones de hinchamiento comprendidas entre 0,9 y 2,8 kg/cm², lo que evidencia un potencial expansivo todavía más acusado que en las unidades miocenas y olistostrómicas. Este conjunto de resultados confirma la necesidad de un tratamiento específico del terreno, así como de un diseño cuidadoso de

terraplenes, cimentaciones superficiales y sistemas de drenaje para evitar degradaciones progresivas o daños diferidos en las estructuras.

3.6.3.- Riesgos por suelos blandos y compresibles

En los fondos de valle se identifican depósitos aluviales recientes, constituidos por materiales sin consolidar o con muy bajo grado de consolidación. Se trata de suelos con resistencia al corte reducida y elevada compresibilidad, lo que supone un riesgo claro para el diseño de terraplenes y estructuras apoyadas directamente sobre ellos.

Estos materiales pueden experimentar **asientos totales y diferenciales significativos**, especialmente bajo cargas estáticas prolongadas o en condiciones de saturación. La baja capacidad portante de estos suelos hace necesario un análisis específico para definir posibles tratamientos, tales como mejoras del terreno, sustitución parcial de materiales, precargas con drenaje, o bien recurrir a cimentaciones profundas en caso de estructuras de mayor entidad.

La presencia de suelos blandos en puntos concretos del valle obliga a controlar cuidadosamente los movimientos del terreno durante la construcción y a prever posibles asientos diferidos a lo largo de la vida útil de la infraestructura.

3.6.4.- Riesgo por zonas encharcables

El último riesgo identificado está relacionado con la aparición de zonas encharcables, especialmente en los fondos de arroyos y áreas deprimidas próximas al trazado. Estas zonas se originan por la combinación de una topografía poco inclinada y la presencia de materiales margosos y arcillosos con muy baja permeabilidad.

Durante las visitas de campo se han observado encharcamientos persistentes, asociados a que el agua de lluvia no infiltra debido a la impermeabilidad del sustrato, circulando en gran parte como escorrentía superficial. Una fracción adicional circula de forma epidérmica por la capa alterada de los materiales arcillosos. En los depósitos coluviales y aluviales —de mayor permeabilidad relativa— el agua puede almacenarse temporalmente, dando lugar a humedades permanentes, surgencias o encharcamientos estacionales que afectan al comportamiento del terreno.

Estas condiciones pueden comprometer la estabilidad y la capacidad portante en dichas áreas, por lo que será necesario incorporar sistemas de drenaje longitudinal y transversal dimensionados para evitar la acumulación de agua y la saturación prolongada de las explanaciones o apoyos estructurales.



Figura 15.- Acumulación de material junto al Arroyo del Cerezo

3.7.- Sismicidad

El emplazamiento del proyecto se localiza en una zona de peligrosidad sísmica moderada, de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07, correspondiéndole una aceleración sísmica básica de referencia $a_b=0,08$ " g para el término municipal de Alcalá del Valle (Cádiz).

El análisis de la acción sísmica, así como la aplicación de los criterios normativos, se desarrollan detalladamente en el Anejo nº 5 “Efectos Sísmicos”, donde se han definido las acciones sísmicas de cálculo, las combinaciones de acciones correspondientes y se han efectuado las verificaciones de la estructura y las cimentaciones, conforme a la normativa de aplicación vigente: NCSP-07, la Instrucción de Acciones a considerar en Puentes (IAP) vigente en el momento de redacción del proyecto, y el Código Estructural.

4.- PROCEDENCIA DE MATERIALES

El objeto del presente apartado es definir la procedencia de los materiales necesarios para la ejecución de las distintas unidades de obra del proyecto, así como las zonas de acopio y retirada de los materiales resultantes de las excavaciones previstas. Asimismo, se analiza la posible reutilización de los materiales naturales existentes en el entorno y se inventarían las canteras, graveras e instalaciones de suministro (hormigón y mezclas bituminosas) próximas a la traza, garantizando que su disponibilidad, naturaleza y calidad cumplen con las exigencias del Pliego de Prescripciones Técnicas y la normativa vigente.

Los contenidos se estructuran en torno a:

- La caracterización de las litologías presentes en la traza en relación con su aptitud para reutilización o empleo en rellenos.
- La identificación y descripción de las canteras, graveras y plantas de suministro potencialmente utilizables para el aporte de materiales (zahorras, suelos seleccionados, escolleras, áridos y hormigones).
- La estimación de necesidades de materiales, conforme al movimiento de tierras del proyecto.
- La propuesta de vertederos y/o zonas de préstamo para la gestión de excedentes, en caso de ser necesarios.

Para la elaboración de este anejo se ha recurrido a la información geológica y cartográfica oficial disponible para el ámbito del proyecto, complementada con la documentación del Proyecto de Terminación del Nuevo Acceso a Alcalá del Valle. Fase I (documento base), así como con datos actualizados de explotaciones mineras e instalaciones de suministro situadas en el entorno inmediato del p.k. 2+800 de la carretera A-384R1 (provincia de Cádiz).

4.1.- Información actualizada

Para el análisis de la disponibilidad y procedencia de los materiales se ha empleado la cartografía oficial correspondiente al ámbito real del proyecto, situado en el entorno de Alcalá del Valle – Setenil – Olvera, dentro del sector Subbético de las Cordilleras Béticas. Se ha empleado:

- Cartografía geológica oficial
 - o Mapa Geológico de España (MAGNA 50) – IGME
 - o Hoja nº 1037 – Olvera, escala 1:50.000.

Esta hoja cubre íntegramente la zona del proyecto y constituye la base principal para la interpretación litológica y la identificación de materiales aprovechables en la obra.

- Cartografía litológica y minera complementaria
 - o Inventario de Recursos Minerales del IGME (ámbito Cádiz-Málaga).
 - o Bases de datos del IGME sobre explotaciones activas de áridos en la Sierra de Cádiz.
- Documentación geológica, geotécnica y de procedencia de materiales incluida en el Proyecto de Terminación del Nuevo Acceso a Alcalá del Valle. Fase I, que recoge la información necesaria sobre litologías, canteras y plantas de suministro existentes en el entorno.

Toda esta documentación constituye la base técnica actualizada para determinar la disponibilidad, calidad y localización de los materiales necesarios para la ejecución del proyecto.

4.2.- Prescripciones de los materiales

Las prescripciones aplicables a los materiales a emplear en la ejecución del nuevo puente sobre el Arroyo del Valle se ajustarán a la normativa vigente en materia de carreteras y estructuras, aplicándose principalmente:

- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3), Dirección General de Carreteras.
- Código Estructural (Real Decreto 470/2021), en lo relativo a hormigones estructurales, armaduras, control de materiales y ejecución.
- Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía, exclusivamente para la reposición del firme en los accesos inmediatos al puente.

Dado el alcance del anteproyecto —centrado en la ejecución del puente, sus cimentaciones y los rellenos y transiciones inmediatas— los materiales necesarios se limitan a los imprescindibles para estas unidades de obra, siendo los siguientes:

- Hormigones estructurales para pilotes, encepados, estribos y tablero, conforme al Código Estructural.
- Áridos gruesos y finos destinados a la fabricación de hormigones y hormigón de limpieza.
- Material granular seleccionado para los rellenos en trasdós de estribos.
- Suelo tolerable para rellenos no estructurales o de acondicionamiento.
- Escollera de 400–800 kg, en caso de ser necesaria para la protección del cauce o de los apoyos.
- Zahorra artificial para regularización o formación de capas de asiento en los accesos, si procede.

- Mezclas bituminosas (aglomerado) para la reposición del firme en los encuentros del puente con los viales existentes.

Las excavaciones previstas en el proyecto se limitan a:

- la ejecución de las cimentaciones del puente (pilotes y excavaciones asociadas), y
- el acondicionamiento puntual de accesos y plataformas auxiliares.

Tras analizar la disponibilidad de explotaciones y plantas en el entorno, se ha verificado que todos los materiales necesarios pueden ser suministrados por canteras e instalaciones situadas a menos de 15 km de la obra, cumpliendo las prescripciones del PG-3, del Código Estructural y del resto de normativa aplicable.

4.3.- Necesidades de material

En la siguiente tabla se recoge el resumen del movimiento de tierras de este tramo (ver Anejo 9), incluyendo las necesidades de materiales:

Descripción	Med. Total	ud
MOVIMIENTO DE TIERRAS (EXCAVACIÓN)		
Excavación en desmonte/saneo de terraplén existente (a vertedero)	26.321,40	m ₃
Excavación en zanjas y pozos para cimientos (Estructuras)	961,30	m ₃
Excavación de pilotes (Detritus de perforación)	390,19	m ₃
APORTE DE MATERIALES (PRÉSTAMOS)		
Relleno localizado en trasdós de estribos (Material Filtrante / Seleccionado)	3.008,89	m ₃
Relleno localizado de encepados con suelo adecuado/tolerable	382,50	m ₃
Suelo seleccionado para formación de explanada (E3)	393,20	m ₃
Zahorra artificial ZA-25 (Base de firme)	196,60	m ₃

Además, se ha realizado un inventario exhaustivo de graveras y canteras próximas a la traza para suministrar todos los materiales necesarios para la obra.

4.4.- Canteras

Para el suministro de los materiales necesarios en la ejecución del nuevo puente sobre el Arroyo del Valle —en especial áridos para la fabricación de hormigones estructurales, zahorra artificial para capas de asiento y material granular para rellenos— se ha realizado un análisis de las canteras próximas a la traza, tomando como referencia la

información del Proyecto Base (Proyecto de Terminación del Nuevo Acceso a Alcalá del Valle. Fase I) y contrastándola con la actualización realizada en este anejo.

En el entorno inmediato existen varias explotaciones que trabajan calizas y dolomías de las formaciones subbéticas, litologías idóneas para la fabricación de áridos gruesos y finos, zahorra artificial y escollera. Estas canteras presentan además volumen suficiente, continuidad de explotación y distancias razonablemente cortas respecto al emplazamiento del puente, lo que permite su utilización como fuentes de suministro de materiales.

A continuación, se resumen las canteras más relevantes para la obra, todas ellas inventariadas en el Proyecto Base:

- **Cantera Manzón (CA-1)**

Explotación de dolomías jurásicas situada en el paraje de Venta Mariné (Alcalá del Valle).
Produce zahorra artificial, áridos para hormigones, mezclas bituminosas y escollera.
Distancia aproximada a la obra: 5 km.
Es la explotación más próxima a la traza y con mayor idoneidad para el suministro de zahorra artificial (ZA-20), según los ensayos realizados en el proyecto original.

- **Canteras de Almargen (CA-2)**

Situada en la carretera MA-7404 (Cañete la Real – Almargen).
Explota dolomías, margas dolomíticas y calizas dolomíticas.
Dispone de planta de hormigón y planta de aglomerado en la propia instalación.
Distancia aproximada: 22 km.
Apta para áridos de hormigón, bases, sub-bases y escollera.

- **Sílice Cañete (CA-3)**

También en el entorno de Cañete la Real.
Explotación de dolomías y margocalizas, con planta de hormigón integrada.
Distancia aproximada: 22 km.
Puede suministrar áridos para hormigones, morteros, bases y mezclas bituminosas.

- **Cantera La Ventilla – Aguilar/Parauta (CA-4)**

Situada en la carretera A-397 (Ronda – San Pedro).
Explotación de calizas y margocalizas del Triásico, con producto apto para zahorras, áridos y escollera.
Distancia: 35 km.
Posee gran capacidad de producción.

- **Cantera Igualaja – Villalta/Villagrande (CA-5)**

Explotación de dolomías blancas y calizas marmóreas, con planta de hormigón asociada.
Situada en Igualaja (A-397).
Distancia aproximada: 45 km.
Apta para zahorras artificiales, áridos de hormigón y escollera.

Selección prevista en obra

Al tratarse de una estructura aislada —un puente con cimentación profunda y rellenos localizados— se prevé emplear preferentemente:

- Cantera Manzón (CA-1) como primera opción, por cercanía y calidad contrastada de la zahorra ZA-20.
- Canteras de Cañete la Real (CA-2 y CA-3) como alternativa adecuada para áridos de hormigón y materiales granulares.

La elección final dependerá de la disponibilidad en cada fase de obra, los ensayos de control y la logística de acopio y transporte.

NOMBRE EXPLOTACIÓN	CÓDIGO CANTERA	MATERIAL	TITULAR	X UTM 30	Y UTM 30	PARAJE	DISTANCIA C. G. TRAZA	LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA
CANTERA MANZÓN	CA-1	DOLOMIÁS (Zahorra Artificial)	CONSTRUCCIONES GARRUCHO, S.L.	309560	4086612	Venta Mariné (T.M. Alcalá del Valle)	5 km (5 min)	ZONA: Cordilleras Béticas – UNIDAD: Formaciones Subbéticas
CANTERA DE ALMARGEN	CA-2	DOLOMIÁS Y CALIZAS DOLOMÍTICAS (Zahorra Artificial)	CANTERAS DE ALMARGEN, S.L.	318858	4094381	Sierra de Cañete, “Chocolata” (T.M. Cañete La Real)	22 km (20 min)	ZONA: Cordilleras Béticas – UNIDAD: Formaciones Subbéticas
CANTERA SÍLICE CAÑETE	CA-3	DOLOMIÁS Y CALIZAS DOLOMÍTICAS (Zahorra Artificial)	SÍLICE CAÑETE, S.L.	319102	4093807	Sierra de Cañete, “Chocolata” (T.M. Cañete La Real)	22 km (20 min)	ZONA: Cordilleras Béticas – UNIDAD: Formaciones Subbéticas
CANTERA AGUILAR-PARAUTA	CA-4	CALIZAS Y MARGOCALIZAS (Zahorra Artificial)	ÁRIDOS LA VENTILLA, S.L.	309965	4061375	La Ventilla (T.M. Parauta)	35 km (45 min)	ZONA: Cordilleras Béticas – UNIDAD: Formaciones Subbéticas
CANTERA IGUALEJA	CA-5	DOLOMIÁS BLANCAS O CALIZAS MARMÓREAS (Zahorra Artificial)	HOLCIM ÁRIDOS, S.L.	314701	4057159	Fuenfria Alta (T.M. Igualaja)	45 km (50 min)	ZONA: Cordilleras Béticas – UNIDAD: Formaciones Alpujarrides

4.5.- Instalaciones de suministro

En el entorno inmediato al ámbito del anteproyecto se han identificado diversas instalaciones de producción de hormigón preparado y mezclas bituminosas, todas ellas situadas en el área de influencia de Cañete la Real, Almargen y Parauta, y con capacidad suficiente para atender las necesidades derivadas de la construcción del nuevo puente sobre el Arroyo del Valle.

4.5.1.- Plantas de hormigón

Se ha localizado 1 plantas para el suministro de hormigones a la obra, todas a una distancia entre 4 y 13 km de la traza:

PLANTAS DE HORMIGÓN			
EMPRESA	DIRECCIÓN	LOCALIDAD	TELÉFONO
Forja Hormigones, S.L.	Ctra. Almargen a Cañete la Real, km 5.7 (Instalaciones de Canteras de Almargen, S.L.)	Cañete la Real (Málaga)	952 18 24 96
Hormigones Anpa, S.L.	Ctra. Almargen a Cañete la Real, km 3.5 (Instalaciones de Sílice Cañete, S.L.)	Cañete la Real (Málaga)	952 183 184

Características comunes

- Ambas plantas se encuentran a distancias inferiores a 25 km de la traza del anteproyecto.

- La naturaleza de los áridos (calizas y dolomías) es apta para hormigones estructurales conforme al Código Estructural.
- Los ensayos de laboratorio están disponibles y suministrados por las empresas titulares.
- Su capacidad de producción es adecuada para las necesidades de un proyecto de estructura aislada (pilotes, encepados, estribos y tablero).

4.5.2.- Plantas de mezclas bituminosas

Para el suministro de mezclas bituminosas (aglomerado) destinadas a la reposición del firme en los accesos inmediatos al puente, se han inventariado las instalaciones que se encuentran operativas en el entorno del anteproyecto.

PLANTAS DE MEZCLAS BITUMINOSAS			
EMPRESA	DIRECCIÓN	LOCALIDAD	TELÉFONO
Suministro de Hormigones Asfálticos, S.L.	P.K. 10 Ctra. A-376 Ronda – San Pedro de Alcántara (Instalaciones Cantera La Ventilla)	Parauta (Málaga)	952 32 20 50 / 606 98 51 74
Aglomerado del Sur 2.007, S.L.	P.K. 4.7 carretera Cañete la Real – Almargen (Anexa a Canteras de Almargen, S.L.)	Cañete la Real (Málaga)	952 18 24 96

Características y compatibilidad

- Ambas plantas se sitúan a distancias entre 20 y 35 km, dentro del radio operativo adecuado.
- Los áridos utilizados son calizos/dolomíticos, apropiados para mezclas bituminosas tipo AC según PG-3.
- Las plantas cuentan con capacidad suficiente para el volumen reducido de reposición del firme asociado a un puente.
- Disponen de ensayos suministrados por la propiedad (S.H. Asfálticos) o son conformes al PG-3 (Aglomerado del Sur).

4.6.- Vertederos

Para la gestión de los materiales sobrantes procedentes de las excavaciones previstas en la ejecución del nuevo puente sobre el Arroyo del Valle (A-384R1, p.k. 1+800), se han considerado los vertederos autorizados incluidos en el *Proyecto de Terminación del Nuevo Acceso a Alcalá del Valle. Fase I*, manteniendo todas las alternativas propuestas y sus condiciones de utilización.

El volumen de tierras excedentarias previsto en este proyecto es reducido —centrado en las excavaciones de pilotes, encepados y acondicionamientos puntuales—, por lo que cualquiera de las opciones descritas resulta válida desde el punto de vista operativo. No obstante, será necesario verificar previamente la disponibilidad y las condiciones de explotación vigentes en cada instalación.

4.6.1. Vertedero autorizado de Olvera

En las inmediaciones de Olvera (Cádiz) se localiza un vertedero autorizado, situado en el emplazamiento de una antigua cantera. El vertedero queda delimitado:

- al norte, por la carretera A-384,
- al sur, por la Vía Verde de la Sierra,

ambas situadas a una distancia no inferior a 400 m del perímetro del vertedero.

Según la documentación, su capacidad utilizable es limitada, encontrándose la instalación próxima a su nivel máximo. Por tanto, en caso de requerirse su uso, será imprescindible realizar una consulta previa para confirmar su disponibilidad en el momento de la obra.

4.6.2. Vertedero autorizado de La Ventilla (Aguilar-Parauta)

Este vertedero se localiza en el paraje La Ventilla, en el término municipal de Parauta (Málaga).

El acceso se realiza desde el p.k. 133 de la carretera A-397 (Ronda – San Pedro de Alcántara), mediante un desvío señalizado ubicado aproximadamente 20 m al norte del cruce de Parauta.

Según el Proyecto Base, su capacidad es ilimitada a efectos del proyecto, por lo que constituye la alternativa más fiable para asegurar la correcta gestión de excedentes si fuese necesario.

4.6.3. Relleno de zonas utilizadas como préstamo

En caso de que, durante la ejecución de la obra, fuese necesario habilitar zonas de préstamo en las inmediaciones del trazado, se plantea la posibilidad de restituir dichos huecos como depósitos de material sobrante, siempre que:

- exista autorización administrativa previa,
- el material a aportar sea compatible geotécnica y ambientalmente,
- se garantice una restauración final adecuada del emplazamiento.

Esta alternativa se considera viable y está contemplada igualmente en el Proyecto Base.

4.6.4. Criterios ambientales y administrativos

Siguiendo las directrices y la normativa sectorial:

- Se procederá a la recuperación y aprovechamiento prioritario de los excedentes de excavación para la restauración de zonas degradadas, mejora de fincas agrícolas o nivelación de terrenos cuando sea compatible.
- No podrán utilizarse como vertedero terrenos forestales ni áreas ambientalmente sensibles.
- Para cualquier depósito definitivo fuera de obra será necesario obtener previamente las autorizaciones ambientales y sectoriales pertinentes.
- Finalizados los vertidos, las zonas empleadas deberán ser restauradas hasta alcanzar un estado compatible con su uso previo.

ANEJO 5.- EFECTOS SISMICOS

ANEJO 5.- EFECTOS SISMICOS

INDICE

1.- GENERALIDADES

2.- CRITERIOS DE APLICACIÓN DE LA NORMA

3.- ACCIONES SISMICAS

3.1.- Clasificación de los puentes

3.2.- Aceleración sísmica básica

4.- ACELERACION SISMICA DE CALCULO

1.- GENERALIDADES

Se aplica la “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes (NCSP-07)”, aprobada en el Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo. Esta norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica.

2.- CRITERIOS DE APLICACIÓN DE LA NORMA

Según el apartado 2.8 de la Norma NCSP-07, no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones siguientes:

- Cuando la aceleración sísmica horizontal básica a_{cb} del emplazamiento sea inferior a 0,04 g; siendo g la aceleración de la gravedad.
- Cuando la aceleración sísmica horizontal de cálculo a_c sea inferior a 0,04 g.

La Norma NCSP-07 considera que una aceleración sísmica básica inferior a 0,04 g no genera solicitaciones peores que las demás hipótesis de carga, dada la diferencia de coeficientes de seguridad y de acciones simultáneas que deben considerarse con el sismo.

3.- ACCIONES SISMICAS

3.1.- Clasificación de los puentes

Según el artículo 2.3 de la Norma NCSP-07, los puentes se clasificarán por su importancia en función de los daños que pueda ocasionar su destrucción, adoptando para ello la clasificación recogida en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

3.2.- Aceleración sísmica básica

El valor de la aceleración sísmica básica, expresada en relación con el valor de la gravedad g, se fija para cada zona del territorio español por medio del mapa de peligrosidad sísmica que se incluye en el apartado 3.4 de la Norma NCSP-07 y cuyo listado por términos municipales para valores iguales o superiores a 0,04 g se recoge en el Anejo 1 de la citada norma. Este valor es característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años.

Tanto el citado mapa como el listado de términos municipales incluyen además el coeficiente K de contribución, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

En este caso, para el término municipal de Alcalá del Valle, en que se sitúa la estructura, resulta:

$$a_c = S \rho a_b$$

$$a_b = 0,08 g$$

Se incluye a continuación el mapa de peligrosidad sísmica recogido en la NCSP-07.

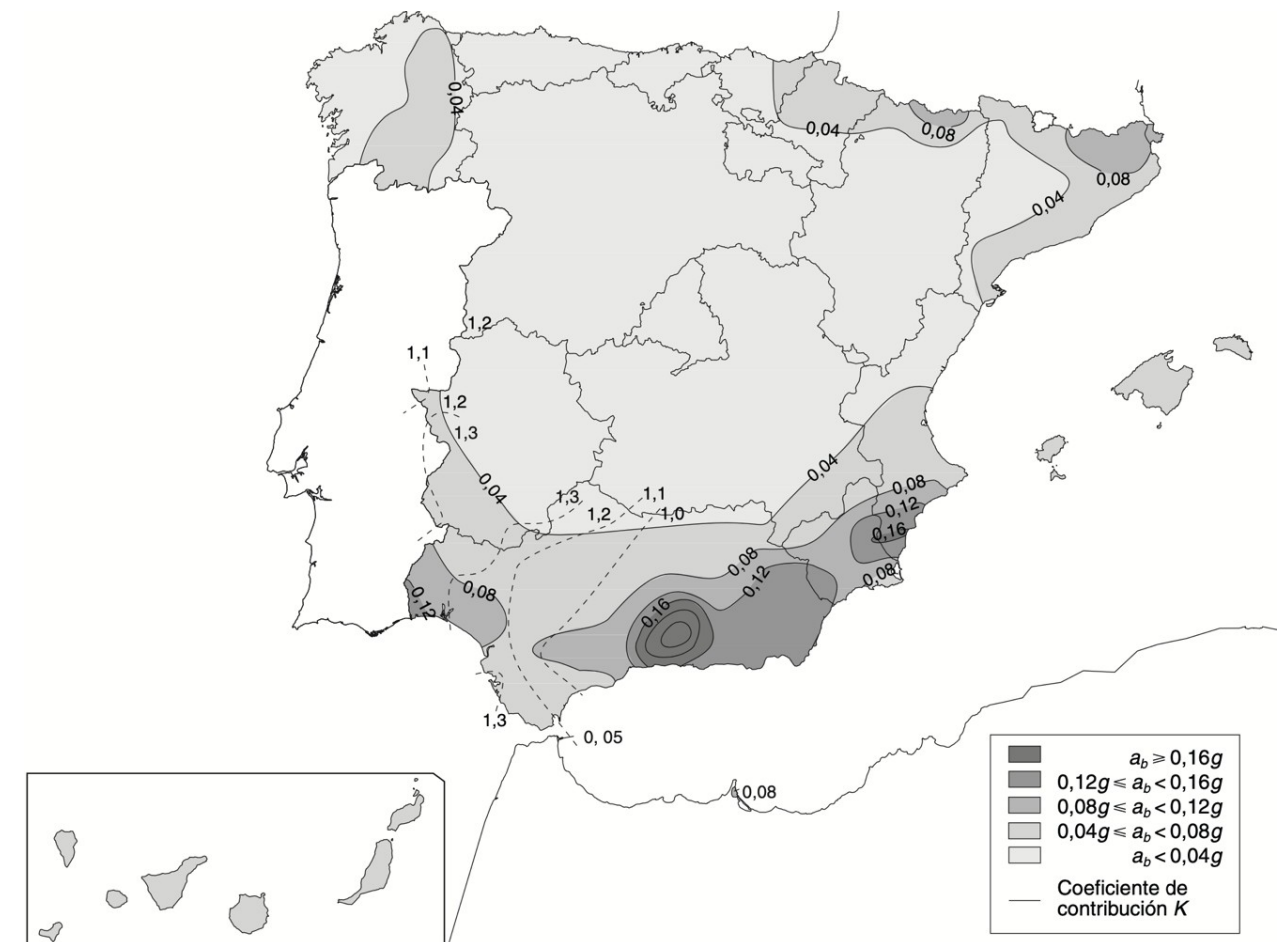


Figura 1.- Mapa de peligrosidad sísmica (según NCSE-02)

De acuerdo con los criterios de aplicación de la “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes (NCSP-07)”, al no ser la aceleración sísmica horizontal básica inferior al valor 0,04 g, es preceptiva su aplicación para este proyecto.

4.- ACELERACION SISMICA DE CALCULO

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

$$a_c = S \rho a_b$$

donde:

a_b es la aceleración sísmica básica

ρ es el coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Se obtiene como producto de dos factores

$$\rho = \gamma_I \gamma_{II}$$

γ_I Factor de importancia, función de la importancia del puente, cuyo valor se recoge en el apartado 2.3 de la Norma NCSE-07:

- Para construcciones de importancia normal: $\gamma_I = 1,0$
- Para construcciones de importancia especial: $\gamma_I = 1,3$

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

$$\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500} \right)^{0,4}$$

En este caso, se adopta un periodo de retorno de 500 años, por lo que el factor γ_{II} adopta un valor igual a 1,00.

S Coeficiente de ampliación del terreno. Toma el valor

Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1 \cdot g$

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

Para $0,1 \cdot g < \rho \cdot a_b < 0,4 \cdot g$

$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$

Para $0,4 \cdot g \leq \rho \cdot a_b$

$S = 1,0$

C Coeficiente de terreno, definido en el apartado 3.2 de la Norma NCSP-07 en función de las características del terreno:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_S > 750$ m/s.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq V_S > 400$ m/s.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq V_S > 200$ m/s.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_S \leq 200$ m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente C indicado en la tabla siguiente:

COEFICIENTES DEL TERRENO	
TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1
II	1,3
III	1,6
IV	2

En el presente anteproyecto, una vez considerados los estratos del terreno a cimentar según el estudio geotécnico, se considera un coeficiente de suelo $C = 1,3$.

Los datos de cálculo se reflejan en el anejo 13 de estructuras.

ANEJO 6.- CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA

ANEJO 6.- CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA

INDICE

1.- INTRODUCCIÓN

2.- CLIMATOLOGIA

2.1.- Descripción general del clima de la zona

2.2.- Estaciones termo pluviométricas seleccionadas

2.3.- Análisis de las variables climáticas de la zona de estudio

2.3.1.- Temperaturas

2.3.2.- Precipitaciones y Humedad Relativa

2.4.- Índices climáticos y fitoclimáticos

2.4.1.- Factor pluviométrico de Lang

2.4.2.- Índice de Emberger

2.4.3.- Índice de Agstrom

2.4.4.- Índice de aridez de Martonne

2.5.- Determinación del número de días aprovechables en la ejecución de las obras

2.6.- Coeficientes de reducción adicionales por climatología

2.7.- Coeficientes de reducción aplicables a cada tipo de unidad de obra

1.- INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se aborda la descripción de los trabajos realizados en el área de climatología e hidrología dentro del ámbito del Anteproyecto del nuevo puente en la carretera A-384R1, ubicado en el p.k. 1+800.

El objetivo fundamental de estos trabajos consiste en la determinación de los parámetros climáticos e hidrológicos de la zona, así como en la obtención de los caudales de cálculo necesarios para la posterior comprobación hidráulica del drenaje asociado al tablero del puente y de los elementos complementarios vinculados al mismo.

La caracterización climática se ha realizado a partir de los datos suministrados por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) y de las publicaciones técnicas disponibles para el entorno geográfico del anteproyecto. Del mismo modo, la determinación de la precipitación máxima, de los periodos de retorno y de los parámetros hidrológicos se ha efectuado conforme a la normativa vigente y a las metodologías establecidas para el dimensionamiento hidráulico en obras lineales.

A continuación, se presenta la relación de normativa y documentación técnica consultada:

- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Aguas.
- Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la Norma 5.2-IC “Drenaje superficial” de la Instrucción de Carreteras.
- Norma 5.1-IC “Obras de drenaje de carreteras”. Ministerio de Fomento.
- “Máximas lluvias diarias en la España peninsular”. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (1999).
- Estadística de precipitaciones máximas en 24 horas. Confederación Hidrográfica del Sur.
- Publicaciones climatológicas y termopluviométricas de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET).
- “Datos climáticos para carreteras”. Ministerio de Fomento.
- Hoja 1025 (Loja - Granada) del Mapa de Cultivos y Aprovechamientos (escala 1:50.000). Ministerio de Agricultura (1978).

La información recopilada en estas fuentes constituye la base para el análisis climatológico e hidrológico desarrollado en los apartados siguientes, proporcionando los valores necesarios para el correcto dimensionamiento y comprobación hidráulica del puente dimensionado.

2.- CLIMATOLOGIA

2.1.- Descripción general del clima de la zona

El clima de una región se configura en base a la interrelación de factores, tales como temperatura, radiación solar, precipitaciones, vientos, humedad, etc., cuyos valores, oscilaciones, y la diferente combinatoria entre ellos produce un resultado, que permite caracterizar la zona dentro de unas tipologías climáticas generales conocidas. Estos factores están muy determinados por la Latitud y Altitud del lugar, matizándose en función de la proximidad del mar.

- La Latitud establece la relación entre el lugar y el sol. Influye directamente en la radiación solar tanto directa como difusa, y por lo tanto en las condiciones más generales del clima. En particular señala la posición del sol con respecto al punto de estudio a lo largo del tiempo y establece los ciclos anuales con las estaciones y los ciclos diarios con la variación día-noche.
- La Altitud indica el volumen de atmósfera que han de atravesar los rayos solares. Influye en la radiación y en las condiciones generales del clima. Al aumentar, la presión del aire disminuye, la radiación solar es más intensa al tener que atravesar una capa atmosférica menor y la radiación nocturna también es mayor. Con ello la oscilación térmica aumenta y las medias son más bajas.

En el ámbito del presente anteproyecto, situado en el entorno de la carretera A-384R1 (p.k. 1+800), se ha tomado como referencia la estación meteorológica de Olvera – Cooperativa Agrícola (código AEMET 5919X), localizada a una altitud aproximada de 530 m s.n.m., cuya serie de datos representa adecuadamente las condiciones climáticas del área de estudio.

De forma general, a la hora de la redacción del anejo se han obtenido y tratado los datos climatológicos significativos que nos permitan efectuar la clasificación climática de la zona, así como los coeficientes medios anuales para obtención del número de días laborables para las diferentes unidades de obra que se ha previsto ejecutar en el proyecto.

Las condiciones que definen el clima del entorno de la obra pueden resumirse como sigue:

- El ámbito de estudio se encuadra dentro del dominio climático mediterráneo de interior, con una temperatura media anual en torno a 16,5 °C, veranos calurosos y secos e inviernos relativamente fríos aunque moderados. La clasificación de Köppen lo incluye dentro del tipo Csa (mediterráneo con verano seco y caluroso).
- La temperatura media estacional presenta valores crecientes desde el invierno hacia el verano: en invierno las temperaturas medias se sitúan en el entorno de 9–10 °C, en primavera en torno a 14–16 °C, en verano en valores próximos a 24–26 °C, y en otoño en torno a 15–17 °C, lo que refleja un régimen térmico típicamente mediterráneo de interior con marcada oscilación anual.
- Los meses más fríos del año corresponden a enero y, en menor medida, diciembre y febrero, con temperaturas medias del orden de 8–10 °C. Por el contrario, el mes más cálido es agosto, con una temperatura media próxima a 26 °C, seguido muy de cerca por julio, que presenta valores medios superiores a 25 °C.
- La precipitación media anual en la zona se sitúa en el entorno de 550–570 mm, con un régimen netamente invernical: las lluvias se concentran en los meses fríos, mientras que el periodo estival es muy seco. Desde el punto de vista hidrológico, puede considerarse un clima mediterráneo subhúmedo con marcada sequía estival.
- Los valores pluviométricos medios mensuales muestran un periodo de lluvias que se extiende aproximadamente desde octubre hasta abril-mayo, registrándose los máximos de precipitación en los meses de otoño e invierno, especialmente noviembre, con valores mensuales medios del orden de 70–75 mm. El periodo más seco coincide con los meses de julio y agosto, con precipitaciones medias muy reducidas, del orden de 0–5 mm mensuales.
- En los periodos primaverales y otoñales, los valores de precipitación media mensual adoptan, en general, valores intermedios, del orden de 40–70 mm, correspondiéndose con los episodios de lluvias frontal asociadas a la circulación atlántica.
- El análisis de los vientos predominantes en el ámbito de estudio indica una clara prevalencia de componentes del Oeste durante buena parte del año, especialmente entre finales de marzo y comienzos de octubre, mientras que durante el resto del año son más frecuentes los vientos de componente Este. La velocidad media anual del viento se sitúa en el entorno de 12–14 km/h, sin que se detecten, en términos medios, episodios extremos que condicionen de forma específica el diseño de la estructura proyectada.

Estas condiciones climáticas constituyen la base para la posterior caracterización detallada de la climatología del emplazamiento, así como para la definición de los parámetros necesarios en los análisis hidrológicos y en la estimación del número de días laborables contemplados en el presente anteproyecto.

2.1.1.- Incidencia hidrográfica e hidrogeológica del ámbito

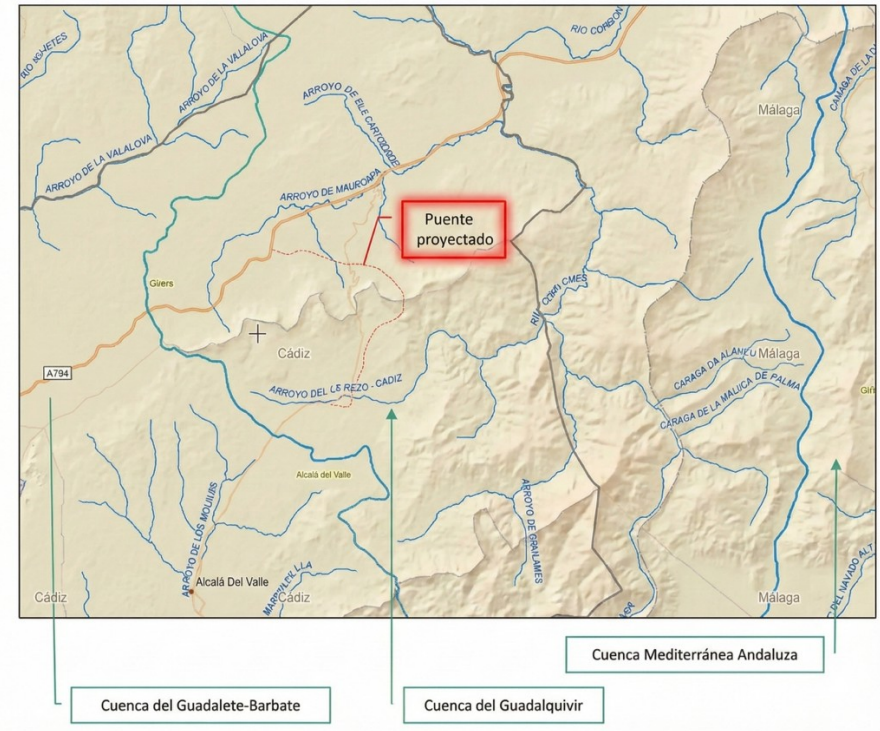
Es importante señalar que la red hidrográfica presente en el entorno del anteproyecto se localiza en una zona limítrofe entre la Cuenca del Guadalquivir y la Cuenca Barbate–Guadalete. No obstante, el trazado de la carretera y el entorno del p.k. 1+800 se sitúan íntegramente dentro de la Cuenca Hidrográfica del río Guadalquivir.

Desde el punto de vista hidrogeológico, el ámbito del anteproyecto queda incluido en la Unidad Hidrogeológica 05.63 Setenil–Ronda, definida en el *Atlas Hidrogeológico de Andalucía* (Instituto Geominero de España, 1998). Esta unidad presenta una superficie permeable aproximada de 300 km², con una recarga anual estimada de 10 hm³/año y un bombeo del orden de 7 hm³/año.

Dentro de esta unidad se distinguen tres conjuntos acuíferos principales, dos de carácter carbonatado y uno detrítico:

- **Serranía de Ronda:** constituida por grandes macizos de calizas y dolomías jurásicas y triásicas, que conforman sistemas acuíferos de elevada permeabilidad y potentes espesores. El acuífero asociado a la **Sierra de Cañete** es el que incide directamente en el entorno del proyecto, drenando mediante manantiales hacia las formaciones detríticas miocenas.
- **Depresión de Ronda:** integrada por materiales detríticos (calcarenitas, areniscas, conglomerados, calizas y arcillas), con fuertes variaciones laterales de facies y espesores de hasta **400 m** en su zona meridional. Presenta un comportamiento multicapa, con **baja transmisividad (10–100 m²/día)** y drenaje natural hacia las cuencas del Guadalquivir y del Sur a través de manantiales y cursos de agua.
- **Recubrimientos cuaternarios aluviales:** formados por arenas, limos, gravas y arcillas de permeabilidad elevada, que constituyen un acuífero subálveo con recarga doble: directa por infiltración de precipitaciones y lateral desde los cauces fluviales, facilitando el drenaje natural del terreno.

La caracterización hidrogeológica descrita permite comprender el comportamiento del subsuelo frente a la infiltración, la generación de escorrentía superficial y la respuesta hidrológica de pequeñas cuencas ante eventos de precipitación intensa, aspectos que se desarrollan en los apartados siguientes.



2.2.- Estaciones termo pluviométricas seleccionadas

En las proximidades de la zona del anteproyecto existen diversas estaciones meteorológicas pertenecientes tanto a redes pluviométricas como termopluviométricas. Estas estaciones constituyen la base fundamental para la obtención de parámetros climáticos fiables, dado que permiten disponer de series continuas de datos sobre temperatura, precipitación y otras variables relevantes para el análisis hidrológico asociado al diseño del puente y de su sistema de drenaje.

La selección de estaciones adecuadas reviste especial importancia, ya que la precisión en la caracterización del clima local depende de que las fuentes de datos presenten continuidad temporal, representatividad territorial y una ubicación que refleje adecuadamente las condiciones del entorno del trazado. En el caso del proyecto del nuevo puente en la carretera A-384R1, se ha efectuado un análisis previo de la red climatológica disponible en el área, considerando tanto estaciones próximas como otras pertenecientes a ámbitos comarcales colindantes.

A continuación, se incluye un listado con la estación existente en el entorno del proyecto, indicando su situación geográfica y las características básicas de la serie climática disponible. Los datos han sido obtenidos a partir de las bases oficiales de la Consejería de Agricultura, Ganadería, Pesca y Desarrollo Sostenible de la Junta de Andalucía y de la información climatológica suministrada por AEMET.

ESTACION	CODIGO	ALTITUD	COORDENADAS		AÑOS CON DATOS	Nº AÑOS DATOS COMPLETOS	ESPACIO TEMPORAL
			LONGITUD	LATITUD			
Olvera "COOPERATIVA AGRICOLA"	5919U	540	36°56'00"N	05°15'27"W	21	21	1985-2006

Nota: Las coordenadas utilizadas son UTM Huso 30.

Para la redacción del presente anejo se ha seleccionado la estación Olvera "COOPERATIVA AGRÍCOLA" (5919U), por su proximidad al trazado de la carretera A-384R1 y por tratarse de una estación termopluviométrica con una serie de datos suficientemente extensa y completa.

La información disponible para esta estación incluye registros de temperatura y precipitación que permiten caracterizar adecuadamente el clima de la zona, realizar la clasificación climática correspondiente y obtener los parámetros necesarios para los análisis hidrológicos y la estimación de días laborables empleados en el presente proyecto.

2.3.- Análisis de las variables climáticas de la zona de estudio

2.3.1.- Temperaturas

Para la caracterización térmica del ámbito del anteproyecto, situado en el p.k. 1+800 de la carretera A-384R1, se han empleado las series históricas de temperaturas registradas en la estación termopluviométrica 5919U – Olvera “Cooperativa Agrícola”, cuyos datos proceden de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). Dicha estación constituye la referencia climática más representativa del entorno inmediato del trazado debido a su cercanía, condiciones altimétricas semejantes y elevada fiabilidad de la serie climática.

Los valores térmicos obtenidos permiten analizar la evolución estacional de las temperaturas, identificar los periodos fríos y cálidos, calcular la oscilación térmica anual y evaluar los valores extremos registrados en el entorno. Estos parámetros resultan esenciales no solo para la clasificación climática, sino también para la interpretación de fenómenos relacionados con la evaporación, el comportamiento del agua sobre las superficies impermeables y la respuesta del terreno frente a procesos de heladicidad o insolación prolongada.

A continuación se muestran los cuadros resumen de temperaturas correspondientes al período disponible (1986–2006), incluyendo las variables habituales expresadas en grados Celsius, así como las representaciones gráficas asociadas que permiten visualizar la distribución mensual de las temperaturas máximas, mínimas y medias registradas a lo largo de la serie.

OLVERA "COOPERATIVA AGRÍCOLA" PERIODO 1986 - 2006							
MES	TmM	Tmm	T	Tmax	Tmin	TdifX	Tdifm
ENE	13,6	5,1	9,4	22,0	-6,0	28,0	8,6
FEB	15,0	5,6	10,4	25,0	-2,0	27,0	9,4
MRZ	18,4	8,0	13,2	30,0	-3,0	33,0	10,4
ABR	19,5	8,4	14,0	33,0	0,0	33,0	11,1
MAY	24,3	12,0	18,1	39,0	4,0	35,0	12,4
JUN	30,5	16,2	23,3	41,0	6,0	35,0	14,3
JUL	34,4	18,9	26,6	43,0	7,5	35,5	15,5
AGO	34,2	19,1	26,7	44,0	10,5	33,5	15,0
SEP	28,9	16,1	22,5	39,0	4,5	34,5	12,9
OCT	22,6	12,8	17,7	39,0	3,5	35,5	9,8
NOV	17,0	8,7	12,8	27,0	-1,0	28,0	8,3
DIC	14,3	6,3	10,3	24,0	-2,0	26,0	7,9
AÑO	22,7	11,4	17,1	33,8	44,0	-6,0	11,3

Donde:

T Mm : Temperatura media de las máximas mensual/anual.

T mm : Temperatura media de las mínimas mensual/anual.

T: Temperatura media mensual/anual.

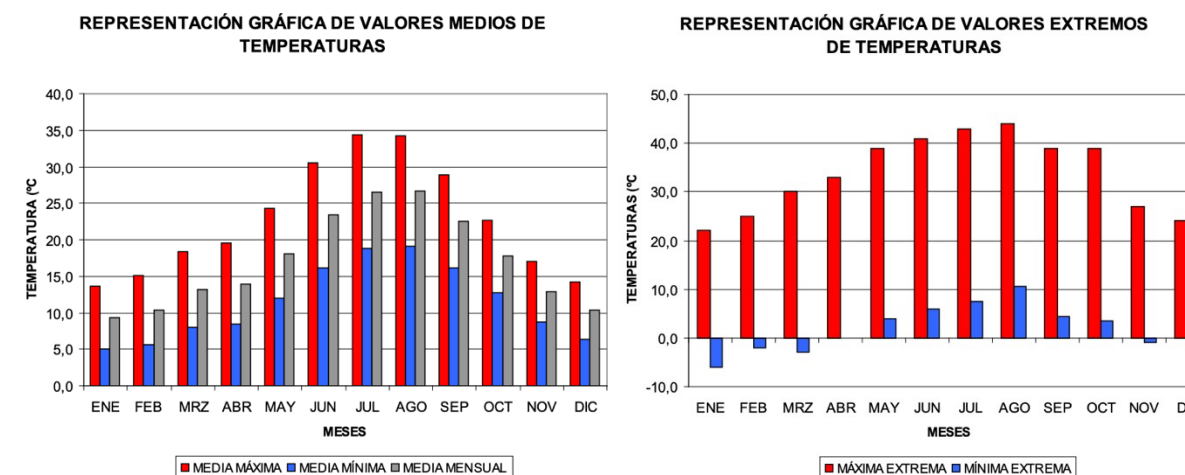
T Máx : Temperatura máxima absoluta mensual/anual.

T mín : Temperatura mínima absoluta mensual/anual.

T difX : Oscilación de los valores de las temperaturas extremas mensual/anual.

T difm : Oscilación de los valores medios mensuales/anuales.

Tosc: Oscilación verano-invierno de las temperaturas medias mensuales.



Análisis térmico del ámbito de estudio

Del examen de las series disponibles se observa la variabilidad térmica habitual del clima mediterráneo interior característico del entorno de Olvera. La temperatura media del mes más frío corresponde a enero, con valores en torno a 6,0–7,0 °C, mientras que el mes más cálido es julio, con una temperatura media próxima a 24,5–25,0 °C.

La amplitud térmica anual, definida como la diferencia entre las temperaturas medias del mes más cálido y del mes más frío, alcanza valores del orden de 18–19 °C, lo cual es coherente con la latitud, altitud y continentalidad del entorno de la carretera A-384R1.

Esta amplitud térmica moderada, junto con la alternancia entre inviernos fríos y veranos cálidos, confirma la clasificación climática mediterránea de interior previamente descrita y constituye la base para los estudios hidrológicos desarrollados en los apartados siguientes.

2.3.2.- Precipitaciones y Humedad Relativa:

Según las series históricas de precipitaciones registradas en la estación termopluviométrica 5919U – Olvera “Cooperativa Agrícola”, representativa del ámbito de estudio de la carretera A-384R1 (p.k. 2+800), se han elaborado las tablas con los valores medios mensuales de precipitación y los parámetros asociados (P, PMaxdia y Pmes). Estos datos permiten caracterizar el régimen pluviométrico y, de forma complementaria, definir el comportamiento higrométrico general del entorno.

OLVERA "COOPERATIVA AGRÍCOLA" PERIODO 1994 - 2006			
MES	P	P _{Maxdia}	P _{mes}
ENE	59,4	56,0	141,5
FEB	48,7	56,0	97,0
MRZ	48,8	52,0	122,0
ABR	44,8	27,0	155,0
MAY	40,7	41,0	96,0
JUN	7,7	22,5	96,0
JUL	0,6	5,0	5,0
AGO	3,5	24,0	27,0
SEP	29,2	42,0	66,0
OCT	69,7	70,0	230,5
NOV	80,8	42,0	296,0
DIC	99,6	65,0	226,5
AÑO	157,2	70,0	296,0

Los valores de precipitación mostrados son los siguientes expresados en mm:

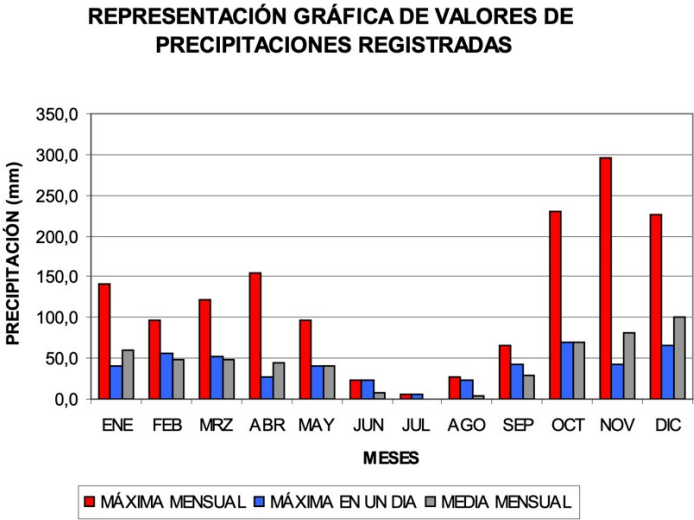
P:	Precipitación media mensual y total anual.
PMaxdia:	Precipitación máxima en un día mensual/anual.
Pmes:	Precipitación máxima mensual/anual.

Régimen de precipitaciones

Los valores de precipitación procedentes de la estación 5919U – Olvera “Cooperativa Agrícola”, expresados en milímetros, se corresponden con los incluidos en el anejo original. Su análisis muestra lo siguiente:

- La precipitación media anual se sitúa en valores comprendidos entre 550 y 570 mm, propios del clima mediterráneo interior del entorno de Olvera.
- La mayor parte de las precipitaciones se concentran en los meses fríos, con un máximo pluviométrico en noviembre (≈70–80 mm de precipitación media mensual).
- Los mínimos se registran en los meses de junio, julio y agosto, donde los valores son prácticamente testimoniales (en torno a 0,5–3 mm, dependiendo del mes).
- Las precipitaciones máximas en un día (PMaxdia) oscilan entre 22 y 70 mm, lo cual es coherente con los episodios convectivos y frontales que afectan a la zona.
- Las precipitaciones máximas mensuales (Pmes) muestran una marcada irregularidad interanual, con eventos extremos que pueden superar los 200 mm/mes (noviembre y diciembre), tal como reflejan los datos del período analizado.
-

En conjunto, el régimen pluviométrico responde a un patrón mediterráneo típico: otoño e invierno húmedos, primavera de transición y verano muy seco, con un marcado mínimo en julio.



Humedad relativa

Aunque la estación 5919U no dispone de una serie histórica completa de humedad relativa, el comportamiento higrométrico puede caracterizarse a partir de los índices climáticos obtenidos y de la relación entre precipitación y evapotranspiración potencial (ETP). Los valores de humedad relativa en el entorno de Olvera presentan:

- Valores moderados-altos durante otoño e invierno, coincidiendo con la mayor frecuencia de precipitaciones y con condiciones atmosféricas más estables.
- Descenso progresivo durante la primavera, asociado al aumento de temperaturas y de la insolación.
- Valores relativamente bajos en verano, especialmente en julio y agosto, en los que la ETP es máxima (≈150 mm), lo que se traduce en un ambiente seco propio del clima mediterráneo interior.

Este comportamiento higrométrico se corresponde con los índices de humedad obtenidos en el anejo original mediante el método de Thornthwaite (Ihm e Iha), que clasifican el régimen de humedad mensual como seco durante los meses estivales y moderadamente húmedo en el periodo invernal.

2.4.- Índices climáticos y fitoclimáticos

Los diferentes índices climáticos tratan de establecer una correlación numérica entre las principales variables del clima (temperatura, precipitación, humedad, etc.) y el medio físico que les rodea. Su finalidad es relacionar dichas variables con los grandes tipos de vegetación y con los límites bioclimáticos que caracterizan las distintas regiones del planeta. Los primeros índices desarrollados utilizaban únicamente valores anuales de temperatura y precipitación, obteniéndose correlaciones relativamente simples. Con el tiempo, estos índices se han ido perfeccionando, incorporando información mensual y estacional y permitiendo así una aproximación más precisa a la realidad climática y biogeográfica, aunque siguen existiendo zonas con comportamientos complejos o transicionales que no encajan plenamente en un único tipo climático.

Combinando caracteres básicos del clima —temperatura, precipitación, evapotranspiración, humedad relativa, etc.— se obtienen los índices climáticos que permiten establecer los tipos climáticos de referencia. Los valores de las variables utilizadas para su cálculo se han obtenido a partir de los datos registrados en la estación

termopluviométrica 5919U – Olvera “Cooperativa Agrícola”, que constituye la referencia climática más representativa del ámbito de la carretera A-384R1.

Según los objetivos perseguidos en el análisis climatológico, se han seleccionado los índices más adecuados para caracterizar el clima del entorno de la zona de estudio. Estos índices, de uso habitual en climatología aplicada y fitoclimatología, permiten valorar la aridez del clima, la distribución estacional de las lluvias, el régimen térmico y la potencial influencia del clima sobre las comunidades vegetales presentes.

Por su parte, los índices fitoclimáticos relacionan de forma cuantitativa diversas variables del clima con la aptitud del medio para el desarrollo de determinadas formaciones vegetales, siendo la aridez y la disponibilidad de agua los factores limitantes más relevantes en el ámbito mediterráneo interior.

Para el cálculo de los diversos índices empleados se han utilizado los valores climáticos derivados de la estación seleccionada y contenidos en la tabla resumen de caracterización climática incluida en este anejo.

Para la caracterización climática y fitoclimática del entorno del p.k. 2+800 de la A-384R1 se han aplicado los siguientes índices climáticos:

- Factor pluviométrico de Lang
- Índice de aridez de De Martonne
- Índice de Emberger
- Índice de Ångström

Estos índices permiten situar el clima de la zona dentro del marco mediterráneo interior, evaluar su grado de aridez y definir las condiciones termo-pluviométricas relevantes de cara al análisis hidrológico y ambiental del proyecto.

2.4.1.- Factor pluviométrico de Lang

El índice pluviométrico de Lang es un factor de la precipitación cuya formulación es la siguiente:

$$L = \frac{P}{T} = \frac{533,5}{17,1} = 31,2 \text{ mm}$$

donde:

P es la precipitación media anual en $\frac{l}{m^2}$

T es la temperatura media anual en $^{\circ}C$

Para este índice se toman los siguientes valores según sea la zona de estudio:

- $0 \leq 20 \Rightarrow$ *desértica*
- $20 \leq 40 \Rightarrow$ *árida*
- $\leq 60 \Rightarrow$ *humedad de estepa y sabana*
- $0 \leq 100 \Rightarrow$ *humedad de bosques claros*

- $0 \leq 160 \Rightarrow$ *humedad de grandes bosques*
- $160 \leq \Rightarrow$ *perihúmedo con prados y tundra*

Se define el clima lluvioso si $L > 10$ y como seco si $L > 40$. Estepa mediterránea seca.

2.4.2.- Índice de Emberger

Este índice es un intento de integrar el efecto de la estacionalidad de la temperatura con la precipitación, la cual toma a su vez como indicativo de la humedad. Se define como sigue.

$$E = \frac{100P}{(T_c + T_f)(T_c - T_f)} = \frac{53350}{1156,35} = 46,1 \text{ mm}$$

donde:

P es la precipitación media anual en $\frac{l}{m^2}$

T_c es la temperatura máxima media del mes más cálido en $^{\circ}C$

T_f es la temperatura mínima media del mes más frío en $^{\circ}C$

Este índice es menor cuanto más árido es el clima y muestra una buena correlación con la vegetación mediterránea (Rivas-Martínez, 1987).

- $E < 20 \Rightarrow$ *muy árido*
- $20 - 40 \Rightarrow$ *árida*
- $40 - 70 \Rightarrow$ *mediterráneo seco / semiárido*
- $70 \Rightarrow$ *subhúmedo*

2.4.3.- Índice de Agstrom

El índice de Agstrom es un factor cuya formulación es la siguiente:

$$I_d = \frac{100T}{P} = \frac{1710}{533,5} = 3,20 \text{ mm}$$

Este índice es similar al de Lang, pero a la inversa y multiplicado por 100. El valor para la zona de estudio se encuentra dentro de los parámetros establecidos como zona semiárida.

La aridez se expresa dependiendo del valor que se obtenga:

- 0-2: Zona húmeda
- 2-3: Zona semiárida
- 3-6: Zona árida**

>6: Zona subdesértica

2.4.4.- Índice de aridez de Martonne

Es una modificación del índice de Lang y se define según la fórmula:

$$M = \frac{P}{T+10} = \frac{533,5}{27,10} = 19,69 \text{ mm}$$

donde:

P es la precipitación media anual en $\frac{l}{m^2}$

T es la temperatura media anual en $^{\circ}C$

< a 5 = Desértico

5 a 10 = Semidesierto

10 a 20 = Estepas y países secos mediterráneos

> a 20 = Cultivo de secano y olivares, siendo arriesgado en él el cultivo de cereales
aprox. 60, de aguaceros tropicales y con viento Monzón.

Este índice es más bajo cuanto más seco es el clima. Presenta una correlación aceptable con la vegetación eurosiberiana, pero poco informativo con la mediterránea. Los datos resultantes están por encima de la clasificación realizada por Martonne y, por tanto, la zona de estudio se incluiría en cultivo de secano y olivares.

2.5.- Climodiagramas

Los climodiagramas constituyen una herramienta habitual para representar de forma gráfica las condiciones climáticas de una región, permitiendo contrastar distintos regímenes climáticos y establecer similitudes o diferencias entre localidades próximas. Su objetivo es mostrar, de manera integrada, la relación entre las principales variables meteorológicas, fundamentalmente temperatura y precipitación, a lo largo del ciclo anual.

En el presente anejo se han elaborado dos tipos de climodiagramas a partir de los datos de la estación termopluviométrica 5919U – Olvera “Cooperativa Agrícola”, por ser la estación que mejor representa el clima del ámbito del proyecto del nuevo puente en la carretera A-384R1 (p.k. 2+800):

- Diagrama ombrotérmico (Walter-Gaussen)
- Diagrama de termohietas

Ambos diagramas se basan exclusivamente en los valores medios mensuales de temperatura y precipitación recopilados por AEMET para la estación mencionada.

2.5.1.- Diagramas ombrotérmicos

Con el fin de describir de manera integrada el clima dominante en la zona de estudio, se ha elaborado el diagrama ombrotérmico de Walter-Gaussen, que representa en una misma gráfica las temperaturas medias mensuales ($^{\circ}C$) y las precipitaciones mensuales (mm).

La escala aplicada es la habitual:

- 10 $^{\circ}C$ equivalen a 20 mm de precipitación, de forma que es posible identificar el período “biológicamente seco”, definido como aquel en el que la curva de temperaturas supera a la curva de precipitaciones.

A partir de este diagrama puede derivarse el índice xerotérmico, que permite evaluar el número de días secos anuales según los criterios fitoclimáticos tradicionales.

Diagrama de termohietas

El diagrama de termohietas se utiliza para comparar de manera visual el comportamiento climático anual mediante un gráfico cartesiano en el que:

- el eje de abscisas representa la precipitación media mensual (P),
- el eje de ordenadas representa la temperatura media mensual (T),

y cada punto corresponde a uno de los doce meses del año. La unión de los puntos genera un polígono característico que refleja la variación conjunta de ambas variables.

Según la definición clásica, se considera mes seco aquel en el que la precipitación media mensual (mm) es inferior al doble de la temperatura media mensual ($^{\circ}C$).

Datos utilizados

Los valores empleados para la elaboración de ambos diagramas corresponden exclusivamente a los datos medios mensuales de precipitación y temperatura de la estación Olvera – “Cooperativa Agrícola”, recopilados por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) y recogidos en las tablas anteriores del presente anejo.

Conclusiones climáticas derivadas de los diagramas

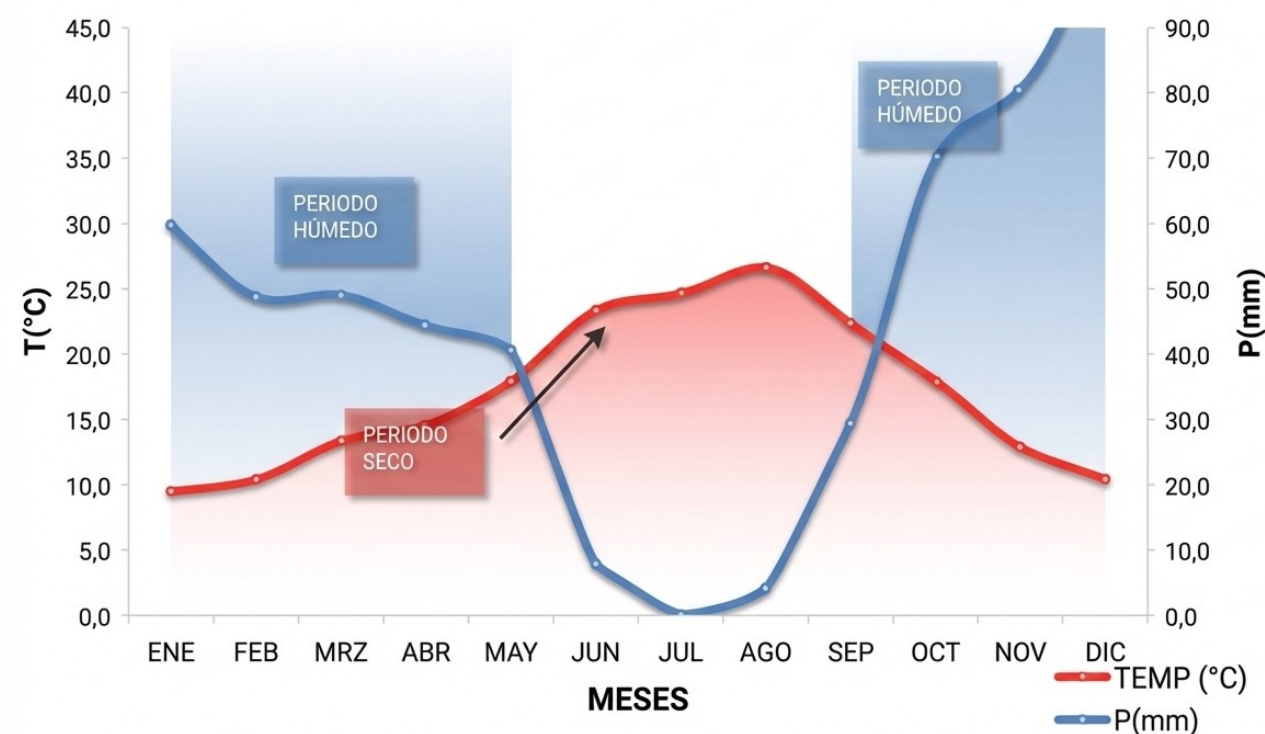
Del análisis del climodiagrama correspondiente al ámbito de la carretera A-384R1 se obtienen las siguientes conclusiones:

- Los meses de junio, julio y agosto constituyen el periodo más seco del año, con precipitaciones prácticamente nulas y máximos valores de evapotranspiración, lo cual es coherente con el régimen mediterráneo interior.
- El polígono del diagrama de termohietas presenta un cierto desarrollo vertical, indicando una oscilación térmica moderada a lo largo del año.
- El desarrollo horizontal del polígono es mayor, reflejando una oscilación más acusada en las precipitaciones, con valores muy contrastados entre la estación húmeda (noviembre-diciembre) y la estación seca (junio-agosto).
- El conjunto del diagrama confirma la marcada estacionalidad del clima mediterráneo de interior característico del entorno de Olvera, con un periodo húmedo concentrado en los meses fríos y una intensa sequía estival.

Gráficos

A continuación se incorporan los gráficos correspondientes al diagrama ombrotérmico y al diagrama de termohietas elaborados a partir de los datos de la estación de Olvera “Cooperativa Agrícola”.

DIAGRAMA OMBROTÉRMICO DE WALTER GAUSSEN OLIVA DE LA FRONTERA "ERMITA"



2.5.2.- Diagramas de termohietas

Para la estación climática seleccionada en el ámbito del proyecto —la estación termopluviométrica 5919U Olvera "Cooperativa Agrícola", representativa del entorno de la carretera A-384R1 (p.k. 1+800)— se ha elaborado el correspondiente diagrama de termohietas, construido a partir de los valores medios mensuales de precipitación y temperatura.

Este tipo de diagramas utiliza un sistema de coordenadas cartesianas rectangulares, en el cual:

- la precipitación media mensual (P) se representa sobre el eje de abscisas, y
- la temperatura media mensual (T) sobre el eje de ordenadas,

un punto por cada mes del año. La unión sucesiva de los doce puntos genera un polígono característico que recoge la evolución conjunta de ambas variables climáticas.

El diagrama permite establecer con claridad las relaciones entre temperatura y precipitación a lo largo del ciclo anual y aporta información útil sobre la estacionalidad del régimen pluviométrico:

- Cuando la rama correspondiente al verano se sitúa a la derecha de la rama de invierno, indica que existen lluvias estivales significativas.

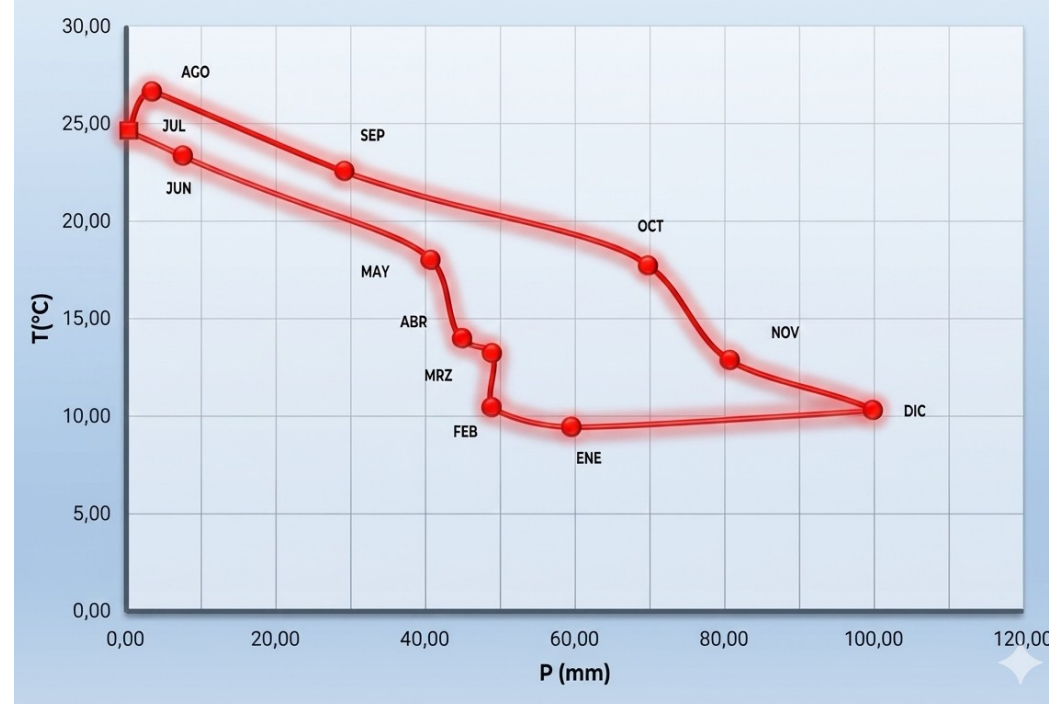
- Cuando la rama de invierno se sitúa claramente a la derecha de la de verano, las precipitaciones se concentran en los meses fríos, característica propia del clima mediterráneo.
- Si ambas ramas se superponen, el régimen de lluvias es sensiblemente uniforme durante todo el año.
- Cuando el polígono es alargado en el eje vertical, se evidencia una oscilación térmica acusada; si lo es horizontalmente, existe una mayor variabilidad en las precipitaciones.

En el caso de la estación de Olvera, el diagrama obtenido muestra:

- Una clara dominancia de las precipitaciones invernales, ya que la rama de invierno queda muy por encima y a la derecha de la de verano, confirmando el patrón Mediterráneo interior seco.
- Una marcada sequía estival, con valores de precipitación prácticamente nulos en los meses de junio, julio y agosto, situando la rama de verano muy próxima al eje vertical y con desplazamiento mínimo en abscisas.
- Un polígono más desarrollado horizontalmente que verticalmente, lo que indica que la oscilación de la precipitación es mayor que la oscilación térmica, rasgo típico de las comarcas del interior gaditano y serrano.
- Una oscilación térmica moderada, coherente con la altitud en torno a 530–550 m del entorno de Olvera.

Estos rasgos coinciden plenamente con la climatología descrita en los apartados anteriores y son característicos del clima mediterráneo interior con sequía estival acusada, propio del ámbito por el que discurre la carretera A-384R1.

CLIMODIAGRAMA DE TERMOHIETAS OLVERA "COOPERATIVA AGRÍCOLA"



Del climodiagrama se desprende que la variación de las temperaturas en los meses estivales es sensiblemente uniforme, así como la predominancia de las lluvias de la estación invernal.

2.5.- Determinación del número de días aprovechables en la ejecución de las obras

Se ha empleado la metodología propuesta por la publicación "DATOS CLIMÁTICOS PARA CARRETERAS" de 1964 publicados por la Dirección General de Carreteras. Para determinar los coeficientes medios anuales para la obtención del nº de días útiles de trabajo en las distintas clases de obra en función de la Climatología, se establecen unos coeficientes de reducción, a aplicar al número de días laborables de cada mes. La reducción por días festivos, cuyo coeficiente de reducción se establece dividiendo el número de días laborables, una vez descontados los sábados, domingos y festivos en Cádiz, entre el número total de días del mes.

Para ello se establece un calendario laboral de un año tipo en Cádiz con los siguientes días festivos, (se ha tomado el correspondiente al año 2025):

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Enero	F	8	8	S	D	F	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	8
Febrero	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	F	-	-	-
Marzo	S	D	FL	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8
Abril	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	6	6	6	F	F	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	-
Mayo	F	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S
Junio	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	-
Julio	7	7	7	5	S	D	7	7	7	7	5	S	D	7	7	7	7	5	S	D	7	7	7	7	5	S	D	7	7	7	7
Agosto	5	S	D	7	7	7	7	5	S	D	7	7	7	7	F	S	D	7	7	7	7	5	S	D	7	7	7	7	P	S	D
Septiembre	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	-
Octubre	8	8	8	S	D	8	FL	8	8	8	S	D	F	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8
Noviembre	F	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	-
Diciembre	8	8	8	8	8	F	D	F	8	8	8	8	S	D	8	8	8	8	8	S	D	8	8	P	F	P	S	D	8	8	P

Los días festivos que se consideran para cada mes y su coeficiente reductor son los siguientes:

	Días del Mes	nº días festivos	días laborables	Coeficiente Reductor Cf
Enero	31	2	21	0,677
Febrero	28	1	19	0,679
Marzo	31	1	20	0,645
Abril	30	2	20	0,667
Mayo	31	1	21	0,677
Junio	30	0	21	0,700
Julio	31	0	23	0,742
Agosto	31	2	19	0,613
Septiembre	30	0	22	0,733
Octubre	31	2	21	0,677
Noviembre	30	1	20	0,667
Diciembre	31	7	17	0,548

2.6.- Coeficientes de reducción adicionales por climatología

a.- Coeficiente de reducción por heladas

Es el cociente del número de días del mes en que la temperatura mínima es superior a 0 ºC y el número de días del mes.

$$\eta_m = \frac{n^{\circ} \text{ días con } T_{min} > 0^{\circ}C}{n^{\circ} \text{ días del mes}}$$

b.- Coeficiente de reducción por temperatura límite de riegos, tratamientos superficiales o por penetración.

Es el cociente del número de días en que la temperatura a las 9 de la mañana es igual o superior a 10 ºC, al número de días del mes.

$$\tau_m = \frac{n^{\circ} \text{ días con } T \text{ a } 9:00 > 10^{\circ}C}{n^{\circ} \text{ días del mes}}$$

c.- Coeficiente de reducción por temperatura límite de mezclas bituminosas.

Es el cociente del número de días en que la temperatura a las 9 de la mañana es igual o superior a 5 ºC, al número de días del mes.

$$\tau'_m = \frac{n^{\circ} \text{ días con } T \text{ a } 9:00 > 5^{\circ}C}{n^{\circ} \text{ días del mes}}$$

d.- Coeficiente de reducción por lluvia límite de trabajo

Es el cociente del número de días del mes en que la precipitación es inferior a 10 mm, al número de días del mes.

$$\lambda_m = \frac{n^{\circ} \text{ días con precipitación } < 10 \text{ mm}}{n^{\circ} \text{ días del mes}}$$

e.- Coeficiente de reducción por lluvia límite de trabajo (2).

Es el cociente del número de días del mes en que la precipitación es inferior a 1 mm, al número de días del mes.

$$\lambda'_m = \frac{n^{\circ} \text{ días con precipitación } < 1 \text{ mm}}{n^{\circ} \text{ días del mes}}$$

Para el cálculo de estos coeficientes se emplean los datos pluviométricos recopilados del Instituto Nacional de Meteorología.

A continuación, se adjuntan los cuadros con los valores de precipitación y temperaturas empleados en los cálculos, así como los coeficientes resultantes de aplicar la formulación anteriormente expuesta:

	Días del Mes	nº días festivos	días laborables	Coeficiente Reductor Cf	nº días Tmin<0	nº días Tmin>0	coef. Reducción por helada	nº días T>10°C (9:00)	coef. Reducción por T límite riegos	nº días T>5°C (9:00)	coef. Reducción por T límite MBC	nº días p>10 mm	nº días p<10 mm	coef. Reducción por lluvia límite trabajo 10	nº días p>1 mm	nº días p<1 mm	coef. Reducción por lluvia límite trabajo 1	Cp
Enero	31	2	21	0,677	0,75	30,3	0,975	13	0,419	28	0,903	2,3	28,7	0,926	6,85	24	0,779	0,085
Febrero	28	1	19	0,679	0,42	27,6	0,985	14	0,500	26	0,929	1,4	26,6	0,950	4,65	23	0,834	0,077
Marzo	31	1	20	0,645	0,00	31,0	1,000	21	0,677	28	0,903	1,3	29,8	0,960	4,85	26	0,844	0,085
Abril	30	2	20	0,667	0,00	30,0	1,000	21	0,700	30	1,000	1,7	28,3	0,943	4,70	25	0,843	0,082
Mayo	31	1	21	0,677	0,00	31,0	1,000	31	1,000	31	1,000	0,7	30,4	0,979	3,35	28	0,892	0,085
Junio	30	0	21	0,700	0,00	30,0	1,000	30	1,000	30	1,000	0,3	29,8	0,992	0,85	29	0,972	0,082
Julio	31	0	23	0,742	0,00	31,0	1,000	31	1,000	31	1,000	0,0	31,0	1,000	0,30	31	0,990	0,085
Agosto	31	2	19	0,613	0,00	31,0	1,000	31	1,000	31	1,000	0,1	30,9	0,997	0,30	31	0,990	0,085
Septiembre	30	0	22	0,733	0,00	30,0	1,000	30	1,000	30	1,000	1,1	29,0	0,965	2,60	27	0,913	0,082
Octubre	31	2	21	0,677	0,00	31,0	1,000	31	1,000	31	1,000	2,4	28,6	0,923	5,90	25	0,810	0,085
Noviembre	30	1	20	0,667	0,00	30,0	1,000	23	0,767	30	1,000	2,6	27,4	0,913	6,20	24	0,793	0,082
Diciembre	31	7	17	0,548	0,46	30,5	0,985	15	0,484	29	0,935	3,2	27,8	0,897	7,30	24	0,765	0,085

2.7.- Coeficientes de reducción aplicables a cada tipo de unidad de obra

Clase de Obra	Factores que afectan a las unidades de obra				
	t>0°C	P<10mm	P<1mm	t(9:00)>10°C	t(9:00)>1°C
Hormigones hidráulicos	X	X			
Explanaciones	X	X	X		
Aridos			X		
Riegos y tratamientos superficiales		X	X		
Mezclas bituminosas			X		X

El coeficiente de reducción correspondiente a cada clase de obra es el resultado de las siguientes ecuaciones:

a.- Hormigones hidráulicos: $C_m = \eta_m \lambda_m$

b.- Explanaciones: $C_m = \frac{\lambda_m + \lambda'_m}{2} \eta_m$

c.- Áridos: $C_m = \lambda_m$

d.- Riegos y tratamientos superficiales: $C_m = \tau_m \lambda'_m$

e.- Mezclas bituminosas: $C_m = \tau'_m \lambda'_m$

donde:

C_m es el coeficiente medio de reducción del número de horas laborales para el mes m

Con objeto de determinar el coeficiente medio anual de reducción climatológica para cada clase de obra, se supone está repartida uniformemente a lo largo del año, determinando así un coeficiente de reducción mensual, igual al cociente entre nº de días de cada mes y 365.

Coeficiente mensual: $C_p = \frac{n^\circ \text{ días del mes}}{365}$

El coeficiente medio anual resulta de sumar los productos parciales de C_m y C_p correspondientes a los 12 meses. Estos valores quedan recogidos en los cuadros que se adjuntan a continuación.

Una vez determinados estos coeficientes (C_f y C_m) el coeficiente de reducción total es:

$C_t = 1 - (1 - C_m) * C_f$

Los valores medios de los coeficientes de reducción que se deducen de la publicación para el tramo de estudio, los factores reductores por días festivos y por climatología adversa y los correspondientes factores reductores mensuales y anuales del número de horas laborables previstas para trabajar, son los que muestran las tablas y gráfico siguientes:

Coeficiente de reducción mensual C_m	Enero	Febrer o	Marz o	Abril	May o	Junio	Julio	Agost o	Septiembr e	Octubr e	Noviembr e	Diciembr e
--	-------	-------------	-----------	-------	----------	-------	-------	------------	----------------	-------------	---------------	---------------

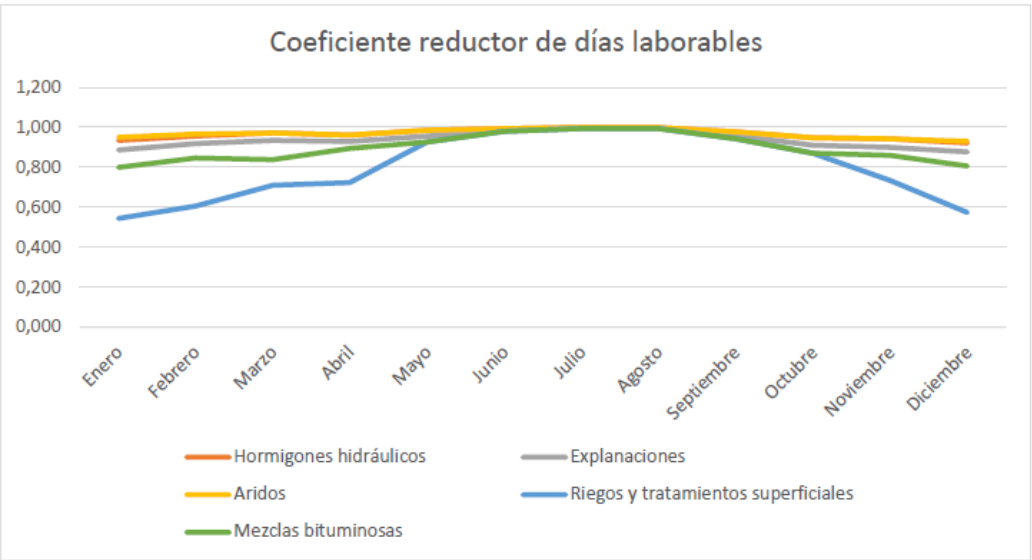
Hormigones hidráulicos	0,903	0,936	0,960	0,943	0,979	0,992	1,000	0,997	0,965	0,923	0,913	0,883
Explanaciones	0,831	0,878	0,902	0,893	0,935	0,982	0,995	0,994	0,939	0,866	0,853	0,818
Aridos	0,926	0,950	0,960	0,943	0,979	0,992	1,000	0,997	0,965	0,923	0,913	0,897
Riegos y tratamientos superficiales	0,327	0,417	0,571	0,590	0,892	0,972	0,990	0,990	0,913	0,810	0,608	0,370
Mezclas bituminosas	0,704	0,774	0,762	0,843	0,892	0,972	0,990	0,990	0,913	0,810	0,793	0,715

Coeficiente de reducción C_f	Enero	Febrer o	Marz o	Abril	May o	Junio	Julio	Agost o	Septiembr e	Octubr e	Noviembr e	Diciembr e
--------------------------------	-------	-------------	-----------	-------	----------	-------	-------	------------	----------------	-------------	---------------	---------------

Coeficiente de reducción C_f	0,677	0,077	0,085	0,082	0,085	0,082	0,085	0,085	0,082	0,085	0,082	0,085
--------------------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Coeficiente reductor del número de días laborables	Enero	Febrer o	Marz o	Abril	May o	Junio	Julio	Agost o	Septiembr e	Octubr e	Noviembr e	Diciembr e
--	-------	-------------	-----------	-------	----------	-------	-------	------------	----------------	-------------	---------------	---------------

Hormigones hidráulicos	0,934	0,956	0,973	0,962	0,986	0,994	1,000	0,998	0,976	0,948	0,941	0,921
Explanaciones	0,886	0,918	0,933	0,928	0,956	0,988	0,997	0,996	0,959	0,909	0,901	0,877
Aridos	0,950	0,966	0,973	0,962	0,986	0,994	1,000	0,998	0,976	0,948	0,941	0,930
Riegos y tratamientos superficiales	0,544	0,605	0,710	0,722	0,927	0,981	0,993	0,993	0,941	0,871	0,735	0,573
Mezclas bituminosas	0,799	0,847	0,839	0,894	0,927	0,981	0,993	0,993	0,941	0,871	0,860	0,807



ANEJO 7.- PLANEAMIENTO Y TRAFICO

ANEJO 7.- PLANEAMIENTO Y TRAFICO

INDICE

1.- PLANEAMIENTO

1.1.- Afecciones urbanísticas

2.- ESTUDIO DE TRÁFICO

2.1.- Factores de dimensionamiento del firme

2.2.- Resultado del cálculo

1.- PLANEAMIENTO

El trazado del nuevo acceso predimensionado mantiene el corredor general existente entre el núcleo urbano de Alcalá del Valle y la carretera A-384, siguiendo el mismo eje funcional que actualmente articula la conexión entre ambos municipios. El itinerario discurre íntegramente por los términos municipales de Alcalá del Valle y Olvera, ajustándose a la topografía y a la estructura territorial ya consolidada en el ámbito. La actuación incorpora, no obstante, una optimización puntual en la zona final del trazado, donde se sustituye el desmonte inicialmente previsto por un puente en curva ubicado en el P.K. 1+800.

Esta modificación puntual se justifica por la presencia de condicionantes geotécnicos significativos en la ladera, derivados de la inestabilidad del talud y de la geometría desfavorable del desmonte proyectado, que hacían aconsejable adoptar una solución estructural que garantizara la estabilidad del corredor, redujera los riesgos de mantenimiento futuro y asegurara la continuidad del trazado en condiciones óptimas de seguridad y fiabilidad. La implantación del puente permite, además, mejorar la integración territorial de la infraestructura, reduciendo las afecciones paisajísticas y minimizando la alteración del relieve existente.

Desde el punto de vista urbanístico, la afección principal se limita a la ocupación de terrenos clasificados como Suelo No Urbanizable, en sus distintas categorías, de acuerdo con los instrumentos de planeamiento vigentes en ambos municipios. Estos suelos, destinados a la preservación del medio natural y de los usos tradicionales del territorio, admiten la implantación de infraestructuras viarias de interés público, siempre que estas se justifiquen por razones de funcionalidad, conectividad y servicio a la población, como es el caso del acceso proyectado.

La actuación se configura, así como una infraestructura de carácter territorial y supramunicipal, destinada a mejorar la accesibilidad del municipio y a garantizar la conexión segura con la red autonómica. En consecuencia, la obra resulta plenamente compatible con la normativa urbanística aplicable, al no implicar transformaciones urbanizadoras ni alteraciones del modelo territorial vigente. Asimismo, no es necesaria ninguna modificación de planeamiento ni ajustes en la ordenación estructural del suelo, dado que el proyecto se ajusta al corredor previsto y no introduce nuevos ámbitos de transformación ni cambios en los usos del suelo existentes.

1.1.- Afecciones urbanísticas

1.1.1.- Marco urbanístico vigente

La traza estudiada intercepta exclusivamente suelo clasificado como No Urbanizable, bajo la regulación de los siguientes instrumentos:

- Plan General de Ordenación Urbana de Alcalá del Valle (2008) – Adaptación parcial de las Normas Subsidiarias a la LOUA.
- Plan General de Ordenación Urbana de Olvera (2010) – Adaptación parcial de las Normas Subsidiarias a la LOUA.

Ambos documentos, en su normativa de aplicación, permiten la implantación de infraestructuras viarias de interés público, considerándolas compatibles en todas las categorías de suelo no urbanizable cuando resultan necesarias para la mejora de la accesibilidad y la continuidad funcional de la red viaria existente.

Asimismo, la actuación se encuentra plenamente alineada con la regulación establecida por:

- Ley 7/2021, de Impulso para la Sostenibilidad del Territorio de Andalucía (LISTA).
- Reglamento General de la LISTA, aprobado mediante Decreto 550/2022.
- Ley 8/2001, de Carreteras de Andalucía, y normativa complementaria.

1.1.2.- Clasificación del suelo afectado en el proyecto inicial donde se ubica el nuevo puente

Según la información urbanística facilitada por ambos municipios, el trazado discurre por los siguientes tipos de suelo:

- Término municipal de Alcalá del Valle
 - P.K. 0+000 a 0+700: Suelo No Urbanizable.
 - P.K. 0+700 a 1+022: Suelo No Urbanizable de Especial Protección (Áreas con Vegetación Natural).
- Término municipal de Olvera
 - P.K. 1+022 a 1+407: Suelo No Urbanizable de Protección Paisajística.
 - P.K. 1+407 a 1+522: Suelo No Urbanizable Común.
 - P.K. 1+522 a final de traza (incluido P.K. 2+800): Suelo No Urbanizable Común.

La clasificación del suelo permanece invariable respecto a la traza original, puesto que el nuevo proyecto no altera el corredor ni introduce desplazamientos laterales significativos que supongan una modificación de las afecciones territoriales.

1.1.3.- Compatibilidad urbanística de la infraestructura

La carretera se integra en la categoría de infraestructura viaria pública, permitida por la normativa urbanística aplicable, incluso en suelos con protección paisajística o ambiental, siempre que se trate de actuaciones de interés general y se respeten las determinaciones sectoriales en materia ambiental y territorial.

Las actuaciones previstas cumplen con:

- El principio de mínima ocupación de suelo.
- La adecuación al relieve existente.
- La integración paisajística exigida por el PGOU y por la normativa andaluza.

No se afectan ámbitos de suelo urbano, urbanizable o comprendidos en delimitaciones de planeamiento de desarrollo, ni se invaden zonas de servidumbre de infraestructuras existentes de carácter supramunicipal.

1.1.4.- Implantación del puente en el P.K. 2+800

En la zona final del trazado, dentro del término municipal de Olvera y sobre Suelo No Urbanizable Común, el presente proyecto sustituye el desmonte previsto originalmente por la ejecución de un puente en planta curva, destinado a resolver los condicionantes geotécnicos identificados en la ladera.

La implantación del puente:

- No modifica la clasificación urbanística del suelo, al mantenerse dentro del corredor ya recogido en el planeamiento.
- No genera nuevas afecciones territoriales, permaneciendo en el ámbito previsto para la infraestructura viaria.
- Reduce el impacto paisajístico respecto al desmonte profundo inicialmente previsto.
- No altera accesos, servidumbres ni límites municipales, manteniendo la continuidad funcional de la carretera proyectada.

La solución adoptada se considera plenamente compatible desde el punto de vista urbanístico y territorial, conforme al PGOU, LISTA y normativa sectorial.

2.- ESTUDIO DE TRAFICO

Para la caracterización del tráfico en la carretera se emplean los datos históricos disponibles de las estaciones de aforo de la Junta de Andalucía correspondientes a la carretera CA-9107 (antigua CAP-4211) y a la carretera A-384, que en la actualidad constituyen el eje principal de acceso al municipio de Alcalá del Valle. Estas dos vías canalizan los desplazamientos locales y comarcales, por lo que sus series temporales representan adecuadamente el comportamiento del tráfico que absorberá el nuevo acceso.

El análisis se basa en las estaciones que históricamente han registrado los volúmenes de circulación en ambas carreteras, considerando tanto los aforos más recientes como la evolución interanual de la IMD y del porcentaje de vehículos pesados. La utilización de estas fuentes permite establecer con precisión la demanda actual y futura de la infraestructura, así como su influencia en la red viaria autonómica.

Dado que el presente anteproyecto mantiene la misma traza general existente en el corredor, sin introducir variaciones significativas en la geometría ni en las conexiones, no se esperan redistribuciones relevantes del tráfico. Por ello, los criterios y metodologías utilizados tradicionalmente para la caracterización del tráfico en esta zona resultan plenamente válidos y se consideran adecuados para el nuevo acceso.

Asimismo, se aplican los procedimientos establecidos en la Instrucción para el Diseño de Firms de la Red de Carreteras de Andalucía, que regulan el cálculo del tráfico de proyecto y la determinación de la categoría de tráfico. La combinación de datos históricos y criterios normativos permite obtener una caracterización precisa y coherente con la realidad del corredor.

El estudio incorpora tanto los aforos disponibles como su extrapolación a futuro mediante tasas de crecimiento justificadas, con el fin de estimar valores representativos para el año de puesta en servicio y para el horizonte de diseño, garantizando un dimensionamiento adecuado del firme.

Estación	Carretera	PK	Localización	Tipo
CA-2089 (hasta 2005)	CA-9107 (CAP-4211)	7+900	Alcalá del Valle	Cobertura
SC-211 (hasta 2006)	A-384	71+000	Olvera	Primaria
CA-2010 (desde 2007)	A-384	70+000	Olvera	Cobertura

La carretera CA-9107 no ha sido aforada desde el año 2005, por lo que la información disponible corresponde a dicho registro. A partir de estos valores se ha realizado una estimación de evolución aplicando las tasas observadas en la A-384.

La estación SC-211 proporciona datos de la A-384 hasta 2006; desde 2007 los registros proceden de la estación CA-2010, situada en un punto próximo y representativo del tramo donde se conecta el nuevo acceso proyectado.

Los últimos datos directos disponibles de ambas carreteras son:

Estación	Carretera	Año	IMD	% Pesados
CA-2089	CA-9107 (CAP-4211)	2005	536	10,36%
SC-211	A-384	2006	2.323	11,30%
CA-2010	A-384	2016	2.154	11,50%

Evolución de los datos de aforo

La evolución temporal de los aforos registrados en las carreteras CA-9107 y A-384 es la que se muestra en la tabla siguiente:

Año	CA-2089				SC-211				CA-2010			
	IMD (CA-2089)	% Pesados (CA-2089)	Variación IMD (CA-2089)	Variación % Pesados (CA-2089)	IMD (SC-211)	% Pesados (SC-211)	Variación IMD (SC-211)	Variación % Pesados (SC-211)	IMD (CA-2010)	% Pesados (CA-2010)	Variación IMD (CA-2010)	Variación % Pesados (CA-2010)
2005	536	10,36	—	—	2.177	10,12	—	—	—	—	—	—
2006	—	—	—	—	2.323	11,3	6,71%	11,66%	—	—	—	—
2007	—	—	—	—	—	—	—	—	2.327	10	0,17%	-11,50%
2008	—	—	—	—	—	—	—	—	2.706	10,7	16,29%	7,00%
2009	—	—	—	—	—	—	—	—	2.518	9,2	-6,95%	-14,02%
2010	—	—	—	—	—	—	—	—	2.278	10	-9,53%	8,70%
2011	—	—	—	—	—	—	—	—	2.233	10,7	-1,98%	7,00%
2012	—	—	—	—	—	—	—	—	2.077	11,7	-6,99%	9,35%
2013	—	—	—	—	—	—	—	—	2.020	11,4	-2,74%	-2,56%
2014	—	—	—	—	—	—	—	—	2.188	11,7	8,32%	2,63%
2015	—	—	—	—	—	—	—	—	2.142	12,6	-2,10%	7,69%
2016	—	—	—	—	—	—	—	—	2.154	11,5	0,56%	-8,73%

Estimación del tráfico en la CA-9107 (2006–2016)

Debido a la ausencia de aforos recientes en la CA-9107, se ha estimado su evolución aplicando a los valores de 2005 las variaciones anuales observadas en la A-384. Ambas carreteras forman parte del mismo corredor funcional, por lo que la extrapolación resulta adecuada.

Año	CA-2089			
	IMD (CA-2089)	% Pesados (CA-2089)	Variación IMD (CA-2089)	Variación % Pesados (CA-2089)
2005	536	10,36	—	—
2006	572	11,57	6,71%	11,66%
2007	573	10,24	0,17%	-11,50%
2008	666	10,95	16,29%	7,00%
2009	620	9,42	-6,95%	-14,02%
2010	561	10,24	-9,53%	8,70%
2011	550	10,95	-1,98%	7,00%
2012	511	11,98	-6,99%	9,35%
2013	497	11,67	-2,74%	-2,56%
2014	539	11,98	8,32%	2,63%
2015	527	12,9	-2,10%	7,69%
2016	530	11,77	0,56%	-8,73%

Interpretación de la evolución

Según la extrapolación realizada:

- La IMD disminuye un 1,12 % entre 2006 y 2016.
- El porcentaje de vehículos pesados aumenta un 13,61 % en el mismo periodo.

Para la estimación del crecimiento futuro se adopta una tasa anual del 1,50 %, correspondiente a la media de las variaciones observadas en el porcentaje de tráfico pesado, manteniéndose un valor de pesados equivalente al del año 2016.

El nuevo acceso asumirá íntegramente la función actualmente desempeñada por la CA-9107 (antigua CAP-4211).

No se prevén itinerarios alternativos ni redistribuciones significativas del tráfico.

Proyección de IMD para el periodo de servicio

Considerando el año 2021 como fecha de puesta en servicio y una vida útil de 20 años, se obtiene la siguiente evolución prevista de la IMD:

Año	IMD
2005	536
2006	572
2007	573
2008	666
2009	620
2010	561
2011	550
2012	511
2013	497
2014	539
2015	527
2016	530
2017	538
2018	546
2019	554
2020	563
2021	571
2022	580
2023	588
2024	597
2025	606
2026	615
2027	624
2028	634
2029	643
2030	653
2031	663
2032	673
2033	683
2034	693
2035	703
2036	714
2037	725
2038	735
2039	746
2040	758
2041	769

Proyección de IMD para el periodo de servicio

Se considerará como valor del porcentaje de tráfico pesado 11,50%

2.1.- Factores de dimensionamiento del firme

En aplicación de la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía, se analizan los factores determinantes para el dimensionamiento estructural del firme del nuevo acceso, empleando como base el tráfico acumulado previsto en el carril de proyecto durante su periodo de servicio.

2.1.1.- Tráfico de proyecto

El tráfico de proyecto (TE) representa el número acumulado de ejes equivalentes de 13 t que circularán por el carril de proyecto durante el periodo de diseño. Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$TE=IMDPA \cdot CE \cdot 365 \cdot F \cdot \gamma t$$

Donde:

- IMDPA: Intensidad media diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto en el año de puesta en servicio.
- CE: Coeficiente de equivalencia de cargas.
- F: Factor de crecimiento del tráfico pesado.
- γt : Coeficiente de seguridad en cargas.

El producto IMD x 365 x FF representa el número total de vehículos pesados que circularán por el carril de proyecto a lo largo del periodo de cálculo del firme.

El coeficiente de equivalencia CE se obtiene a partir de la distribución de ejes por intervalos de carga obtenida en las campañas de pesaje. En ausencia de dichos datos, y de acuerdo con la práctica habitual establecida en la *Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía*, se adoptan los siguientes valores orientativos:

- CE = 0,6 para firmes con pavimento bituminoso.
- CE = 1,0 para firmes con pavimento de hormigón.

En caso de no disponer de estudios específicos sobre la evolución del tráfico pesado, la Instrucción establece que la tasa anual de crecimiento debe situarse entre el 2 % y el 4 %, seleccionándose el valor más adecuado en función del comportamiento histórico y las características de la vía.

El factor de crecimiento F de vehículos pesados se obtiene de la Tabla 3.3 de la citada Instrucción, en función de la tasa anual adoptada y del periodo de proyecto *n*.

El coeficiente de cargas γt se determina según la categoría de tráfico prevista. Para cada una de las categorías, los valores a emplear son los siguientes:

Categoría de tráfico	Y_t
T0	1,15
T1	1,15
T2	1,12
T3	1,12
T4	1,06

La categoría de tráfico aplicable se determina en función del valor de la **IMDPA**, es decir, la intensidad media diaria de vehículos pesados prevista en el carril de proyecto en el año de puesta en servicio:

Categoría	IMDPA (veh/día)
T0	2000–4000
T1	800–2000
T2A	400–800
T2B	200–400
T3A	100–200
T3B	50–100
T4A	25–50
T4B	< 25

Valores adoptados

- IMDPA (año de puesta en servicio 2021):
A partir de la IMD proyectada (571 veh/día) y del porcentaje de pesados (11,50 %), se obtiene:
$$I D_{PA}=33 \text{ veh/día}$$
- CE: Se adopta el valor 0,6 para firmes flexibles, de acuerdo con la metodología establecida.
- n: Periodo de proyecto = 20 años
- Tasa de crecimiento anual:
Se adopta el valor 1,50 %, coherente con la evolución histórica del porcentaje de pesados.
- Factor de crecimiento F:
Para una tasa del 2 % (valor equivalente recomendado para tráfico T4A en vida útil de 20 años), se toma:

$F=24,3$ yt: Según categoría de tráfico T4A, se adopta:

$Y_t=1,06$

Cálculo del tráfico de proyecto

$$TE=33 \cdot 0,6 \cdot 365 \cdot 24,3 \cdot 1,06$$
$$TE=186.153 \text{ ejes equivalentes}$$

Este valor es representativo del tráfico previsto en el nuevo acceso y se mantiene uniforme a lo largo del trazado, incluyendo la zona del puente del P.K. 1+800, que no modifica la distribución del tráfico ni introduce variaciones significativas en el tránsito pesado.

2.1.2.- Cimiento del firme

El cimiento del firme está constituido por el terreno natural subyacente en desmontes, los materiales empleados en terraplén y el propio asiento de las capas del firme. La capacidad portante se evalúa mediante el Módulo de Young equivalente (E), clasificándose de la siguiente forma:

Categoría	Módulo de Young Equivalente E (MPa)
Baja	>60
Media	>100
Alta	>160

Para la categoría de tráfico T4A, la Instrucción establece como mínimo obligatorio una categoría de cimiento Media. La caracterización geotécnica general del corredor y los resultados de los ensayos realizados en el ámbito del proyecto confirman que el terreno cumple con las condiciones para adoptar esta categoría sin necesidad de medidas adicionales.

Categoría	Módulo de Young Equivalente E (MPa)
T0, T1 y T2	Alta
T3	Media
T4	Media

2.2.- Resultados de cálculo

2.2.1.- Categoría de Tráfico

Para el dimensionamiento estructural del firme se emplea el tráfico de proyecto (TE), determinado a partir del número de vehículos pesados que circularán por el carril de proyecto en el año de puesta en servicio.

En el presente caso, la **IMDPA** prevista para 2021 es de **33 veh/día**, valor que corresponde al **11,50 %** de vehículos pesados obtenidos a partir de la mitad de la IMD estimada para dicho año.

De acuerdo con la *Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía*, para valores de IMDPA comprendidos entre **25 y 50 veh/día**, la categoría de tráfico aplicable es:

T4A

Esta categoría será la utilizada en todos los cálculos relativos al dimensionamiento del firme del nuevo acceso.

$$\mathfrak{J} D_{PA}=33 \text{ veh/día}$$

La categoría aplicable es:

Categoría de tráfico: T4A

2.2.2.- Tráfico de proyecto (TE)

El tráfico de proyecto se obtiene mediante la expresión:

$$TE=\mathfrak{J} D_{PA} \cdot CE \cdot 365 \cdot F \cdot \gamma_t$$

Aplicando los valores establecidos por la normativa y los datos obtenidos para este proyecto, se obtiene el siguiente resumen:

Parámetro	Valor
CE	0,6
γ_t	1,06
n (periodo de proyecto)	20
IMD (2021)	571
Tasa crecimiento	0,015
IMD_{pa}	33
F	24,3 (*)
T.E.	186.153
Categoría de Tráfico	T4A

(*) Se adopta el valor correspondiente a un periodo de proyecto de 20 años y a una tasa de crecimiento del 2 %, procedente de la “Tabla 3.3. Factor de crecimiento para distintas tasas de crecimiento anual del tráfico de vehículos pesados y periodos de proyecto” de la *Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía*.

El tráfico de proyecto obtenido constituye la base para el dimensionamiento de las secciones estructurales del firme, que se mantendrán uniformes a lo largo del nuevo acceso, incluida la zona del puente en curva del P.K. 2+800, que no modifica la distribución prevista del tráfico ni introduce variaciones significativas en el tránsito de vehículos pesados.

ANEJO 8.- TRAZADO GEOMÉTRICO

ANEJO 8.- TRAZADO GEOMÉTRICO

INDICE

1.- DESCRIPCION DEL TRAZADO

2.- TRAZADO EN PLANTA

3.- TRAZADO EN ALZADO

4.- COORDINACION ENTRE PLANTA Y ALZADO

5.- VISIBILIDAD

5.1. Distancia de parada

6.- SECCION TIPO

7.- ESTUDIO DE VISIBILIDAD

7.1. Consideraciones iniciales

7.2. Visibilidad de parada

7.3. Visibilidad de adelantamiento

7.4. Visibilidad de cruce

7.5. Metodología empleada y resultados

ANEXOS

ANEXO 1.- LISTADO CLIP – RESUMEN TRAMO DEL PUENTE (EJE Nº 1, V = 60 KM/H)

ANEXO 2.- LISTADOS DE LOS EJES EN PLANTA – TRAMO DEL PUENTE

ANEXO 3.- LISTADOS DE LOS EJES EN ALZADO – TRAMO DEL PUENTE

1.- DESCRIPCION DEL TRAZADO

El trazado de la actuación objeto del presente Anteproyecto se desarrolla en el entorno de los p.k. 1+716 a 1+840 de la carretera A-384R1, sobre un tramo existente de calzada que presenta problemas geotécnicos y de drenaje debidos a las características del terreno de cimentación, al comportamiento de los terraplenes ejecutados y a la presencia de varias surgencias de agua alineadas bajo el eje de la carretera.

En la situación actual, la carretera discurre apoyada sobre una explanada y rellenos que atraviesan una zona de terreno de baja capacidad portante y drenaje deficiente. El agua se concentra y aflora en distintos puntos del valle, generando surgencias y zonas encharcadas en el pie y bajo los terraplenes. En los planos del proyecto original se han identificado específicamente las surgencias nº 7, 8, 9, 10 y 11, distribuidas a lo largo del tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840, coincidiendo con el ámbito del futuro tablero del puente y sus accesos. Este régimen de aportes hídricos provoca asientos diferenciales, deformaciones de la plataforma y afecciones al firme y a la regularidad de la rodadura, que han requerido intervenciones recurrentes de conservación sin eliminar el origen del problema.

El presente Anteproyecto define un nuevo puente entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la A-384R1, cuyo objeto es sustituir el tramo de carretera apoyado sobre el terreno afectado por dichas surgencias por una solución estructural, de forma que el eje de la carretera pasa a salvar la zona conflictiva mediante un tablero de puente. Con ello se elimina la dependencia del comportamiento del terreno natural y de las surgencias de agua bajo terraplén, evitando tener que recurrir a tratamientos geotécnicos y de drenaje intensivos para garantizar la explotación segura del tramo.

En planta, el eje sobre el nuevo puente mantiene íntegramente el trazado definido en el proyecto inicial, conservando la misma alineación y los mismos radios en los tramos de acceso y en el ámbito del tablero, sin introducción de nuevas curvas ni modificación de las existentes. En alzado, la rasante entre los p.k. 1+716 y 1+840 se mantiene igualmente conforme a la inicialmente proyectada, conservando pendientes y acuerdos verticales, de modo que el tablero se adapta a dicha rasante sin alterar los parámetros geométricos de la carretera y garantizando una transición suave entre los tramos de acceso y la estructura.

De este modo, el trazado resultante mantiene la función y el itinerario actuales de la A-384R1, pero apoya el eje viario, en el ámbito de la zona geotécnica e hidrológicamente compleja asociada a las surgencias nº 7 a 11, sobre un puente que resuelve de forma definitiva las patologías derivadas del terreno de cimentación y de los aportes de agua subterránea. El resto del trazado de la carretera, fuera del entorno inmediato de los p.k. 1+716 a 1+840, permanece inalterado y se considera definido por la configuración existente.

2.- TRAZADO EN PLANTA

Acorde con la orden de iniciación del estudio, la velocidad de proyecto adoptada para la carretera A-384R1 es de 60 km/h. El trazado en planta se ha diseñado de acuerdo con la Norma 3.1-IC «Trazado», cumpliendo en todo momento los criterios establecidos en cuanto a radios mínimos, transiciones y coordinación con el alzado.

La actuación objeto del presente Anteproyecto se limita, desde el punto de vista del trazado en planta, al ámbito del nuevo puente y a sus tramos inmediatos de acceso, manteniéndose inalterada la geometría en planta del resto de la carretera A-384R1.

En el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840, el eje en planta se define como prolongación del alineamiento existente, de forma que:

- Se garantiza la continuidad geométrica entre los tramos de carretera previos y posteriores al puente.

- No se introducen quiebros, cambios bruscos de dirección ni variaciones en la configuración de curvas, clotoides y alineaciones rectas ya establecidas.

El trazado sobre el puente adopta la misma dirección general del itinerario actual, de modo que el tablero se inscribe sobre el eje previamente proyectado, sin necesidad de modificar los elementos geométricos del mismo.

En este entorno, el eje se desarrolla sobre el tramo final de la curva circular de radio 310 m y las clotoides de transición asociadas, dando paso posteriormente a la curva circular de radio –800 m, cuyos parámetros se mantienen exactamente iguales a los del proyecto inicial. De forma resumida, los elementos de planta que enmarcan la zona del puente son los siguientes:

TIPO L	Longitud (m)	Estación inicial	Radio (m)	Parámetro	Acimut
CIRCULAR	176,127	1+535,750	310	–	289,2157
CLOTOIDE	67,816	1+711,877	∞	144,993	325,3853
CLOTOIDE	97,991	1+779,693	–800	279,987	332,3487
CIRCULAR	533,217	1+877,684	–800	–	328,4498

La zona del puente queda, por tanto, contenida entre el inicio de la clotoide en la estación 1+711,877 y la curva circular de radio –800 m que comienza en la estación 1+877,684, sin alteración de sus parámetros. Los elementos geométricos completos en planta (longitudes de alineaciones, estaciones, radios y parámetros de transición) son los recogidos en el cuadro de elementos de planta del proyecto original, al que se remite este anejo para su detalle numérico exhaustivo.

3.- TRAZADO EN ALZADO

Se ha adoptado como criterio general de diseño el valor del 6 % como inclinación máxima de la rasante del tronco de la carretera y del 8 % como excepcional. Estos valores corresponden a los permitidos por la Norma 3.1-IC para carreteras convencionales de 60 km/h. En la misma Norma se indica que *“Los valores definidos como excepcionales podrán incrementarse en un uno por ciento (1 %) en casos suficientemente justificados, por razón del terreno (muy accidentado) o de baja intensidad de tráfico (IMD < 3.000)”*.

En el caso de la carretera A-384R1 se cumplen ambas condiciones; es decir, el terreno es muy accidentado y la IMD es inferior a 3.000 veh/día. Por tanto, se adopta una inclinación excepcional del 9 %.

En cuanto a la inclinación mínima de la rasante, la Norma 3.1-IC establece el valor del 0,5 %, salvo justificación en contrario, pudiendo alcanzar un valor no inferior a dos décimas por ciento (0,2 %). La inclinación de la línea de máxima pendiente en cualquier punto de la plataforma no será menor del 0,5 %.

En consecuencia, los límites superior e inferior de inclinación quedan como se presenta en la siguiente tabla:

Vp (km/h)	Inclinación mínima (%)	Inclinación máxima (%)	Inclinación excepcional (%)
60	0,5	6	9

Salvo justificación en contrario, tampoco se dispondrán rasantes sin pendiente con la inclinación máxima establecida cuya longitud supere los tres mil metros (3.000 m).

Los acuerdos verticales serán parabólicos, con eje vertical, de ecuación:

$$y = \frac{x^2}{2 K_v}$$

siendo K_v el radio de la circunferencia de osculatriz en el vértice de la parábola.

A la hora de definir el valor mínimo del parámetro K_v , se tendrán en cuenta criterios de visibilidad y estéticos. Para una velocidad de proyecto de 60 km/h resultan, por condiciones de visibilidad, los siguientes parámetros:

Vp (km/h)	Mínimo Kv convexo (m)	Mínimo Kv cóncavo (m)	Deseable Kv convexo (m)	Deseable Kv cóncavo (m)
60	1085	1374	3050	2636

Atendiendo a consideraciones estéticas, la longitud de la curva de acuerdo cumplirá la condición:

▪ $L \geq V_p$

donde:

- V_p = Velocidad de proyecto (km/h).
- L = Longitud de la curva de acuerdo (m).

En el ámbito concreto de la actuación, comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840, se mantiene íntegramente la rasante definida en el proyecto inicial, conservando las pendientes y los acuerdos verticales originalmente proyectados. El nuevo tablero del puente se adapta a dicha rasante sin modificar los parámetros geométricos existentes, garantizando la continuidad del perfil longitudinal y una transición suave entre los tramos de acceso y la estructura.

4.- COORDINACION ENTRE PLANTA Y ALZADO

La coordinación entre planta y alzado en el ámbito del nuevo puente se ha realizado siguiendo los criterios generales de diseño de carreteras y lo establecido en la Norma 3.1-IC «Trazado». Dado que en el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 **no se modifican ni la planta ni la rasante respecto al proyecto inicial**, se mantienen íntegramente las condiciones de coordinación ya definidas, de forma que la combinación de la alineación en planta y el perfil longitudinal:

- No da lugar a situaciones desfavorables desde el punto de vista de la visibilidad ni de la percepción del trazado por el conductor.
- Mantiene una evolución suave y coherente del itinerario, evitando cambios bruscos de curvatura coincidentes con cambios acusados de pendiente.

En el entorno del nuevo puente, el tramo de rasante correspondiente a la estructura se apoya sobre el trazado en planta existente, de forma que:

- El conductor percibe el paso por el puente como una continuación natural del trazado previo y posterior.
- No se producen combinaciones de curvas horizontales y verticales que puedan inducir a errores de apreciación de la trayectoria o de la velocidad adecuada.

Se verifica, por tanto, que la coordinación planta–alzado en el tramo 1+716–1+840 cumple los criterios establecidos para la categoría y velocidad de proyecto de la carretera, garantizando una conducción cómoda y segura en el ámbito del puente.

5.- VISIBILIDAD

Para que las distintas maniobras puedan efectuarse de forma segura, se precisa una visibilidad mínima que depende de la velocidad de los vehículos y del tipo de maniobra.

En el presente anteproyecto se consideran las condiciones de visibilidad de parada y, en su caso, de adelantamiento definidas en la Norma 3.1-IC «Trazado». Al mantenerse íntegros los parámetros de planta y alzado en el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840, las condiciones de visibilidad en el ámbito del nuevo puente son las mismas que las obtenidas en el proyecto inicial, cumpliéndose los requisitos normativos para la velocidad de proyecto adoptada de 60 km/h.

5.1. Distancia de parada

Según la Instrucción de Carreteras, Norma 3.1-IC «Trazado», se define la distancia de parada como *«la distancia total recorrida por un vehículo obligado a detenerse tan rápidamente como le sea posible, medido desde su situación en el momento de aparecer el objeto que motiva la detención»*.

La distancia de parada comprende, por tanto, el recorrido del vehículo durante el tiempo de percepción, el tiempo de reacción y el tiempo de frenado.

Para su cálculo, la Norma adopta la siguiente fórmula:

$$D_p = \frac{V \cdot t_p}{3,6} + \frac{V^2}{254 (f_L + i)} \text{ donde:}$$

- D_p = distancia de parada (m).
- V = velocidad (km/h).
- f_L = coeficiente de rozamiento longitudinal rueda–pavimento.
- i = inclinación de la rasante (en tanto por uno).
- t_p = tiempo de percepción y reacción (s).

La expresión anterior responde al modelo físico del movimiento uniformemente acelerado durante la fase de frenado, considerando, por una parte, el espacio recorrido en el tiempo de percepción-reacción y, por otra, el espacio recorrido durante la deceleración producida por la componente del peso sobre la rasante y la fuerza de

rozamiento neumático-pavimento. La eliminación del tiempo en las ecuaciones del movimiento conduce a la forma indicada, que coincide con la formulación recogida en la Norma 3.1-IC.

Los valores del coeficiente de rozamiento se tabulan en la Norma para distintas velocidades, pudiéndose interpolar linealmente para valores intermedios. La formulación presentada requiere, por tanto, la elección de una pendiente i y de un coeficiente de rozamiento f_L adecuados a las condiciones de cálculo.

En el presente anteproyecto, la comprobación se realiza para la velocidad de proyecto de 60 km/h y para las pendientes del tramo 1+716–1+840 de la A-384R1, verificándose que la distancia de visibilidad disponible en el entorno del nuevo puente es, en todo caso, igual o superior a la distancia de parada exigida por la Norma 3.1-IC, por lo que se garantiza la seguridad de la circulación en dicho ámbito.

6.- SECCION TIPO

Según la orden de iniciación del estudio, la sección tipo de la carretera A-384R1 se define en el proyecto inicial de la siguiente manera para el tronco principal, que es el único ámbito afectado por el presente Proyecto de Construcción:

Tronco Principal

- Número de carriles × ancho: 2 × 3,00 m.
- Calzada: 6,00 m.
- Arcenes: 1,00 m a cada lado.
- Bermas: 0,50 m a cada lado.

A partir de estos criterios se configura la sección tipo que se aplica a la vía principal en todo el eje, habiéndose tenido en cuenta los sobreanchos en curva de acuerdo con el apartado 7.3.5 de la Norma de Trazado 3.1-IC.

En el ámbito concreto del presente proyecto, comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840, no se modifica la sección tipo del tronco, de manera que:

- En los tramos de acceso en terraplén o desmonte se mantiene la sección tipo definida anteriormente, con una calzada de dos carriles de 3,00 m, arcenes de 1,00 m y bermas de 0,50 m a cada lado.
- Sobre el nuevo puente, el tablero se diseña para alojar esta misma sección funcional de la carretera (ancho de calzada, arcenes y disposición de los elementos de borde), adaptando únicamente los elementos propios de la estructura (pretiles, barreras, impostas, etc.) sin variación de los anchos de calzada ni de arcenes.

7.- ESTUDIO DE VISIBILIDAD

7.1. Consideraciones iniciales

En el presente apartado se analizan las condiciones de visibilidad existentes en el tramo de estudio comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la carretera A-384R1, coincidente con el ámbito del nuevo puente y sus accesos, y se comprueban frente a las distancias mínimas exigibles en una vía de este tipo.

Los estudios se realizan para los dos sentidos de circulación y para la velocidad de proyecto de 60 km/h, de acuerdo con lo establecido en la Norma 3.1-IC «Trazado». Al mantenerse inalterados los parámetros de planta y alzado respecto al proyecto inicial, la visibilidad disponible en el ámbito del puente es la misma que la ya obtenida en dicho proyecto, verificándose de nuevo su adecuación a las exigencias normativas.

7.2. Visibilidad de parada

La distancia de parada será igual a la suma de la distancia recorrida durante el tiempo de percepción y reacción más las longitudes de todos los tramos de frenado.

De acuerdo con la Norma 3.1-IC «Trazado», la distancia de parada se calcula mediante la expresión ya indicada en el apartado 5.1:

$$D_p = \frac{V \cdot t_p}{3,6} + \frac{V^2}{254 (f_L + i)} \text{ siendo:}$$

- D_p = distancia de parada (m).
- V = velocidad (km/h).
- f_L = coeficiente de rozamiento longitudinal rueda–pavimento.
- i = inclinación de la rasante (en tanto por uno).
- t_p = tiempo de percepción y reacción (s).

La distancia de parada se ha comprobado para la velocidad de proyecto $V_p = 60$ km/h y para la velocidad incrementada $V_p + 20$ km/h = 80 km/h, en ambos sentidos de circulación, tomando las pendientes reales del tramo 2+716–2+840.

La visibilidad disponible se mide en el carril derecho, de acuerdo con la Norma 3.1-IC, situando el ojo del observador a 1,50 m sobre el pavimento y considerando un obstáculo de referencia de 0,20 m de altura situado en el centro del carril.

En todas las comprobaciones realizadas en el ámbito del nuevo puente, la distancia de visibilidad disponible resulta igual o mayor que la distancia de parada exigida por la Norma 3.1-IC, tanto para 60 km/h como para 80 km/h, por lo que la visibilidad de parada **no constituye una limitación al trazado**.

7.3. Visibilidad de adelantamiento

La visibilidad de adelantamiento se analiza de acuerdo con la Norma 3.1-IC «Trazado», considerando el punto de vista del conductor situado a 1,10 m sobre el pavimento.

Dado que el tramo objeto del presente anteproyecto se limita a una longitud reducida, coincidente con el nuevo puente y sus accesos inmediatos, y que no se modifican los parámetros de planta ni de alzado, las condiciones de visibilidad de adelantamiento permanecen inalteradas respecto al proyecto inicial de la A-384R1.

En consecuencia, el tramo 1+716–1+840 mantiene las mismas condiciones de explotación que el resto de la carretera, sin introducir restricciones adicionales de adelantamiento derivadas de la actuación proyectada.

7.4. Visibilidad de cruce

En el ámbito de actuación comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 no se dimensionan intersecciones ni accesos específicos asociados al nuevo puente. Por tanto, la visibilidad de cruce no resulta condicionante en este proyecto, manteniéndose las condiciones de visibilidad de cruce ya definidas en el trazado general de la A-384R1 fuera de este tramo.

7.5. Metodología empleada y resultados

Para el análisis de la visibilidad en el proyecto original de la carretera A-384R1 se empleó un modelo de cálculo tridimensional que permite obtener, de forma simultánea, la visibilidad en planta y alzado a partir de la cartografía digital y del trazado definido.

En el presente Anteproyecto del puente, y dado que se conserva íntegramente la geometría en planta y alzado, se ha verificado que las distancias de visibilidad de parada en el tramo 1+716–1+840 siguen siendo, en todo caso, iguales o superiores a las distancias mínimas exigidas por la Norma 3.1-IC para las velocidades de 60 y 80 km/h, tanto en sentido directo como en sentido inverso.

Por tanto, puede concluirse que:

- Se cumple en todo el tramo 1+716–1+840 que la distancia de visibilidad disponible es igual o mayor que la distancia de parada necesaria para $V = 60$ km/h en ambos sentidos.
- Se cumple igualmente que la distancia de visibilidad disponible es igual o mayor que la distancia de parada necesaria para $V = 80$ km/h en ambos sentidos.

En consecuencia, la ejecución del nuevo puente no introduce restricciones adicionales de visibilidad y garantiza unas condiciones de seguridad vial adecuadas en el ámbito de la actuación.

ANEXO 1.- LISTADO CLIP – RESUMEN TRAMO DEL PUENTE (EJE Nº 1, V = 60 KM/H)

ANEXO 1.- LISTADO CLIP – RESUMEN TRAMO DEL PUENTE (EJE Nº 1, V = 60 KM/H)

En este apéndice se recoge, de forma sintética, el resultado de la comprobación de las distancias de visibilidad de parada en el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 de la carretera A-384R1, coincidente con el ámbito del nuevo puente y sus accesos.

Los listados de visibilidad proceden del estudio realizado en el proyecto inicial de la A-384R1 mediante la aplicación CLIP sobre el eje nº 1, en el que se modelizaron conjuntamente la planta, el alzado y la rasante a partir de la cartografía digital del trazado. Dado que el presente Anteproyecto no modifica la geometría en planta ni en alzado en el tramo 1+716–1+840, dichos resultados siguen siendo plenamente válidos para la situación actual.

Adicionalmente, se ha efectuado una verificación específica de este tramo, confirmando que las distancias de visibilidad disponibles coinciden con las obtenidas en el estudio original.

Las comprobaciones se realizan para las velocidades de 60 km/h (velocidad de proyecto) y 80 km/h (velocidad incrementada), en ambos sentidos de circulación, verificando que la distancia de visibilidad disponible es igual o superior a la distancia de parada exigida por la Norma 3.1-IC «Trazado».

Tabla tipo para el tramo 2+716–2+840:

Tramo (p.k.)	Sentido de circulación	Velocidad considerada (km/h)	Referencia normativa Dp (Norma 3.1-IC)	Situación en el tramo del puente	Cumple Dp normativa
2+716 – 2+840	Creciente de p.k.	60	Dp(60 km/h) según Norma 3.1-IC	Distancia de visibilidad disponible $\geq$ Dp(60); sin restricciones	Sí
2+716 – 2+840	Decreciente de p.k.	60	Dp(60 km/h) según Norma 3.1-IC	Distancia de visibilidad disponible $\geq$ Dp(60); sin restricciones	Sí
2+716 – 2+840	Creciente de p.k.	80	Dp(80 km/h) según Norma 3.1-IC	Distancia de visibilidad disponible $\geq$ Dp(80); sin restricciones	Sí
2+716 – 2+840	Decreciente de p.k.	80	Dp(80 km/h) según Norma 3.1-IC	Distancia de visibilidad disponible $\geq$ Dp(80); sin restricciones	Sí

Los valores numéricos detallados (distancia visible, distancia de parada normativa y margen de seguridad) se recogen en los listados completos de la aplicación CLIP del proyecto inicial, que se incorporan como documentación de cálculo del presente Anteproyecto.

ANEXO 2.- LISTADOS DE LOS EJES EN PLANTA – TRAMO DEL PUENTE

ANEXO 2.- LISTADOS DE LOS EJES EN PLANTA – TRAMO DEL PUENTE

En este apéndice se recogen los elementos de planta del eje de la carretera A-384R1 en el entorno del nuevo puente, limitando el análisis al tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 y a los elementos inmediatamente anterior y posterior.

Los datos proceden del cuadro de elementos de planta del proyecto inicial de la A-384R1, en el que se definió la geometría completa del eje principal. Dado que el presente Anteproyecto no modifica los parámetros de planta en el tramo 1+716–1+840, dichos elementos se mantienen íntegramente y son de aplicación directa al nuevo puente.

En el entorno del tramo considerado, el eje se apoya sobre los siguientes elementos:

- Parte final de la curva circular de radio 310 m que comienza en la estación 2+535,750.
- La clotoide que arranca en la estación 1+711,877, de longitud 67,816 m.
- La clotoide que arranca en la estación 1+779,693, de longitud 97,991 m, con radio final –800 m.
- La curva circular de radio –800 m que comienza en la estación 2+877,684.

A continuación, se presenta el cuadro de elementos en planta restringido al entorno del puente:

a) Cuadro de elementos en planta – entorno del puente

Tipo L	Longitud L (m)	Estación inicio (p.k.)	Estación fin (p.k.) aprox.	Radio (m)	Parámetro clotoide A (m)	Ácimut (gon/º)	Relación con el tramo del puente
CIRCULAR	176,127	2+535,750	2+711,877	310	–	289,216	El puente arranca dentro del tramo final de este elemento (desde ≈2+716)
CLOTOIDE	67,816	2+711,877	2+779,693	∞ → 310	144,993	325,385	El tramo del puente se desarrolla parcialmente en esta clotoide
CLOTOIDE	97,991	2+779,693	2+877,684	310 → –800	279,987	332,349	El tramo del puente se completa en el inicio de esta clotoide
CIRCULAR	533,217	2+877,684	3+410,901	–800	–	328,45	Fuera del tramo del puente (a partir de 2+877,684)

En el tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 el eje se apoya sobre los tres primeros elementos recogidos en la tabla anterior, manteniéndose exactamente los parámetros de planta del proyecto original.

Los listados completos de coordenadas del eje (estación, X, Y y acimut punto a punto) se mantienen inalterados respecto al proyecto inicial y se adjuntan en soporte digital junto con la documentación del presente Anteproyecto.

ANEXO 3.- LISTADOS DE LOS EJES EN ALZADO – TRAMO DEL PUENTE

ANEXO 3.- LISTADOS DE LOS EJES EN ALZADO – TRAMO DEL PUENTE

En este apéndice se recoge la información de rasante del eje principal de la carretera A-384R1 en el entorno del nuevo puente, obtenida a partir del cuadro de rasantes del proyecto original de la A-384R1.

Se limita el listado al tramo comprendido entre los p.k. 1+716 y 1+840 y a los tramos inmediatamente anterior y posterior, con el fin de enmarcar la actuación y comprobar la continuidad del perfil longitudinal. Dado que el presente Proyecto de Construcción no modifica la rasante en dicho ámbito, los datos que se incluyen son exactamente los mismos que los definidos en el proyecto inicial.

ANEJO 9.- MOVIMIENTO DE TIERRAS

ANEJO 9.- MOVIMIENTO DE TIERRAS

INDICE

1.- OBJETO GENERAL DEL ANEJO

2.- ALCANCE DEL ANEJO

- 2.1.- Criterios y consideraciones generales del estudio
- 2.2.- Metodología de cálculo: cubicaciones, volúmenes y compensaciones
- 2.3.- Unidades y materiales considerados (rellenos, vertedero, tierra vegetal, explanaciones)
- 2.4.- Diagrama de masas y determinación de distancias de transporte
- 2.5.- Exclusiones del cálculo (desvíos provisionales, conexiones provisionales, etc.)

3.- CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES PROCEDENTES DE EXCAVACIÓN

- 3.1.- Descripción de los materiales presentes en la traza (showcase del Anejo Geología y Geotecnia)
- 3.2.- Condiciones generales de aprovechamiento según O.C. 326/00
- 3.3.- Coeficientes de paso

4.- PROCEDENCIA DE MATERIALES

- 4.1.- Necesidades de material
- 4.2.- Estudio de aprovechamiento de materiales de la propia traza
- 4.3.- Canteras y plantas de reciclaje de RCD (opciones identificadas)
- 4.4.- Vertederos de inertes y gestores autorizados (criterios y previsión)

5.- CÁLCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRAS Y BALANCE

- 5.1.- Volúmenes de excavación (por unidades)
- 5.2.- Volúmenes de relleno / aportes externos (préstamos)
- 5.3.- Balance final: excedentes, déficit y gestión

6.- MAQUINARIA, LOGÍSTICA Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

- 6.1.- Equipos previstos de movimiento de tierras
- 6.2.- Planificación logística y tráfico de obra (rutas, ciclos, flota)
- 6.3.- Medidas de seguridad y control del agua (drenaje provisional, achiques, plataformas)

7.- GESTIÓN AMBIENTAL DE RESIDUOS

- 7.1.- Clasificación de flujos de residuos (LER)
- 7.2.- Criterios de gestión, valorización y eliminación
- 7.3.- Medidas preventivas y de control en obra

8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS / APÉNDICES

Anexo 1. Cálculo detallado y balance de masas

Anexo 2. Fichas de canteras / plantas / gestores (certificados, marcado CE, autorizaciones, etc.)

1.- OBJETO GENERAL DEL ANEJO

En el presente anejo se analiza el movimiento de tierras correspondiente al Anteproyecto del: “NUEVO PUENTE EN LA CARRETERA A-384R1 P.K. 1+800 (CÁDIZ)”.

De forma general los objetivos que se persiguen, según el Pliego de Prescripciones del Anteproyecto son básicamente los siguientes:

- Establecer la clasificación de las excavaciones.
- Establecer el volumen de material de excavación que será aprovechable en la construcción de los terraplenes de la parcela, y su lugar de empleo. Establecer asimismo el destino de los materiales excavados no aprovechables.
- Establecer las necesidades de préstamos y vertederos para la construcción del acondicionamiento de la parcela, identificándose los más aconsejables y los volúmenes necesarios en cada caso.
- Analizar y optimizar la totalidad del movimiento de tierras que deberá realizarse en la obra, considerando los itinerarios de los vehículos de obra.

Igualmente se tienen en cuenta los procedimientos de excavación y transporte, sus costes, y las distancias de transporte, para que, sobre la base de una optimización económica del proceso global, se establezcan la totalidad de orígenes y destinos de las tierras movidas en la obra, así como los métodos de excavación y transporte utilizados en cada caso.

A partir del modelo global obtenido por el proceso anterior, se obtienen volúmenes totales y distancias medias transportadas. Con ello se consigue establecer un precio unitario convenientemente justificado para las unidades básicas del movimiento de tierras.

2.- ALCANCE DEL ANEJO

En el presente documento se recoge el estudio del movimiento de tierras correspondiente a las obras alcance del Anteproyecto.

El objeto del presente documento es obtener los movimientos de tierras originados por la obra y calcular las distancias de transporte para su utilización en la justificación de los precios correspondientes.

El estudio se ha realizado obtenido los volúmenes totales de excavación, los de rellenos, los volúmenes compensados del movimiento de tierras, los volúmenes con destino a vertedero y los volúmenes con destino a acopio temporal a lo largo de la traza o en puntos concretos de la misma.

A partir de estos volúmenes obtenidos se ha realizado el diagrama de masas, que ha servido de base para la obtención de las distancias de transporte del material excavado hasta su lugar de destino, ya sea como rellenos, vertedero o acopios temporales.

De los resultados finales de los volúmenes de excavación se obtienen también los porcentajes de los mismos según el tipo de excavación a realizar (retroexcavadora, ripado o voladura), lo que, unido a la determinación de las distancias medias de transporte servirá de base en la justificación de precios para la obtención del precio de excavación de la explanación en cualquier tipo de terreno que se utiliza en la realización del presupuesto.

Así mismo, se han deducido las distancias medias de transporte de la tierra excavada hasta los acopios temporales durante las obras.

El movimiento de tierras considerado es el asociado a todos los puntos definidos.

Asimismo, como es práctica general, no se computan aquí las cifras de movimiento de tierras correspondientes a los posibles desvíos provisionales durante la ejecución de las obras y las conexiones provisionales de origen y final del tramo.

- La reducción, en lo posible, del volumen total de movimiento de tierras previsto.
- La compensación de tierras en el conjunto de las obras.

A lo largo del presente anejo se recogen los siguientes apartados:

- Procedimiento de obtención de cubicaciones.
- Elementos considerados en el movimiento de tierras.
- Necesidades y aprovechamiento de materiales.
- Balance general de tierras. Préstamos y vertederos.
- Compensación de tierras y diagrama de masas.
- Distancia media de transporte

En los apéndices del mismo se adjuntan los listados de cubicaciones y los cálculos auxiliares efectuados.

A efectos de cálculo de los diagramas de masas se han considerados varios tipos de materiales:

- Material para la construcción de rellenos (terraplenes, relleno de saneos, etc.) con material procedente de la traza o préstamos. Se han tenido en cuenta los desmontes aptos para cada fin.
- Material de la traza destinado a vertedero (desmontes no aptos, excavaciones de saneo). Se ha considerado la cubicación de este material, así como su puesta en vertedero.
- Tierra vegetal. Se ha estudiado la ubicación de los acopios necesarios de tierra vegetal para su posterior reutilización, así como el destino del material sobrante.
- Explanaciones. Este material está compuesto por suelo seleccionado y suelo estabilizado in situ. (S.Est.-3)

Como es usual, para analizar el equilibrio entre aportaciones y disposiciones en cada una de estas unidades se introducen los correspondientes factores de utilización de cada uno de los materiales intervinientes y coeficientes de esponjamiento, y se confecciona un gráfico con las diferencias acumuladas entre aportaciones y disposiciones a lo largo de la traza, situando en cada perfil del eje principal las mediciones resultantes de la geometría de la obra proyectada, e incorporando como volúmenes puntuales a las mediciones totales de los distintos elementos exteriores al eje principal.

El perfil resultante se analiza a fin de establecer las distintas zonas que se compensan entre sí, las denominadas “canteras de compensación”, sus volúmenes y las distancias medias de transporte que les corresponden, para después obtener una distancia media global de transporte en el proyecto.

Respecto al cálculo se entiende como compensación transversal el volumen que puede extraerse y depositarse en un mismo perfil y que, por tanto, tiene una distancia de transporte nula.

3.- CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES PROCEDENTES DE EXCAVACIÓN.

3.1.- Descripción de los materiales presentes en la traza

Las características de los materiales de la obra se describen en el anejo nº 4.- Geología y Geotecnia.

3.2.- Condiciones generales de aprovechamiento según la Orden Circular 326/00 sobre geotecnia vial en lo referente a materiales para la construcción de explanaciones y drenajes.

A partir de las características de los materiales a excavar, y teniendo en cuenta los requerimientos de los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes, se clasifican los materiales de excavación en función de su aprovechamiento o no en la construcción de terraplenes.

En primer lugar, se distingue la capa de tierra vegetal, que tiene un espesor variable, y que habrá de ser retirada en todo su espesor, tanto en secciones en terraplén como en desmonte. Este material no es aprovechable en ningún caso para la formación de terraplenes.

Debe excavar y retirarse a vertedero o a formación de caballero previo a lugar de empleo, para usos de revegetación, etc. Por tanto, debe cuantificarse su volumen para tenerlo en cuenta dentro de la unidad de excavación, así como su transporte y su cuantificación total. Pero no debe considerarse en el proceso de compensación con la formación de terraplenes, y en la optimización correspondiente.

El resto de los materiales de excavación han sido clasificados en el perfil geotécnico como material MARGINAL principalmente, y en tramos localizados se encuentran terrenos clasificados como TOLERABLE, en una proporción de volumen muy inferior al anterior (según clasificación de O.C. 326/00).

Junto a estas unidades, en el perfil geotécnico se identifican las zonas donde el terreno natural subyacente precisa de sobreexcavación para su sustitución, y que deberá ser retirado a vertedero. Por ello, debe cuantificarse su extracción y transporte, pero no se considerará en el proceso de compensación. Su cuantificación se ha reflejado en el cálculo de compensaciones considerando que el porcentaje de aprovechamiento es del 95%.

El resto de los materiales de la excavación se han considerado aptos para la formación de núcleo de terraplén de forma que se incluyen en el cálculo de compensación como una única unidad. La solución adoptada se describe en epígrafes siguientes

3.3.- Coeficientes de paso

El estudio de los cambios de volumen tiene interés porque en el proyecto de ejecución de una obra de movimiento de tierras, los planos están con sus magnitudes geométricas, y todas las mediciones son cubitaciones de metros cúbicos en perfil y no pesos, ya que las densidades no se conocen exactamente. Los terraplenes se abonan por metros cúbicos medidos sobre los planos de los perfiles transversales.

Los materiales provienen la propia naturaleza. En este caso el material ha sufrido transformaciones, y ha pasado de un estado natural en banco o yacimiento a un perfil, mediante las operaciones citadas anteriormente.

En las excavaciones hay un aumento de volumen a tener en cuenta en el acarreo, y una consolidación y compactación en la colocación en el perfil.

En los medios de acarreo hay que considerar la capacidad de la caja en volumen y en toneladas, y elegir la menor de acuerdo con la densidad.

3.3.1.- Cambios de volumen

Los terrenos, ya sean suelos o rocas más o menos fragmentadas, están constituidos por la agregación de partículas de tamaños muy variados. Entre estas partículas quedan huecos, ocupados por aire y agua.

Si mediante una acción mecánica variamos la ordenación de esas partículas, modificaremos así mismo el volumen de huecos.

El movimiento de tierras se lleva a cabo fundamentalmente mediante acciones mecánicas sobre los terrenos.

Se causa así un cambio de volumen aparente, unas veces como efecto secundario (aumento del volumen aparente mediante la excavación) y otras como objetivo intermedio para conseguir la mejora del comportamiento mecánico (disminución mediante apisonado).

La figura 1 presenta esquemáticamente la operación de cambio de volumen.



Figura 1.- Representación esquemática del cambio de volumen

En la práctica se toma como referencia 1 m3 de material en banco y los volúmenes aparentes en las diferentes fases se expresan con referencia a ese m3 inicial de terreno en banco.

La figura 2 representa la evolución del volumen aparente (tomando como referencia 1 m3 de material en banco), durante las diferentes fases del movimiento de tierras.

VOLÚMENES APARENTES					
	EXCAVACIÓN	CARGA	TRANSPORTE	COMPACTACIÓN	
EXCAVACIÓN EN TIERRAS	 1,0	CARGADA 	 1,20 a 1,30	VERTIDA  1,10 1,20 RELLENOS	PISADA 1,0 1,10 COMPACTADA  0,95 1,0
	VOLUMEN APARENTE				
	EN BANCÓ				MACHAQUEO PRIMARIO
	1,0				TRITURACION
EXCAVACIÓN ROCA EN CANTERAS	 VOLADA 2,0		 1,25 a 1,50	 1,30 a 1,40	 1,20 a 1,30

Figura 2.- Evolución del volumen aparente

Es decir, el volumen de una porción de material no es fijo, sino que depende de las acciones mecánicas a que lo sometamos. El volumen que ocupa en una situación dada se llama volumen aparente.

Por esta razón, se habla también de densidad aparente, como cociente entre la masa de una porción de terreno, y su volumen aparente:

$$d_a = \frac{M}{V_a}$$

Donde:

d_a es la densidad aparente

V_a es el volumen aparente

M es la masa de las partículas más masa de agua

Mientras no se produzcan pérdidas o adición de agua, una porción de suelo o rocas mantendrá constante el producto de su densidad aparente por su volumen aparente, siendo esta constante la masa de la porción de terreno que se manipula.

$$V_a * d_a = M$$

En el movimiento de tierras esta limitación se satisface muy pocas veces (evaporación, expulsión de agua durante el apisonado, adición de agua para facilitar el apisonado, etc.), por lo que la ecuación anterior no es de aplicación general.

En adelante se entenderá que los conceptos de volumen y densidad se refieren a volumen aparente y densidad aparente, aunque se omita el adjetivo aparente.

La Figura 3 indica variaciones en volúmenes y densidades en las operaciones del movimiento de tierras comentadas en el apartado anterior.

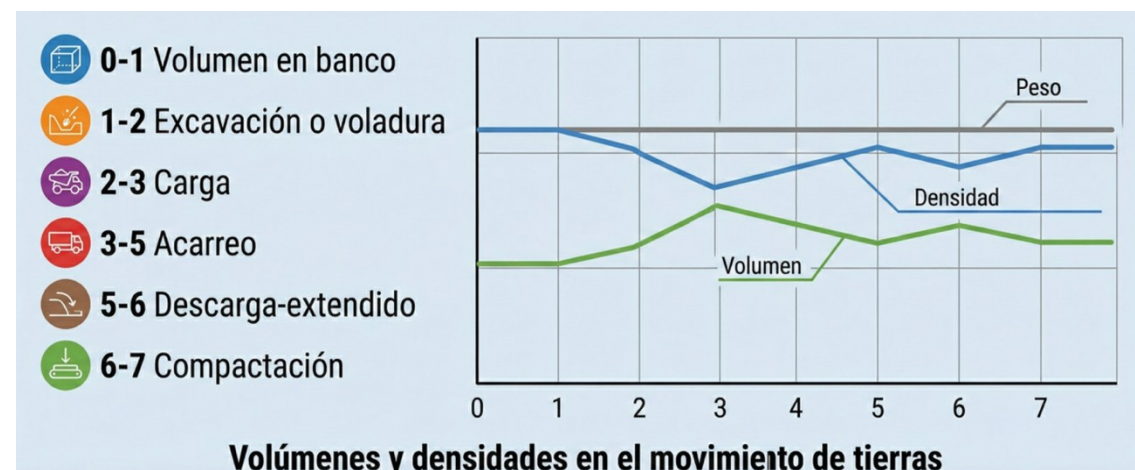


Figura 3.- Volúmenes y densidades en el movimiento de tierras

3.3.2.- Esponjamiento y factor de esponjamiento

Al excavar el material en banco, éste resulta removido con lo que se provoca un aumento de volumen.

Este hecho ha de ser tenido en cuenta para calcular la producción de excavación y dimensionar adecuadamente los medios de transporte necesarios.

En todo momento se debe saber si los volúmenes de material que se manejan corresponden al material en banco (Banco, bank, B) o al material ya excavado (Suelto, loose, S).

Se denomina factor de esponjamiento (Swell Factor) a la relación de volúmenes antes y después de la excavación.

$$F_w = \frac{V_B}{V_S} = \frac{d_S}{d_B}$$

donde:

F_w es el factor de esponjamiento (Swell)

V_B es el volumen que ocupa el material en banco

V_S es el volumen que ocupa el material suelto

d_B es la densidad en banco

d_S es la densidad del material suelto

Se tiene que:

$$M = \frac{d_S}{V_S} = \frac{d_B}{V_B}$$

El factor de esponjamiento es menor que 1.

Sin embargo, si en otro texto figura otra tabla con factores mayores que 1, quiere decir que están tomando la inversa, o sea

$$F' = \frac{V_S}{V_B}$$

y si se desean emplear las fórmulas expuestas aquí, deben invertirse.

Otra relación interesante es la que se conoce como porcentaje de esponjamiento. Se denomina así al incremento de volumen que experimenta el material respecto al que tenía en el banco, o sea:

$$S_w = \frac{V_S - V_B}{V_B} * 100$$

donde:

S_w es el % de esponjamiento

O en función de las densidades:

$$S_w = \frac{d_S - d_B}{d_B} * 100$$

Son frecuentes tablas en las que aparece el valor del esponjamiento para diferentes materiales al ser excavados. Conviene por ello deducir la relación entre volúmenes o densidades en banco y en material suelto. Para volúmenes se tiene:

$$V_s = \left(\frac{S_w}{100} + 1 \right) V_B$$

Para densidades resulta:

$$d_B = \left(\frac{S_w}{100} + 1 \right) d_s$$

El porcentaje de esponjamiento y el factor de esponjamiento están relacionados:

$$F_w = \frac{d_s}{d_B} = \frac{d_s}{\left(\frac{S_w}{100} + 1 \right) d_s} = \frac{1}{\frac{S_w}{100} + 1}$$

y por consiguiente conociendo el % de esponjamiento de un material se conoce su factor de esponjamiento, y viceversa, sin más que operar en la expresión anterior. En la tabla 1 aparecen los valores de F_w y S_w característicos de distintos materiales frecuentes en movimiento de tierras.

3.3.3.- Consolidación y compactación

Las obras realizadas con tierras han de ser apisonadas enérgicamente para conseguir un comportamiento mecánico acorde con el uso al que están destinadas. Este proceso se conoce genéricamente como compactación y consolidación del material (Shrinkage).

La compactación ocasiona una disminución de volumen que ha de tenerse en cuenta para calcular la cantidad de material necesaria para construir una obra de tierras de volumen conocido. Se denomina factor de consolidación a la relación entre el volumen del material en banco y el volumen que ocupa una vez compactado.

$$F_h = \frac{V_B}{V_C}$$

donde:

F_h es el factor de consolidación (Shrinkage)

V_B es el volumen que ocupa el material en banco

V_C es el volumen del material compactado

Si en el proceso de compactación y consolidación no ha habido pérdida ni adición de agua (lo que es poco frecuente), el factor de consolidación puede expresarse según

$$V_a d_a = M$$

de la forma:

$$F_h = \frac{d_C}{d_B}$$

donde:

F_h es el factor de consolidación (Shrinkage)

d_B es la densidad del material en banco

d_c es la densidad del material compactado

Otra relación interesante es la que se denomina porcentaje de consolidación. Expresa el porcentaje que representa la variación de volumen del material en banco al material compactado, respecto al volumen del material en banco, multiplicada por 100:

$$S_h = \frac{V_B - V_C}{V_B} 100$$

Con ello la relación entre volumen en banco y volumen del material compactado queda:

$$V_B = \frac{1}{1 - \frac{S_b}{100}} V_C$$

donde:

S_h es el % de consolidación

Si en el proceso de compactación y consolidación no hay pérdida ni adición de agua (lo que no es frecuente) es de aplicación la expresión

$$V_a d_a = M$$

y el porcentaje de consolidación puede expresarse como:

$$S_h = \frac{d_C - d_B}{d_C} 100$$

donde:

S_h es el % de consolidación

En este caso la relación entre densidades es:

$$d_B = \left(1 - \frac{S_h}{100} \right) d_C$$

En cualquier caso, de las expresiones del factor de consolidación y el porcentaje de consolidación se deduce que estos están relacionados por la expresión:

$$V_B = \frac{1}{1 - \frac{S_b}{100}} V_C$$

3.3.4.- Valores del esponjamiento y su factor.

En cada caso concreto conviene estudiar los valores de F_w y S_w , para poder calcular con exactitud los cambios de volumen que va a experimentar el material en las distintas operaciones.

A falta de un estudio particular, pueden adoptarse los valores que aparecen en la tabla 1.

MATERIAL	d_L (t/m ³)	d_B (t/m ³)	S_w (%)	F_w
 Caliza	1,54	2,61	70	0,59
 Arcilla	Estado natural	1,66	2,02	0,83
	Seca	1,48	1,84	0,81
	Húmeda	1,66	2,08	0,80
 Arcilla y Grava	Seca	1,42	1,66	0,86
	Húmeda	1,54	1,84	0,84
 Roca Alterada	75% Roca - 25% Tierra	1,96	2,79	0,70
	50% Roca - 50% Tierra	1,72	2,28	0,75
	25% Roca - 75% Tierra	1,57	1,06	0,80

 Tierra	Seca	1,51	1,90	25	0,80
	Húmeda	1,60	2,02	26	0,79
	Barro	1,25	1,54	23	0,81
 Granito Fragmentado		1,66	2,73	64	0,61
 Grava	Natural	1,93	2,17	13	0,89
	Seca	1,51	1,69	13	0,89
	Mojada	2,02	2,26	13	0,89
 Arena y Arcilla		1,60	2,02	26	0,79
 Yeso Fragmentado		1,81	3,17	75	0,57
 Arenisca		1,51	2,52	67	0,60
 Arena	Seca	1,42	1,60	13	0,89
	Húmeda	1,69	1,90	13	0,89
	Empapada	1,84	2,08	13	0,89
 Tierra y Grava	Seca	1,72	1,93	13	0,89
	Húmeda	2,02	2,23	10	0,91
 Tierra Vegetal		0,95	1,37	44	0,69
 Basaltos ó Diabasas Fragmentadas		1,75	2,61	49	0,67
 Nieve	Seca	0,13	---	---	---
	Húmeda	0,52	---	---	---

Tabla 1. Densidades del material en banco y suelto, para los casos más frecuentes del movimiento de tierras

Al dimensionar los medios de transporte habrá de tenerse en cuenta no solo la capacidad (m³) que cada vehículo tiene, sino considerar su carga máxima. Para no sobrepasarla es necesario conocer la densidad del material que se transporta.

En la tabla 1.se exponen las densidades del material en banco y suelto, para los casos más frecuentes del movimiento de tierras. Respecto al transporte, ha de considerarse la densidad del material suelto.

3.3.5.- Valores adoptados

Finalmente, los valores adoptados para el balance de masas, y teniendo en cuenta todo lo comentado anteriormente, son los siguientes:

- En rellenos, a vertedero siempre 1,3.
- Para terrenos de tipo Aluvial – Coluvial, si se van a usar (compactar) un valor de 0,9; pero si va a vertedero 1,2.
- Para las Filitas, si se van a usar (compactar) un valor de 1,1; si van a vertedero 1,2.
- En el caso de los Conglomerados, tanto si se van a usar como si van a vertedero será de 1,2.

3.3.6.- Tierra vegetal

Con respecto al coeficiente de paso utilizado en los cálculos para la excavación de la tierra vegetal se ha optado por la unidad. Este valor responde al hecho de que el coeficiente de paso es la relación entre la densidad del material depositado en vertedero o compactado en relleno respecto de la que tenía con anterioridad a su remoción. Si se tiene en cuenta lo comentado en el apartado 7.8 del Estudio de Impacto Ambiental se entiende, por tanto, que si se debe evitar su compactación, pero al mismo tiempo garantizar el mantenimiento de sus propiedades, debe tratarse de

forma que su densidad no varíe ni en el momento de su acopio ni con posterioridad cuando se utilice en los procesos de restauración.

4.- PROCEDENCIA DE MATERIALES

Este apartado tiene como finalidad establecer las necesidades de materiales para la ejecución de las obras proyectadas para el ANTEPROYECTO DEL NUEVO PUENTE EN LA CARRETERA A-384R1, P.K. 1+800 y estudiar las posibles procedencias de cada uno de estos materiales. Para ello, se ha partido de la información geológica disponible del entorno y de la campaña de geotecnia específica realizada para la cimentación de la estructura.

4.1.- Necesidades de material

Dentro de los distintos tipos de materiales requeridos para completar todas las unidades de obra, pueden diferenciarse los siguientes grupos:

4.1.1.- Suelos y áridos: Canteras y planta de tratamiento

Se han buscado tanto suelos (tolerables, adecuados y seleccionados), como material filtrante y zahorras artificiales. Estos materiales se utilizarán, fundamentalmente, para el relleno técnico de los espaldones de los estribos, el relleno localizado de encepados y la formación de la explanada y firme en los accesos al nuevo puente.

Debido a la patología de inestabilidad detectada en los suelos locales (surgencias y saturación), el material procedente de la excavación no se considera aprovechable. Por tanto, la totalidad de los materiales para rellenos y capas estructurales procederá de canteras comerciales legalizadas.

Por esta razón se ha consultado el inventario de instalaciones existentes en las proximidades de los términos municipales de Alcalá del Valle, Olvera y Setenil de las Bodegas, priorizando aquellas con marcado CE y capacidad para suministrar áridos calizos de calidad.

4.1.2.- Volúmenes necesarios

En la siguiente tabla se incluyen los datos consolidados referentes a los volúmenes de excavación (a gestionar a vertedero) y las necesidades de suministro externo (préstamos), derivados del cálculo geométrico del proyecto:

Descripción	Med. Total	ud
MOVIMIENTO DE TIERRAS (EXCAVACIÓN)		
Excavación en desmonte/saneamiento de terraplén existente (a vertedero)	26.321,40	m ³
Excavación en zanjas y pozos para cimientos (Estructuras)	961,30	m ³
Excavación de pilotes (Detritus de perforación)	390,19	m ³
APOORTE DE MATERIALES (PRÉSTAMOS)		
Relleno localizado en trasdós de estribos (Material Filtrante / Seleccionado)	3.008,89	m ³
Relleno localizado de encepados con suelo adecuado/tolerable	382,50	m ³
Suelo seleccionado para formación de explanada (E3)	393,20	m ³
Zahorra artificial ZA-25 (Base de firme)	196,60	m ³

4.2.- Estudio de aprovechamiento de materiales de la propia traza

Una vez establecidos en el apartado anterior los diferentes tipos de materiales necesarios para la ejecución de la obra proyectada, se ha procedido a analizar la viabilidad de reutilización de los suelos procedentes de la excavación.

Tras el análisis de los datos del Estudio Geotécnico y la evaluación de la patología existente (colapso por saturación y surgencias), se concluye que no es posible aprovechar dichos materiales para la obra. Los suelos excavados presentan un exceso de humedad y unas características plásticas que, sumadas a la necesidad de garantizar un drenaje perfecto tras los estribos, desaconsejan totalmente su empleo en los rellenos estructurales del nuevo puente.

Por tanto, se considera un aprovechamiento nulo (0%) de los materiales de la traza.

4.3.- Suelos y áridos: Canteras y planta de reciclaje de RCD

Dada la necesidad de importar la totalidad de los materiales de relleno (material filtrante, suelo seleccionado y zahorras), se han identificado las explotaciones de áridos e instalaciones de tratamiento más próximas a la zona de Alcalá del Valle y Olvera.

Las instalaciones susceptibles de ser utilizadas para el suministro de áridos con marcado CE y calidad suficiente son las situadas en la comarca de la Sierra de Cádiz y el entorno de Setenil de las Bodegas:

Instalación / Cantera	Localización Aproximada	Materiales Potenciales
Canteras de la Sierra de Cádiz	Término de Olvera / Alcalá del Valle	Áridos calizos, Escollera, Todo-uno
Canteras zona Setenil	Término de Setenil de las Bodegas	Zahorras, Suelo Seleccionado
Plantas de RCD Comarcales	Entorno de Villamartín / Ronda	Áridos reciclados (si aplica)

En el Anexo 1 se presentan las fichas y certificados de las canteras de referencia consultadas para la redacción del proyecto.

4.4.- Vertederos de inertes

El anteproyecto objeto de estudio es altamente excedentario en tierras (balance neto negativo), al tratarse de una actuación de sustitución de un terraplén inestable por un viaducto. Las excavaciones de saneo y de cimentaciones previstas generan un volumen significativo de material heterogéneo, en parte saturado, que no resulta reutilizable en la propia obra.

Por este motivo, y a nivel de anteproyecto, se considera que la totalidad del material procedente de las excavaciones (volúmenes esponjados) deberá ser trasladada a vertedero autorizado para su adecuada gestión, conforme a la normativa vigente en materia de residuos de construcción y demolición.

Con estos condicionantes, y priorizando criterios de proximidad con el fin de reducir la huella de carbono asociada al transporte y los costes derivados del mismo, se prevé la gestión de los excedentes a través de gestores y vertederos de inertes autorizados en el entorno de la actuación, preferentemente en la provincia de Cádiz y áreas limítrofes.

A nivel de anteproyecto, y sin perjuicio de la elección definitiva que corresponda al contratista en fase de obra —en función de la disponibilidad de capacidad y de la vigencia de las autorizaciones administrativas—, se consideran como opciones de referencia en el entorno las siguientes:

- Plantas de gestión de RCD y vertederos de inertes en la zona de la Sierra de Cádiz y entorno de Ronda: o Instalaciones autorizadas para la gestión de residuos con código LER 17 05 04 (tierras y piedras), ubicadas en los términos municipales de Olvera y su entorno inmediato, a una distancia aproximada del orden de 6 a 8 km respecto a la obra.
 - o Vertederos de inertes y plantas autorizadas en el entorno de Ronda–Parauta, a una distancia aproximada del orden de 30 km, con capacidad suficiente a efectos del presente proyecto.
 - o Gestores autorizados de lodos y detritus procedentes de la ejecución de pilotes, con autorización vigente para operar en la Comunidad Autónoma de Andalucía.

La selección definitiva del vertedero o gestor de destino, así como la acreditación de su autorización administrativa vigente y capacidad operativa, se realizará en fase de ejecución de las obras por el contratista, dentro del correspondiente Plan de Gestión de Residuos, que deberá ser aprobado por la Dirección Facultativa.

ANEXO 1.- CÁLCULO DETALLADO Y BALANCE DE MASAS

1.- CÁLCULO DETALLADO Y BALANCE DE MASAS

En este apartado se desglosa el cálculo analítico de los volúmenes para cada unidad de obra definida en el Anteproyecto.

1.1. Volumen de Excavación de Saneo (Retirada de Terraplén)

El tramo objeto de saneo abarca desde el P.K. 1+680 hasta el P.K. 1+880, cubriendo la longitud del viaducto (120 m) más los tramos de transición necesarios para restituir la geometría de la carretera en los estribos.

A continuación, se presenta la tabla de cálculo detallada aplicando el método de la media de las áreas descrito.

Tabla 1. Hoja de Cálculo de Cubicaciones - Excavación de Saneo

Perfil (P.K.)	Área Excavación (Si) [m2]	Área Media (S") [m2]	Distancia (d) [m]	Volumen Parcial (Vi) [m3]	Volumen Acumulado [m3]	Notas / Observaciones
2+680.000	0	-	-	-	0	Inicio Transición (Cota 0)
2+700.000	55,48	27,74	20	554,8	554,8	Inicio de la cuña de desmonte
2+720.000	161,78	108,63	20	2.172,60	2.727,40	Aumento progresivo de sección
2+740.000	259,76	210,77	20	4.215,40	6.942,80	Zona de terraplén alto
2+760.000	221,03	240,4	20	4.807,90	11.750,70	Sección Máxima (Epicentro Fallo)
2+780.000	189,61	205,32	20	4.106,40	15.857,10	Zona de surgencia activa ¹
2+800.000	160,54	175,08	20	3.501,50	19.358,60	Reducción de altura de terraplén
2+820.000	142,21	151,38	20	3.027,50	22.386,10	Continuación saneo
2+840.000	91,57	116,89	20	2.337,80	24.723,90	Transición a terreno natural
2+860.000	34,09	62,83	20	1.256,60	25.980,50	Cierre de la excavación
2+880.000	0	17,05	20	340,9	26.321,40	Fin de Tramo

Total Excavación de Saneo (Volumen en Banco): 26.321,40 m3.

Análisis de la Distribución de Masas:

Se observa una concentración masiva del volumen de excavación en el tramo central (P.K. 1+740 a 1+780), donde las áreas de sección superan los 200 m2. Esto es coherente con la morfología de la obra, ya que corresponde a la zona donde el terraplén tenía mayor altura y donde se localizó la inestabilidad principal. La excavación disminuye suavemente hacia los extremos para conectar con la rasante existente, garantizando taludes longitudinales estables durante la fase de obra.

1.2. Excavación en Estructuras (Cimentaciones)

Esta unidad contabiliza el movimiento de tierras necesario para conformar el espacio físico que alojará los elementos de hormigón armado de la subestructura (encepados de pilas y estribos).

Hipótesis de Cálculo:

- Taludes de excavación: Se consideran paramentos verticales, previendo la entibación necesaria o la estabilidad del talud natural a corto plazo dada la cohesión de las arcillas preexistentes.
- Profundidad: Medida desde la cota de la plataforma de trabajo (ya saneada en la fase anterior) hasta la cota de sello de cimentación.

Desglose por Elemento Estructural:

1. Pilas Intermedias (P1, P2, P3):

Tipología: Excavación en zanja para alojar los encepados rectangulares de gran canto.

Mediciones: Según el detalle geométrico de los encepados, se obtienen los siguientes volúmenes de excavación (incluyendo sobreanchos de trabajo):

Encepado 1 (Pila 1): Excavación principal y laterales = 236,88 m3.

Encepado 2 (Pila 2): Excavación principal y laterales = 212,21 m3.

Encepado 3 (Pila 3): Excavación principal y laterales = 212,21 m3.

Subtotal Pilas: 661,30 m3.

2. Estribos (E1, E2):

Unidades: 2 estribos.

Tipología: Estribos flotantes con vigas de atado sobre pilotes, solución diseñada para minimizar cargas sobre la ladera.

Cálculo: Se estima un volumen medio de excavación de 150 m3 por estribo para la conformación de la viga de cabezal y aletas.

Subtotal Estribos: 150,00 m3/udx2 ud=300,00 m3.

Volumen Total Excavación en Estructuras: 661,30+300,00=961,30 m3.

1.3. Excavación de Pilotes (Detritus)

El volumen de tierras extraído durante la perforación de los pilotes constituye un residuo específico que requiere gestión diferenciada (especialmente si contiene lodos bentoníticos o polímeros).

Datos Geométricos:

- Diámetro de pilotes (φ): 1.000 mm (1,00 m) → Radio (r) = 0,50 m.
- Sección del pilote (A): $\pi \cdot r^2 = \pi \cdot 0,50^2 \approx 0,7854 \text{ m}^2$.

Medición de Longitudes de Perforación:

Estribos (Total: 6 pilotes):

Estribo 1: 3 ud × 22,30 m = 66,90 ml.

Estribo 2: 3 ud × 27,30 m = 81,90 ml.

Subtotal Estribos: 148,80 ml.

Pilas (Total: 12 pilotes):

Pila 1: 4 ud × 29,00 m = 116,00 ml.

Pila 2: 4 ud × 29,00 m = 116,00 ml.

Pila 3: 4 ud × 29,00 m = 116,00 ml.

Subtotal Pilas: 348,00 ml.

Cálculo Volumétrico:

Ltotal = 148,80 + 348,00 = 496,80 ml

Vpilotes = A × Ltotal = 0,7854 m² × 496,80 m = 390,19 m³

Volumen Total Detritus de Pilotes (Teórico en Banco): 390,19 m³.

1.4. Necesidades de Relleno (Material de Préstamo)

Al no aprovecharse el material procedente de las excavaciones de la traza por su inadecuación geotécnica, se genera un déficit de material para las unidades de relleno y capas estructurales que debe ser suplido íntegramente mediante aporte externo ("préstamo de cantera").

A continuación, se desglosan las necesidades según el tipo de material y su función en la obra:

1. Relleno Localizado en Encepados

Corresponde al relleno necesario para colmatar el espacio excavado alrededor de los encepados de las pilas una vez hormigonados, devolviendo el terreno a su cota original.

Material: Suelo Adecuado o Tolerable de préstamo.

Medición:

Encepado 1: 127,50 m³

Encepado 2: 127,50 m³

Encepado 3: 127,50 m³

Total Relleno Localizado: 382,50 m³

2. Relleno de Espaldones (Material Filtrante / Suelo Seleccionado)

Esta unidad es crítica para el comportamiento del puente. Se trata de la cuña de transición en el trasdós de los estribos. Debe garantizarse su capacidad drenante para evitar empujes hidrostáticos sobre la estructura, especialmente relevante dado el historial de surgencias en la ladera.

Material: Material Filtrante y Suelo Seleccionado (según Art. 330 PG-3).

Medición:

Estribo 1: 1.878,15 m³

Estribo 2: 1.130,74 m³

Total Relleno de Espaldones: 3.008,89 m³

3. Suelo Seleccionado (Capa de Forma/Explanada)

Capa de terminación sobre los rellenos de acceso para constituir la explanada mejorada sobre la que se apoyará el firme. Se ha considerado un espesor de 50 cm.

Material: Suelo Seleccionado (CBR > 20).

Medición:

Acceso Estribo 1: 201,08 m³

Acceso Estribo 2: 192,12 m³

Total Suelo Seleccionado: 393,20 m³

4. Zahorra Artificial

Base granular del firme en los accesos al puente. Se considera un espesor medio de 25 cm.

Material: Zahorra Artificial (ZA-25).

Medición:

Acceso Estribo 1: 100,54 m³

Acceso Estribo 2: 96,06 m³

Total Zahorra Artificial: 196,60 m³

2. RESUMEN DE GESTIÓN Y BALANCE FINAL

El balance de tierras del anteproyecto es asimétrico y deficitario en materiales aptos. Debido a la patología de inestabilidad del terreno existente, la operación se configura como una actuación de **"vaciado y sustitución"**: se retira el material inestable y se importa material de cantera de alta calidad.

2.1. Cuadro Resumen de Volúmenes a Vertedero

Para la gestión logística y económica, es necesario aplicar los coeficientes de esponjamiento a los volúmenes en banco calculados en el apartado 4. Estos volúmenes "esponjados" representan el volumen real que ocupará el material en la caja de los camiones y en el vaso del vertedero.

Tabla 5.1. Balance de Tierras a Vertedero

Concepto / Unidad de Obra	Volumen en Banco (m3)	Coef. Esponjamiento (Fe)	Volumen a Transportar (m3)	Gestión / Destino
Excavación de Saneamiento(Terraplén)	26.321,40	1,2	31.585,68	Vertedero Autorizado (RCD Nivel I/II)
Excavación en Estructuras	961,3	1,2	1.153,56	Vertedero Autorizado (RCD Nivel I/II)
Detritus de Pilotes	390,19	1,3	507,25	Gestor Autorizado de Lodos/Residuos
TOTAL GENERAL A VERTEDERO	27.672,89	-	33.246,49	-

Conclusión del Balance de Residuos: Se deberá gestionar el transporte y canon de vertido de aproximadamente **33.246 m3** de tierras. Esto implica, considerando camiones dumper de 3 ejes con una capacidad media de 12-14 m3, un tráfico de obra de salida estimado en **2.560 viajes**.

2.2. Estrategia de Aprovisionamiento de Materiales (Préstamos)

La obra requiere la importación de **3.981,19 m3** (volumen compactado en obra) de materiales de alta calidad geotécnica y estructural. A continuación, se resume el desglose de materiales a adquirir en cantera:

Tabla 5.2. Necesidades de Materiales de Aporte Externo

Tipo de Material	Destino en Obra	Volumen Compactado (m3)
Suelo Adecuado/Tolerable	Relleno localizado de Encepados	382,5
Material Filtrante / Seleccionado	Trasdós de Estribos (Espaldones)	3008,89
Suelo Seleccionado	Coronación y Explanada de Accesos	393,2
Zahorra Artificial	Base de Firme	196,6
TOTAL APOORTE EXTERNO		3981,19

Fuentes de Suministro Identificadas: Se han analizado las explotaciones mineras activas en el entorno geográfico del proyecto (Sierra de Cádiz) para minimizar la huella de carbono del transporte y los costes.

- **Canteras en Alcalá del Valle:** Existen explotaciones de áridos calizos aptos para la obtención de zahorras y escolleras.
- **Canteras en Olvera y Setenil de las Bodegas:** Localidades vecinas con actividad extractiva que pueden suministrar suelos seleccionados y material filtrante.

Requisitos de Calidad (PG-3):

Los materiales importados deberán contar con el Marcado CE y cumplir las siguientes especificaciones técnicas para garantizar la durabilidad de la obra:

- Material Filtrante (Trasdós):
 - Granulometría continua, no plástica.
 - Equivalente de Arena > 40.
 - Coeficiente de Desgaste Los Ángeles < 40.
 - Función: Drenaje vertical para disipar presiones intersticiales tras el estribo.
- Suelo Seleccionado (Coronación/Explanada):
 - Tamaño máximo < 100 mm.
 - Cernido por tamiz 0,080 < 25%.
 - Límite Líquido < 30.
 - Índice de Plasticidad < 10.
 - Materia Orgánica < 0,2%.
 - CBR (índice portante) > 20 en las condiciones de puesta en obra.

3. MAQUINARIA, LOGÍSTICA Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Para materializar los volúmenes descritos, se propone el siguiente plan de equipos y procedimientos, dimensionado para cumplir con los plazos de ejecución y garantizar la seguridad en un entorno geotécnicamente inestable.

3.1. Equipos de Movimiento de Tierras

1. Excavación Masiva (Saneamiento y Vaciado de Estructuras):

- Retroexcavadoras de orugas (30-40 ton): Capacidad de cazo 1,5 - 2,0 m3. Se utilizarán tanto para el arranque del terraplén general como para el vaciado principal del vaso de los encepados y estribos. El rodaje sobre orugas es imprescindible para garantizar la tracción y estabilidad sobre el terreno saturado del fondo de desmonte.
- Camiones Dumper (3 o 4 ejes): Tracción 6x4 o 8x4. Transporte de tierras a vertedero y acopio de tierra vegetal.

2. Excavación de Detalle y Limpieza:

- Retroexcavadora mixta o Mini-giratoria (5-8 ton): Exclusivamente para el perfilado final de los taludes de los encepados, la limpieza de tierras entre las camisas de los pilotes ya ejecutados y la excavación de cunetas de drenaje provisional.

3. Rellenos y Explanadas:

- Rodillo vibratorio autopropulsado (12-15 ton): Para la compactación de las capas de relleno de espaldones y explanada.
- Motoniveladora: Para el extendido y refino de las capas de suelo seleccionado y zahorra.
- Cuba de agua: Para el ajuste de la humedad óptima de compactación y riego antipolvo.

3.2. Planificación Logística y Tráfico

El volumen total de 33.246 m3 (volumen esponjado) a gestionar hacia vertedero representa el desafío logístico principal de la fase de tierras.

1.- Ruta de Transporte: Se deberá definir una ruta que evite, en la medida de lo posible, el paso por el núcleo urbano de Alcalá del Valle. Se habilitará la propia traza de la carretera A-384R1 (actualmente cortada al tráfico general) como vía de servicio interna para los dúmperes.

2.- Distancia de Transporte: Se estima una distancia media de transporte a vertedero (Dmv) de 15 km (ida) a zonas autorizadas en la comarca.

3.- Ciclos de Trabajo: Considerando carga, transporte, descarga y retorno, se estima un ciclo de 45-60 minutos por camión. Para mantener un rendimiento de excavación adecuado que no estrangule a la maquinaria de carga, será necesaria una flota rotativa de al menos 6-8 camiones permanentes durante la fase de saneo intensivo.

3.3. Medidas de Seguridad y Control de Agua

Dada la causa del fallo del terraplén original (surgencias y saturación), el movimiento de tierras debe regirse por un estricto control hídrico:

- Drenaje Provisional (Previo): Ejecución de cunetas de guarda perimetrales en la cabecera del talud antes de iniciar el desmonte, para interceptar la escorrentía superficial de la ladera y evitar que alimente la zona de trabajo.
- Achique: Previsión permanente de bombas de lodos sumergibles en los fondos de excavación de los encepados, dado que al profundizar se cortarán probablemente niveles freáticos o vías de agua.
- Estabilidad de Plataformas: Especial atención a la conformación de la plataforma de trabajo para la máquina pilotadora (que supera las 60-80 toneladas). Si el fondo de la excavación de saneo presenta baja capacidad

portante por humedad, se deberá prever una capa de mejora con pedraplén o bolos de cantera antes de la entrada del equipo de cimentación.

4. GESTIÓN AMBIENTAL DE RESIDUOS

En cumplimiento de la Ley 7/2022, de 8 de abril, de residuos y suelos contaminados para una economía circular, el anteproyecto promueve la jerarquía de residuos. Dado que la reutilización *in situ* de los materiales excavados se ha descartado técnicamente por la patología de inestabilidad y saturación que presentan, se priorizará su destino a plantas de valorización (RCD) frente a la eliminación directa.

A continuación, se clasifican los principales flujos de residuos generados en el movimiento de tierras:

- Tierras y Piedras de excavación (LER 17 05 04): Corresponde a la gran masa del saneo del terraplén y la excavación de estructuras (≈ 32.700 m3). Al no contener sustancias peligrosas, se transportarán a plantas de tratamiento de RCD autorizadas donde puedan ser sometidas a procesos de cribado y limpieza para su potencial valorización como áridos reciclados o tierras de restauración en otras explotaciones mineras.
- Lodos de perforación y detritus (LER 01 05 07 / 17 05 05): Los detritus procedentes de la ejecución de pilotes (≈ 507 m3), especialmente si se emplean lodos bentoníticos o polímeros para la estabilización, requieren una gestión diferenciada. Deberán ser retirados por un gestor autorizado, pudiendo requerir una deshidratación previa en balsas estancas dentro de obra antes de su transporte.
- Hormigón (LER 17 01 01): Los restos procedentes del descabezado de los pilotes y demoliciones menores se enviarán a planta de reciclaje para su trituración y conversión en árido reciclado.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como síntesis del estudio realizado en el presente Anejo, se extraen las siguientes conclusiones que condicionan la viabilidad técnica y económica de la obra:

- Magnitud de la Operación de Saneamiento: El anteproyecto implica una operación de excavación masiva de 26.321 m3(volumen en banco) concentrada en apenas 200 metros lineales de traza. Esta magnitud confirma la gravedad del colapso del terraplén original y la necesidad de liberar de carga la ladera inestable.
- Déficit Total de Tierras: El balance de tierras es negativo y asimétrico. No existe autocompensación posible. La totalidad de la tierra excavada se exporta a vertedero por su baja calidad geotécnica, y la totalidad de los materiales de relleno necesarios (3.981 m3 compactados) deben importarse de cantera.
- Impacto en Presupuesto: Se movilizarán 33.246 m3 de residuos (volumen esponjado) fuera de la obra. Los costes de transporte y cánones de vertido asociados a este volumen constituyen una partida crítica y significativa en el Presupuesto del Proyecto.
- Calidad Crítica de los Rellenos: La estabilidad y durabilidad de los estribos flotantes proyectados dependen críticamente del correcto drenaje. Se prescribe el uso estricto de Material Filtrante en los espaldones y Suelo Seleccionado en coronación para evitar que el agua vuelva a presionar la estructura o el terreno de cimentación.

ANEXO 2.- FICHAS DE CANTERAS

INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: YG-1 (La Diferencia)

Fecha: 30-6-05

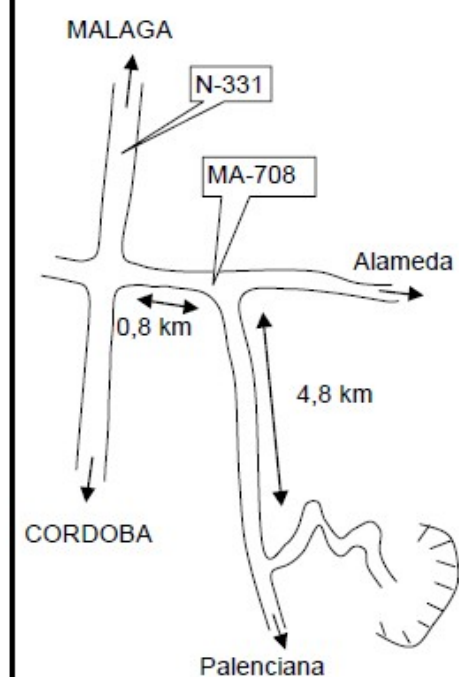
Localización:

Hoja 1:50.000: 1006 (Benaméjil)
Coordenadas: x: 520.050
y: 308.650
Provincia: Córdoba
Término municipal: Palenciana
Paraje: Las Diferencias
Propietario: La Diferencia S.L.
Dirección: Maestra Remedios Cruz, 8 Palenciana
Teléfono: 957 53 50 37, Fax: 957 53 51 57

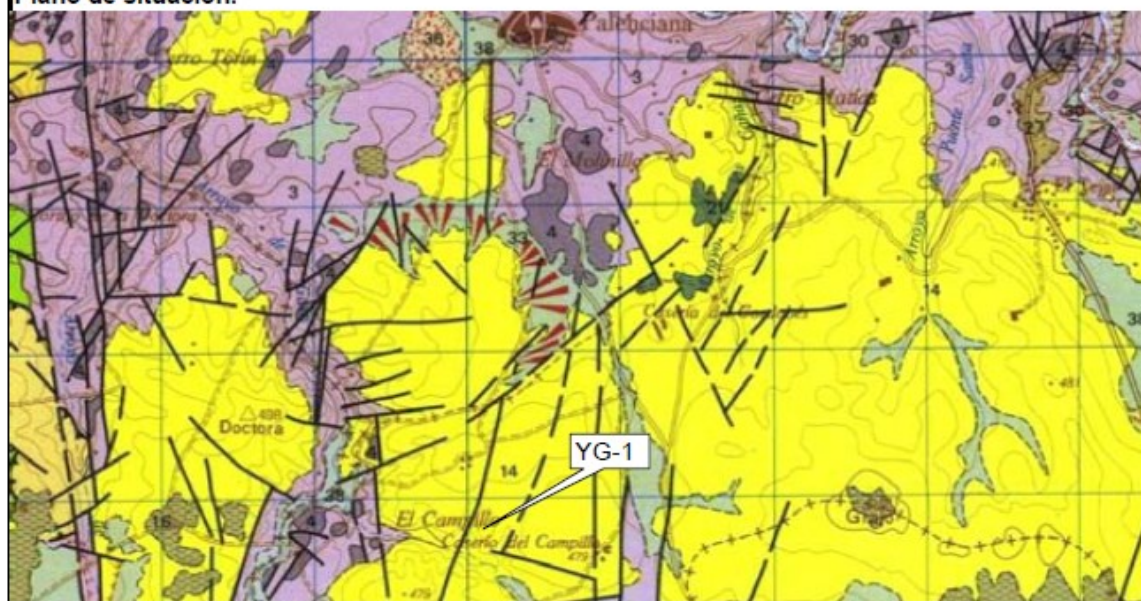
Explotación:

Superficie: > 90.000 m²
Potencia: 25-30 m
Recubrimiento: No
Producción: 1.000 t/día
Reservas: Ilimitadas
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas:
Litología, estructura,...

Arena

Ensayos de laboratorio:

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación.

Producción: 1.000 Tn/día



INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: YG-2 (Cuevas Bajas)

Fecha: 12-7-05

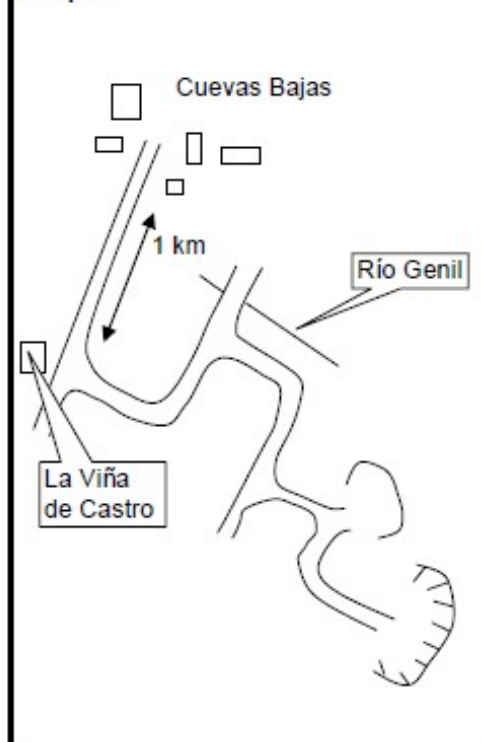
Localización:

Hoja 1:50.000: 1007 (Rute)
Coordenadas: x: 527.700
y: 290.000
Provincia: Málaga
Término municipal: Encinas Reales
Paraje: Bilbao
Propietario: Juan Espejo
Dirección: Miguel Pérez, 8 Cuevas Bajas
Teléfono: 952 72 95 04 - 636 46 12 11

Explotación:

Superficie: 80.000 m²
Potencia: 9 m
Recubrimiento: < 1 m
Producción: 400 m³/día
Reservas: Ilimitadas
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas:
Litología, estructura,...

Gravas y arena

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación.
Producción: 400 m³/día

Ensayos de laboratorio:

Contenido máximo de finos: 2,48-7,38 %

Equivalente de arena: 76-90 %

Terrones de arcilla: 0,02-0,03 %

Partículas blandas: 0,16-0,21 %

Compuestos de azufre: 0,025-0,058 %

Sulfatos solubles: 0,019-0,052 %

Iones Cl solubles en agua: 0,001-0,009 %

Reactividad frente a los alcalis del cemento: No

Coefficiente de Los Ángeles: 24 %

Absorción de agua: 0,29 %



INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: C-1 (Ofitas El Páramo)

Fecha: 30-6-05

Localización:

Hoja 1:50.000: 1024 (Archidona)
Coordenadas: x: 549.000
y: 280.500
Provincia: Granada
Término municipal: Fuente Camacho
Paraje: Cortijo Calvillo
Propietario: Ofitas del Páramo S.A.
Dirección: Cortijo Calvillo s/n
Teléfono y fax: 958 34 88 09

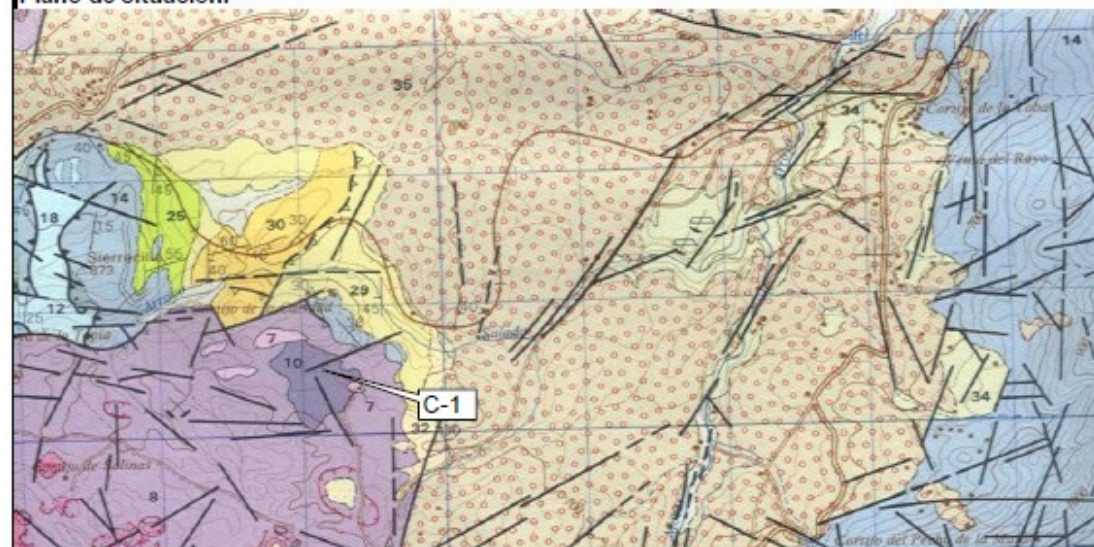
Explotación:

Frente: 200 m
Fondo:
Potencia: 80 m
Recubrimiento: 6 m
Producción: 1.500 t/día
Reservas: 1.200.000 t
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas: Litología, estructura,...

Ofitas

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación.

Homologada para balasto.
Producción de balasto: 800 Tn/día.

Ensayos de laboratorio:

Granulometría: retenido entre 50 mm y 31,5 mm: 77,60 %

Partículas finas: pasa por el tamiz 0,5 UNE: 0,20 %

Índice de forma: retenido por el tamiz 22,4 mm: 11,40 %

Retenido entre 25 mm y 16 mm: 23,90 %

Pasa por tamiz 16 mm: 4,30 %

Longitud máxima de las partículas > 100 mm: 0 %

Coefficiente de Los Ángeles: 11-15,60 %

Índice de Lajas: 3 %

Equivalente de arena: 81 %

Microdeval: 12 %



INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: C-2 (Ofitas Antequeranas)

Fecha: 30-6-05

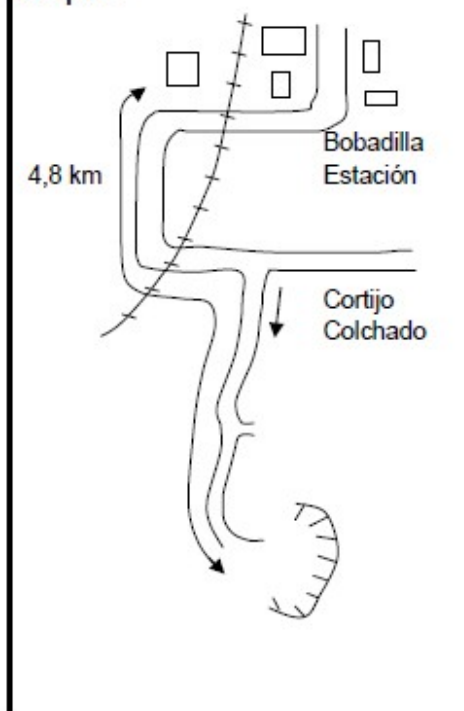
Localización:

Hoja 1:50.000: 1023 (Antequera)
Coordenadas: x: 343.000
y: 4.097.250
Provincia: Málaga
Término municipal: Antequera
Paraje: La Negrita
Propietario: Ofitas Antequeranas S.L.
Dirección: Pol. Ind. Antequera, C/Romeral, Parc 24
Teléfono y fax: 952 84 05 08

Explotación:

Frente: 120 m
Fondo: 30 m
Potencia: 15 m
Recubrimiento: < 1 m
Producción: 200 t/hora
Reservas: 2.000.000 m³
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas:
Litología, estructura,...

Ofitas

Ensayos de laboratorio:

Granulometría: T20: 43,8-28,5 %
T5: 7,7-5,7 %
T0,08: 3-2,6 %

Límites: No plastico

Materia orgánica: 0,22-0,3 %

Sales solubles: 0

Desgaste de Los Ángeles: 22 %

Friabilidad de la arena: 36-38 %

Proctor modificado: Dmax: 2,33 gr/cm³
H.op.: 3,19 %

Índice de lajas 40-25: 10 %

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación.

Producción: 200 Tn/h



INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: C-3 (La Camorra)

Fecha: 30-6-05

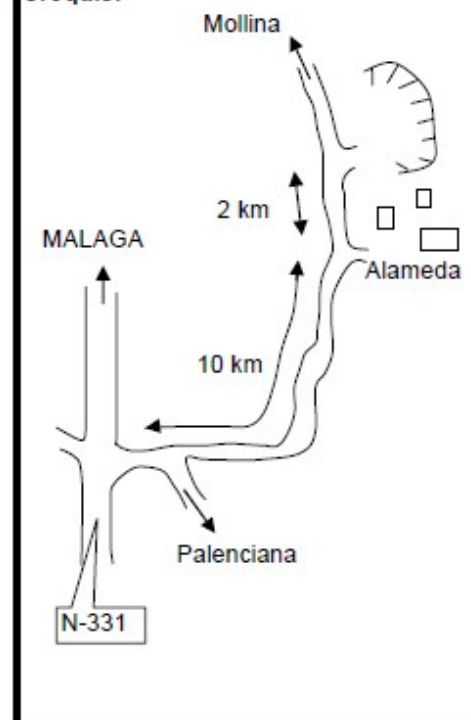
Localización:

Hoja 1:50.000: 1006 (Benaméji)
Coordenadas: x: 511.750
y: 311.900
Provincia: Málaga
Término municipal: Mollina
Paraje: La Camorra
Propietario: La Camorra S.A.
Dirección: Ctra. Fuente Piedra-Alameda, km 9
Teléfono y fax: 952 71 05 05

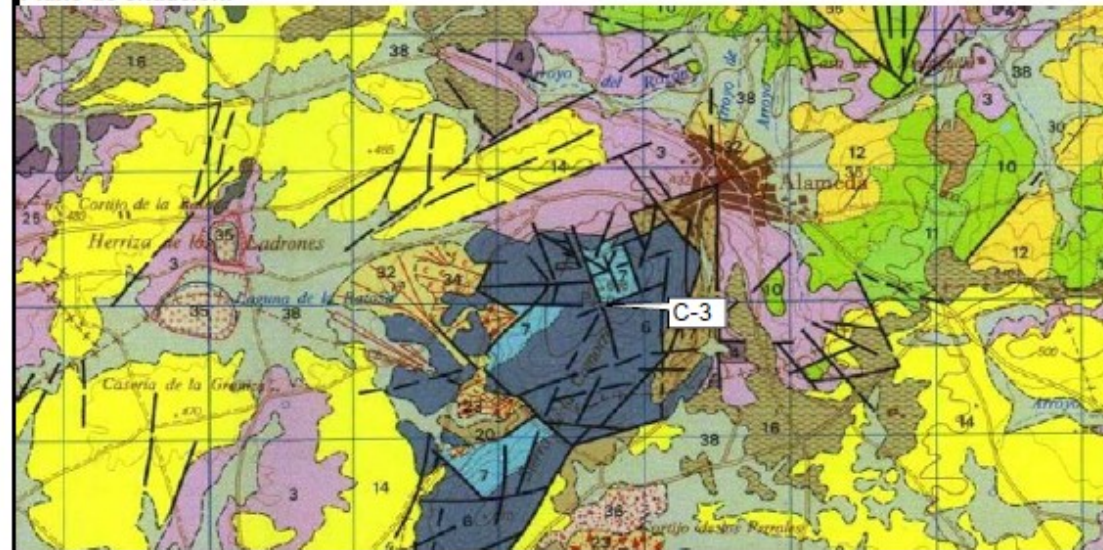
Explotación:

Frente:
Fondo:
Potencia: 20 m
Recubrimiento: No
Producción: 3.000 m³/día
Reservas: > 1.000.000 m³
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas: Litología, estructura,...

Caliza y dolomía

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación.

Producción: 3.000 m³/día

Ensayos de laboratorio:

Granulometría: T20: 65,6-49,8 %
T5: 11,8-13,5 %
T0,08: 3,2-3,6 %

Límites: No plastico

Materia orgánica: 0,2 %

Sales solubles: 0

Desgaste de Los Ángeles: 23-24 %

Friabilidad de la arena: 40-41 %

Proctor modificado: Dmax: 2,33 gr/cm³
H.op.: 3,19 %

Índice de lajas 20-12,5: 4 %



INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: C-4 (El Gallo)

Fecha: 18-7-05

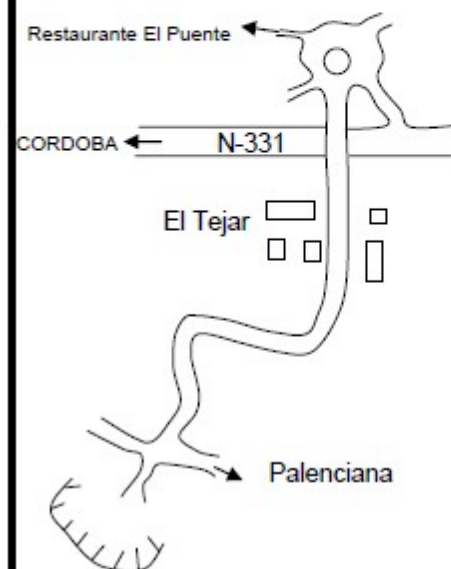
Localización:

Hoja 1:50.000: 1006 (Benamejí)
Coordenadas: x: 523.925
y: 305.100
Provincia: Córdoba
Término municipal: Benamejí
Paraje: Tejar Bajo
Propietario: Hermanos Acedo
Dirección: Pol. Ind. Antequera, C/Romeral, Parc 24
Teléfono: 952 84 05 08 - 957 53 02 82

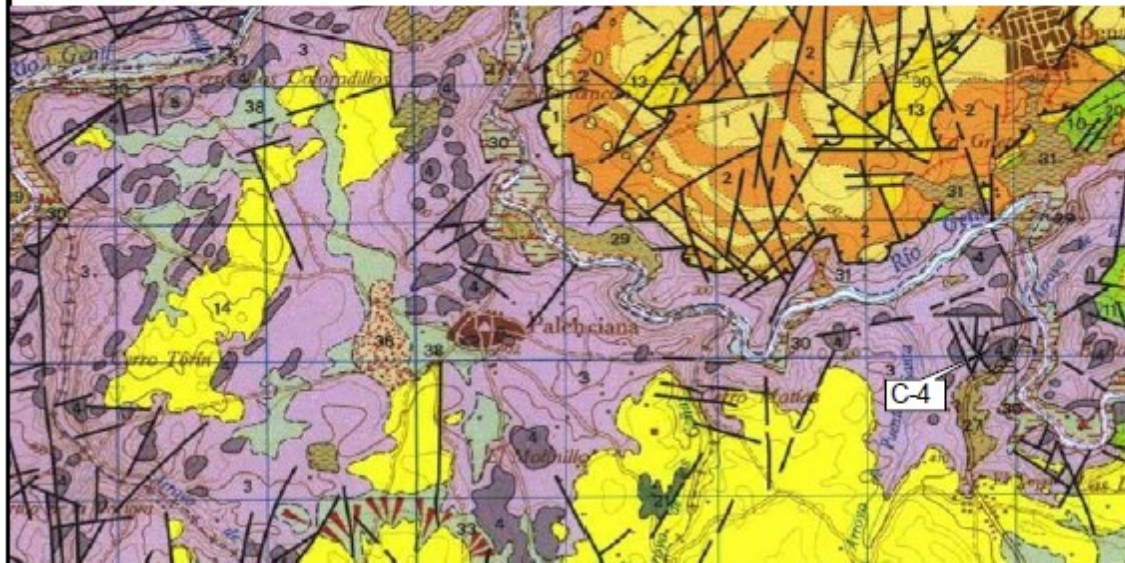
Explotación:

Superficie: 150.000 m²
Potencia: 12 m
Recubrimiento: < 1,0 m
Producción: 2.500 t/día
Reservas: Ilimitadas
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas: Litología, estructura,...

Caliza

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación, de
hormigón y asfalto.

Producción: 2.500 Tn/día

Ensayos de laboratorio:

Densidad: 2,679 gr/cm³

Absorción: 0,4 %

Índice de lajas: 11 %

Coefficiente de Los Ángeles: 30

Friabilidad: 50%

Equivalente de arena: 87 %

Microdeval: 24 %



INVENTARIO DE YACIMIENTOS, CANTERAS E INSTALACIONES DE SUMINISTRO

Denominación: C-5 (Venta del Rayo)

Fecha: 20-7-05

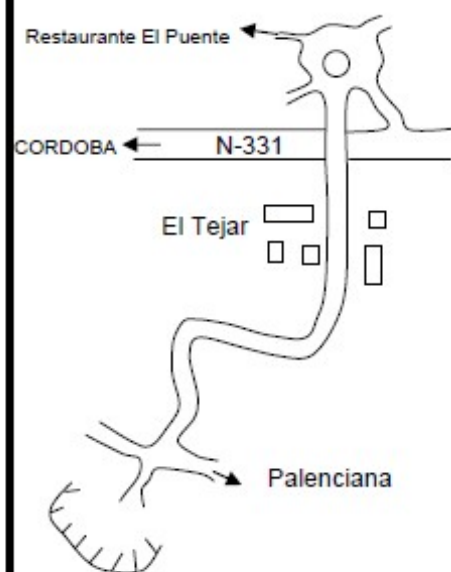
Localización:

Hoja 1:50.000: 1024 (Archidona)
Coordenadas: x: 552.000
y: 281.500
Provincia: Granada
Término municipal: Loja
Paraje: Venta del Rayo
Propietario: Hermanos Guerrero S.A.
Dirección: Camino Jayena, 19 Alhendín
Teléfono: 958 57 60 51, Fax: 958 55 81 37

Explotación:

Frente: 80 m
Fondo:
Potencia: 20 m
Recubrimiento: < 1,0 m
Producción: 300 t/hora
Reservas: Ilimitadas
Acceso: Bueno

Croquis:



Plano de situación.



Características geológicas: Litología, estructura,...

Caliza

Observaciones:

Instalaciones:
Planta de machaqueo y clasificación

Producción: 300 Tn/h

Ensayos de laboratorio:

Determinación de finos:
Árido fino (0/2): 8,23 %
Árido fino (0/4): 4,02 %
Árido grueso (8/14): 0,41 %
Árido grueso (11/22): 0,35 %
Árido combinado (0/12): 4,98 %

Equivalente de arena:

Árido fino (0/2): 75 %
Árido fino (0/4): 78 %
Árido combinado: 46 %

Índice de Lajas: 29 %

Coefficiente de Los Angeles: 26 %

Friabilidad: 19 %

Microdeval: 11 %



ANEJO 10.- ESTUDIO DE FIRMES Y PAVIMENTOS

ANEJO 10.- ESTUDIO DE FIRMES Y PAVIMENTOS

INDICE

1.- OBJETO DEL ANEJO

2.- FIRMES EXISTENTES

2.1.- Firme existente en el tronco de la carretera A-384R1

2.2.- Firme de proyecto en tablero del puente del p.k. 2+800 de la A-384R1

1.- OBJETO DEL ANEJO

El presente anejo define las características que han de tener los firmes y pavimentos en la zona de actuación del anteproyecto, tanto en el tronco de la carretera A-384R1 como sobre el tablero del nuevo puente proyectado en el p.k. 1+800, garantizando la continuidad funcional y estructural con el tramo de carretera existente.

Dado que se trata de una actuación localizada sobre un tramo de carretera existente que presenta problemas geotécnicos y de un nuevo puente que sustituye al tramo apoyado sobre el terreno problemático, el criterio de diseño de firmes se basa en mantener la coherencia con los paquetes de firme existentes en la A-384R1, de forma que no se generen discontinuidades significativas en el comportamiento estructural ni en las condiciones de rodadura.

Las secciones de firme adoptadas se detallan en los siguientes apartados, diferenciando el firme del tronco de la carretera y el firme sobre el tablero del puente.

2.- FIRMES EXISTENTES

La naturaleza del presente anteproyecto condiciona la elección del firme, dado que se va a construir un nuevo puente en el p.k. 1+800 de la A-384R1 para sustituir un tramo de calzada apoyado sobre terrenos con comportamiento geotécnico desfavorable. En consecuencia:

- En el tronco de la carretera A-384R1, se debe mantener un paquete de firme compatible con el existente, a fin de asegurar la continuidad estructural y de explotación del tramo.
- Sobre el tablero del nuevo puente, el paquete de firme debe garantizar la adherencia con la estructura, la impermeabilización adecuada y una capa de rodadura con características equivalentes a las de la calzada adyacente.
-

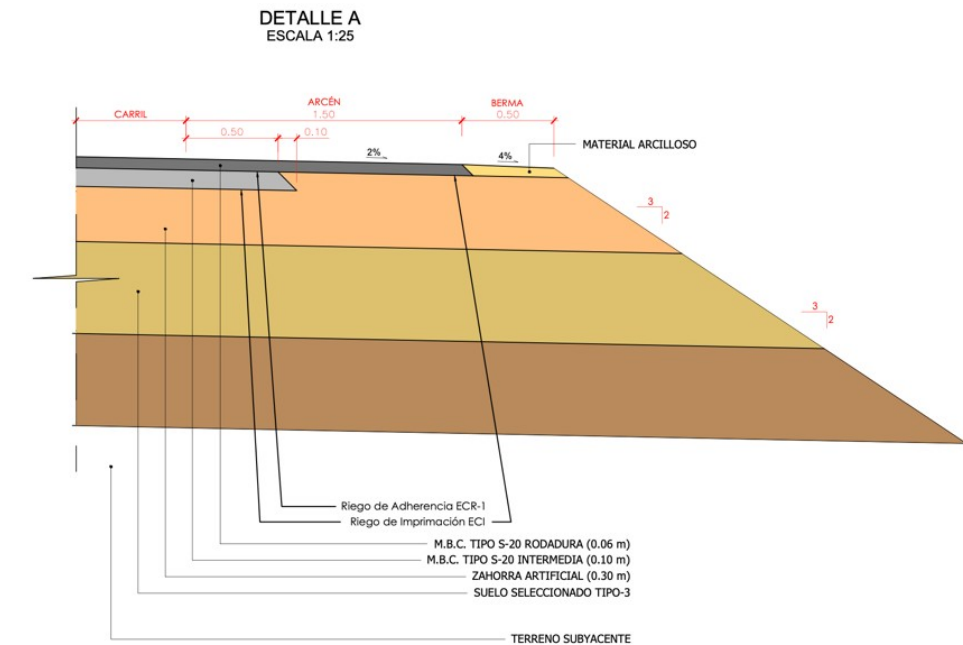
A continuación, se describen las secciones tipo consideradas en el proyecto.

2.1.- Firme existente en el tronco de la carretera de la A-384R1

Según los datos recopilados en el presente Anteproyecto, el paquete de firmes existente/proyectado en el tronco de la carretera A-384R1 en el entorno de la actuación se estima que está compuesto por:

- 20 cm de zahorra artificial (ZA), como base granular.
- 10 cm de mezcla bituminosa tipo **AC32**, capa intermedia/base.
- 6 cm de mezcla bituminosa tipo **AC22**, capa de rodadura.

Esta estructura de firme es la que se toma como referencia para el diseño del firme en la zona de transición hacia el nuevo puente, a fin de mantener la continuidad del comportamiento estructural y las condiciones de servicio de la calzada.



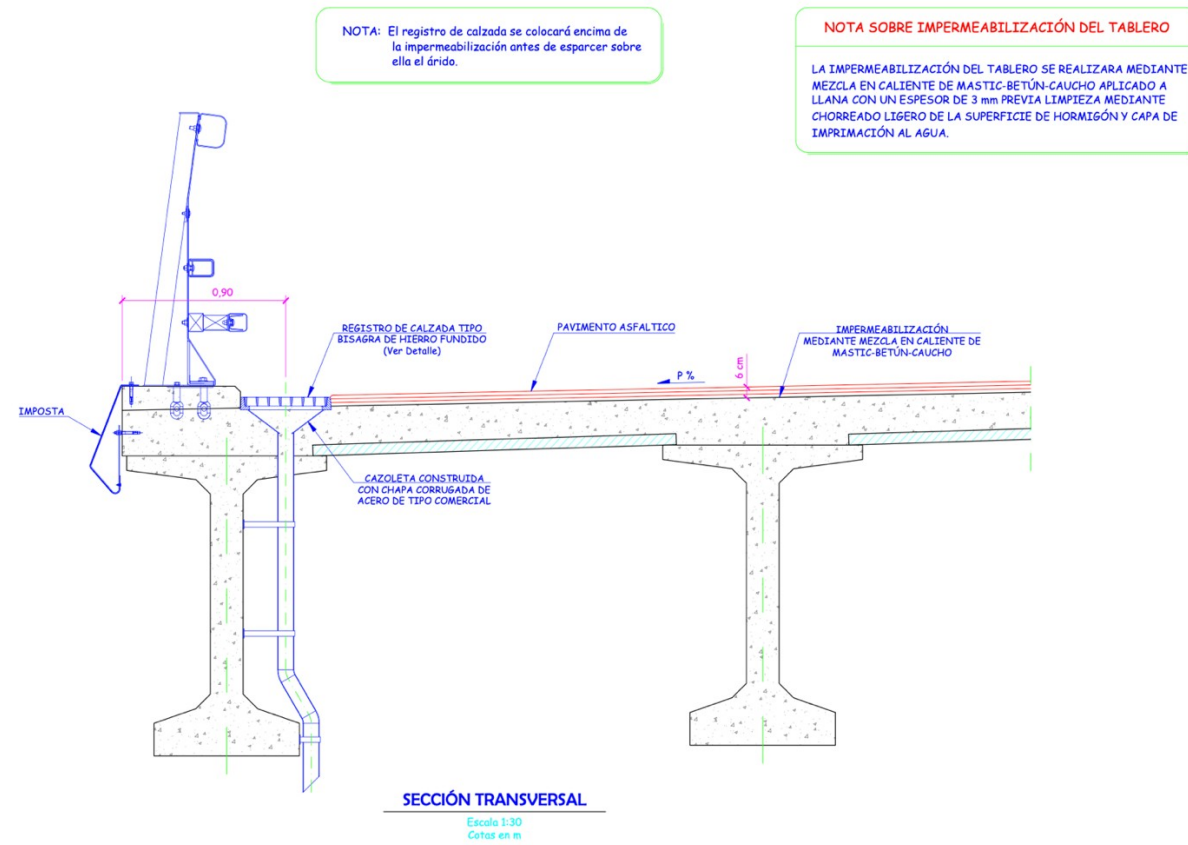
2.2.- Firme existente en tablero del puente del p.k. 2+800 de la A-384R1

Al tratarse de un puente de nueva construcción, en el tablero del puente predimensionado en el p.k. 1+800 de la A-384R1 no existe sección de firme previa, por lo que el paquete de firmes se define específicamente en el presente Anteproyecto.

De acuerdo con los criterios habituales de diseño de firmes sobre estructuras y con el objetivo de mantener unas condiciones de rodadura equivalentes a las del tronco de la carretera, el paquete de firme adoptado sobre el tablero del puente es el siguiente:

- Sistema de impermeabilización con betún-caucho.
- 6 cm de mezcla bituminosa en caliente (MBC) tipo S-20, capa de rodadura.

Tal y como se puede ver en la correspondiente sección tipo del tablero del puente incluida en los planos del anteproyecto.



ANEJO 11.- DRENAJE

ANEJO 11.- DRENAJE

INDICE

1.- INTRODUCCIÓN: ANTECEDENTES Y FINALIDAD DE LA INSTALACIÓN

1.1.- Aspectos generales

2.- DESCRIPCION DEL DRENAJE ACTUAL

2.1.- Drenaje del tablero de la estructura sobre el Río Alhama

2.2.- Drenaje en el entorno del tablero

3.- CRITERIOS BÁSICOS DE PROYECTO DE UNA RED DE DRENAJE.

3.1.- Continuidad

3.2.- Capacidad hidráulica

3.3.- Criterios de dimensionamiento

4.- SISTEMA DE DRENAJE DEL TABLERO: DEFINICIÓN Y CONDICIONES DE EJECUCIÓN

4.1. Descripción general

4.2. Distribución y replanteo de sumideros

4.3. Elementos constituyentes

4.3.1. Registro de calzada (sumidero)

4.3.2. Cazoleta y tubo de bajante

1.- INTRODUCCIÓN: ANTECEDENTES Y FINALIDAD DE LA INSTALACIÓN

El presente anejo tiene por objeto la definición, comprobación y dimensionamiento del sistema de drenaje superficial del nuevo puente dimensionado en la carretera A-384R1, en un tramo de carretera existente que presenta problemas geotécnicos asociados a las características del terreno de cimentación y al comportamiento de los terraplenes ejecutados.

La actuación dimensionada consiste en la ejecución de un nuevo puente, que sustituye localmente la solución existente en terraplén. Para la implantación de la estructura se prevé el desmontaje parcial del terraplén actual hasta alcanzar la cota prevista de cimentación del puente, manteniéndose el trazado general de la carretera en los accesos.

Como consecuencia de esta solución constructiva, el sistema de drenaje longitudinal del tronco de la carretera no se ve afectado, dado que no se alcanza ni se intercepta el drenaje existente en el pie del terraplén, el cual se considera válido y suficiente. En consecuencia, el presente anejo no contempla el diseño de nuevos elementos de drenaje longitudinal del tronco, limitándose a describir la compatibilidad y continuidad del drenaje existente con la nueva estructura.

El diseño del drenaje del tablero del puente se plantea de forma integrada con la solución adoptada para la plataforma de la carretera, de manera que los elementos de captación y evacuación del agua de escorrentía sobre el tablero (sumideros, rejillas, bajantes y conducciones de evacuación) garanticen una capacidad suficiente y una disposición adecuada a la geometría de la estructura y a las pendientes longitudinales y transversales de la calzada y de las aceras.

Para el dimensionamiento y comprobación del sistema de drenaje superficial se han considerado las siguientes normativas:

- Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la Norma 5.2-IC «Drenaje superficial» de la Instrucción de Carreteras.
- Reglamento del Dominio Público Hidráulico (R.D. 849/1986, de 11 de abril), y sus modificaciones según RD 1315/1992, RD 419/1993, RD 1771/1994, Ley 42/1994, RD 995/2000, RD 606/2003, RD 907/2007 y RD 9/2008.
- Texto Refundido de la Ley de Aguas (R.D.L. 1/2001, de 20 de julio).
- Plan Hidrológico Nacional (Ley 10/2001, de 5 de julio).
- Plan de Prevención de avenidas e inundaciones en cauces urbanos andaluces (Decreto 189/2002, de 2 de julio).

Los criterios hidrológicos y los caudales de cálculo adoptados para las obras de drenaje transversal y para el drenaje general de la carretera se mantienen en los establecidos en el Anejo nº 11 «Drenaje» y en el Anejo nº 5 «Climatología e hidrología» del anteproyecto de referencia, donde se definen las cuencas de aportación, los periodos de retorno y los métodos de cálculo empleados. En particular, las obras de desagüe correspondientes a las cuencas 9B y 10A en el entorno del puente se han dimensionado para un período de retorno de 500 años, de acuerdo con la Norma 5.2-IC y con las prescripciones de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir derivadas del artículo 67.6 del Reglamento del Dominio Público Hidráulico.

Al tratarse de una estructura de nueva ejecución, el presente anejo desarrolla de forma sintética el esquema de captación, conducción y desagüe de las aguas de escorrentía del tablero, definiendo el número, tipo y disposición general de los elementos de drenaje y su conexión con el sistema de drenaje existente en los accesos al puente, que se mantiene sin modificaciones sustanciales. Para el detalle de los cálculos hidrológicos se remite a los citados anejos de climatología, hidrología y drenaje del proyecto de referencia.

1.1.- Aspectos generales

El agua constituye, con frecuencia, una de las principales causas de deterioro de las obras de paso, tanto por sus efectos sobre la superficie de rodadura (pérdida de adherencia, formación de láminas de agua, hidropneumático) como por su acción, directa o indirecta, sobre los elementos estructurales (corrosión de armaduras, afección a apoyos y juntas, erosión de rellenos y taludes contiguos, etc.).

En el caso del nuevo puente dimensionado, el objetivo del drenaje superficial es garantizar la rápida recogida y evacuación del agua de escorrentía que se genera sobre el tablero, evitando:

- La acumulación de agua en las zonas de rodadura y en las franjas de transición con los accesos.
- La infiltración de agua hacia las capas estructurales del tablero y hacia los aparatos de apoyo y juntas.
- La descarga incontrolada sobre las pilas, estribos, taludes o cauces situados bajo la estructura.

El drenaje del tablero del nuevo puente se integra funcionalmente en el sistema general de drenaje de la carretera existente, de forma que el agua recogida por los sumideros del puente se conduce, a través de bajantes y conducciones, hasta los elementos de drenaje longitudinal o transversal existentes en los accesos, respetando en todo caso las condiciones de capacidad hidráulica y los períodos de retorno establecidos en la Norma 5.2-IC.

Dado que el drenaje longitudinal del tronco de la carretera y el drenaje existente en el pie del terraplén no se ven interceptados por la actuación estudiada, no se proyectan nuevos elementos de drenaje longitudinal, limitándose el alcance del presente anejo al drenaje específico del tablero del puente y a su correcta conexión con el sistema existente.

Los parámetros de cálculo hidrológico (precipitaciones de diseño, curvas IDF, tiempos de concentración, coeficientes de escorrentía, etc.) empleados se toman de los estudios disponibles para la zona y de los anejos hidrológicos del proyecto de referencia, considerándose válidos al mantenerse el mismo corredor y las mismas condiciones de cuenca en el ámbito de actuación del puente.

2.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE EN EL ÁMBITO DEL PUENTE

El sistema de drenaje en el ámbito del nuevo puente se organiza en dos subconjuntos claramente diferenciados, pero hidráulicamente coordinados:

- El drenaje superficial del tablero del puente, encargado de la captación y evacuación de la escorrentía generada sobre la calzada, arcenes y aceras de la estructura.
- El drenaje del entorno inmediato del puente, correspondiente a los elementos de drenaje longitudinal y transversal existentes en la carretera y en los accesos, que garantizan la correcta evacuación de las aguas que discurren por la traza y por los taludes y rellenos próximos a los estribos, manteniendo la continuidad del sistema de drenaje definido en el proyecto de la carretera.

La ejecución del puente se realiza mediante el desmontaje parcial del terraplén existente hasta la cota prevista de cimentación de la estructura, sin que ello suponga la afección ni la interceptación del drenaje longitudinal del tronco ni del drenaje existente en el pie de terraplén. En consecuencia, no se proyectan nuevos elementos de drenaje longitudinal, considerándose adecuados y suficientes los actualmente existentes, que permanecen operativos durante y después de la actuación.

2.1.- Drenaje del tablero de la estructura sobre el Río Alhama

El tablero del nuevo puente predimensionado en la carretera A-384R1, en el término municipal de Alcalá del Valle, dispondrá, a lo largo del mismo y en función de su geometría y de las pendientes longitudinales y transversales de proyecto, de sumideros puntuales distribuidos de forma que se garantice la rápida captación del agua de escorrentía y se evite la formación de láminas de agua significativas sobre la calzada.

La disposición de los sumideros se ha definido de manera que:

- Se sitúen preferentemente en los puntos bajos de la rasante y en las proximidades de las juntas de dilatación y encuentros con los estribos, minimizando la presencia de agua en estas zonas singulares.
- e respete una separación máxima entre puntos de captación compatible con las intensidades de lluvia de cálculo y con los criterios de seguridad frente al hidroneo establecidos en la normativa vigente.
- Se garantice la pendiente mínima necesaria hacia los sumideros, tanto en la calzada como en las aceras, evitando zonas de estancamiento.

Las rejillas de los sumideros dimensionados tendrán dimensiones y características resistentes adecuadas para el tráfico previsto y serán compatibles con los detalles constructivos del tablero, incluyendo la impermeabilización, el firme, las barreras de seguridad y los petos.

La escorrentía captada por los sumideros se evacúa mediante bajantes y conducciones adosadas a la estructura, que conducen el agua hasta el terreno exterior, alejando el punto de vertido de los paramentos estructurales y evitando afecciones directas a pilas, estribos o elementos de cimentación. Esta solución resulta adecuada dadas las condiciones geomorfológicas del entorno del puente y la inexistencia de afección al drenaje longitudinal existente de la carretera.

La disposición y características de los elementos de drenaje del tablero se representan en los planos del proyecto.

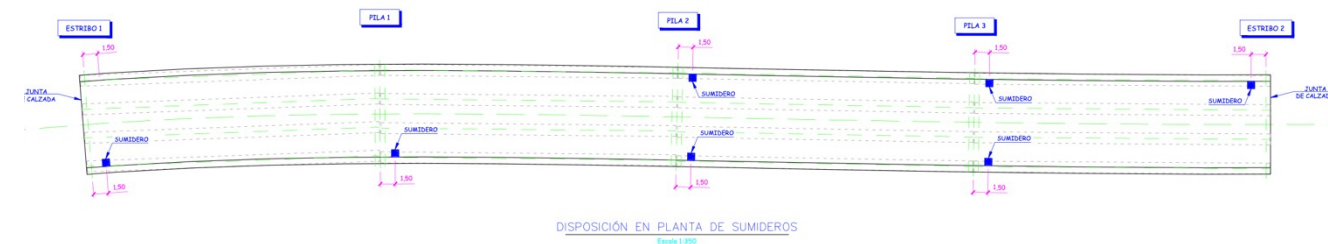


Figura 1.- Disposición de sumideros

Los sumideros se han dispuesto en el tablero conforme al siguiente esquema:

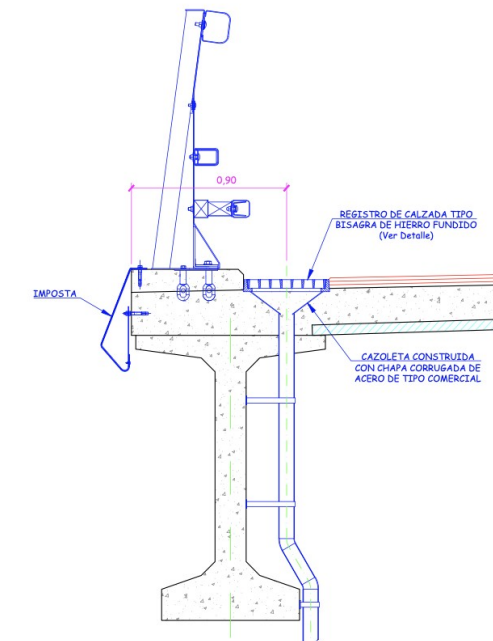


Figura 2.- Detalle del sumidero en el tablero

Las rejillas proyectadas son **cuadradas, de dimensiones 40 x 40 cm**, según el siguiente detalle constructivo:

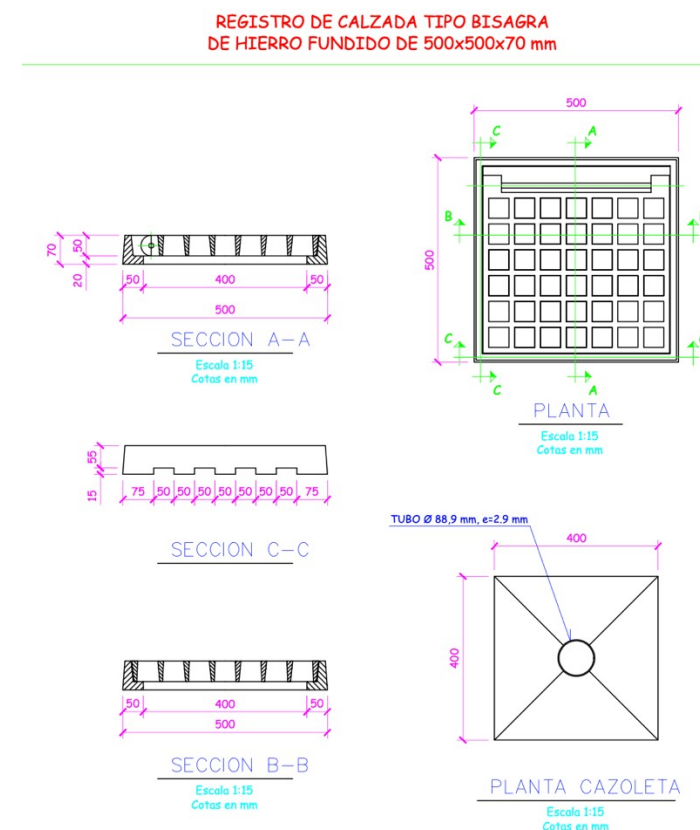


Figura 3.- Detalle del sumidero en obra

2.2.- Drenaje en el entorno del tablero

En el entorno del puente se mantienen y disponen los elementos de drenaje longitudinal y transversal necesarios para garantizar la continuidad de la red de drenaje de la carretera y evitar procesos de erosión o inestabilidad en los estribos y rellenos de acceso, de acuerdo con el esquema general de drenaje definido para el tramo.

Estos elementos comprenden, conforme a lo definido en el proyecto de la carretera y sin perjuicio de las comprobaciones realizadas en el presente Anteproyecto del puente:

- Cunetas y/o colectores longitudinales en los márgenes de la carretera, que recogen las aportaciones procedentes de la plataforma y de los taludes próximos a los estribos, conduciéndolas hacia los puntos de desagüe previstos.
- Obras de drenaje transversal situadas en las inmediaciones del puente, que aseguran el paso de los caudales correspondientes a las cuencas de aportación del tramo, de acuerdo con los caudales de proyecto y los períodos de retorno adoptados.

Dado que la ejecución del puente se realiza mediante el desmontaje parcial del terraplén existente hasta la cota prevista de cimentación, sin alcanzar ni interceptar el drenaje existente en el pie de terraplén ni el drenaje longitudinal del tronco, no se proyectan nuevos elementos de drenaje longitudinal en este ámbito, considerándose adecuados los existentes y manteniéndose su funcionalidad.

La conexión funcional entre el drenaje del tablero y el drenaje del entorno se resuelve mediante la evacuación del agua captada por los sumideros a través de bajantes adosadas a la estructura, asegurando que el vertido se realiza de forma controlada y sin afecciones a los paramentos de estribos, pilas, taludes o cauces. Asimismo, se mantiene la coherencia con el esquema general de drenaje de la carretera evitando descargas incontroladas y garantizando la estabilidad hidráulica y geomorfológica del entorno inmediato del puente.

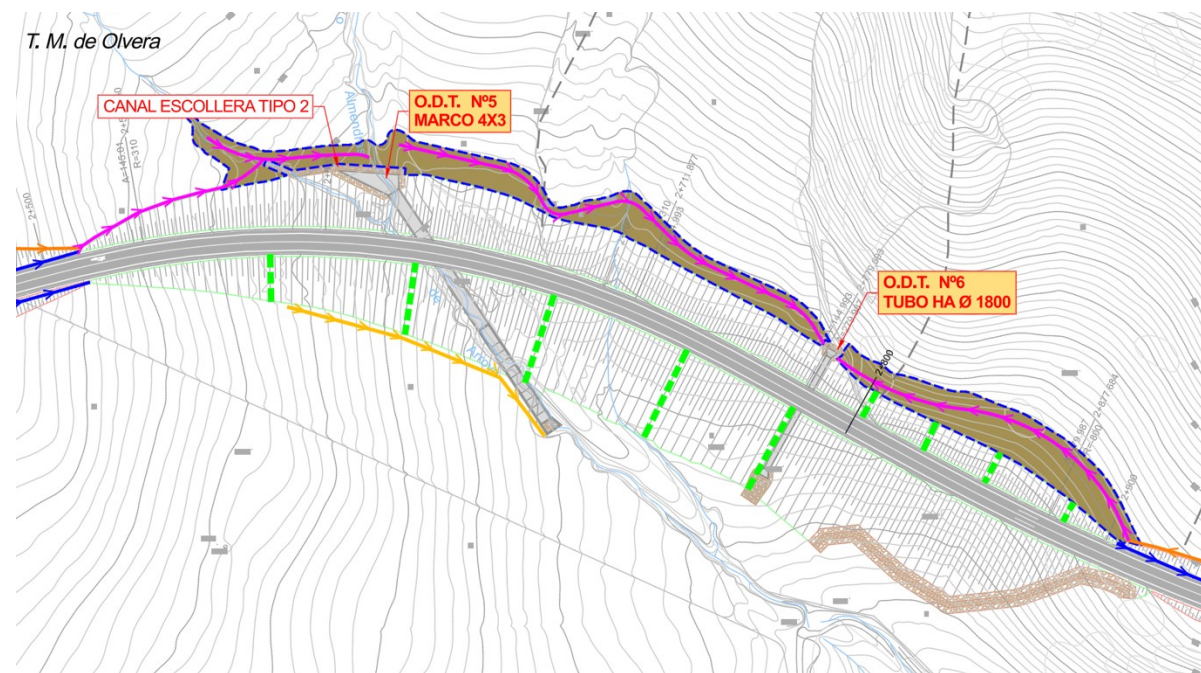


Figura 3.- Elementos de drenaje en el entorno del puente

3.- CRITERIOS BÁSICOS DE PROYECTO DE UNA RED DE DRENAJE.

El dimensionamiento del sistema de drenaje del tablero del puente y su integración funcional en las redes de drenaje existentes de la carretera se aborda conforme a una sistemática análoga a la empleada para las redes de drenaje de plataforma y márgenes, considerando secuencialmente las fases de recogida o captación, conducción y desagüe de caudales, y respetando en todo momento los criterios generales establecidos en la Norma 5.2-IC y en el proyecto de la carretera.

Dado que la actuación no afecta al drenaje longitudinal del tronco ni al drenaje existente en el pie de terraplén, los criterios que se desarrollan a continuación se aplican exclusivamente al drenaje superficial del tablero del puente y a su conexión con el sistema existente.

En síntesis, el proceso seguido es el siguiente:

- Definición de las áreas de aportación sobre el tablero y sus elementos anexos (calzada, arcenes, aceras y zonas de transición con los accesos), así como de los elementos de drenaje asociados, identificando los distintos nudos de captación (sumideros) y los tramos de conducción (bajantes y puntos de vertido).
- Cálculo de caudales y asignación a los elementos de drenaje:
 - o Cálculo de los caudales de escorrentía generados sobre las superficies del tablero, a partir de las intensidades de lluvia de proyecto y de los coeficientes de escorrentía adoptados en el proyecto de la carretera.
 - o Consideración, en su caso, de aportaciones procedentes de superficies pavimentadas próximas que puedan verter hacia el tablero o hacia los estribos.
 - o Consideración de posibles aportaciones puntuales debidas a filtraciones o a la presencia de agua en el entorno inmediato de los apoyos, en la medida en que puedan afectar al funcionamiento del sistema.
 - o Asignación de caudales a los distintos elementos de drenaje, considerando en cada sumidero el caudal correspondiente a su área de influencia y, en cada bajante, la suma de los caudales procedentes de los elementos situados aguas arriba.
- Elección de tipologías y dimensionamiento hidráulico de los elementos de drenaje (sumideros, rejillas, bajantes y conducciones), manteniendo en todo caso el resguardo de la calzada y evitando la formación de láminas de agua significativas sobre la superficie de rodadura.
- Definición de los puntos de vertido y comprobación de la correcta evacuación de los caudales, verificando su compatibilidad con los elementos de drenaje existentes en el entorno del puente.
- Definición constructiva de los elementos de drenaje, comprobando su compatibilidad con la normativa sobre trazado, seguridad vial, durabilidad y conservación de estructuras.

3.1.- Continuidad

Debe existir continuidad geométrica e hidráulica entre todos los elementos que constituyen el sistema de drenaje del tablero, de forma que la totalidad del caudal recogido por los sumideros sea conducida y evacuada en los puntos de vertido previstos, sin que se produzcan pérdidas de caudal ni descargas incontroladas entre la zona de captación y el lugar de desagüe.

En particular, se garantiza la continuidad entre:

- La superficie del tablero y los puntos de captación, mediante pendientes longitudinales y transversales adecuadas hacia los sumideros.
- Los sumideros y sus correspondientes bajantes.

- Las bajantes y los puntos de vertido al terreno o a los elementos de drenaje existentes en el entorno del puente.

Se evita expresamente la descarga libre del agua sobre paramentos de estribos, pilas, taludes o zonas sensibles, concentrando el vertido en puntos controlados que garanticen la correcta evacuación y no generen afecciones a la estructura ni a su entorno inmediato.

3.2.- Capacidad hidráulica

Los distintos elementos del sistema de drenaje del tablero presentan capacidad hidráulica suficiente para evacuar los caudales de estudio, considerando las condiciones normales de servicio, los resguardos necesarios y unas previsiones razonables de obstrucción parcial (colmatación de rejillas, presencia de finos, etc.).

Con este fin:

- Se comprueba que la capacidad de captación de los sumideros es adecuada para las intensidades de lluvia de cálculo, de modo que la lámina de agua sobre la calzada no comprometa la seguridad de la circulación ni las condiciones de adherencia.
- Se verifica que las bajantes y conducciones asociadas trabajan dentro de los márgenes admisibles, sin generar regímenes de funcionamiento no deseados ni sobrepresiones.
- Se evita la concentración de caudales excesivos en un único punto de vertido, de forma que no se comprometa la estabilidad del terreno ni se produzcan procesos de erosión local.

3.3.- Criterios de dimensionamiento

En el diseño del sistema de drenaje del tablero se han tenido en cuenta los siguientes criterios:

- **Criterios hidráulicos:**
 - o Se comprueba que los puntos de vertido y los elementos receptores existentes en el entorno del puente son compatibles con los caudales evacuados desde el tablero, sin superar las condiciones de funcionamiento previstas.
 - o En caso de detectarse limitaciones, se contemplaría, en su caso:
 - El acondicionamiento puntual de la zona de vertido mediante protecciones frente a erosión.
 - El reparto del vertido entre distintos puntos, evitando concentraciones excesivas de caudal.
- **Criterios medioambientales:**
 - o Se evita el vertido directo en zonas sensibles, conduciendo el agua a puntos donde no se generen afecciones ambientales relevantes.
 - o Cuando resulte necesario, se valorará la disposición de elementos simples de retención o decantación que permitan reducir la carga de sólidos antes de la incorporación del agua al medio receptor.

En casos concretos y debidamente justificados, puede considerarse el desagüe por infiltración controlada hacia terrenos suficientemente permeables, siempre que se garantice:

- La distribución uniforme del caudal.
- Velocidades reducidas que eviten procesos de erosión.
- La compatibilidad de la solución con las condiciones geotécnicas, de cimentación de la estructura y con la normativa vigente en materia de dominio público hidráulico.

4.- SISTEMA DE DRENAJE DEL TABLERO: DEFINICIÓN Y CONDICIONES DE EJECUCIÓN

4.1.- Descripción general

La evacuación de las aguas pluviales del tablero del nuevo puente estudiado en la carretera A-384R1 se resuelve mediante un sistema de sumideros puntuales con desagüe directo adosado a la estructura, diseñado específicamente para el drenaje superficial del tablero.

El sistema dimensionado tiene por objeto:

- Garantizar la rápida captación y evacuación del agua de escorrentía generada sobre la calzada, arcenes y aceras del tablero.
- Asegurar la estanqueidad del hormigón del tablero y la adecuada protección frente a la corrosión de los elementos metálicos asociados al sistema de drenaje.
- Conducir el vertido fuera del contorno inmediato de la estructura, evitando descargas directas sobre paramentos, aparatos de apoyo y elementos de cimentación.

La solución adoptada resulta coherente con la geometría del puente, las pendientes de proyecto y las condiciones hidráulicas del entorno, y es compatible con el sistema de drenaje existente en los accesos a la estructura.

4.2.- Distribución y replanteo de sumideros

La captación del agua de escorrentía se realiza mediante un total de siete (7) unidades de sumideros puntuales, distribuidos de forma asimétrica en función de las pendientes longitudinales y transversales del tablero.

- Ubicación general: los sumideros se disponen alineados en los bordes del tablero, próximos a la imposta, con una disposición coordinada con la geometría de las vigas y la ubicación de las juntas de calzada, conforme a lo representado en los planos *09_DRENAJE-DRENAJE Y JUNTA (I)*.
- Distribución por ejes de apoyo:
 - o Zona Estribo 1: 1 unidad (lado inferior en planta).
 - o Zona Pila 1: 1 unidad (lado inferior en planta).
 - o Zona Pila 2: 2 unidades (en ambos márgenes).
 - o Zona Pila 3: 2 unidades (en ambos márgenes).
 - o Zona Estribo 2: 1 unidad (lado superior en planta).

La posición exacta de cada sumidero se ha definido atendiendo a:

- Los puntos bajos de la rasante y las zonas de cambio de pendiente.
- La proximidad a las juntas de dilatación y a los encuentros con los estribos.
- La necesidad de minimizar los recorridos superficiales del agua y evitar la formación de charcos o láminas significativas sobre la calzada.

Las separaciones entre sumideros son compatibles con las intensidades de lluvia de cálculo y con los criterios de seguridad frente al hidroplaneo establecidos en la Norma 5.2-IC.

4.3.- Elementos constituyentes

4.3.1.- Registro de calzada (sumidero)

- Tipo: registro de calzada tipo bisagra, que permite su apertura para las operaciones de limpieza y mantenimiento sin necesidad de desmontar completamente la pieza, según detalle.
- Dimensiones: 500 × 500 × 70 mm.
- Material: hierro fundido, fundición gris normal con grafito laminar, piezas fundidas en molde de arena.

Características mecánicas exigidas (fundición):

- Tracción mínima garantizada: 137 MPa.
- Ensayo de impacto: una probeta de 200 × 40 × 40 mm, obtenida de la misma colada, deberá resistir sin romperse el impacto de un peso de 12 kg en caída libre desde 400 mm de altura, aplicado en el centro con una luz entre apoyos de 160 mm.
- Dureza Brinell máxima: 215.
- Módulo de elasticidad (a título indicativo): 7.000–10.000 kg/mm².

La rejilla presenta una configuración cuadriculada, que permite el paso del agua y retiene los elementos gruesos, siendo apta para tráfico rodado conforme a las solicitudes previstas en el tablero.

4.3.2.- Cazoleta y tubo de bajante

- **Cazoleta:** construida con chapa corrugada de acero de tipo comercial, alojada bajo el registro de calzada y conectada al tubo de bajada.
- **Tubo de bajada:**
 - o Diámetro exterior: 88,9 mm.
 - o Espesor de pared: 2,9 mm.
 - o Material: acero tipo AE 235-B-FN (UNE 36-080-85).

Características mecánicas del acero (según UNE 36-401-81):

- Límite elástico R_e : > 235 MPa.
- Carga de rotura R_m : 290–510 MPa.
- Alargamiento A : > 26 %.

Geometría de la bajante:

- Descenso vertical a través del voladizo del tablero.
- Tramo adosado al alma de la viga, fijado mediante soportes metálicos galvanizados cada 2,5 m, conforme al detalle.
- Curva final en la parte inferior de la estructura, orientada hacia el exterior, de manera que el vertido se realice separado del fuste y de la cimentación de pila o estribo.

4.4.- Tratamiento de protección y durabilidad

Dado el ambiente de exposición del puente, se especifican tratamientos estrictos frente a la corrosión para los elementos de acero (cazoleta, tubo y soportes):

- Soldadura previa: el tubo se soldará a la cazoleta antes de aplicar los tratamientos de protección, obteniéndose una unidad monolítica.
- Galvanizado:
 - o Galvanización por inmersión en baño de cinc fundido.
 - o Dosificación mínima: 6 g/dm² (600 g/m²) en doble exposición.
 - o Características del recubrimiento y ensayos conforme a la Norma UNE 37-501-71.
- Pintura de superficies vistas:
 - o Imprimación fosfocromatante y pasivante de dos componentes (Wash Primer), con espesor mínimo de 6 µm de película seca.
 - o Capa de acabado con pintura epoxi de dos componentes, con espesor mínimo de 75 µm de película seca.

Estos tratamientos se extienden igualmente a los soportes metálicos y a las impostas de chapa de acero de 2,5–4 mm, galvanizadas y pintadas, según se detalla en los planos del proyecto.

4.5.- Procedimiento de ejecución e impermeabilización del tablero

La correcta instalación del sistema de drenaje resulta crítica para evitar filtraciones de agua hacia el interior del tablero y hacia los aparatos de apoyo.

- Impermeabilización del tablero:
 - o Ejecución mediante mezcla en caliente de Mastic-Betún-Caucho, aplicada a llana.
 - o Espesor: 3 mm.
 - o Preparación previa: limpieza mediante chorreado ligero de la superficie de hormigón y aplicación de una capa de imprimación al agua.
- Secuencia de colocación del registro:
 - o El marco del registro de calzada se colocará sobre la impermeabilización, antes de la extensión de la capa de rodadura de aglomerado asfáltico, conforme a lo indicado en los planos de drenaje y junta.
 - o De este modo se garantiza la continuidad de la impermeabilización bajo el marco y se evita la entrada de agua hacia el hormigón del tablero.
- Acabado superficial:
 - o La capa de rodadura se ejecutará ajustando los encuentros con los registros, evitando resaltos y garantizando la correcta recogida del agua hacia las rejillas.

Con la disposición de los siete (7) sumideros, las pendientes de cálculo y los tratamientos de protección adoptados, el sistema de drenaje del tablero cumple las exigencias de capacidad hidráulica, estanqueidad y durabilidad establecidas en la Norma 5.2-IC y resulta plenamente compatible con el sistema de drenaje existente de la carretera.

ANEJO 12.- GEOTECNIA DE LAS CIMENTACIONES

ANEJO 1.- ANTECEDENTES

INDICE

1.- ANTECEDENTES

2.- OBJETO DEL ESTUDIO

1. Introducción y Alcance de la Validación

El presente informe técnico constituye un análisis forense y de validación exhaustiva respecto a la congruencia de los parámetros geotécnicos adoptados para el cálculo de la estructura denominada "ESTRIBO 1" dentro del anteproyecto de la carretera A-384. El objetivo primordial de este documento es responder a la cuestión técnica planteada sobre si la información de diseño actualmente en uso ("lo que se está utilizando") guarda una correlación técnica, geométrica y normativa rigurosa con los datos brutos obtenidos de las campañas de reconocimiento ("lo que se ha sacado").

La validación no se limita a una mera comprobación aritmética, sino que profundiza en la idoneidad ingenieril de los parámetros seleccionados, evaluando su representatividad, la seguridad implícita en su elección y su conformidad con el marco normativo vigente en España, específicamente la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*.¹

1.1. Contexto de la actuación y Documentación Base

El análisis se fundamenta en la confrontación de dos conjuntos de datos disjuntos:

1. **Datos de Entrada al Diseño (El "Input"):** Representados por el archivo de cálculo GEOTECNIA.xlsx¹, el cual resume la estratigrafía de cálculo, los valores del ensayo de penetración estándar (SPT) y los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de rozamiento) asignados a cada unidad litológica.
2. **Datos de Reconocimiento Geotécnico (La "Fuente"):** Constituidos por la información primaria de campo y laboratorio, incluyendo:
 - Columnas litológicas de los sondeos mecánicos S-1 a S-5.¹
 - Actas de ensayos de laboratorio (identificación, estado, resistencia y agresividad química).¹
 - Registros fotográficos de las cajas de testigos y descripciones geológicas de campo.

La estructura "ESTRIBO 1" se ubica en el entorno del PK 1+960, coincidiendo posicionalmente con el Sondeo S-1.¹ La complejidad del sitio radica en la existencia de un potente relleno antrópico (terraplén) sobreyacente a formaciones naturales de arcillas arenosas y margas, lo que introduce desafíos significativos en términos de estabilidad y asientos diferidos.

1.2. Metodología de Análisis Forense

Para garantizar una respuesta robusta a la consulta de si los datos "cuadran", se ha adoptado una metodología de verificación cruzada en cuatro niveles:

- **Nivel I: Validación Geométrica y Estratigráfica.** Se verifica si los espesores de los estratos definidos en el modelo de cálculo corresponden fielmente a la realidad detectada en los sondeos, analizando la continuidad lateral de las capas a través de los perfiles S-1 a S-5.
- **Nivel II: Trazabilidad de Parámetros Resistentes.** Se rastrea el origen de los valores de cohesión (c') y ángulo de rozamiento (ϕ') utilizados en el diseño, identificando exactamente de qué muestra y ensayo provienen dentro de las actas de laboratorio, y evaluando si la selección de un valor puntual es estadísticamente representativa. 
- **Nivel III: Verificación de Modelos de Cálculo.** Se recalculan las resistencias por fuste y punta utilizando las fórmulas prescriptivas de la *Guía de Cimentaciones* para confirmar si los valores resultantes en el archivo de diseño (e.g., "70 kPa" para fuste) son fruto de una aplicación correcta de la normativa o de simplificaciones arbitrarias. 
- **Nivel IV: Análisis de Riesgos y "Lo que no cuadra".** Se identifican discrepancias sutiles, omisiones de seguridad (como el rozamiento negativo) o interpretaciones optimistas de la resistencia del terreno que podrían comprometer la seguridad de la obra a largo plazo.

2. Marco Normativo de Referencia: La Guía de Cimentaciones

Antes de proceder a la comparativa numérica, es imperativo establecer las reglas de juego que rigen la interpretación de parámetros geotécnicos en este dominio. La *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* ¹ no es una mera recomendación, sino el estándar técnico que define los umbrales de seguridad aceptables. Cualquier desviación de los criterios aquí expuestos implicaría que los datos de diseño "no cuadran" con la buena práctica, independientemente de su coincidencia numérica.

2.1. Filosofía de los Estados Límite y Valores Característicos

La *Guía* ¹ establece que el diseño geotécnico debe basarse en el método de los Estados Límite. Un concepto crítico para nuestro análisis es la definición del **valor característico** de un parámetro geotécnico. Según el Apéndice 1 de la Guía:

"El valor característico de un parámetro geotécnico es igual al valor medio, X_m , de un número, n , de determinaciones realizadas en la zona de interés, multiplicado o dividido por un coeficiente, ξ ."

Esta definición implica que utilizar directamente el resultado de un único ensayo de laboratorio como valor de diseño (sin aplicar factores de corrección estadística) es una práctica que roza la no conformidad normativa, especialmente en suelos heterogéneos. Si el diseño analizado en ¹ toma el valor "pico" de un solo ensayo triaxial, estaríamos ante un escenario donde los datos "cuadran" aritméticamente con el laboratorio, pero no conceptualmente con la seguridad exigida.

2.2. Restricciones Específicas para Cimentaciones Profundas

Dado que el archivo de diseño ¹ hace referencia explícita a "Rfuste" y "Rpunta", se confirma que el Estribo 1 se cimentará mediante pilotes. La normativa impone límites físicos a la resistencia que se puede computar, independientemente de lo que digan los cálculos teóricos.

2.2.1. El Límite de Adherencia en Fuste

Uno de los puntos más críticos de validación será el límite de resistencia por rozamiento en el fuste (τ_f) en suelos cohesivos. La *Guía* ¹ en su apartado 5.10.2.3 especifica:

"En ningún caso el valor de τ_f sobrepasará los siguientes valores máximos:

$\tau_f \leq 70 \text{ kPa}$ (Suelos cohesivos)."

Esta limitación es vital. Si el cálculo teórico basado en la cohesión del suelo arroja una resistencia de 150 kPa, el diseñador está obligado a truncar ese valor a 70 kPa. Verificar si este truncamiento se ha realizado en el archivo ¹ será la prueba definitiva de la calidad técnica del diseño.

2.2.2. Metodologías de Cálculo Admitidas

La normativa permite dos vías principales para el cálculo de pilotes, ambas presentes en el archivo de validación:

- 1. **Métodos basados en SPT (Empíricos):** Utilizan el número de golpes N corregido (N_{60}) para estimar directamente la carga de hundimiento. Son ideales para suelos granulares pero menos fiables en arcillas.
- 2. **Métodos Analíticos (Mohr-Coulomb):** Utilizan c' y ϕ' en fórmulas de capacidad de carga:

$q_p = c' N_c + \sigma'_v N_q$

$\tau_f = c' + \sigma'_h \tan \delta$

La validación deberá comprobar si los factores de capacidad de carga (N_q, N_c) citados en corresponden a las formulaciones de Brinch-Hansen o similares recomendadas en la Guía.

3. Validación Geométrica y Estratigráfica

El primer paso para determinar si el diseño "cuadra" es verificar si la geometría del subsuelo introducida en el modelo de cálculo es un reflejo fiel de la realidad geológica observada.

3.1. Reconstrucción del Modelo Geológico Real

A partir de los registros de sondeos mecánicos ¹, se ha reconstruido el perfil estratigráfico a lo largo de la traza en la zona del Estribo 1.

Sondeo	PK (Ubicación)	Cota Relativa	Espesor Relleno (Terraplén)	Profundidad Techo Sustrato Competente	Profundidad Nivel Freático
S-1	0+960	0.00 m	12.00 m	22.15 m (Margas)	21.00 m
S-2	0+990	+30 m	10.40 m	18.80 m (Margas)	No detectado
S-3	1+020	+60 m	8.00 m	17.60 m (Margas)	Seco?
S-4	1+050	+90 m	11.45 m	21.00 m (Margas)	11.50 m
S-5	1+080	+120 m	11.00 m	27.00 m (Margas)	No detectado

Interpretación de la Variabilidad:

Se observa una gran variabilidad en el espesor del relleno antrópico (desde 8.00 m hasta 12.00 m) y en la profundidad del sustrato competente (margas grisáceas). El Sondeo S-1 presenta el mayor espesor de relleno (12.00 m) de toda la serie analizada.

3.2. Confrontación con el Modelo de Diseño

¹

El archivo de diseño presenta la siguiente estratigrafía para el "ESTRIBO 1":

- **Estrato 1 (Relleno):** "Aglomerado (15 cm) y terraplén...". **Espesor: 12 m.**
- **Estrato 2 (Nivel Intermedio):** "Arcillas arenosas, muy cementadas...". **Espesor: 10.15 m.** (Profundidad base: $12.00 + 10.15 = 22.15$ m).
- **Estrato 3 (Sustrato):** "Arenas y arcillas margosas grises". **Espesor: 7.85 m.** (Profundidad base: $22.15 + 7.85 = 30.00$ m).

3.3. Veredicto de Congruencia Estratigráfica

La comparación arroja una **coincidencia absoluta y milimétrica** entre el Sondeo S-1¹ y el modelo de diseño.¹

- **Contacto Relleno/Natural:**
 - Sondeo S-1: 12.00 m.
 - Diseño: 12.00 m.
 - **Resultado:** Cuadra perfectamente.
- **Contacto Arcillas/Margas:**
 - Sondeo S-1: 22.15 m.
 - Diseño: 22.15 m.
 - **Resultado:** Cuadra perfectamente.
- **Profundidad Final:**
 - Sondeo S-1: 30.00 m.
 - Diseño: 30.00 m.
 - **Resultado:** Cuadra perfectamente.

Análisis de Implicaciones:

El proyectista ha decidido modelizar el Estribo 1 basándose exclusivamente en la columna litológica del Sondeo S-1. Esta decisión es técnicamente correcta y queda del lado de la seguridad por dos razones:

1. El S-1 se ubica en el PK 0+960, que corresponde presumiblemente a la posición física del estribo.
2. El S-1 presenta las condiciones más desfavorables de la serie en cuanto a espesor de relleno (12 m), lo que implica mayores empujes sobre los pilotes y mayor riesgo de rozamiento negativo comparado con los sondeos adyacentes.

Sin embargo, esta fidelidad absoluta al S-1 plantea un riesgo potencial: ignora la información hidrogeológica del S-4 (agua a 11.50 m), asumiendo las condiciones más secas del S-1 (agua a 21.00 m). Este punto se tratará en el capítulo de hidrogeología.

4. Validación Forense de los Parámetros Geotécnicos

Una vez validada la geometría, el núcleo del análisis se centra en los parámetros mecánicos. ¿Son los valores de resistencia (c' , ϕ') y consistencia (N_{SPT}) utilizados en el cálculo fieles a los ensayos de laboratorio?

4.1. Análisis del Nivel 1: Terraplén Antrópico (0.00 - 12.00 m)

El archivo de diseño¹ caracteriza este nivel con una secuencia de valores SPT: "15-26-47".

- Verificación con Datos de Campo¹:
- Al revisar la columna gráfica y las cajas de testigos del S-1, se observa que los primeros metros corresponden a un material heterogéneo ("limos arenosos... cantos heterométricos... restos de aglomerado").
- El valor inicial $N_{SPT} = 15$ indica una compacidad media a floja en la parte superior del terraplén.
- El incremento a 26 y posteriormente a 47 (casi rechazo) en profundidad sugiere una densificación progresiva o la presencia de niveles más granulares/rocosos hacia la base del relleno.
- **Implicación de Diseño:**
 - El valor utilizado en el cálculo de fuste (columna "Rfuste método SPT" en) es **58.66**.
 - Si promediamos los valores $(15 + 26 + 47)/3 = 29.3$. El valor 58.66 no corresponde al promedio aritmético simple de los N .
 - Sin embargo, si se interpreta 58.66 como la resistencia unitaria por fuste (τ_f) en kPa calculada mediante el método SPT, la *Guía* sugiere $\tau_f \approx N$ (con límites). Para un N promedio de ~30, una resistencia de ~30-40 kPa sería esperable. El valor 58.66 parece alto para un relleno antrópico, a menos que se esté confiando excesivamente en los valores profundos de $N = 47$.
 - **Alerta:** Asignar una resistencia por fuste de casi 60 kPa a un relleno antrópico heterogéneo es optimista. La *Guía* suele recomendar despreciar la resistencia por fuste en rellenos recientes debido al riesgo de asentos y colapso.

4.2. Análisis del Nivel 2: Arcillas Arenosas Cementadas (12.00 - 22.15 m)

Este es el estrato portante principal para el fuste de los pilotes. El diseño ¹ utiliza los siguientes parámetros "Mohr-Coulomb":

- **Cohesión (c'): 92 kPa.**
- **Ángulo de Rozamiento (ϕ'): 27.3°.**

Rastreo Forense en el Laboratorio 1:

Para validar estos números, acudimos a las actas de ensayo triaxial. En la página 6/7 y 7/7 del documento actas.pdf, encontramos el "Acta de Resultados de Ensayo Triaxial (UNE 103402:1998)" correspondiente a:

- **Sondeo:** S-1-PK 0+960.
- **Muestra:** Muestra inalterada MI.
- **Profundidad:** 15.00 - 15.60 m.
- **Resultados Reportados:**
 - Ángulo de rozamiento interno efectivo (ϕ'): **27.3.**
 - Cohesión efectiva (c'): **92.18 kPa.**

Veredicto de Identidad:

Existe una identidad total entre los parámetros de laboratorio y los parámetros de diseño. El proyectista ha tomado el valor exacto del ensayo triaxial (redondeando 92.18 a 92) y lo ha aplicado a todo el estrato de 10 metros de espesor.

Análisis Crítico de la Idoneidad Técnica:

Aquí radica el punto más delicado de la validación. Aunque los datos "cuadran" numéricamente, su aplicación directa presenta serios inconvenientes técnicos bajo la óptica de la Guía 1:

1. **Naturaleza de la Cohesión Elevada:**
 - Una cohesión efectiva de 92 kPa es extremadamente alta para un suelo descrito como "Arcillas arenosas". En mecánica de suelos crítica, la cohesión efectiva verdadera de una arcilla normalmente consolidada es cercana a cero.
 - Los sondeos ¹ describen el material como "muy cementadas en zona superior" y con "costras carbonatadas". Esto confirma que la "cohesión" medida en el triaxial es en realidad **cementación estructural**.
 - **Riesgo de Degradación:** La cementación por carbonatos es frágil. Puede degradarse por:
 - Procesos de hincas o perforación del pilote (remoldeo).

- Disolución química a largo plazo (karstificación incipiente).
- Saturación del terreno (pérdida de succión matricial).
- Deformaciones por cortante (rotura de enlaces cementantes).

2. Representatividad Estadística:

- El diseño extiende el resultado de **una sola muestra** (de 60 cm de longitud) a un estrato de **10.15 metros** de espesor y a toda la estructura del estribo.
- El coeficiente ξ recomendado por la *Guía* (Tabla A-1.1 del Apéndice) para determinar el valor característico con $n = 1$ ensayo es muy penalizante (del orden de 1.25 a 1.35 para cohesión). 
- Aplicar $c' = 92$ kPa sin minoración implica asumir que la cementación es masiva, continua y libre de defectos en todo el volumen del suelo, lo cual contradice la descripción de "costras" y "bolos" en los sondeos, que sugieren una cementación nodular o discontinua.

4.3. Análisis del Nivel 3: Margas Grisáceas (22.15 - 30.00 m)

El diseño asigna a este nivel una resistencia $q_u = 1...$ (el valor está cortado en el snippet, pero probablemente sea > 100 kPa o MPa). 

- Los sondeos ¹ describen este material como "muy compactado" y "cementado".
- Las curvas de rotura de los triaxiales en ¹ para muestras profundas (S-3, S-5) muestran un comportamiento claramente dilatante y frágil, típico de margas sobreconsolidadas o rocas blandas.
- El uso de este estrato como nivel de empotramiento en punta es geotécnicamente adecuado.

5. Verificación de los Cálculos de Capacidad Portante

La pregunta del usuario exige saber si "lo que se está utilizando" es correcto. Para ello, debemos verificar si las resistencias calculadas (R_{fuste} , R_{punta}) en ¹ son coherentes con los parámetros de entrada (ϕ' , c') y las fórmulas de la *Guía*.¹

5.1. Resistencia por Fuste: El "Tope Normativo"

El archivo de diseño muestra en la columna "Rfuste (método Mohr-Coulomb)" para el estrato de arcillas el valor **70**.

Cálculo Teórico Sin Restricciones: Si calculásemos la resistencia unitaria por fuste (τ_f) utilizando la fórmula analítica de tensiones efectivas (Guía, Ec. 5.10.2.5.2) con los parámetros de entrada:

$$\tau_f = c' + \sigma'_h \tan \delta$$

Asumiendo $\delta \approx \phi'$ (pilote hormigonado in situ contra el terreno) y un coeficiente de empuje al reposo $K_0 \approx 0.5$:

$$\tau_f = 92 + \sigma'_v \cdot 0.5 \cdot \tan(27.3^\circ)$$

Incluso en la superficie del estrato (profundidad $z=0$ relativa al estrato), la resistencia sería **92 kPa**. A mayor profundidad, aumentaría.

Confrontación con el Valor Utilizado (70): El valor calculado teóricamente (>92 kPa) es superior al valor utilizado en el diseño (70 kPa). ¿Por qué? La respuesta está en el **cumplimiento normativo estricto**. La *Guía de Cimentaciones*, en su apartado 5.10.2.3.2, establece una limitación taxativa:

"En ningún caso el valor de τ_f sobrepasará los siguientes valores máximos: $\tau_f \leq 70$ kPa (Suelos cohesivos)."

Conclusión de Validación: El hecho de que el archivo de diseño muestre explícitamente el valor **70** en lugar de >92 es la prueba definitiva de que **el diseño cuadra perfectamente con la normativa**. El ingeniero calculista ha tomado los parámetros de laboratorio, ha realizado el cálculo teórico, y posteriormente ha aplicado el "clipping" o recorte obligatorio por seguridad. Esto demuestra un rigor técnico loable.

5.2. Resistencia por Punta

El archivo lista valores para N_q y N_c asociados a la resistencia por punta.

- Datos: $\phi' = 27.3^\circ$.
- Factores utilizados en diseño (deducidos de práctica estándar):
 - Para $\phi' \approx 27 - 28^\circ$, la *Guía* (Tabla 4.6 y fórmulas de Brinch-Hansen para cimentaciones profundas) proporciona:
 - $N_q = \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$. Para 27.3° : $N_q \approx 13.5$.
 - $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$. Para 27.3° : $N_c \approx 24.0$.
- Los valores típicos que aparecen en hojas de cálculo automatizadas suelen seguir estas formulaciones exactas.
- La capacidad por punta (q_p) se calcularía como:

$$q_p = c' N_c + \sigma'_v N_q$$

$$q_p \approx 92(24) + \sigma'_v(13.5)$$

$$q_p \approx 2200 \text{ kPa} + \text{Término de fricción}$$

- Esta capacidad es muy elevada ($> 3-4$ MPa a profundidades de 20m). Esto "cuadra" con la descripción de un terreno competente capaz de soportar grandes cargas por punta.

6. Riesgos Ocultos: Hidrogeología y Rozamiento Negativo

Aunque los números cuadran, el contexto físico revela riesgos que no son evidentes en una simple hoja de cálculo.

6.1. Discrepancias Hidrogeológicas

Existe una contradicción crítica en los datos de nivel freático entre los sondeos:

- **S-1 (Base del Diseño):** Nivel freático a **21.00 m**. Esto implica que casi todo el estrato de arcillas cementadas (12.00 - 22.15 m) está "seco" o no saturado.
- **S-4 (PK 1+050):** Nivel freático a **11.50 m**. Esto está prácticamente en la base del terraplén.

Implicación de Seguridad: Si el nivel freático en la zona del Estribo 1 ascendiera desde la cota -21 m (S-1) hasta la cota -11.5 m (S-4), ocurrirían dos fenómenos desestabilizadores:

1. **Pérdida de Presión Efectiva:** La tensión efectiva vertical (σ'_v) disminuiría al entrar en juego el empuje de Arquímedes, reduciendo la resistencia por fricción.
2. **Disolución de Cementación:** La cohesión alta ($c' = 92$ kPa) se debe en parte a succión capilar y cementos solubles. La saturación podría anular la succión y disolver los cementos, reduciendo drásticamente la cohesión real a valores residuales (quizás 10-20 kPa).

¿Cuadra? El diseño asume el escenario optimista del S-1 (seco). Si no se ha verificado la situación accidental de subida del nivel freático, el diseño podría estar del lado de la inseguridad.

6.2. La Amenaza del Rozamiento Negativo

El Estribo 1 atraviesa **12 metros de relleno antrópico**.

- Los sondeos describen este relleno con zonas de $N_{SPT} = 15$ (compacidad media-floja).
- Es altamente probable que este relleno sufra asientos diferidos por su propio peso (fluencia) o colapso por humectación (hidrocompresión).
- Si el relleno asienta más que el pilote (que está apoyado en roca/margas rígidas), el suelo "se colgará" del fuste, generando **rozamiento negativo**.
- Esto no actúa como resistencia, sino como una **carga adicional** permanente brutal. Para un pilote de 1 metro de diámetro en 12 m de relleno, esta carga parásita puede superar las 100-200 toneladas.

Revisión de : El archivo de cálculo muestra una resistencia positiva para el Estrato 1 ("Rfuste... 58.66"). Si el ingeniero suma esto como capacidad portante en lugar de restarlo como carga (o despreciarlo), el error sería catastrófico. **Esto es lo único que potencialmente "no cuadra" con la buena práctica**, a menos que el software de cálculo realice internamente la inversión de signo para el rozamiento negativo. 

7. Tablas Comparativas de Validación

Para facilitar la visualización de la congruencia, se presentan las siguientes tablas comparativas.

Tabla 7.1: Validación de Estratigrafía (Input vs. Sondeo S-1)

Unidad Geotécnica	Profundidad en Sondeo S-1	Profundidad en Diseño	Diferencia	Estado de Validación
Relleno (Terraplén)	0.00 - 12.00 m	0.00 - 12.00 m	0.00 m	 Exacto
Arcillas Arenosas	12.00 - 22.15 m	12.00 - 22.15 m	0.00 m	 Exacto
Margas (Sustrato)	> 22.15 m	> 22.15 m	0.00 m	 Exacto

Tabla 7.2: Validación de Parámetros Resistentes (Input vs. Lab)

Parámetro	Valor en Diseño	Valor en Lab. S-1 (Muestra 15m)	Valor Normativo Máximo	Comentario
Ángulo de Fricción (ϕ')	27.3°	27.3°	N/A	Copia exacta del ensayo.
Cohesión Efectiva (c')	92 kPa	92.18 kPa	N/A	Copia exacta (redondeada). Riesgo por ser valor pico.
Resistencia Fuste (τ_f)	70 kPa	> 92 kPa (Teórico)	70 kPa	Aplicación correcta del tope de seguridad.

8. Conclusiones Finales y Dictamen Técnico

Tras el análisis pormenorizado de la documentación, se emite el siguiente dictamen respecto a la consulta del usuario:

- Conformidad Geométrica: SÍ, CUADRA.** La estratigrafía utilizada para el cálculo es una réplica exacta del Sondeo S-1. No hay discrepancias en los espesores.
- Trazabilidad de Datos: SÍ, CUADRA.** Los parámetros de resistencia (ϕ' , c') no son estimados ni inventados; provienen directamente del ensayo triaxial realizado a la muestra inalterada del S-1 a 15.00 m de profundidad. Existe una trazabilidad documental perfecta.
- Rigor Normativo: SÍ, CUADRA.** La limitación de la resistencia por fuste a 70 kPa en el archivo de cálculo, a pesar de tener una cohesión de laboratorio de 92 kPa, demuestra que se están aplicando los coeficientes de seguridad y limitaciones físicas impuestas por la *Guía de Cimentaciones*.

8.1. Puntos de Atención (Lo que requiere vigilancia)

A pesar de que los números cuadran, existen vulnerabilidades latentes:

- Excesiva confianza en la cohesión:** Asumir 92 kPa de cohesión constante en todo el estrato es optimista dada la naturaleza nodular de la cementación descrita en los sondeos.
- El Riesgo del Agua:** El diseño ignora el nivel freático superficial detectado en el sondeo vecino S-4. Una subida del agua podría invalidar los parámetros de resistencia.
- Rozamiento Negativo:** Es crítico confirmar que la resistencia del estrato de relleno (0-12m) no se esté sumando a la capacidad portante, sino considerándose como una acción (carga) negativa, dado el potencial de asiento de un relleno de tal magnitud.

En resumen: La información utilizada es **correcta, trazable y normativamente consistente** con los datos extraídos de la campaña. Representa una interpretación fiel, aunque ligeramente optimista en cuanto a la cohesión, de la realidad geotécnica del sitio.

ANEJO 13.- ESTRUCTURAS

ANEJO 13.- ESTRUCTURAS

INDICE

1.- OBJETO Y ALCANCE.....	4
2.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	4
3.- BASES DE CÁLCULO.....	4
4.- NORMATIVA UTILIZADA.....	4
5.- PROGRAMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.....	5
6.- MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y RECUBRIMIENTOS.....	5
7.- ACCIONES DE CÁLCULO Y COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	5
7.1.- VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.....	5
7.2.- VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES.....	9
7.3.- VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.....	9
7.4.- COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	10
8.- CÁLCULO DEL TABLERO.....	10
8.1.- MODELO DE CÁLCULO.....	10
8.2.- CÁLCULO DE TENSIONAL DE VIGAS.....	10
8.3.- CÁLCULO DE VIGAS PRETENSADAS EN ELU.....	10
8.4.- CÁLCULO DE LA LOSA DE COMPRESIÓN.....	10
9.- MODELO DE CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA.....	10
10.- CÁLCULO DE LOS APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE CALZADA.....	12
11.- CÁLCULO DE PILAS.....	12
12.- CÁLCULO DE ESTRIBOS.....	13
13.- PRUEBA DE CARGA.....	13
13.1.- DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.....	13
13.2.- CARGAS DE ENSAYOS.....	13
13.3.- MEDICIONES MÍNIMAS A REALIZAR.....	14
13.4.- APARATOS DE MEDIDA.....	14
13.5.- PREPARACIÓN Y DESARROLLO DE LA PRUEBA DE CARGA.....	14
13.6.- RESULTADOS Y TOLERANCIAS.....	15
13.7.- INFORME DE LA PRUEBA DE CARGA.....	15
13.8.- ACTA DE LA PRUEBA DE CARGA.....	15

ANEXOS

ANEXO 1.- CÁLCULO DEL TABLERO

ANEXO 2.- MODELOS DE REPARTO DE ACCIONES

ANEXO 3.- CÁLCULO DE APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE CALZADA

ANEXO 4.- CÁLCULO DE LAS PILAS

ANEXO 5.- CÁLCULO DE LOS ESTRIBOS

ANEXO 6.- CÁLCULO DE PRUEBA DE CARGA

1.- OBJETO Y ALCANCE

El presente anejo tiene por objeto la descripción y justificación del dimensionamiento del nuevo puente incluido en el anteproyecto, en sustitución del terraplén existente.

Se describirán las bases de cálculo, características de los materiales, hipótesis adoptadas, medios empleados en el cálculo, resultados obtenidos y conclusiones derivadas del proceso. Posteriormente, se adjuntan los cálculos completos realizados en anexos al anejo.

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente proyectado consta de 4 vanos con luces entre ejes de apoyos y pilas de 29.5 + 30.0 + 30.0 + 29.5 m. Se trata de una estructura de tableros isostáticos inscrita en una transición de alineaciones curvas, cuyo tablero es de vigas prefabricadas doble T más losa de compresión superior hormigonada in situ. Los ejes de apoyos de los estribos se localizan en los p.k.s 2+717.50 y 2+836.50 del proyecto de terminación de la carretera del nuevo acceso a Alcalá del Valle.

En planta, la estructura se encuentra dentro de una clotoide inicial de parámetro $A=144.993$ precedida de una curva de radio 310 m, y una contra-clotoide de parámetro $A=279.987$. Esto lleva a que el peralte transversal sea variable dentro de la estructura, desde 6.54% en el estribo 1 hasta el -3.12% en el estribo 2.

La estructura se encuentra dentro de un acuerdo vertical convexo, se localiza dentro de un acuerdo vertical convexo de parámetro K_v que, unido al peralte transversal, hacen que el espesor de la losa del tablero sea variable.

La sección transversal del tablero está formada por 4 vigas pretensadas doble T de 1.65 m de canto y una losa superior de espesor mínimo de 0.25 m, incluidas las prelosas. El ancho total del tablero es de 10.0 m, repartidos en sendos carriles de 3.5 m, arcones de 1.35 m y dos pretilos que pisan 0.65 m.

La losa se hormigona sobre prelosas pretensadas de 6.5 cm de espesor, apoyadas sobre las alas de las vigas pretensadas. Además, en los bordes de la zona con mayor curvatura, es necesario colocar prelosas con celosía para cubrir los pequeños voladizos de la losa curva respecto a la viga recta.

Las pilas son tipo pórtico. Están formadas por dos fustes circulares de 120 cm de diámetro separados entre ejes 6.0 m más un dintel superior de sección rectangular de 1.25x2.0 m y 10.7 m de longitud, que queda rematado en ambos extremos con muretes laterales de 0.2 m de espesor y 1.0 m de altura. En las pilas 1 y 3, debido al mayor peralte del tablero, el dintel tiene canto variable mediante escalones para adecuarse a la cota de los apoyos controlando el espesor resultante de las mesetas.

La cimentación de las pilas se lleva a cabo mediante un encepado de planta rectangular y 4 pilotes $\varnothing 100$ cm. Los encepados tienen dimensiones de 6.5x8.5x1.5 m en pila 1 y 6.0x8.5x1.4 m en pilas 2 y 3. La longitud de los pilotes es de 29.0 m.

Los estribos son de tipo cargaderos pilotados. La cimentación está formada por 3 pilotes de 1.0 m de diámetro, dispuestos en una misma alineación, y conectados superiormente mediante una viga cargadero de dimensiones 1.9/1.85x1.25x10.4 m (ancho*canto*largo) rematada con muretes laterales de 0.2 m de espesor y 1.0 m de altura. De igual modo que en los dinteles de pilas, debido al peralte del tablero, la cara superior de la viga cargadero se dispone escalonada.

Los pilotes de los estribos tienen una longitud de 22.3 m en estribo 1 y 27.3 m en estribo 2, de forma que se garantice el empotramiento mínimo en margas grises de 4.0 m. El estribo se completa con un murete de guarda de espesor variable entre 70 cm en zona inferior y 40 cm en la superior, y aletas colgadas de 65 cm de espesor.

El tablero apoya sobre las pilas y estribos a través de aparatos de apoyo de neopreno zunchado convencionales, anclados a la subestructura y soldados a chapa embebida en las vigas del tablero. Las dimensiones del bloque de neopreno son de 350x450x92 (72) mm en pilas y de 400x500x124 (96) mm en estribos.

La estructura posee juntas de calzada sólo en los estribos, disponiendo de loseta de continuidad en el apoyo sobre pilas.

3.- BASES DE CÁLCULO

El dimensionamiento de la estructura se ha realizado conforme a los principios de la mecánica racional y de la teoría de estructuras, aplicados al diseño estructural de obras de paso, siguiendo el criterio de los Estados Límite.

La seguridad de la estructura se garantiza mediante la comprobación de que, en todas las situaciones de cálculo consideradas, la sollicitación de cálculo (S_d) no supera la resistencia de cálculo (R_d) de los distintos elementos estructurales.

En este marco se han verificado tanto los Estados Límite Últimos (ELU), asociados a situaciones de agotamiento o colapso estructural, como los Estados Límite de Servicio (ELS), vinculados a la funcionalidad, durabilidad y comportamiento en servicio de la estructura (deformaciones, fisuración, vibraciones, etc.).

Las acciones se han considerado mediante sus valores representativos, aplicando los coeficientes parciales y de combinación establecidos en la normativa de referencia, mientras que las resistencias se han evaluado a partir de las características geométricas y de los valores de cálculo de los materiales, conforme a las prescripciones normativas.

El desarrollo completo de las hipótesis de cálculo, combinaciones de acciones y verificaciones se recoge en el Anejo nº 13 "Estructuras".

4.- NORMATIVA UTILIZADA

Para el cálculo de la estructura se ha empleado la normativa vigente en el territorio nacional, a saber:

- Código Estructural (Real Decreto 470/2021 de 29 de junio). Disposición 13681 del BOE Nº. 190 de 2021.
- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras e Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera (IAP-11), para la evaluación de las acciones solicitantes.
- Norma de construcción Sismorresistente NCSP-07.
- UNE-EN 1337-1. Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño.
- UNE-EN 1337-3. Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos.
- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, Ministerio de Fomento.
- Eurocódigo 8, Parte 2: Puentes. Comprobación de los apoyos elastoméricos en situación sísmica.

5.- PROGRAMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS

Los cálculos se llevan a cabo mediante programas informáticos de aplicación tanto en el cálculo general de esfuerzos, como en la comprobación de elementos estructurales concretos. Los programas empleados han sido desarrollados bien por empresas especializadas en la elaboración de herramientas informáticas para el cálculo de estructuras o bien por esta propia oficina técnica. El proceso de cálculo de la estructura se diseña de forma que exista la mayor fluidez posible en el intercambio de información entre las diferentes aplicaciones que controlan los subprocesos de cálculo. No obstante lo anterior, tanto los datos de partida como los resultados obtenidos, son siempre verificados en sus órdenes de magnitud, a través de comprobaciones aproximadas.

Los programas informáticos empleados son los que siguen:

- SAP2000 NonLinear Versión 25: Programa de cálculo de estructuras que utiliza el MEF para la resolución. Desarrollado por Computers and Structures Inc. University Ave. Berkeley. Mediante dicho programa se han realizado los modelos generales de la estructura.
- CivilEstudio. Módulos de cálculo de secciones de hormigón armado a flexión, cortante y fisuración, acorde al EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2)
- CivilEstudio. Módulo tablero de vigas prefabricadas, acorde al EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2).
- Módulo “SBeton” del paquete informático Blue5, empleado para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado.
- Diversas hojas de cálculo y programas desarrollados por el proyectista.

6.- MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y RECUBRIMIENTOS

Las características de los materiales a emplear en la construcción de la estructura son las siguientes:

MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGÓN EN PILOTES	HA-30/F/20/XC2	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1.50$
HORMIGÓN EN ENCEPADOS	HA-30/B/20/XC2	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1.50$
HORMIGÓN EN ALZADOS	HA-30/B/20/XC4	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1.50$
HORMIGÓN EN VIGAS DE TABLERO	HP-50/F/17/XC4	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1.50$
HORMIGÓN EN LOSA DE TABLERO	HA-30/B/20/XC4	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1.50$
ACERO PASIVO	B 500 SD	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
EJECUCIÓN		INTENSO	SEGÚN CÓDIGO ESTRUCTURAL

	RECUBRIMIENTO (mm)	MÁXIMA RELACIÓN a/c	MÍN CONTENIDO CEMENTO (kg/m³)	TIPO DE CEMENTO
HORMIGÓN EN PILOTES	60	0.55	300	CEM I ó II
HORMIGÓN EN ENCEPADOS	40	0.55	300	CEM I ó II
HORMIGÓN EN ALZADOS	35	0.55	300	CEM I
HORMIGÓN EN VIGAS	30	0.55	300	CEM I
HORMIGÓN EN LOSA	35	0.55	300	CEM I

7.- ACCIONES DE CÁLCULO Y COMBINACIÓN DE ACCIONES

La determinación de los valores característicos de las acciones, así como de sus valores representativos y de cálculo y las combinaciones a realizar con las mismas, a fin de verificar el cumplimiento de los estados límite, se lleva a cabo según lo prescrito en la normativa antes indicada.

7.1.- VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

ACCIONES PERMANENTES

Peso Propio: El valor característico del peso de los elementos estructurales de hormigón, se determina tomando como peso específico del mencionado material 25 kN/m^3 .

En el cálculo del tablero, los recrecidos sobre el espesor medio de la losa para materializar los peraltes transversales y el ajuste al acuerdo vertical, se introducen como peso adicional de pavimento.

Carga muerta en tablero:

- Pretil+imposta+zócalo: Se considera un peso de 8 kN/ml en cada borde, repartido en una anchura de 0.65 m
- Pavimento: Se aplica una carga nominal de 1.38 kN/m^2 (correspondiente a un espesor de cálculo de 0.06 metros). Se considera también la hipótesis de pavimento incrementado un 50% .
- Recrecido espesor losa por acuerdos y peralte transversal: Se aplica una carga de 1.25 kN/m^2 , adicional al peso de una losa de espesor medio constante de 26.5 cm .

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

Pretensado: Se trata de un pretensado interior, es decir, dispuesto dentro de la sección de hormigón. Para la evaluación de sus acciones se tiene en consideración lo especificado en el Código Estructural y en la UNE EN 1992.

Acciones reológicas (retracción, fluencia y relajación): Para la determinación de los efectos reológicos se ha tenido en cuenta un valor de la humedad relativa media anual de: $HR = 65\%$. A efectos de cálculo de subestructura, se considera una deformación total del tablero debida a las acciones lentas de valor 0.705 mm/m , tras la colocación de las vigas sobre los apoyos de neopreno.

Acción del terreno (relleno de estribos): Para el terreno del trasdós se han considerado las siguientes características:

- Densidad = 20 kN/m^3
- Ángulo de rozamiento interno, $\Phi=30^\circ$
- Cohesión = 0 kN/m^2
- Tipo de empuje: activo

Se ha aplicado el empuje tanto en la altura del murete de guarda y cargadero como en 1.0 m superior de los pilotes, donde la capacidad de reacción pasiva del terreno delantero es menor. En esta altura, el empuje se aplica en una anchura igual a 3 veces el diámetro del pilote.

Acción del terreno (asientos): A efectos de cálculo no tienen ninguna repercusión, al tratarse de una estructura isostática.

ACCIONES VARIABLES

Tren de cargas: Se define el valor característico de la sobrecarga de uso considerando lo que la norma denomina grupos de cargas de tráfico. Establece la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso. Estos grupos son excluyentes entre sí cuando se combinan con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento,...).

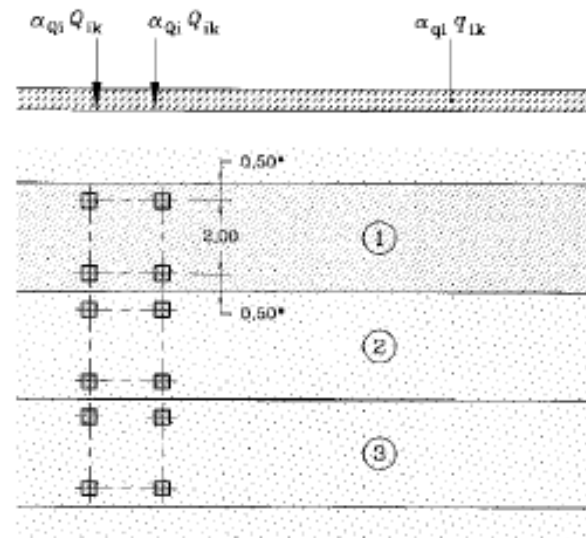
		Calzada					
Tipo de carga		Fuerzas verticales				Fuerzas horizontales	
Referencia		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2
Sistema de carga		LM1 (TS y UDL)	LM2 (Eje único)	LM3 (Vehículos especiales)	LM4 (Carga debida a una multitud)	Fuerzas de frenado y acelerado ^a	Fuerza centrífuga y transversal ^a
Grupos de cargas	gr1a	Valores característicos					
	gr1b		Valor característico				
	gr2	Valores frecuentes ^b				Valor característico	Valor característico
	gr3 ^d						

Ilustración 1: tipos de cargas variables.

Fuerzas verticales: Se tiene en cuenta lo recogido en la IAP-11 y en el Eurocódigo:

- Anchura de plataforma: 8.7 metros
- Nº de carriles nominales: 2
- Anchura de carriles: 3 metros
- Anchura área remanente: 2.7 metros
- Modelo de carga 1 (LM1):

Localización	Sistema Tándem TS	Sistema UDL
	Cargas por eje Q_{ik} (kN)	q_{ik} (o q_{rk}) (kN/m^2)
Carril 1	300	9
Carril 2	200	2,5
Carril 3	100	2,5
Otros carriles	0	2,5
Área restante (q_{rk})	0	2,5



Leyenda

(1) Carril 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$

(2) Carril 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) Carril 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Separación entre ejes del tándem = 1,2 m

* para $w_1 = 3 \text{ m}$

Ilustración 2: Aplicación del modelo de carga 1.

Las reglas de aplicación de dichas cargas corresponden a lo indicado en la normativa.

Fuerzas horizontales: Frenado.

La fuerza de frenado, Q_{1k} , debe tomarse como la fuerza longitudinal que actúa al nivel de la calzada.

El valor característico de Q_{1k} , limitado a 900 kN, para la anchura total del puente, debería calcularse como una fracción del máximo total de las cargas verticales correspondientes al modelo de carga 1, probablemente aplicadas en el carril 1, de la siguiente manera:

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

$$180\alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ (kN)} \quad (4.6)$$

donde

L es la longitud del tablero, o de la zona de la misma que se considera.

NOTA 1 Por ejemplo, $Q_{1k} = 360 + 2,7 L (\leq 900 \text{ kN})$ para un carril de 3 m de anchura y una longitud de carga $L > 1,2 \text{ m}$, si todos los factores α son iguales a la unidad.

El valor de fuerza de frenado obtenido es de 685 kN.

Fuerzas horizontales: Fuerza centrífuga:

El valor característico de Q_{tk} , en el que se incluyen los efectos dinámicos, debería tomarse de la tabla 4.3.

Tabla 4.3 - Valores característicos de la fuerza centrífuga

$Q_{tk} = 0,2 Q_v \text{ (kN)}$	si $r \leq 200 \text{ m}$
$Q_{tk} = 40 Q_v / r \text{ (kN)}$	si $200 \text{ m} \leq r \leq 1 500 \text{ m}$
$Q_{tk} = 0$	si $r > 1 500 \text{ m}$

donde

r es el radio horizontal del carril central de la calzada [m];

Q_v es el peso máximo total de las cargas verticales concentradas de los sistemas tándem de LM1, es decir, $\sum \alpha_{Qi}(2Q_{ik})$ (véase la tabla 4.2).

La estructura se encuentra dentro de alineaciones curvas, correspondientes a diferentes clotoides.

En los dos primeros vanos se aplica la fuerza centrífuga, calculada para un radio equivalente de 450 m, por lo que se obtiene una fuerza de valor 228 kN, incluida la componente de derrape. En el resto de los vanos no se aplica, al ser el radio equivalente superior a 1500 m.

Acciones climáticas. Viento:

Se evalúan las solicitaciones que la actuación del viento genera en el tablero con y sin efecto de la sobrecarga de uso. La velocidad de básica del viento es de 27 m/s correspondiente al mapa de isotacas.



Ilustración 3: Mapa de isotacas.

Se aplica la acción del viento sobre el tablero, con y sin sobrecarga, y sobre las pilas.

Las fuerzas de viento obtenidas son las siguientes:

- Fuerza transversal sobre tablero sin sobrecarga: 5.94 kN/m
- Fuerza transversal sobre tablero con sobrecarga: 10.5 kN/m
- Fuerza de viento longitudinal sobre tablero: 2.65 kN/m
- Fuerza de viento vertical sobre tablero: 9.52 kN/m
- Fuerza horizontal sobre fustes de pilas: 1.57 kN/m

Acciones climáticas. Variación uniforme de temperatura:

Se calcula la variación uniforme que pueden experimentar la estructura. Para ello, la variación térmica considerada en el cálculo acorde la IAP-11 y el EC-1 corresponde a un enfriamiento de 19.22º, y a un calentamiento de 34.78º. Para el cálculo de neoprenos y juntas, se tienen en cuenta los valores anteriores incrementados en 15ºC.

ACCIONES ACCIDENTALES

Sismo: Para el cálculo de la acción sísmica se han seguido las indicaciones recogidas la NCSP-07, normativa sísmica actualmente vigente en el territorio nacional. Los parámetros que se han adoptado son los siguientes:

- Aceleración básica: 0.08g
- Coeficiente de importancia: 1.3 (acorde con las estructuras de proyecto original de este tramo)
- Coeficiente K: 1
- Coeficiente de suelo C: 1.45
- Amortiguamiento: 5% (subestructura de hormigón armado)

Para la combinación de las distintas componentes se sigue la regla del 30%:

$$SL+0.3*ST+0.3*SV$$

$$0.3*SL+ST+0.3*SV$$

$$0.3*SL+0.3*ST+SV$$

En los estribos se tienen en cuenta las siguientes componentes de la acción sísmica:

- Empuje inercial sobre la masa de los estribos y de las tierras que gravitan sobre ellos.
- Sobreempuje dinámico de tierras en el trasdós.

Todos los cálculos se han realizado considerando un coeficiente de ductilidad $q=1$, que implica la no presencia de rótulas plásticas en ningún elemento de la subestructura.

Impacto contra el pretel metálico: Se considera la siguiente carga de impacto del sistema de contención de nivel H3 sobre el tablero:

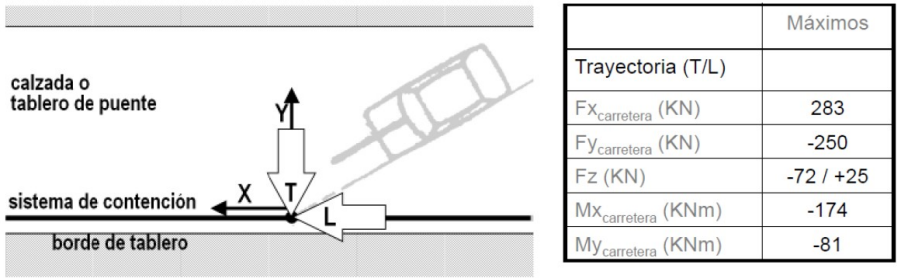


Ilustración 4: Esfuerzos por impacto.

7.2.- VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

En general, para acciones permanentes, permanentes de valor no constante y accidentales, se considera un único valor representativo (que será el adoptado para la verificación de los estados límite), coincidente con el valor característico descrito en el anterior apartado.

Por el contrario, en el caso de las acciones variables, se tienen en consideración diferentes valores representativos, que se utilizarán en distintas combinaciones de acciones. Dichos valores resultan de afectar al valor característico de la acción de los coeficientes definidos en anejo nacional la UNE-EN 1990:

Acción			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr1a (Cargas verticales)	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 ¹⁾ /0,2 ²⁾
		Sobrecarga en aceras	0,4	0,4	0
	gr1b (Cargas verticales: eje simple)		0	0,75	0
	gr2 (Fuerzas horizontales)		0	0	0
	gr3 (Peatones)		0	0	0
	gr4 (Aglomeraciones, LM4)		0	0	0
	gr5 (Vehículos especiales, LM3)		0	0	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
	F_w^*		1,0	0	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	Q_{suk}	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

1) En el caso de puentes que soporten un tráfico continuo severo, pueden utilizarse valores del factor de simultaneidad ψ_2 distintos de cero cuando así se indique para un proyecto específico.

2) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme debida al tráfico se debe tomar igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica, para la cual se debe tomar 0,2.

7.3.- VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS:

Para los coeficientes parciales de seguridad, γF , se adoptan los valores recogidos en la siguiente tabla, acorde a la UNE-EN 1990 y la IAP-11:

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanentes		1.0	1.35
Permanentes de valor no Constante	Pretensado	1.0	1.0/1.2*
	Reológicas	1.0	1.35
	Empuje del terreno	1.0	1.50
Variables	Sobrecarga de uso	0.0	1.35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0.0	1.50
	Acciones climáticas	0.0	1.50
	Empujes de agua	0.0	1.50
	Sobrecargas de Construcción	0.0	1.35
	Accidentales	0.0	1.0

*El valor 1.2 para verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO:

Para los coeficientes parciales de seguridad, γF , se adoptan los valores recogidos en la siguiente tabla:

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
PERMANENTE		1.0	1.0
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	PRETENSADO	0.95	1.05
	REOLÓGICAS	1.0	1.0
	TERRENO	1.0	1.0
VARIABLE		0.0	1.0

7.4.- COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las hipótesis de carga tomadas en consideración se forman combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea (acciones concomitantes), según los criterios generales prescritos en el capítulo 6.4 Y 6.5 de la UNE-EN 1990, tanto para Estados Límite Últimos, en situaciones persistentes o transitorias y accidentales, como para Estados Límite de Servicio.

8.- CÁLCULO DEL TABLERO

8.1.- MODELO DE CÁLCULO

El análisis de los esfuerzos en tablero se ha realizado con el módulo “Tablero de Vigas” del paquete informático CivileStudio, que elabora un modelo tridimensional formado por elementos tipo frame (vigas) y Shell (losa de compresión).

Una vez introducidas las acciones actuantes en el modelo de cálculo, se obtienen los esfuerzos pésimos que las acciones producen en las diferentes secciones de la viga y losa. Los esfuerzos se combinan tanto en hipótesis de diseño como de servicio siguiendo los criterios de la normativa vigente.

El programa de cálculo realiza el dimensionamiento de las armaduras pasivas y activas, aplicando los criterios definidos en el Eurocódigo 2 que, a todos los efectos, son equivalentes a los del Código Estructural.

A partir de los resultados obtenidos del modelo elaborado, se realizan las comprobaciones que se indican a continuación:

8.2.- CÁLCULO DE TENSIONAL DE VIGAS

Los requisitos exigibles para el cumplimiento de la comprobación en servicio son los siguientes:

- Bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión se han de hallar siempre por debajo del 60 % de la resistencia característica a compresión del hormigón en ese momento. Ello hace necesario que, en el momento de transferencia del pretensado, la resistencia característica del hormigón de las vigas sea de al menos 36 Mpa.
- Bajo la combinación de acciones frecuente, se ha de comprobar que la tracción máxima en viga es del orden de la resistencia media a tracción del hormigón o menor. Con esta condición se cumple automáticamente el requisito de limitación de la apertura de fisura a 0.2 mm.
- Bajo la combinación de acciones cuasipermanente, se debe comprobar que no aparecen esfuerzos de tracción a nivel de los torones de pretensado.

En el cálculo realizado se comprueba que los requisitos anteriores se cumplen adecuadamente en las vigas del tablero en estudio.

8.3.- CÁLCULO DE VIGAS PRETENSADAS EN ELU

Se han llevado a cabo las siguientes comprobaciones para las vigas en estudio:

- Comprobación de la rotura por flexión: Se verifica que el pretensado dispuesto por criterio tensional resulta suficiente para resistir los esfuerzos en ELU, salvo en las proximidades a los apoyos, donde es necesario introducir un refuerzo de armadura pasiva para los esfuerzos de cálculo (ley de momentos decaída).

- Comprobación de la rotura por cortante: Se dimensiona la armadura de las almas de vigas a tal efecto y se comprueba la capacidad resistente a compresión en alma.
- Comprobación de la rotura por rasante: Se dimensiona la armadura transversal del ala inferior para ser capaz de resistir los esfuerzos rasantes plásticos.
- Comprobación de la rotura por rasante en la junta de hormigonado entre viga y losa: Se dimensiona el refuerzo necesario de armadura saliente de la cara superior de las vigas para resistir el esfuerzo rasante plástico existente entre viga y losa. Se considera rugosidad baja entre cara superior de viga y losa.
- Se comprueba que la armadura dispuesta en el ala inferior de las vigas es suficiente para el zunchado de las cargas concentradas de los apoyos.

8.4.- CÁLCULO DE LA LOSA DE COMPRESIÓN

El cálculo de los esfuerzos en la losa de compresión se lleva a cabo mediante los modelos generales de cálculo que elabora la aplicación informática CivilCad 3000. La losa de compresión está modelizada en cada caso mediante elementos tipo shell.

A partir de los momentos de diseño obtenidos por el modelo, se dimensiona la armadura longitudinal y transversal necesaria a disponer tanto en la cara superior (frente a momentos negativos) como inferior (frente a momentos positivos).

Se obtienen también los esfuerzos cortantes pésimos en losa, y se comprueba que es necesario disponer armadura de cortante alrededor del alma de las vigas.

Además, se comprueba que la armadura longitudinal general tenga una capacidad no inferior al 25% de la armadura transversal correspondiente.

En todos los casos se verifica que las cuantías dispuestas cumplen los requisitos de cuantía mínima establecidos en la normativa, y que se satisfacen los criterios del ELS de fisuración en la losa, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

Finalmente, se dimensiona la armadura de refuerzo a disponer en los bordes del tablero.

9.- MODELO DE CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA

Para el cálculo y reparto de acciones horizontales entre neoprenos, así como para la determinación de los esfuerzos en la subestructura, se ha confeccionado un modelo formado por elementos tipo frame y lámina. Dicho modelo representa el tablero, los aparatos de apoyo, alzados y cimientos de estribos y pilas.

Puesto que los esfuerzos sísmicos y el reparto general de acciones dependen de la rigidez de la subestructura, y ésta está influenciada por la interacción horizontal con el terreno, se han establecido dos modelos de cálculo diferentes:

- a) Modelo equivalente al comportamiento del terreno con gran rigidez horizontal, que es el que aporta mayores esfuerzos en los alzados. En este caso, se establece una condición de empotramiento perfecto en los encepados de las pilas y a una profundidad de 3.0 m en los pilotes de estribos.
- b) Modelo con interacción de terreno de menor rigidez, en el que se introducen los pilotes de cimentación y la interacción con el terreno con una ley de resortes horizontales obtenida a partir del coeficiente de balasto horizontal del terreno, que se determina aplicando formulaciones conservadoras.

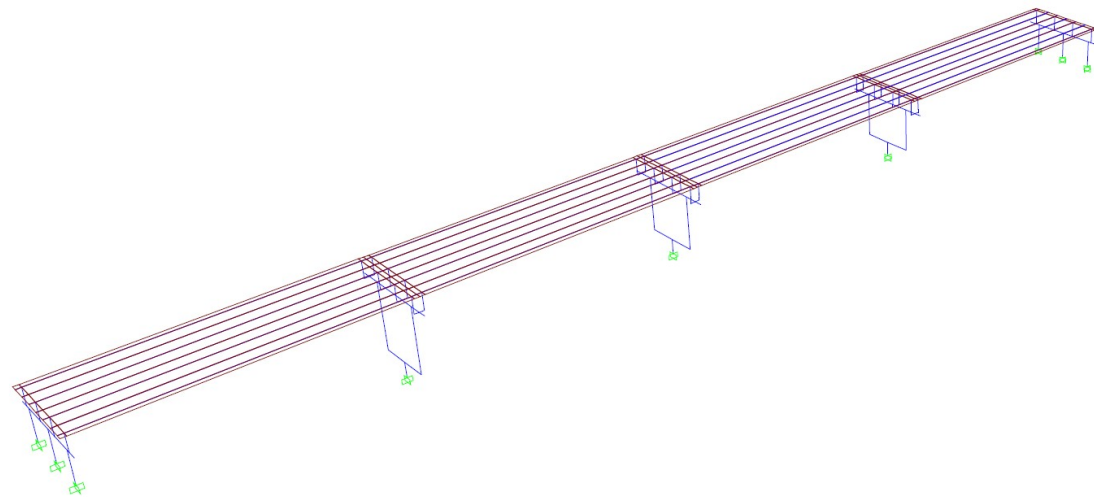


Ilustración 5: Vista general 3D del modelo de cálculo equivalente a rigidez alta del terreno.

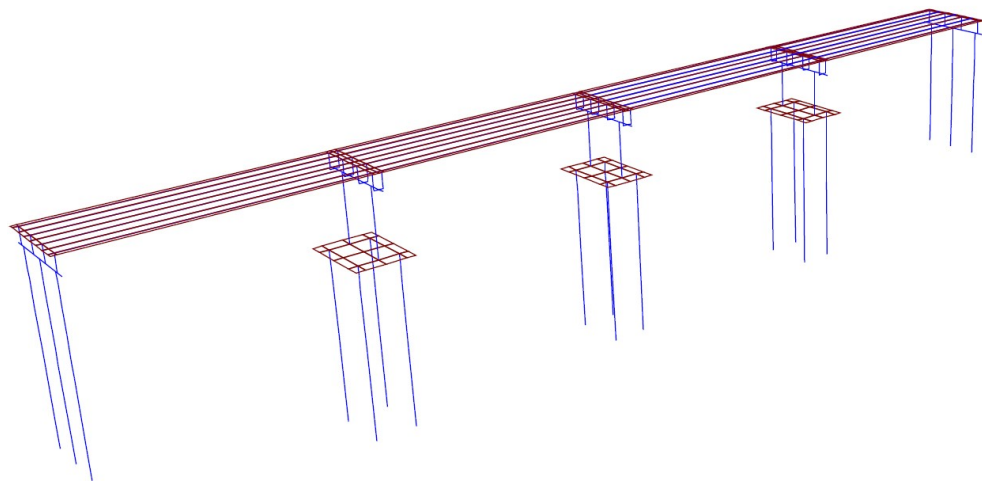


Ilustración 6: Vista general 3D del modelo de cálculo equivalente a rigidez menor del terreno.

Para la obtención del coeficiente de balasto horizontal en los distintos estratos, se parte de las recomendaciones recogidas en el apartado 5.13.1.2 de la Guía de Cimentaciones. Los coeficientes aplicados son conservadores para las características del terreno existente.

Para suelos arenosos, puede suponerse que la relación fuerza-desplazamiento (constante del muelle que representa el terreno en una longitud de pilote ΔL) es:

$$K_h = n_h \cdot z \cdot \Delta L$$

Donde:

K_h = Rigidez horizontal del pilote aislado para suelos arenosos.
 n_h = Coeficiente que puede obtenerse de la tabla 5.4.
 z = Profundidad bajo la superficie del terreno del centro del tramo de pilote (de longitud ΔL) en cuestión.
 ΔL = Longitud del tramo de pilote considerado (cuyo centro se encuentra a la profundidad z).

TABLA 5.4. VALORES DE n_h (MPa/m)

COMPACIDAD DE LAS ARENAS ^a	SITUACIÓN DEL PUNTO (A PROFUNDIDAD z) RESPECTO AL NIVEL FREÁTICO	
	GRANULAR	COHESIVO
Muy floja	1,0	0,6
Floja	2,0	1,2
Media	5,0	3,0
Densa	10,0	6,0
Muy densa	20,0	12,0

Para suelos arcillosos, puede suponerse el siguiente valor:

$$K_h = 75 \cdot s_u \cdot \Delta L$$

Donde:

K_h = Rigidez horizontal del pilote aislado para suelos arcillosos.
 s_u = Resistencia al corte sin drenaje del terreno (valor medio en la longitud ΔL , considerada).
 ΔL = Longitud del tramo de pilote.

Ilustración 7: Extracto del apartado 5.13.1.2. de la Guía de Cimentaciones.

En nuestro caso, para los distintos estratos existentes se aplican los siguientes coeficientes de balasto:

- Terraplén: $K_h = 4000 \cdot Z \cdot \Delta L$ (kN/ml)
- Transición terraplén a arcilla: $K_h = 3000 \cdot Z \cdot \Delta L$ (kN/ml)
- Arcillas margosas finas: $K_h = 7500 \cdot \Delta L$ (kN/ml)
- Margas grises: $K_h = 22500 \cdot \Delta L$ (kN/ml)

En estos modelos se han aplicado todas las cargas verticales y horizontales descritas en el punto 7.1, y combinadas de acuerdo con los criterios establecidos en los puntos 7.2, 7.3 y 7.4.

Para la rigidez de los neoprenos frente a acciones horizontales se ha tenido en cuenta las dimensiones en planta de éstos, así como el espesor neto de goma y teniendo en cuenta además un valor del coeficiente $G_b = 1000$ kPa. Para la situación sísmica, se ha tenido en cuenta la variación de las propiedades del neopreno según se define en la NCSP-

07, estableciendo un valor mínimo que aporta los desplazamientos máximos y otro máximo que lleva a los esfuerzos máximos.

El cálculo de la acción sísmica horizontal y vertical se ha llevado a cabo mediante el método modal espectral. Se han calculado los esfuerzos sísmicos correspondientes al espectro de la NCSP-07.

10.- CÁLCULO DE LOS APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE CALZADA

Los aparatos de apoyo elastoméricos de neopreno han de satisfacer las exigencias que se establecen en la UNE EN-1337-3 (en servicio) y Eurocódigo 8 (en sismo), textos actualmente vigentes. El procedimiento seguido en el cálculo es el siguiente.

En primer lugar, teniendo en cuenta las reacciones en servicio y las deformaciones por efecto de las acciones lentas (reológicas y térmicas), se predimensionan unos aparatos de apoyo que verifiquen los requisitos de máxima distorsión admisible por acciones lentas y máxima y mínima presión vertical sobre el apoyo.

Una vez se ha obtenido el reparto de acciones horizontales entre los diferentes elementos de la estructura, se está en condiciones de abordar el dimensionamiento definitivo de los aparatos de apoyo. Con dicho reparto, se comprueba si los aparatos de apoyo propuestos verifican el resto de las prescripciones establecidas en la normativa UNE EN 1337-7 para situaciones no sísmica, y el Eurocódigo 8 para situación sísmica.

De cara a la modelización de los neoprenos, se tiene en consideración la indicación recogida en la UNE-EN 1337-3 relativas al módulo de deformación transversal del neopreno, con un único valor de 1000 kPa tanto para acciones rápidas de servicio como lentas. Para la situación sísmica, se ha tenido en cuenta la variación de las propiedades del neopreno (representadas en el coeficiente G), estableciendo dos valores límite: valor mínimo de 900 kPa (arroja máximos desplazamientos) y valor máximo de 1650 kPa (aporta máximos esfuerzos).

Además, en la comprobación de los neoprenos en hipótesis sísmica aplica el incremento de deformación sísmica del 50% por el requisito de fiabilidad aumentada, al considerar que los apoyos de neopreno funcionan como elementos aisladores sísmicos.

Si los aparatos dimensionados no fuesen aptos, se dimensionarían unos distintos, volviendo a calcular el reparto de acciones y la aptitud de los nuevos apoyos, en un proceso iterativo.

Con los desplazamientos longitudinales obtenidos en los extremos del tablero, se dimensiona la junta de dilatación, verificando los siguientes requisitos:

- La capacidad de apertura y cierre sea compatible con los máximos movimientos longitudinales obtenidos para la situación de servicio característica y para la situación de sismo frecuente.
- El espacio entre tablero y espaldón debe ser suficiente para permitir los desplazamientos del tablero en situación de sismo último, sin que el tablero impacte contra el estribo. La junta de dilatación a disponer debe ser capaz de cubrir ese espacio.

11.- CÁLCULO DE PILAS

El cálculo de las pilas se puede dividir en las siguientes partes:

- Comprobación de los efectos de 2nd orden: Se analiza la necesidad de tener en cuenta o no los efectos de segundo orden en el cálculo de la pila de acuerdo con el EC-2, cuyo método de cálculo es equivalente al del Código Estructural.

En este caso se comprueba que la esbeltez mecánica longitudinal es superior que la esbeltez límite inferior, por lo que se deben considerar los efectos de 2nd orden en algunas hipótesis de cálculo.

- Cálculo de la armadura del fuste de pila para cumplir los ELU de rotura por flexión y cortante, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden.
- Cálculo de la armadura del dintel de pila. Se parte de los esfuerzos que aportan los modelos generales, y se dimensiona la armadura longitudinal necesaria para esfuerzos de flexión y torsión, y la armadura transversal para esfuerzos cortantes y de torsión. Asimismo, se realiza la comprobación del ELS de fisuración, con limitación de apertura de fisura máxima de 0.30 mm, y se dimensiona la armadura de zunchado bajo apoyos.
- Cálculo de la longitud necesaria de pilotes: A partir de los axiles máximos de diseño obtenidos del modelo de cálculo, para las diferentes combinaciones de acciones característica y sísmica, se determina la longitud necesaria de pilotes para cumplir los ELS de hundimiento y arrancamiento.

Las resistencias por fuste y punta unitarias para los diferentes estratos son las siguientes:

Estrato	Rfuste (KN/m2)	Rpunta (KN/m2)
Terraplén	21.8	-
Transición terraplén-arcillas	68.0	-
Arcillas margosas finas	57.9	-
Arcillas firmes y margas grises	68.8	5000

Sobre los valores anteriores se aplican coeficientes de seguridad de 2.6 en hipótesis característica y de 2.2 en hipótesis sísmica.

- Cálculo de la armadura de los pilotes para cumplir los ELU de rotura por flexión y cortante. En los pilotes se establece un tramo superior con mayor cuantía de armadura y otro inferior con menos armadura, acorde con la ley de esfuerzos.
- Cálculo de la armadura del encepado, para asegurar la transmisión de esfuerzos entre los pilotes y el fuste de pila. Se confecciona para ello un modelo de bielas y tirantes a tal efecto, cuyos resultados se contrastan con los esfuerzos máximos que arrojan los modelos generales de cálculo.

12.- CÁLCULO DE ESTRIBOS

El cálculo de los estribos se puede dividir en las siguientes partes:

- Modelización completa del estribo, a partir del modelo de cálculo general. La geometría del estribo se completa con los muros y aletas, y además se desacoplan los esfuerzos debidos al empuje de tierras del esquema de funcionamiento general del puente, puesto que estos empujes pueden aparecer antes de haber construido el tablero.
- Obtención de esfuerzos máximos sobre los pilotes en hipótesis característica, ELU sismo, ELU persistente y para la combinación cuasipermanente, del modelo de cálculo.
- Cálculo de la longitud necesaria de pilotes empotrada en el terreno natural: Tomando como referencia los axiles máximos, para las diferentes combinaciones de acciones, se determina la longitud necesaria de pilotes para cumplir los ELS de hundimiento y arrancamiento.

Las resistencias por fuste y punta unitarias para los diferentes estratos son las siguientes:

Estrato	ESTRIBO 1		ESTRIBO 2	
	Rfuste (KN/m2)	Rpunta (KN/m2)	Rfuste (KN/m2)	Rpunta (KN/m2)
Terraplén	58.67	-	28.67	-
Transición terraplén-arcillas	-	-	36	-
Arcillas arenosas	70	-	70	
Arcillas margosas grises	70	5000	70	5000

Sobre los valores anteriores se aplican coeficientes de seguridad de 2.6 en hipótesis característica y de 2.2 en hipótesis sísmica.

Además, se establece como criterio que la longitud del pilote asegure un empotramiento mínimo en margas de 4 veces el diámetro del pilote.

- Cálculo de la armadura de los pilotes para cumplir los ELU de rotura por flexión y cortante.
- Comprobación de armadura del pilote para le ELS de fisuración.
- Cálculo de la armadura de la viga cargadero, a partir de los esfuerzos obtenidos del modelo de cálculo, para cumplir los ELU de rotura por flexión, cortante y torsión.
- Dimensionamiento de armadura de zunchado bajo apoyos.
- Cálculo de esfuerzos en espaldón y aletas. Dimensionamiento de la armadura necesaria para cumplir los ELU de rotura por flexión y cortantes, así como el ELS de fisuración.

13.- PRUEBA DE CARGA

13.1.- DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

Se define como prueba de carga el conjunto de operaciones de control, cuya realización es preceptiva en puentes y pasarelas antes de su apertura al tráfico, a fin de comprobar la adecuada concepción, la estabilidad y el buen comportamiento de la obra.

Con la realización de la prueba de carga se pretende la comprobación de la estructura antes de su puesta en servicio, y la verificación de que el puente real se comporta de acuerdo con lo previsto en los cálculos. Para ello se ejecutarán las preceptivas pruebas de carga de la estructura de acuerdo con las "Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Pruebas de Carga de Recepción en Puentes de Carreteras" de 1999, aprobadas por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

En este caso, la prueba de carga será de tipo estático, es decir, se aplicarán unas cargas en posiciones predeterminadas dentro de la estructura, midiéndose las deformaciones en estado de reposo. Dadas las características de estos puentes (luz, material y tipología) no es necesaria la realización de pruebas dinámicas.

Dada la tipología y características del puente, se consideran necesarios dos estados de carga en cada uno de los vanos. Se introducirán cuatro camiones, orientados opuestos dos a dos, tal y como queda recogido en los planos correspondientes.

13.2.- CARGAS DE ENSAYOS

En ningún caso las acciones del tren de cargas a utilizar y las solicitaciones a que aquéllas den lugar, podrán ser más desfavorables que el 70% de las del tren de cargas de la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" (IAP), estimándose como suficiente si tales esfuerzos oscilan alrededor del 60%.

El tren de cargas está formado por camiones del tipo camión articulado de 4 ejes y 38 toneladas de peso. Serán necesarios un máximo de 4 camiones de este tipo para las hipótesis de carga previstas, cuya colocación en los tableros será la definida en los planos correspondientes.

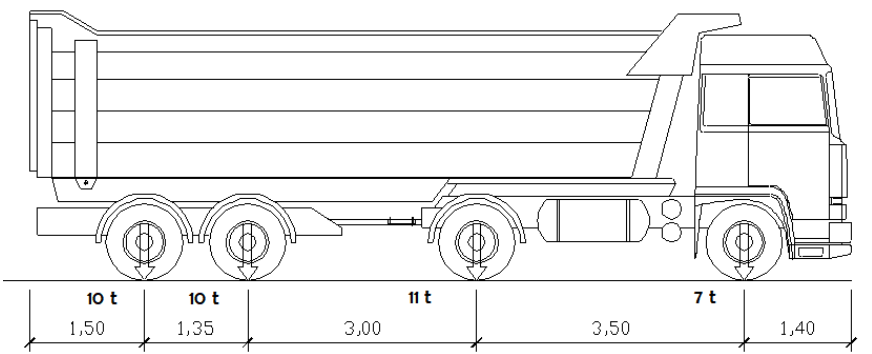


Ilustración 8: Camión articulado de 4 ejes y 38 toneladas de peso

Se consideran dos hipótesis de carga en cada vano, acorde a lo indicado en los planos correspondientes. En la primera hipótesis se colocan los dos camiones centrados en la anchura de la plataforma, para someter a máxima solicitación simultánea a las dos vigas centrales. En la segunda hipótesis, se colocan descentrados, junto al pretil, para someter a máximos esfuerzos a la viga de borde y viga central contigua.

13.3.- MEDICIONES MÍNIMAS A REALIZAR

Para los estados de carga proyectados, se medirán las deformaciones verticales en los puntos de control establecidos en los planos, que coinciden con las siguientes secciones (ver planos):

- Secciones en centro de luz de las vigas.
- Secciones próximas a apoyos de las vigas.

En cada una de las anteriores secciones, se emplaza un punto de control por cada viga.

Los pesos serán correspondientes a camiones de 38 toneladas cada uno, y se colocarán en la posición de carga indicada en los planos, manteniéndose en ella 5 minutos, descargando después el tablero y dejando otros 5 minutos antes proceder a la última medida. Se realizarán medidas:

- Antes de empezar la prueba de carga.
- Antes de colocar los pesos en cada hipótesis de carga.
- A los 5 minutos y a los 15 minutos de colocados los camiones en cada hipótesis de carga.
- 5 minutos después de retirados los pesos en cada hipótesis de carga.
- A la terminación de la prueba de carga.
- Al día siguiente y a la misma hora en que se inició la medición de flechas, caso de que la recuperación de la flecha no fuese admisible en principio.

13.4.- APARATOS DE MEDIDA

Se utilizarán los siguientes aparatos de medida:

- Para materializar los puntos de medida se utilizarán tiros de spit, unidos a los aparatos de medida, situados en el terreno natural, por un hilo de acero a tensión constante.
- Los aparatos de medida serán flexímetros, con un rango mínimo superior al 50% de la máxima lectura y una precisión no menor de 0.01 mm (una centésima de mm).
- Termohigrómetros digitales con precisión de 0.5º C en temperatura y 1% en humedad.
- Alternativamente se puede emplear para la medición de las flechas niveles topográficos que aseguren una precisión de 0.1 mm.

13.5.- PREPARACIÓN Y DESARROLLO DE LA PRUEBA DE CARGA

CÁLCULO.

Con los datos de proyecto y de obra (características del hormigón, espesores, cargas permanentes, etc.), y con los tipos de camiones y cargas elegidos, se calculan las flechas en las hipótesis de carga, en los puntos señalados en los planos correspondientes. Hacen falta un máximo de 4 camiones de 38 toneladas cada uno, que se distribuirán como se indica en planos.

Dado que para calcular las flechas teóricas se presupone un módulo de elasticidad del hormigón de las vigas (C50/60) de 35500 MPa y de la losa (C30/37) de 33000 MPa. Durante la valoración de los resultados de la prueba de carga se deberá en cuenta que el módulo de elasticidad real puede variar debido a múltiples factores como la edad y la historia de las cargas, así como las condiciones ambientales, las flechas medidas diferirán en una determinada cantidad de las teóricas.

Para el cálculo de los desplazamientos del puente solicitado por esta prueba de carga, se ha utilizado el mismo modelo general del tablero descrito en la presente memoria, con el que se ha dimensionado el tablero. El tren de carga se introduce mediante fuerzas puntuales aplicadas en la losa, en los puntos correspondientes a la situación de los ejes de los camiones para cada hipótesis.

En el modelo utilizado para la obtención de las flechas teóricas se ha supuesto que los apoyos impiden por completo el descenso. En realidad, los aparatos de apoyo pueden descender una cierta magnitud, por lo que será preceptiva la medición de los descensos en las secciones sobre los aparatos de apoyo. De esa forma, y en cada viga, para el cálculo de la flecha real (a comparar con la teórica) deberá restarse al descenso total obtenido en centro de vano, la semisuma de los descensos en apoyos.

MARCAJE DE EJES SOBRE EL TABLERO.

Se marcarán sobre cada vano las posiciones exactas que han de tener las cargas durante la prueba, posicionando los ejes longitudinales y transversales de los camiones.

PESAJE DE CAMIONES.

Se pesarán cada uno de los ejes de los camiones, comprobando su coincidencia aproximada con las teóricas de la prueba (se establece una tolerancia admisible del 5%). Se anotarán los pesos reales para la posterior corrección de los resultados teóricos, si fuese menester.

OBSERVACIÓN PREVIA DEL TABLERO.

Antes de comenzar la prueba se recorrerán detenidamente las estructuras, anotando todas las anomalías que se observen en aparatos de apoyo, juntas, tablero y en general, en toda la estructura, observando concienzudamente las fisuras en caso de que existan, midiendo su tamaño con lupas y marcando los puntos en donde se hagan estas medidas, para realizar mediciones posteriores en cada escalón de carga.

A continuación, y para cada una de las hipótesis de carga a realizar, se realizarán las siguientes operaciones:

MEDICIÓN DE LA TEMPERATURA AMBIENTE Y DE LA HUMEDAD RELATIVA.

MEDICIÓN DE FLECHAS CON EL TABLERO DESCARGADO.

INTRODUCCIÓN DE LAS CARGAS.

La introducción de la carga en los puentes deberá hacerse de forma escalonada. Se colocará primero un camión en su posición exacta antes de entrar o colocar el siguiente. Durante esta operación se observarán en todo momento los aparatos de medida, anotando los resultados más importantes, aunque no figurarán en el informe, ni tendrán valor para deducir el comportamiento de la estructura mientras se actúe con cargas parciales.

MEDICIÓN DE FLECHAS CON EL VANO CARGADO.

Se tomarán lecturas de las flechas unos cinco minutos después de haber concluido el posicionamiento de los camiones, cuando ya no exista ninguna vibración, con los motores estén apagados. Se tomarán lecturas también a los 15 minutos.

MEDICIÓN DE FLECHAS CON EL TABLERO DESCARGADO.

Una vez finalizada cada hipótesis y transcurridos al menos 5 minutos después de haberse retirado todos los camiones, se procederá a una última lectura de los aparatos de medida para comprobar las flechas remanentes que puedan quedar en el tablero.

INSPECCIÓN VISUAL ULTERIOR.

Al terminar la prueba se realizará una última inspección visual, prestando especial interés a los puntos donde se hubiesen observado anomalías, para compararlas con las observaciones iniciales.

13.6.- RESULTADOS Y TOLERANCIAS

Las deformaciones, una vez estabilizadas, no deben diferir en más del 15% por exceso o el 40% por defecto de las calculadas. En caso contrario se repetirá el proceso de carga y las medidas correspondientes.

La deformación remanente al descargar el tablero no debe superar el 15% de la producida por la sobrecarga total aplicada. En caso contrario se volverá a aplicar toda la sobrecarga, debiendo ser la nueva deformación, medida 15 minutos después de retirar la sobrecarga, inferior al 33% de la deformación remanente anotada tras la primera descarga.

Si las deformaciones exceden de los límites tolerados en más del 50%, no se considerará aceptable el tramo para su uso. En este caso se revisarán cuidadosamente el proyecto y la fidelidad de su ejecución y se decidirá a la vista de propuesta razonada si procede poner el tramo provisionalmente en servicio. En caso afirmativo, transcurrido un año, si la estructura no ha sufrido deformaciones o averías de alguna importancia, se repetirán todas las pruebas realizadas anteriormente y se decidirá, también a la vista de otra propuesta razonada, si se acepta definitivamente el tramo o si es preciso sustituirlo o reforzarlo.

Las flechas calculadas en los puntos de medida se pueden observar en los planos correspondientes. Se anotarán siempre los siguientes datos:

- Hora exacta de las sucesivas operaciones efectuadas.
- Lista y matrícula de los vehículos utilizados, y sus pesos por ejes.
- Posiciones de los vehículos en cada escalón de carga.
- Resultados de cada medición.
- Comprobación de flechas calculadas y medidas.
- Informes que permitan el fácil reencuentro de las referencias de nivelación.
- Cualquier otro dato que pueda parecer útil, como vibraciones, etc.

13.7.- INFORME DE LA PRUEBA DE CARGA

Una vez terminada la prueba de carga se hará un informe que constará como mínimo de:

- Fecha, hora de inicio y fin y asistentes a la prueba.
- Referencia al proyecto de la estructura y de la prueba de carga (clave, fecha, autor, etc.).
- Descripción de la obra y de su estado previo a la prueba.
- Descripción detallada de los vehículos utilizados y los distintos estados de carga.
- Descripción de las magnitudes, equipo instrumental de toma de datos y número y situación de los puntos de medida.
- Información sobre el desarrollo de la prueba (hora de comienzo de cada estado de carga, tiempo transcurrido entre carga y descarga, número de escalones, etc.).
- Registros de las magnitudes medidas durante la prueba.

- Comparación con los valores teóricos previstos y valoración del cumplimiento de los criterios de aceptación.
- Cuestiones de interés observadas en las inspecciones de la obra antes, durante o después de la prueba.
- Varios: documentación fotográfica, condiciones meteorológicas, puntos de referencia para la nivelación si los hubiera, incidencias, etc.

El informe estará redactado y firmado por el ingeniero Director de la prueba. Si, por indicación del director de las Obras, la valoración del cumplimiento de los criterios de aceptación fuera efectuada por el Autor del Proyecto, éste será quien redacte y firme dicha parte del informe.

13.8.- ACTA DE LA PRUEBA DE CARGA

Con base en el informe, se redactará el Acta de la prueba, documento de carácter oficial que contiene una descripción resumida de los distintos aspectos de la prueba, mencionados en el apartado anterior, y una referencia expresa al cumplimiento de los criterios de aceptación.

El acta estará firmada al menos por el Director de la Obra, el Director de la prueba y el representante del Constructor.

ANEXOS

ANEXO 1.- CÁLCULO DEL TABLERO

Programa: Civil eStudio

Versión: 43 - 20

Barcelona, 2020

Civil eStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.

Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Licencia de uso concedida a: ACL

Número de usuario: 12138

Proyecto:

Nombre del proyecto: *PUENTE A-384 R1*

Nombre de la estructura: *PUENTE*

Nombre del elemento estructural: *TABLERO*

Tipo de estructura: *Vigas pretesadas*

Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*

Clase de estructura: *Tablero sin tierras*

Vida útil: *100 años*

Normativas:

Ámbito: *Normas europeas. Eurocódigos*

Unidades:

Sistema *S.I.*

Despiece:

Sistema Métrico Europeo

Módulo del programa:

Módulo Tablero de vigas

Nombre del archivo de proyecto: *TABLERO TIPO.vig*

Ruta de acceso: *c:\users\guillermomp\desktop\calculos civilcad*

Informe:

Tipo de informe: *Informe de la Memoria de cálculo*

Informe generado el día 05-12-2025 a las 12:48:34.

Índice

1 Verificaciones en las vigas y riostras.

- 1.1 Verificaciones en las vigas.
- 1.2 Verificaciones en las riostras.

2 Verificaciones en la losa.

3 DEFINICIÓN DEL PROYECTO

- 3.1 Ámbito normativo
- 3.2 Geometría
 - 3.2.1 Definición de los contornos laterales
 - 3.2.2 Definición de los ejes de apoyos
 - 3.2.3 Definición de los ejes de vigas
 - 3.2.4 Definición de la losa
 - 3.2.5 Definición de las vigas
 - 3.2.5.1 Contorno de la sección
 - 3.2.5.2 Armadura pasiva perimetral
 - 3.2.5.3 Propiedades geomecánicas de la sección
 - 3.2.5.3.1 Secciones reales
 - 3.2.5.3.2 Secciones eficaces
 - 3.2.6 Geometría de vigas y losa en zona de apoyos
 - 3.2.6.1 Culatas
 - 3.2.6.2 Losa en apoyos
 - 3.2.7 Coacciones en los apoyos
 - 3.2.8 Situación de transporte / izado
- 3.3 Materiales
 - 3.3.1 Hormigón Vigas
 - 3.3.2 Hormigón Losa
 - 3.3.3 Hormigón Prelosas
 - 3.3.4 Acero de la armadura pasiva Vigas
 - 3.3.5 Acero de la armadura pasiva Losa
 - 3.3.6 Acero de la armadura activa del pretelado Vigas
- 3.4 Recubrimientos geométricos
- 3.5 Clases de exposición y fisuración
- 3.6 Calendario de ejecución
- 3.7 Definición del pretelado
- 3.8 Definición de la armadura pasiva
 - 3.8.1 Armadura de flexión. Zona central.
 - 3.8.2 Armadura de flexión. Zona de extremos.
- 3.9 Acciones
 - 3.9.1 Acciones permanentes
 - 3.9.2 Acciones variables
- 3.10 Coeficientes de seguridad
 - 3.10.1 Coeficientes de mayoración de las acciones, γ_F
 - 3.10.2 Coeficientes de combinación
 - 3.10.3 Flechas relativas admisibles
- 3.11 Configuración del cálculo
- 3.12 Tráfico. Cálculo de la losa

4 Modelo de viga simple (sin losa)**5 Modelo del tablero para el cálculo de las vigas****6 Modelo del tablero para el cálculo de la losa****7 ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS EN LAS VIGAS****8 VERIFICACIÓN DEL EL ENCAJE TENSIONAL EN LAS VIGAS**

- 8.1 Tensiones admisibles
- 8.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente
- 8.3 Situación persistente. Combinación frecuente
- 8.4 Situación persistente. Combinación característica
- 8.5 Resumen de verificaciones

9 ROTURA POR FLEXIÓN EN LAS VIGAS

- 9.1 Situación persistente. Enfoque 1
- 9.2 Resumen de verificaciones

10 ROTURA POR CORTANTE EN LAS VIGAS

- 10.1 Situación persistente. Enfoque 1
- 10.2 Resumen de armaduras
- 10.3 Resumen de verificaciones

11 RASANTE VIGA - LOSA

- 11.1 Resumen de armaduras
- 11.2 Resumen de verificaciones

12 RASANTE EN EL ALA INFERIOR DE LAS VIGAS

- 12.1 Resumen de armaduras
- 12.2 Resumen de verificaciones

13 RASANTE EN EL ALA SUPERIOR DE LAS VIGAS

- 13.1 Resumen de armaduras
- 13.2 Resumen de verificaciones

14 Flechas

- 14.1 Flechas características
- 14.2 Situación persistente. Combinación característica
- 14.3 Verificación de flechas
 - 14.3.1 Resumen de verificaciones

15 Giros

- 15.1 Giros característicos

- 15.2 Situación persistente. Combinación característica

16 ROTURA POR FLEXIÓN EN LA LOSA

- 16.1 Esfuerzos de flexión mayorados
 - 16.1.1 Situación persistente. Enfoque 1
- 16.2 Armadura de flexión
- 16.3 Resumen de verificaciones

17 ROTURA POR CORTANTE EN LA LOSA

- 17.1 Esfuerzos cortantes mayorados
 - 17.1.1 Situación persistente. Enfoque 1
- 17.2 Comprobación de las bielas de compresión
- 17.3 Armadura de cálculo de cortante
- 17.4 Armadura mínima de cortante
- 17.5 Resumen de verificaciones

18 Reacciones por apoyo. Valores característicos**19 Reacciones por apoyo. Valores de combinación**

1 Verificaciones en las vigas y riostras.

Nombre del proyecto: *PUENTE A-384 R1*
Nombre de la estructura: *PUENTE*
Nombre del elemento estructural: *TABLERO*
Tipo de estructura: *Vigas pretesadas*
Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*
Clase de estructura: *Tablero sin tierras*
Vida útil: *100 años*

1.1 Verificaciones en las vigas.

Viga 1		
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Encaje tensional.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por flexión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por cortante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por torsión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por rasante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural de servicio de deformaciones		
Situación persistente	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Control de fisuración.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por fatiga		
Combinación frecuente	Enfoque 1	Cumple
Obtención del despiece de la armadura		
Generación del armado	.	Cumple

Viga 2		
--------	--	--

Estado límite estructural de servicio de fisuración. Encaje tensional.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por flexión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por cortante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por torsión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por rasante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural de servicio de deformaciones		
Situación persistente	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Control de fisuración.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por fatiga		
Combinación frecuente	Enfoque 1	Cumple
Obtención del despiece de la armadura		
Generación del armado	.	Cumple

Viga 3		
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Encaje tensional.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por flexión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por cortante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por torsión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple

Estado límite estructural último de rotura por rasante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural de servicio de deformaciones		
Situación persistente	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Control de fisuración.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por fatiga		
Combinación frecuente	Enfoque 1	Cumple
Obtención del despiece de la armadura		
Generación del armado	.	Cumple

Viga 4		
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Encaje tensional.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por flexión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por cortante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por torsión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por rasante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural de servicio de deformaciones		
Situación persistente	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural de servicio de fisuración. Control de fisuración.		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
	Combinación frecuente	Cumple
	Combinación característica	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por fatiga		
Combinación frecuente	Enfoque 1	Cumple

Obtención del despiece de la armadura		
Generación del armado	.	Cumple

1.2 Verificaciones en las riostras.

2 Verificaciones en la losa.

Nombre del proyecto: *PUENTE A-384 R1*
Nombre de la estructura: *PUENTE*
Nombre del elemento estructural: *TABLERO*
Tipo de estructura: *Vigas pretesadas*
Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*
Clase de estructura: *Tablero sin tierras*
Vida útil: *100 años*

Losa		
Estado límite estructural último de rotura por flexión		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Estado límite estructural de servicio de fisuración		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por cortante		
Situación persistente	Enfoque 1	Cumple
Obtención del despiece de la armadura		
Generación del armado	.	Cumple

3 DEFINICIÓN DEL PROYECTO

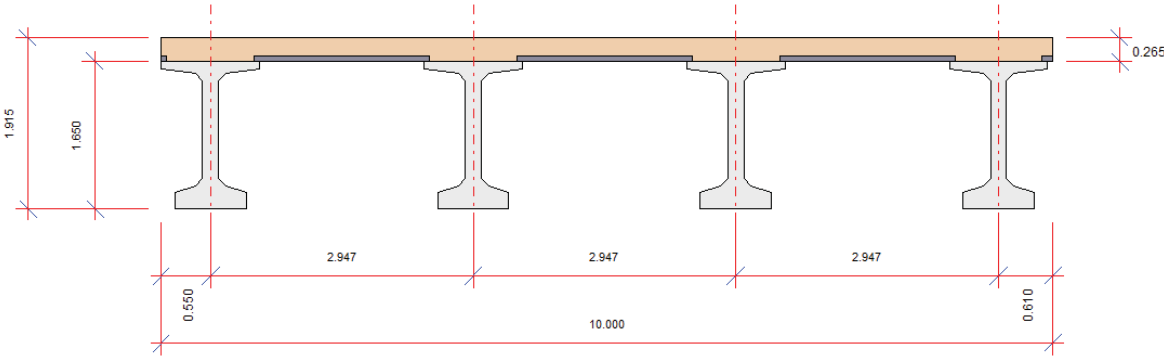
3.1 Ámbito normativo

EN 1990. Bases del diseño estructural. 2002
EN 1990 Anexo A2. Bases del diseño estructural. Aplicación para puentes. 2002
EN 1991-1-1. Acciones en estructuras. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios. 2002
EN 1991-1-3. Acciones en estructuras. Nieve. 2003
EN 1991-1-4. Acciones en estructuras. Viento. 2005
EN 1991-1-5. Acciones en estructuras. Temperatura. 2003
EN 1991-1-6. Acciones en estructuras. Construcción. 2005
EN 1991-1-7. Acciones en estructuras. Acciones accidentales. 2006
EN 1991-2. Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes. 2003
EN 1992-1-1. Diseño de estructuras de hormigón. Diseño general de hormigón. 2004
EN 1998-1. Diseño de estructuras para resistencia a terremotos. Terremoto, reglas generales. 2004
EN 1998-2. Diseño de estructuras para resistencia a terremotos. Puentes. 2005

3.2 Geometría

Sección transversal del tablero

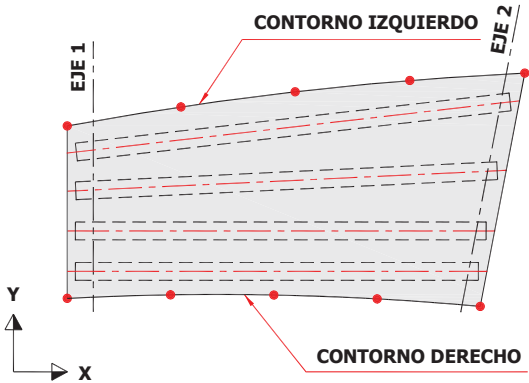
SECCION ESVIADA DEL TABLERO
ESCALA 1:75



Planta del tablero



3.2.1 Definición de los contornos laterales



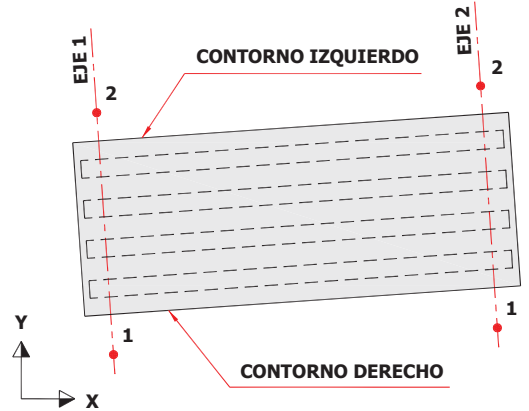
Contorno izquierdo:

Punto	X (m)	Y (m)
1	-10.000	10.000
2	39.050	10.000

Contorno derecho:

Punto	X (m)	Y (m)
1	-10.000	0.000
2	39.050	0.000

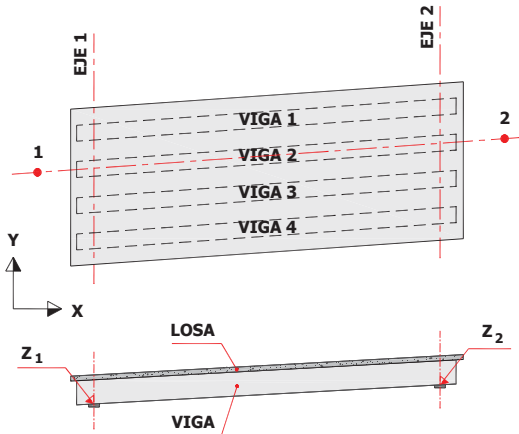
3.2.2 Definición de los ejes de apoyos



Coordenadas en planta de los ejes de apoyos :

Eje	Punto 1		Punto 2	
	X ₁ (m)	Y ₁ (m)	X ₂ (m)	Y ₂ (m)
1	0.000	0.000	-0.000	10.000
2	29.050	0.000	29.050	10.000

3.2.3 Definición de los ejes de vigas



Coordenadas en planta de las vigas:

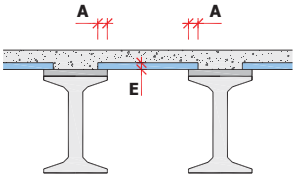
Viga	Punto 1			Punto 2			Longitudes	
	X ₁ (m)	Y ₁ (m)	Z ₁ (m)	X ₂ (m)	Y ₂ (m)	Z ₂ (m)	L _{cálculo} (m)	L _{total} (m)
1	-10.000	9.450	0.000	39.050	9.450	0.000	29.050	29.950
2	-10.000	6.503	0.000	39.050	6.503	0.000	29.050	29.950
3	-10.000	3.557	0.000	39.050	3.557	0.000	29.050	29.950
4	-10.000	0.610	0.000	39.050	0.610	0.000	29.050	29.950

3.2.4 Definición de la losa

Definición de la losa

Losa de espesor constante
Espesor : 0.265 m

Definición de las prelosas



Se dispone prelosa

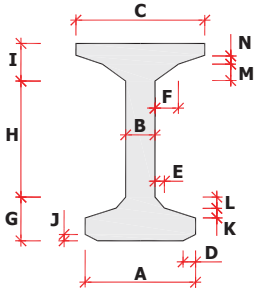
Anchura de apoyo : 0.060 m
Espesor de la prelosa : 0.070 m

3.2.5 Definición de las vigas

Viga	Tipo	Catálogo	Nombre
1	Doble T	Pac	DT-PAC-165-110
2	Doble T	Pac	DT-PAC-165-110
3	Doble T	Pac	DT-PAC-165-110
4	Doble T	Pac	DT-PAC-165-110

3.2.5.1 Contorno de la sección

Sección DT-PAC-165-110 :



Parámetro	Valor (mm)
A	800
B	180
C	1100
D	0
E	80
F	80
G	340
H	1100
I	210
J	0
K	80
L	80
M	80
N	50

3.2.5.2 Armadura pasiva perimetral

Sección DT-PAC-165-110 :

Valores calculados por el programa.

3.2.5.3 Propiedades geomecánicas de la sección

Instante	Descripción
I1	Tras la transferencia del pretensado
I2	Tras el hormigonado de la losa
I3	Tras la disposición de la superestructura
I4	Tras la apertura al tráfico
I5	A tiempo infinito

En los informes se utilizan las siguientes definiciones y notaciones:
Sección bruta : Sección de hormigón homogeneizada sin considerar la armadura pasiva ni la activa.
Sección neta : Se corresponde con la sección bruta pero añadiendo los huecos de las vainas de postesado.
Sección homogeneizada : Se añade a la sección neta la armadura activa que ya está inyectada en instantes anteriores, que se homogeneiza respecto del hormigón.
A : Área de la sección.
I_x : Momento de inercia respecto del eje horizontal que pasa por el centro de gravedad.
V_i : Distancia del centro de gravedad a la fibra inferior de la sección.

3.2.5.3.1 Secciones reales

Las secciones siguientes NO incluyen la reducción del ancho de losa asociada al coeficiente de ancho eficaz.
Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.580	0.216	-0.759
I2	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.576	0.214	-0.762
I3	1.915	0.961	0.447	-1.214	0.956	0.441	-1.220	0.984	0.472	-1.192
I4	1.915	0.961	0.447	-1.214	0.956	0.441	-1.220	0.984	0.472	-1.192
I5	1.915	0.961	0.447	-1.214	0.956	0.441	-1.220	0.984	0.472	-1.192

Viga 2

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.580	0.216	-0.759
I2	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.576	0.214	-0.762
I3	1.915	1.120	0.497	-1.300	1.114	0.490	-1.305	1.143	0.526	-1.278
I4	1.915	1.120	0.497	-1.300	1.114	0.490	-1.305	1.143	0.526	-1.278
I5	1.915	1.120	0.497	-1.300	1.114	0.490	-1.305	1.143	0.526	-1.278

Viga 3

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.580	0.216	-0.759
I2	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.576	0.214	-0.762
I3	1.915	1.120	0.497	-1.300	1.114	0.490	-1.305	1.143	0.526	-1.278
I4	1.915	1.120	0.497	-1.300	1.114	0.490	-1.305	1.143	0.526	-1.278
I5	1.915	1.120	0.497	-1.300	1.114	0.490	-1.305	1.143	0.526	-1.278

Viga 4

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.580	0.216	-0.759
I2	1.650	0.553	0.203	-0.784	0.548	0.200	-0.789	0.576	0.214	-0.762
I3	1.915	0.971	0.450	-1.220	0.966	0.444	-1.226	0.995	0.476	-1.198
I4	1.915	0.971	0.450	-1.220	0.966	0.444	-1.226	0.995	0.476	-1.198
I5	1.915	0.971	0.450	-1.220	0.966	0.444	-1.226	0.995	0.476	-1.198

3.2.5.3.2 Secciones eficaces

Las secciones siguientes SI incluyen la reducción del ancho de losa asociada al coeficiente de ancho eficaz.
Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.915	0.957	0.445	-1.211	0.952	0.439	-1.217	0.980	0.471	-1.189

Viga 2

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.915	1.112	0.495	-1.296	1.106	0.487	-1.301	1.135	0.524	-1.274

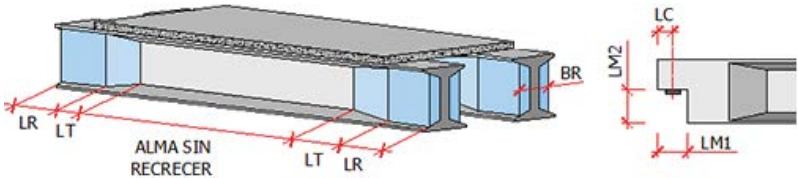
Viga 3

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.915	1.112	0.495	-1.296	1.106	0.487	-1.301	1.135	0.524	-1.274

Viga 4

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.915	0.967	0.449	-1.218	0.962	0.443	-1.223	0.990	0.475	-1.195

3.2.6 Geometría de vigas y losa en zona de apoyos



3.2.6.1 Culatas

Eje	Viga	Longitud (LC) (m)
1	1	0.450
1	2	0.450
1	3	0.450
1	4	0.450

2	1	0.450
2	2	0.450
2	3	0.450
2	4	0.450

3.2.6.2 Losa en apoyos

Tipo de junta en el eje 1: junta de dilatación

Distancia de los ejes de apoyos al borde de la losa en el eje 1 : 0.450 m

Tipo de junta en el eje 2: junta de dilatación

Distancia de los ejes de apoyos al borde de la losa en el eje 2 : 0.450 m

3.2.7 Coacciones en los apoyos

Viga	Apoyo	Vinculación	Constantes de rigidez elástica				
			Movimientos horizontales		Movimiento vertical	Giros	
			Ku ₁ (kN/m)	Ku ₂ (kN/m)	Ku ₃ (kN/m)	Kg ₁ (kNm/rad)	Kg ₂ (kNm/rad)
1	1	Apoyo fijo					
1	2	Apoyo fijo					
2	1	Apoyo fijo					
2	2	Apoyo fijo					
3	1	Apoyo fijo					
3	2	Apoyo fijo					
4	1	Apoyo fijo					
4	2	Apoyo fijo					

3.2.8 Situación de transporte / izado

Coefficiente de impacto en situación de transporte : 2.000

3.3 Materiales

3.3.1 Hormigón Vigas

Denominación: C50/60

Resistencia característica a compresión, fck : 50.0 MPa
Módulo elástico secante, Ecm : 37277.9 MPa

Diagrama parábola-rectángulo:

Deformación de rotura a compresión simple, εc2 : 0.00200
Deformación de rotura en flexión, εcu2 : 0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, εs : -0.01000

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γc : 1.00
ELU, situación persistente, γc : 1.50
ELU, situación accidental, γc : 1.20

3.3.2 Hormigón Losa

Denominación: C30/37

Resistencia característica a compresión, fck : 30.0 MPa

Módulo elástico secante, Ecm : 32836.6 MPa

Diagrama parábola-rectángulo:

Deformación de rotura a compresión simple, εc2 : 0.00200
Deformación de rotura en flexión, εcu2 : 0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, εs : -0.01000

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γc : 1.00
ELU, situación persistente, γc : 1.50
ELU, situación accidental, γc : 1.20

3.3.3 Hormigón Prelosas

Denominación: C30/37

Resistencia característica a compresión, fck : 30.0 MPa
Módulo elástico secante, Ecm : 32836.6 MPa

Diagrama parábola-rectángulo:

Deformación de rotura a compresión simple, εc2 : 0.00200
Deformación de rotura en flexión, εcu2 : 0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, εs : -0.01000

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γc : 1.00
ELU, situación persistente, γc : 1.50
ELU, situación accidental, γc : 1.20

3.3.4 Acero de la armadura pasiva Vigas

Denominación: B-500-S

Módulo de deformación longitudinal del acero, Es : 200000 MPa
Deformación última en compresión, εuk,1 : 0.01000
Deformación última en tracción, εuk,2 : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γs : 1.00
ELU, situación persistente, γs : 1.15
ELU, situación accidental, γs : 1.00

3.3.5 Acero de la armadura pasiva Losa

Denominación: B-500-S

Módulo de deformación longitudinal del acero, Es : 200000 MPa
Deformación última en compresión, εuk,1 : 0.01000
Deformación última en tracción, εuk,2 : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γs : 1.00
ELU, situación persistente, γs : 1.15
ELU, situación accidental, γs : 1.00

3.3.6 Acero de la armadura activa del pretesado Vigas

Denominación: Y 1860 C

Límite elástico característico, fp0,1k : 1670 MPa
Módulo de deformación longitudinal, Ep : 195000 MPa

Deformación última en compresión, $\epsilon_{uk,1}$	:	0.02000
Deformación última en tracción, $\epsilon_{uk,2}$	:	-0.02000
Densidad del acero, γ	:	77.0 kN/m ³

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γ_s	:	1.00
ELU, situación persistente, γ_s	:	1.15
ELU, situación accidental, γ_s	:	1.00

Parámetros de relajación :

Parámetro de relajación, a	:	0.660000
Parámetro de relajación, b	:	9.090000
Relajación a 1000 horas después del tesado, ρ_{1000}	:	2.50000 %

$$\rho = a \rho_{1000} e^{b\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-3}$$

ρ : relajación del acero a longitud constante (%)

μ : proporción de la tensión de trabajo respecto a la tensión unitaria máxima

t : tiempo después del tesado (horas)

3.4 Recubrimientos geométricos

Vigas	:	30	mm
Losa	:	35	mm
Prelosas	:	30	mm

3.5 Clases de exposición y fisuración

Vigas:

Ambiente: XC4	
Anchura de fisura admisible	: 0.20 mm

Losa:

Ambiente: XC4	
Anchura de fisura admisible	: 0.30 mm

3.6 Calendario de ejecución

Operación	Día
Día en que se hormigonan las vigas	0
Día en que se transfiere el pretesado en el parque de vigas	4
Día en que se hormigona la losa	25
Día en que se aplica la carga permanente sobre la losa	45

3.7 Definición del pretesado

Viga 1

- Definición de los cordones :

Fila	Cota Y	Área del cordón	Diámetro nominal	Nº de cordones	Longitud entubamiento	Longitud del quiebro	Altura del quiebro
	(mm)	(mm ²)	(mm)		(m)	(m)	(m)
1	55	140.0	15	13	0.000	0.000	0.000
2	105	140.0	15	6	4.000	0.000	0.000
3	105	140.0	15	7	2.000	0.000	0.000

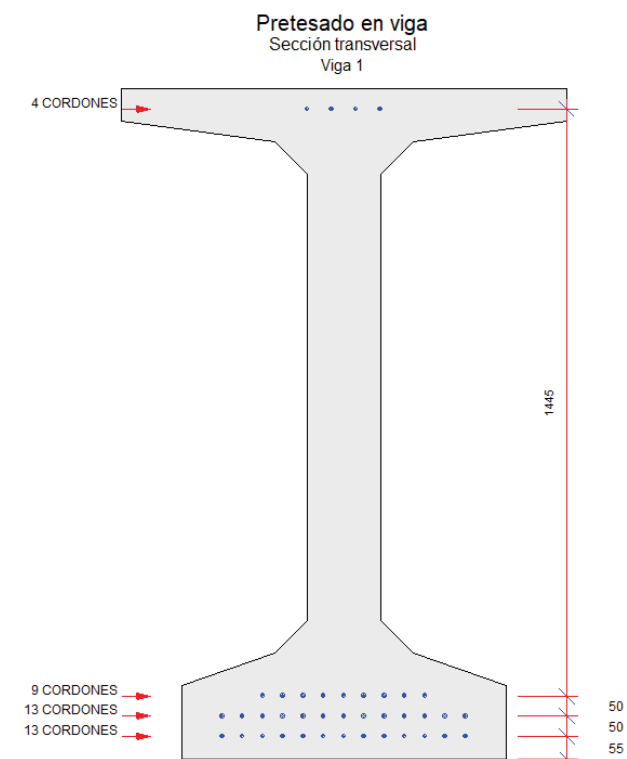
4	155	140.0	15	9	6.000	0.000	0.000
5	1600	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretesado

Pérdidas antes de la transferencia 0 mm/100m

Tensión inicial de tesado	:	1400.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia	:	1400.00 MPa



Viga 2

- Definición de los cordones :

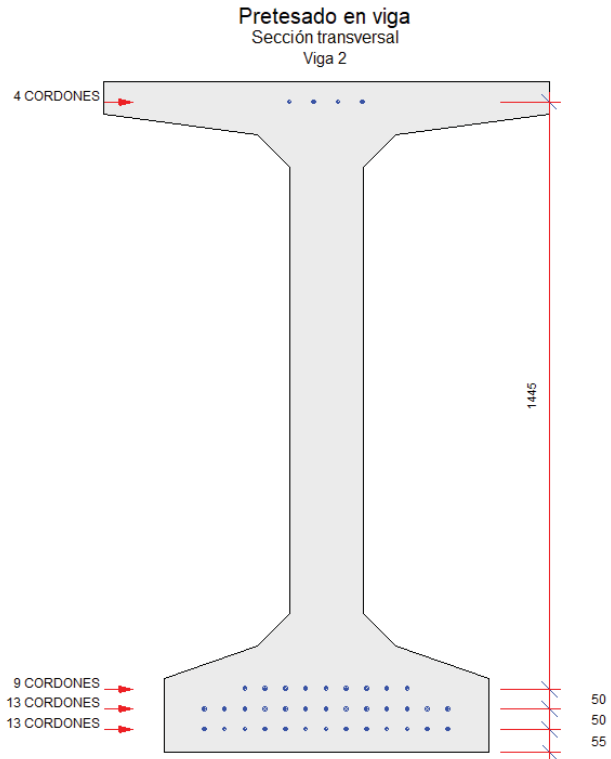
Fila	Cota Y	Área del cordón	Diámetro nominal	Nº de cordones	Longitud entubamiento	Longitud del quiebro	Altura del quiebro
	(mm)	(mm ²)	(mm)		(m)	(m)	(m)
1	55	140.0	15	13	0.000	0.000	0.000
2	105	140.0	15	6	4.000	0.000	0.000
3	105	140.0	15	7	2.000	0.000	0.000
4	155	140.0	15	9	6.000	0.000	0.000
5	1600	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretesado

Pérdidas antes de la transferencia 0 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1400.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1400.00 MPa



Viga 3

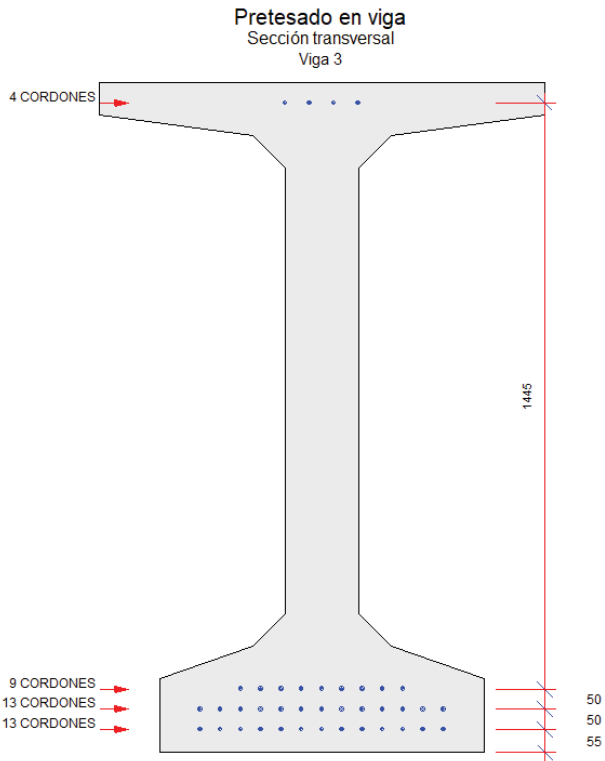
- Definición de los cordones :

Fila	Cota Y	Área del cordón	Diámetro nominal	Nº de cordones	Longitud entubamiento	Longitud del quiebro	Altura del quiebro
	(mm)	(mm ²)	(mm)		(m)	(m)	(m)
1	55	140.0	15	13	0.000	0.000	0.000
2	105	140.0	15	6	4.000	0.000	0.000
3	105	140.0	15	7	2.000	0.000	0.000
4	155	140.0	15	9	6.000	0.000	0.000
5	1600	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretesado
Pérdidas antes de la transferencia 0 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1400.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1400.00 MPa



Viga 4

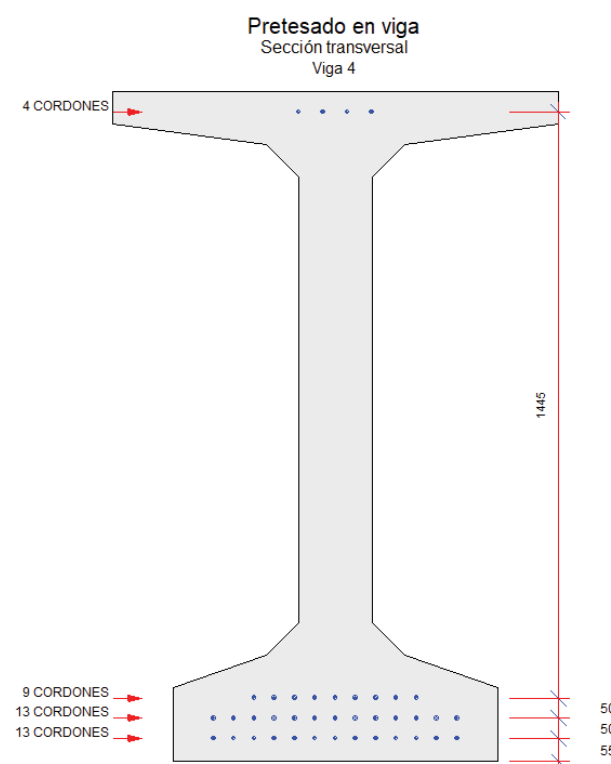
- Definición de los cordones :

Fila	Cota Y	Área del cordón	Diámetro nominal	Nº de cordones	Longitud entubamiento	Longitud del quiebro	Altura del quiebro
	(mm)	(mm ²)	(mm)		(m)	(m)	(m)
1	55	140.0	15	13	0.000	0.000	0.000
2	105	140.0	15	6	4.000	0.000	0.000
3	105	140.0	15	7	2.000	0.000	0.000
4	155	140.0	15	9	6.000	0.000	0.000
5	1600	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretesado
Pérdidas antes de la transferencia 0 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1400.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1400.00 MPa



3.8 Definición de la armadura pasiva

3.8.1 Armadura de flexión. Zona central.

Viga 1

Valores calculados por el programa.

Viga 2

Valores calculados por el programa.

Viga 3

Valores calculados por el programa.

Viga 4

Valores calculados por el programa.

3.8.2 Armadura de flexión. Zona de extremos.

Viga 1

Valores calculados por el programa.

Viga 2

Valores calculados por el programa.

Viga 3

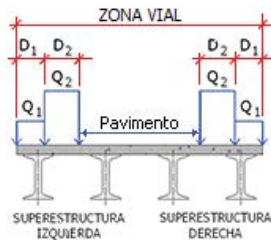
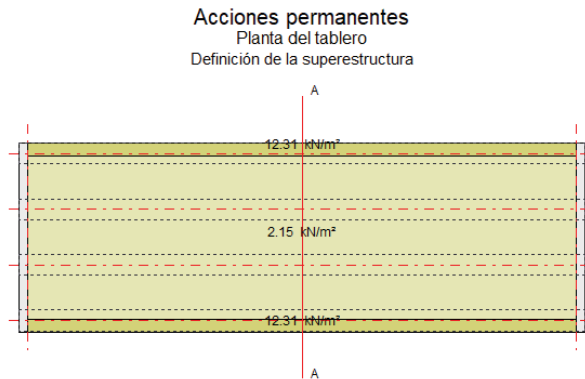
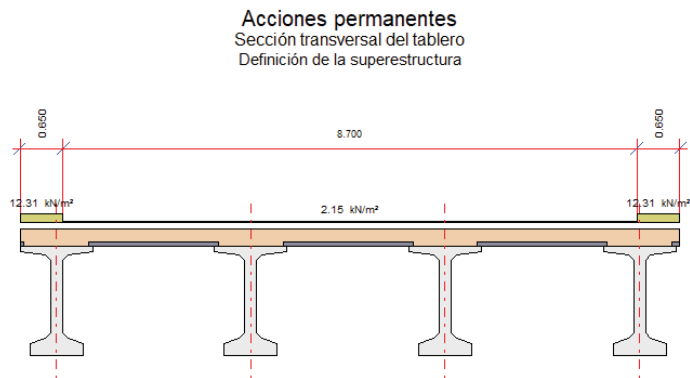
Valores calculados por el programa.

Viga 4

Valores calculados por el programa.

3.9 Acciones

3.9.1 Acciones permanentes



Se consideran 2 hipótesis de carga superficial:

Valor mínimo : $Q_{\min} = Q$
Valor máximo : $Q_{\max} = Q \cdot (1 + \text{Incremento}/100)$

Superestructura en borde izquierdo:

Tramo	Ancho D (m)	Carga superficial Q (kN/m²)	Incremento (%)
1	0.650	12.31	0.0

Superestructura en borde derecho:

Tramo	Ancho D (m)	Carga superficial Q (kN/m²)	Incremento (%)
1	0.650	12.31	0.0

Pavimento:

Peso del pavimento : 2.15 kN/m²

Incremento de carga del pavimento : 50.0 %

Acciones reológicas:

Humedad relativa : 65.0 %

Coefficientes de retracción y fluencia:

Viga 1

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.858
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 2.014

PV Peso propio de la viga
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.858
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 2.014

SE1 Cargas permanentes sobre la viga
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.406
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.427

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.815
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.976

PV Peso propio de la viga
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.815
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.976

SE1 Cargas permanentes sobre la viga
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.385
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.400

PL Peso propio de la losa y recrido de la losa
Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.385
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.400

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.251

Coeficiente de retracción en el instante de tesado : 3.595

Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima :

Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima :

Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima : 37.844

Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima : 36.274

Valores multiplicados por 100000

Viga 2

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.858
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	2.014

PV Peso propio de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.858
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	2.014

SE1 Cargas permanentes sobre la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.406
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.427

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.815
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.976

PV Peso propio de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.815
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.976

SE1 Cargas permanentes sobre la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.385
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.400

PL Peso propio de la losa y recrido de la losa		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.385
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.400

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa		
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.251

Coficiente de retracción en el instante de tesado	:	3.595
---	---	-------

Coficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	
--	---	--

Coficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	
--	---	--

Coficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	37.844
---	---	--------

Coficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	36.274
---	---	--------

Valores multiplicados por 100000

Viga 3

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.858
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	2.014

PV Peso propio de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.858
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	2.014

SE1 Cargas permanentes sobre la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.406
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.427

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.815
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.976

PV Peso propio de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.815
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.976

SE1 Cargas permanentes sobre la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.385
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.400

PL Peso propio de la losa y recrido de la losa		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.385
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.400

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa		
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.251

Coficiente de retracción en el instante de tesado	:	3.595
---	---	-------

Coficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	
--	---	--

Coficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	
--	---	--

Coficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	37.844
---	---	--------

Coficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	36.274
---	---	--------

Valores multiplicados por 100000

Viga 4

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.858
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	2.014

PV Peso propio de la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.858
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	2.014

SE1 Cargas permanentes sobre la viga		
Coficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.406
Coficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.427

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga		
Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.815
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.976
PV Peso propio de la viga		
Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.815
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.976
SE1 Cargas permanentes sobre la viga		
Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.385
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.400
PL Peso propio de la losa y recrido de la losa		
Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.385
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.400

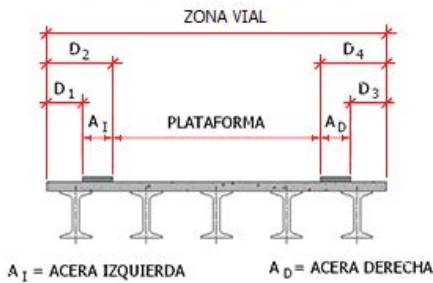
Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa		
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.251
Coefficiente de retracción en el instante de tesado	:	3.595
Coefficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	
Coefficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	
Coefficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	37.844
Coefficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	36.274

Valores multiplicados por 100000

3.9.2 Acciones variables

- Definición de la zona vial :



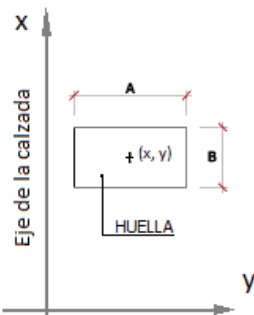
Distancia D1	:	0.300 m
Distancia D2	:	0.650 m
Distancia D3	:	0.300 m
Distancia D4	:	0.650 m

Tráfico sobre plataforma:

- Ancho de los carriles :

Punto	Ancho de plataforma (m)	Ancho de carril (m)
1	0.000	0.000
2	3.000	3.000
3	5.399	3.000
4	5.400	2.700
5	6.000	3.000
6	1000.000	3.000

- Definición de las ruedas del vehículo pesado :



Rueda	X (m)	Y (m)
1	0.000	-1.000
2	0.000	1.000
3	1.200	-1.000
4	1.200	1.000

- Huellas de las ruedas del vehículo pesado :

Anchura, A	:	0.400 m
Longitud, B	:	0.400 m

- Valores característicos de las cargas :

Situación	Carga por rueda (kN)	Sobrecarga repartida (kN/m²)
Carril número 1	150.00	9.00
Carril número 2	100.00	2.50
Carril número 3	50.00	2.50
Resto de carriles	0.00	2.50
Área remanente	0.00	2.50

Modelo de cargas LM2:

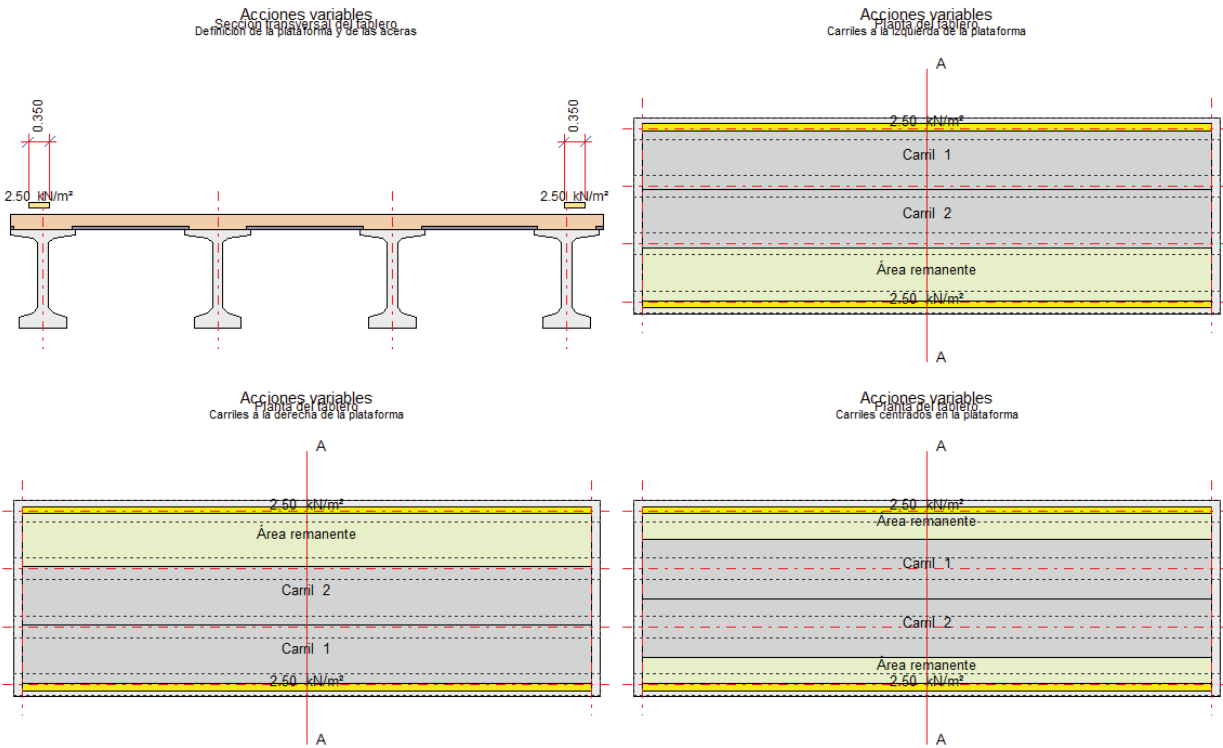
Rueda	Y (m)	Carga por rueda (kN)
1	-1.000	200.00
2	1.000	200.00

Anchura, A	:	0.600 m
Longitud, B	:	0.350 m

Coefficiente de amplificación dinámica	:	1
--	---	---

Tráfico sobre zona peatonal:

- Sobrecargas repartidas (valor reducido) :
Zona peatonal izquierda : 2.50 kN/m²
Zona peatonal derecha : 2.50 kN/m²



Gradiente térmico:

No se ha definido la acción

Acción vertical del viento:

No se ha definido la acción

3.10 Coeficientes de seguridad

3.10.1 Coeficientes de mayoración de las acciones, γ_F

ESTADOS LÍMITE ESTRUCTURALES						
Coeficiente	Estado límite de servicio		Estado límite último			
	Favor.	Desfavor.	Situación persistente		Situación accidental	
			Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.
Pretesado instantáneo	0.95	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00
Postesado instantáneo	0.90	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Pérdidas de pretesado	0.95	1.05	1.00	1.35	1.00	1.00
Pérdidas de postesado	0.90	1.10	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de las vigas	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de la losa	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00

Peso propio de las riostras	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de las tierras	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Superestructura	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Descenso de apoyos	0.00	1.00	0.00	1.20	0.00	1.00
Reología	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Tráfico en aceras	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Tráfico en plataforma	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Frenado	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Fuerza centrífuga	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Viento vertical	0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Temperatura	0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Sismo	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
Impactos de vehículos	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

3.10.2 Coeficientes de combinación

Acción	ψ 0	ψ 1	ψ 2
gr ₁ , vehículos pesados	0.75	0.75	0.00
gr ₁ , sobrecarga uniforme	0.40	0.40	0.00
gr ₁ , carga en aceras	0.40	0.40	0.00
gr ₂ , fuerzas horizontales	0.00	0.00	0.00
Viento	0.60	0.20	0.00
Temperatura	0.60	0.60	0.50

ψ₂ para la sobrecarga uniforme en situación sísmica : 0.20

3.10.3 Flechas relativas admisibles

Valor frecuente de la sobrecarga de uso. f < 1 / 0.001

3.11 Configuración del cálculo

Coeficientes de anchura eficaz :

Valores calculados automáticamente por el programa.

Efectos diferidos internos de compatibilización :

Se considera la compatibilización de deformaciones por retracción entre viga y losa.
Se considera la compatibilización de deformaciones por fluencia entre viga y losa.
Factor F_j con que multiplicar los esfuerzos internos : Se aplica el factor calculado por el programa.

Cálculo a rotura por flexión :

La prelosa no colabora en la sección resistente de la losa en dirección longitudinal.
La prelosa no colabora en la sección resistente de la losa en dirección transversal.

Cálculo a rotura por cortante y torsión :

El ángulo de inclinación de las bielas de compresión para el cálculo a cortante y torsión, se define en una serie de puntos equidistantes entre los extremos de las vigas :

Viga 1

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 2

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 3

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 4

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

En el cálculo a torsión se consideran independientemente la viga y la losa.

Cálculo a rasante viga - losa

El cálculo se realiza a partir del momento de rotura.

Posiciones del vehículo para el cálculo de las vigas

Número de posiciones en cada carril : 11

Posiciones del vehículo para el cálculo de la losa

Número de posiciones longitudinales : 11
Desplazamiento transversal del vehículo : 0.500 m

Calculo tensional en las vigas

El cálculo tensional en las vigas utiliza las secciones homogeneizadas.

3.12 Tráfico. Cálculo de la losa

Posiciones del vehículo para el cálculo de la losa

Posiciones de los vehículos para el cálculo de las reacciones en pilas y estribos calculadas por el programa
Número de posiciones longitudinales : 11
Desplazamiento transversal del vehículo : 0.500 m

4 Modelo de viga simple (sin losa)

Para el cálculo de la viga simple (antes de fraguar la losa) se adopta un modelo de viga biapoyada discretizada en 10 barras equiespaciadas.

5 Modelo del tablero para el cálculo de las vigas

Para el cálculo de las vigas, una vez fraguada la losa, se adopta un modelo de emparrillado plano formado por barras longitudinales que modelizan la viga más losa, y por barras transversales que modelizan la losa del tablero.

6 Modelo del tablero para el cálculo de la losa

Para el cálculo de la losa del tablero se genera un modelo de emparrillado plano. Las vigas se modelizan mediante barras longitudinales. La losa se modeliza con barras longitudinales y transversales.

7 ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS EN LAS VIGAS

Se listan los valores mínimos y máximos a lo largo de cada viga.

Acción	Viga	Axil (kN)	Flector (kNm)	Cortante (kN)	Torsor (kNm)
--------	------	-----------	---------------	---------------	--------------

		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
PV	1	0.0	0.0	-1.4	1457.5	-200.7	200.7	0.0	0.0
PV	2	0.0	0.0	-1.4	1457.5	-200.7	200.7	0.0	0.0
PV	3	0.0	0.0	-1.4	1457.5	-200.7	200.7	0.0	0.0
PV	4	0.0	0.0	-1.4	1457.5	-200.7	200.7	0.0	0.0
PL	1	0.0	0.0	-1.4	1412.7	-194.6	194.6	-46.2	46.2
PL	2	0.0	0.0	-2.0	2057.3	-283.4	283.4	0.0	0.0
PL	3	0.0	0.0	-2.0	2057.3	-283.4	283.4	-0.0	0.0
PL	4	0.0	0.0	-1.4	1454.6	-200.3	200.3	-43.2	43.2
PI	1	0.0	6959.7	-3405.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	2	0.0	6959.7	-3405.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	3	0.0	6959.7	-3405.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	4	0.0	6959.7	-3405.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SE	1	0.0	0.0	-2.2	1219.6	-164.3	164.3	-7.9	7.9
SE	2	0.0	0.0	0.0	1078.7	-132.5	132.5	-6.0	6.0
SE	3	0.0	0.0	0.0	1081.2	-131.9	131.9	-6.2	6.2
SE	4	0.0	0.0	-2.3	1247.7	-168.5	168.5	-8.4	8.4
TRA	1	0.0	0.0	-4.8	71.1	-10.3	10.3	-1.2	1.2
TRA	2	0.0	0.0	-0.3	25.3	-2.3	2.3	-1.1	1.1
TRA	3	0.0	0.0	-0.2	25.0	-2.2	2.2	-1.2	1.2
TRA	4	0.0	0.0	-4.8	72.2	-10.5	10.5	-1.2	1.2
TRP	1	0.0	0.0	-122.1	3685.7	-460.7	460.7	-40.9	40.9
TRP	2	0.0	0.0	-11.8	4109.2	-608.5	608.5	-46.6	46.6
TRP	3	0.0	0.0	-11.8	4090.6	-604.4	604.4	-46.8	46.8
TRP	4	0.0	0.0	-116.3	3784.4	-476.8	476.8	-41.8	41.8
RTV	1	0.0	188.8	0.0	187.9	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	2	0.0	210.9	0.0	208.3	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	3	0.0	210.9	0.0	208.3	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	4	0.0	190.7	0.0	189.7	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	1	-451.0	27.7	-442.8	30.3	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	2	-666.2	28.5	-654.0	31.7	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	3	-666.1	28.5	-653.9	31.7	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	4	-463.5	27.8	-455.0	30.4	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	1	-188.8	-0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	2	-210.9	-0.0	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	3	-210.9	-0.0	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	4	-190.7	-0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	1	-27.7	451.0	-11.9	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	2	-28.5	666.2	-14.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	3	-28.5	666.1	-14.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	4	-27.8	463.5	-12.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	1	-499.9	0.0	-0.0	290.4	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	2	-489.7	0.0	-0.0	281.1	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	3	-489.7	0.0	-0.0	281.1	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	4	-499.2	0.0	-0.0	289.8	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	1	-776.1	0.0	0.0	755.7	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	2	-764.0	0.0	0.0	809.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	3	-764.0	0.0	0.0	809.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	4	-773.8	0.0	0.0	758.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Peso propio de las vigas (PV)
Peso propio de la losa (PL)
Pretesado instantáneo (PI)
Superestructura (SE)
Tráfico en aceras (TRA)
Tráfico en plataforma (TRP)
Retracción (esfuerzos en las vigas, RTV)
Fluencia (esfuerzos en las vigas, FLV)
Retracción (esfuerzos en la losa, RTL)
Fluencia (esfuerzos en la losa, FLL)
Pérdidas de pretesado hasta el fraguado de la losa (PPS)
Pérdidas de pretesado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)

8 VERIFICACIÓN DEL EL ENCAJE TENSIONAL EN LAS VIGAS

8.1 Tensiones admisibles

Tras la transferencia del pretresado

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Viga	Compresiones	Tensiones	Sí	22.00	Sí	22.00	Sí	22.00
	Tracciones	Tensiones	Sí	-1.00	Sí	-1.50	No	

Tras el hormigonado de la losa

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Viga	Compresiones	Tensiones	Sí	29.50	Sí	29.50	Sí	29.50
	Tracciones	Tensiones	Sí	-1.00	Sí	-3.00	No	

Tras la disposición de la superestructura

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Losa	Compresiones	Tensiones	Sí	16.98	Sí	16.98	Sí	16.98
Viga	Tracciones	Tensiones	No		No		No	
	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	Sí	-1.00	Sí	-3.00	No	

Tras la apertura al tráfico

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Losa	Compresiones	Tensiones	Sí	16.98	Sí	16.98	Sí	16.98
Viga	Tracciones	Tensiones	No		No		No	
	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	Sí	-1.00	Sí	-3.00	No	

A tiempo infinito

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Losa	Compresiones	Tensiones	Sí	18.00	Sí	18.00	Sí	18.00
Viga	Tracciones	Tensiones	No		No		No	
	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	Sí	-1.00	Sí	-3.00	No	

Verificación de las tracciones en el hormigón a la altura de los cables:

Se consideran todos los cables.

8.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente

Cables pretresado : se muestran las tensiones en el hormigón a la altura del cable más traccionado.

No se están calculando las tensiones en la prelosa.

Viga 1:

Viga 1. Tras la transferencia del pretresado									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
			σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06			
Tensión admisible			-1.00	22.00	-1.00	22.00			

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras el hormigonado de la losa									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
			σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	16.42	-0.12	10.20			
Tensión admisible			-1.00	29.50	-1.00	29.50			

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
			σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.60	-0.12	11.40	-0.00	1.05	-0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00	16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
			σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.60	-0.12	11.40	-0.00	1.05	-0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00	16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 1. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
			σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.02	0.01	12.09	-0.02	9.83	-0.43	2.13	-0.49
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00	18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 2:

Viga 2. Tras la transferencia del pretresado									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06			
Tensión admisible			-1.00	22.00	-1.00	22.00			

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras el hormigonado de la losa									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.90	-0.12	12.84			
Tensión admisible			-1.00	29.50	-1.00	29.50			

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.61	0.00	0.68	-0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		16.98	1.16

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.61	0.00	0.68	-0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		16.98	1.16

Se cumple la verificación

Viga 2. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	11.37	-0.01	10.89	-0.35	1.81	-0.38
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		18.00	1.77

Se cumple la verificación

Viga 3:

Viga 3. Tras la transferencia del pretresado				
	Distancia	Cables	Viga	Losa

	al eje 1	pretresado								
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06				
Tensión admisible			-1.00	22.00	-1.00	22.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras el hormigonado de la losa									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.90	-0.12	12.84			
Tensión admisible			-1.00	29.50	-1.00	29.50			

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.62	0.00	0.68	0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		16.98	1.16

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.62	0.00	0.68	0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		16.98	1.16

Se cumple la verificación

Viga 3. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	11.37	-0.01	10.89	-0.35	1.81	-0.38
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		18.00	1.77

Se cumple la verificación

Viga 4:

Viga 4. Tras la transferencia del pretresado									
	Distancia al eje 1	Cables pretresado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06			

Tensión admisible	-1.00	22.00	-1.00	22.00
-------------------	-------	-------	-------	-------

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras el hormigonado de la losa									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	16.32	-0.12	10.37			
Tensión admisible		-1.00	29.50	-1.00	29.50				

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	14.47	-0.12	11.57	-0.00	1.05	-0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		16.98	16.98

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	14.47	-0.12	11.57	-0.00	1.05	-0.00
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		16.98	16.98

Se cumple la verificación

Viga 4. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.02	0.01	11.98	-0.02	9.93	-0.43	2.13	-0.49
Tensión admisible		-0.03	-1.00	30.00	-1.00	30.00		18.00	18.00

Se cumple la verificación

8.3 Situación persistente. Combinación frecuente

Cables pretesado : se muestran las tensiones en el hormigón a la altura del cable más traccionado.

No se están calculando las tensiones en la prelosa.

Viga 1:

Viga 1. Tras la transferencia del pretesado				
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga	Losa

			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06				
Tensión admisible		-1.50	22.00	-1.50	22.00					

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras el hormigonado de la losa									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	16.42	-0.12	10.20			
Tensión admisible		-3.00	29.50	-3.00	29.50				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.60	-0.12	11.40	-0.00	1.05	-0.00
Tensión admisible		-3.00	30.00	-3.00	30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.74	-0.12	13.63	-0.01	3.02	-0.01
Tensión admisible		-3.00	30.00	-3.00	30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 1. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		-0.02	-0.15	12.23	-0.02	12.06	-0.44	4.10	-0.50
Tensión admisible		-3.00	30.00	-3.00	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 2:

Viga 2. Tras la transferencia del pretesado									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
	(m)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06			
Tensión admisible		-1.50	22.00	-1.50	22.00				

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.90	-0.12	12.84				
Tensión admisible			-3.00	29.50	-3.00	29.50				

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.61	0.00	0.68	-0.00	1.16
Tensión admisible			-3.00	30.00	-3.00	30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.32	13.60	-0.12	15.46	-0.00	2.31	-0.01	3.94
Tensión admisible			-3.00	30.00	-3.00	30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 2. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-1.51	-2.00	11.37	-0.01	12.74	-0.36	3.44	-0.39	4.55
Tensión admisible			-3.00	30.00	-3.00	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3:

Viga 3. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06				
Tensión admisible			-1.50	22.00	-1.50	22.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras el hormigonado de la losa										
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.90	-0.12	12.84				
Tensión admisible			-3.00	29.50	-3.00	29.50				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.62	0.00	0.68	0.00	1.16
Tensión admisible			-3.00	30.00	-3.00	30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.30	13.60	-0.12	15.46	-0.00	2.31	-0.01	3.93
Tensión admisible			-3.00	30.00	-3.00	30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 3. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-1.49	-1.98	11.37	-0.01	12.73	-0.36	3.43	-0.39	4.54
Tensión admisible			-3.00	30.00	-3.00	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4:

Viga 4. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06				
Tensión admisible			-1.50	22.00	-1.50	22.00				

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)

Tensión pésima	-0.00	0.00	16.32	-0.12	10.37
Tensión admisible	-3.00	29.50	-3.00	29.50	

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-0.00	0.00	14.47	-0.12	11.57	-0.00	1.05	-0.00	1.67	
Tensión admisible	-3.00	30.00	-3.00	30.00			16.98		16.98	

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-0.00	0.00	14.60	-0.12	13.81	-0.01	3.03	-0.01	4.79	
Tensión admisible	-3.00	30.00	-3.00	30.00			16.98		16.98	

Se cumple la verificación

Viga 4. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-0.04	-0.46	12.11	-0.02	12.18	-0.43	4.11	-0.49	5.23	
Tensión admisible	-3.00	30.00	-3.00	30.00			18.00		18.00	

Se cumple la verificación

8.4 Situación persistente. Combinación característica

Cables pretesado : se muestran las tensiones en el hormigón a la altura del cable más traccionado.

No se están calculando las tensiones en la prelosa.

Viga 1:

Viga 1. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06					
Tensión admisible	22.00		22.00							

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras el hormigonado de la losa				
	Distancia	Cables	Viga	Losa

	al eje 1	pretesado								
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	16.42	-0.12	10.20				
Tensión admisible				29.50		29.50				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-0.00	-0.00	14.60	-0.12	11.40	-0.00	1.05	-0.00	1.66	
Tensión admisible	30.00		30.00			16.98		16.98		

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-1.21	-1.77	14.83	-0.13	15.08	-0.01	4.29	-0.01	6.76	
Tensión admisible	30.00		30.00			16.98		16.98		

Se cumple la verificación

Viga 1. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-3.30	-3.88	12.32	-0.02	13.51	-0.44	5.37	-0.50	7.19	
Tensión admisible	30.00		30.00			18.00		18.00		

Se cumple la verificación

Viga 2:

Viga 2. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06					
Tensión admisible	22.00		22.00							

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima	-0.00	-0.00	14.90	-0.12	12.84					

Tensión admisible	29.50	29.50
-------------------	-------	-------

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.61	0.00	0.68	-0.00	1.16
Tensión admisible				30.00		30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-3.41	-4.10	13.60	-0.13	16.58	-0.01	3.29	-0.01	5.61
Tensión admisible			30.00		30.00		16.98		16.98	

Se cumple la verificación

Viga 2. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-5.12	-5.78	11.37	-0.01	13.85	-0.36	4.42	-0.40	6.22
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 3:

Viga 3. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06				
Tensión admisible				22.00		22.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	14.90	-0.12	12.84				
Tensión admisible				29.50		29.50				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	13.60	-0.12	13.62	0.00	0.68	0.00	1.16
Tensión admisible				30.00		30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-3.37	-4.06	13.60	-0.13	16.56	-0.01	3.28	-0.01	5.60
Tensión admisible				30.00		30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 3. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-5.08	-5.74	11.37	-0.01	13.84	-0.36	4.41	-0.40	6.21
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 4:

Viga 4. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.66	-0.14	4.06				
Tensión admisible			22.00		22.00					

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	16.32	-0.12	10.37				
Tensión admisible				29.50		29.50				

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretensado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}

	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	0.00	14.47	-0.12	11.57	-0.00	1.05	-0.00	1.67
Tensión admisible				30.00		30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-1.62	-2.20	14.69	-0.13	15.26	-0.01	4.30	-0.01	6.81
Tensión admisible				30.00		30.00		16.98		16.98

Se cumple la verificación

Viga 4. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-3.67	-4.27	12.20	-0.02	13.63	-0.43	5.39	-0.50	7.25
Tensión admisible				30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

8.5 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.

9 ROTURA POR FLEXIÓN EN LAS VIGAS

M_{EdA}: Momento mayorado sin decalar
M_{EdB}: Momento mayorado decalado
M_{Rd} : Momento resistente
S_d : Longitud de decalaje

Armaduras dispuestas

Viga 1:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

Extremo	Tipo	nº	ϕ	Longitud
---------	------	----	---	----------

				(m)
1	R-1	3	Ø25	3.620
2	R-1	3	Ø25	3.620

Viga 2:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

Extremo	Tipo	nº	ϕ	Longitud (m)
1	R-1	4	Ø25	3.636
1	R-2	1	Ø10	3.178
2	R-1	4	Ø25	3.636
2	R-2	1	Ø10	3.178

Viga 3:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

Extremo	Tipo	nº	ϕ	Longitud (m)
1	R-1	4	Ø25	3.636
1	R-2	1	Ø6	3.107
2	R-1	4	Ø25	3.636
2	R-2	1	Ø6	3.107

Viga 4:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

Extremo	Tipo	nº	ϕ	Longitud (m)
1	R-1	4	Ø25	3.636
2	R-1	4	Ø25	3.636

Se listan los valores correspondientes al mínimo coeficiente de seguridad y al centro de la viga

9.1 Situación persistente. Enfoque 1

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d	Observaciones
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		
14.525	10592.8	1.634	10592.8	12190.8	1.151	
29.050	11.6	1.674	2233.0	2458.1	1.101	

Viga 1. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
14.525	10592.8	1.634	10592.8	12235.0	1.155
29.050	11.6	1.674	2233.0	2458.3	1.101

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
3.550	5146.4	1.658	7122.0	7417.8	1.042
14.525	11782.8	1.634	11782.8	12439.4	1.056

Viga 2. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
3.550	5146.4	1.658	7122.0	7430.6	1.043
14.525	11782.8	1.634	11782.8	12477.4	1.059

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
3.550	5139.5	1.658	7103.3	7417.8	1.044
14.525	11760.7	1.634	11760.7	12439.4	1.058

Viga 3. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
3.550	5139.5	1.658	7103.3	7430.6	1.046
14.525	11760.7	1.634	11760.7	12477.4	1.061

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
13.072	10695.2	1.634	10822.0	12213.6	1.129
14.525	10822.0	1.634	10822.0	12213.7	1.129

Viga 4. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
13.072	10695.2	1.634	10822.0	12257.1	1.133
14.525	10822.0	1.634	10822.0	12262.4	1.133

9.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

Viga 3. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

10 ROTURA POR CORTANTE EN LAS VIGAS

V _{d-} , V _{d+}	:	Cortante mínimo y máximo mayorado (sin el pretensado)
V _{pd-} , V _{pd+}	:	Cortante mínimo y máximo de pretensado
N _{pd-} , N _{pd+}	:	Axil mínimo y máximo de pretensado
M _{Ed-} , M _{Ed+}	:	Flector mínimo y máximo mayorado
V _{Ed}	:	Cortante de cálculo (V _{Ed} = V _d + V _{pd})
V _{Rd,max}	:	Resistencia de las bielas de compresión
V _{Rd}	:	Resistencia a cortante
A _t	:	Armadura de cálculo necesaria a cortante
A _{t min}	:	Armadura mínima de cortante
S _{max long}	:	Separación longitudinal máxima entre cercos de cortante

Se listan los valores correspondientes a la armadura transversal máxima y al resultado más desfavorable relativo a la resistencia de las bielas de compresión

10.1 Situación persistente. Enfoque 1

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1392.0	2125.1	0.655	Cumple

Viga 1. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1392.0	1392.0	24.2	2.0	1.391

Viga 1. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1392.0	2115.6	0.658	Cumple

Viga 1. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1392.0	1392.0	24.2	2.0	1.391

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones

(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1657.6	2116.2	0.783	Cumple

Viga 2. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1657.6	1657.6	28.8	2.0	1.391

Viga 2. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1657.6	2108.3	0.786	Cumple

Viga 2. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1657.6	1657.6	28.8	2.0	1.391

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1651.1	2116.2	0.780	Cumple

Viga 3. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1651.1	1651.1	28.7	2.0	1.391

Viga 3. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1651.1	2108.3	0.783	Cumple

Viga 3. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1651.1	1651.1	28.7	2.0	1.391

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1427.4	2124.4	0.672	Cumple

Viga 4. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1427.4	1427.4	24.8	2.0	1.391

Viga 4. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1427.4	2115.0	0.675	Cumple

Viga 4. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1427.4	1427.4	24.8	2.0	1.391

10.2 Resumen de armaduras

Viga 1			
Distancia al eje 1	A _t	A _{t min}	A _{st dispuesta}
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.440	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	24.2	2.0	24.2
0.513	20.3	2.0	20.3
0.976	19.9	2.0	19.9
1.452	19.4	2.0	19.4
1.708	19.2	2.0	19.2
2.494	18.3	2.0	18.3
2.905	17.9	2.0	17.9
3.550	17.0	2.0	17.0
4.358	16.0	2.0	16.0
4.940	15.3	2.0	15.3
5.550	14.6	2.0	14.6
5.810	14.3	2.0	14.3
6.456	13.5	2.0	13.5
6.910	13.0	2.0	13.0
7.262	12.5	2.0	12.5
8.715	10.6	2.0	10.6
10.167	8.7	2.0	8.7
11.620	0.0	0.0	0.0
13.072	0.0	0.0	0.0
14.525	0.0	0.0	0.0
15.977	0.0	0.0	0.0
17.430	0.0	0.0	0.0

18.882	8.7	2.0	8.7
20.335	10.6	2.0	10.6
21.787	12.5	2.0	12.5
22.140	13.0	2.0	13.0
22.594	13.5	2.0	13.5
23.240	14.3	2.0	14.3
23.500	14.6	2.0	14.6
24.110	15.3	2.0	15.3
24.692	16.0	2.0	16.0
25.500	17.0	2.0	17.0
26.145	17.9	2.0	17.9
26.556	18.3	2.0	18.3
27.342	19.2	2.0	19.2
27.597	19.4	2.0	19.4
28.074	19.9	2.0	19.9
28.537	20.3	2.0	20.3
29.049	24.2	2.0	24.2
29.051	0.0	0.0	0.0
29.490	0.0	0.0	0.0

Viga 2			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.440	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	28.8	2.0	28.8
0.513	24.1	2.0	24.1
0.976	23.5	2.0	23.5
1.452	22.9	2.0	22.9
1.708	22.6	2.0	22.6
2.494	21.5	2.0	21.5
2.905	20.9	2.0	20.9
3.550	19.9	2.0	19.9
4.358	18.7	2.0	18.7
4.940	18.0	2.0	18.0
5.550	17.2	2.0	17.2
5.810	16.8	2.0	16.8
6.456	16.0	2.0	16.0
6.910	15.4	2.0	15.4
7.262	14.9	2.0	14.9
8.715	12.7	2.0	12.7
10.167	10.7	2.0	10.7
11.620	8.9	2.0	8.9
13.072	7.2	2.0	7.2
14.525	0.0	0.0	0.0
15.977	7.2	2.0	7.2
17.430	8.9	2.0	8.9
18.882	10.7	2.0	10.7
20.335	12.7	2.0	12.7
21.787	14.9	2.0	14.9
22.140	15.4	2.0	15.4
22.594	16.0	2.0	16.0
23.240	16.8	2.0	16.8
23.500	17.2	2.0	17.2
24.110	18.0	2.0	18.0
24.692	18.7	2.0	18.7
25.500	19.9	2.0	19.9
26.145	20.9	2.0	20.9
26.556	21.5	2.0	21.5
27.342	22.6	2.0	22.6
27.597	22.9	2.0	22.9
28.074	23.5	2.0	23.5
28.537	24.1	2.0	24.1
29.049	28.8	2.0	28.8
29.051	0.0	0.0	0.0
29.490	0.0	0.0	0.0

Viga 3			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.440	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	28.7	2.0	28.7
0.513	24.0	2.0	24.0
0.976	23.4	2.0	23.4
1.452	22.8	2.0	22.8
1.708	22.5	2.0	22.5
2.494	21.4	2.0	21.4
2.905	20.8	2.0	20.8
3.550	19.8	2.0	19.8
4.358	18.7	2.0	18.7
4.940	17.9	2.0	17.9
5.550	17.1	2.0	17.1
5.810	16.8	2.0	16.8
6.456	16.0	2.0	16.0
6.910	15.4	2.0	15.4
7.262	14.8	2.0	14.8
8.715	12.7	2.0	12.7
10.167	10.6	2.0	10.6
11.620	8.9	2.0	8.9
13.072	7.2	2.0	7.2
14.525	0.0	0.0	0.0
15.977	7.2	2.0	7.2
17.430	8.9	2.0	8.9
18.882	10.6	2.0	10.6
20.335	12.7	2.0	12.7
21.787	14.8	2.0	14.8
22.140	15.4	2.0	15.4
22.594	16.0	2.0	16.0
23.240	16.8	2.0	16.8
23.500	17.1	2.0	17.1
24.110	17.9	2.0	17.9
24.692	18.7	2.0	18.7
25.500	19.8	2.0	19.8
26.145	20.8	2.0	20.8
26.556	21.4	2.0	21.4
27.342	22.5	2.0	22.5
27.597	22.8	2.0	22.8
28.074	23.4	2.0	23.4
28.537	24.0	2.0	24.0
29.049	28.7	2.0	28.7
29.051	0.0	0.0	0.0
29.490	0.0	0.0	0.0

Viga 4			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.440	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	24.8	2.0	24.8
0.513	20.8	2.0	20.8
0.976	20.4	2.0	20.4
1.452	19.9	2.0	19.9
1.708	19.7	2.0	19.7
2.494	18.8	2.0	18.8
2.905	18.3	2.0	18.3
3.550	17.4	2.0	17.4
4.358	16.4	2.0	16.4
4.940	15.7	2.0	15.7
5.550	14.9	2.0	14.9
5.810	14.6	2.0	14.6

6.456	13.9	2.0	13.9
6.910	13.3	2.0	13.3
7.262	12.9	2.0	12.9
8.715	10.9	2.0	10.9
10.167	8.9	2.0	8.9
11.620	0.0	0.0	0.0
13.072	0.0	0.0	0.0
14.525	0.0	0.0	0.0
15.977	0.0	0.0	0.0
17.430	0.0	0.0	0.0
18.882	8.9	2.0	8.9
20.335	10.9	2.0	10.9
21.787	12.9	2.0	12.9
22.140	13.3	2.0	13.3
22.594	13.9	2.0	13.9
23.240	14.6	2.0	14.6
23.500	14.9	2.0	14.9
24.110	15.7	2.0	15.7
24.692	16.4	2.0	16.4
25.500	17.4	2.0	17.4
26.145	18.3	2.0	18.3
26.556	18.8	2.0	18.8
27.342	19.7	2.0	19.7
27.597	19.9	2.0	19.9
28.074	20.4	2.0	20.4
28.537	20.8	2.0	20.8
29.049	24.8	2.0	24.8
29.051	0.0	0.0	0.0
29.490	0.0	0.0	0.0

10.3 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

11 RASANTE VIGA - LOSA

11.1 Resumen de armaduras

Viga 1				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	8.4
3	14.525	29.050	14.525	8.4
4	29.050	29.500	0.450	0.0

Viga 2				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	10.0
3	14.525	29.050	14.525	10.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

Viga 3				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0
3	14.525	29.050	14.525	0.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	10.0
3	14.525	29.050	14.525	10.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

Viga 4				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	8.6
3	14.525	29.050	14.525	8.6
4	29.050	29.500	0.450	0.0

11.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

12 RASANTE EN EL ALA INFERIOR DE LAS VIGAS

12.1 Resumen de armaduras

Viga 1				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0
3	14.525	29.050	14.525	0.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

Viga 2				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0
3	14.525	29.050	14.525	0.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

Viga 3				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0
3	14.525	29.050	14.525	0.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

Viga 4				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0
3	14.525	29.050	14.525	0.0
4	29.050	29.500	0.450	0.0

12.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

13 RASANTE EN EL ALA SUPERIOR DE LAS VIGAS

13.1 Resumen de armaduras

Viga 1				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0	5.1
3	14.525	29.050	14.525	0.0	5.1
4	29.050	29.500	0.450	0.0	0.0

Viga 2				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0	5.7
3	14.525	29.050	14.525	0.0	5.7
4	29.050	29.500	0.450	0.0	0.0

Viga 3				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0	5.7
3	14.525	29.050	14.525	0.0	5.7
4	29.050	29.500	0.450	0.0	0.0

Viga 4				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.450	0.000	0.450	0.0	0.0
2	0.000	14.525	14.525	0.0	5.1
3	14.525	29.050	14.525	0.0	5.1
4	29.050	29.500	0.450	0.0	0.0

13.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

14 Flechas

14.1 Flechas características

En este apartado se listan las flechas producidas por cada una de las acciones, sin mayorar. Se listan los valores mínimos y máximos a lo largo de cada viga.

$\delta_{\min}$: Flecha mínima (negativa si es descendente).
 $\delta_{\max}$: Flecha máxima (negativa si es descendente).

Viga	Peso propio de las vigas (PV)		Pretesado instantáneo (PI)		Peso propio de la losa (PL)		Superestructura (SE)	
	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)
1	-19.1	0.9	-2.5	47.4	-16.5	0.8	-6.4	0.0
2	-19.1	0.9	-2.5	47.4	-24.0	1.2	-5.1	0.0
3	-19.1	0.9	-2.5	47.4	-24.0	1.2	-5.1	0.0
4	-19.1	0.9	-2.5	47.4	-17.0	0.8	-6.5	0.0

Viga	Tráfico en aceras (TRA)		Tráfico en plataforma (TRP)		Pérdidas de pretesado hasta el fraguado de la losa (PPS)		Pérdidas de pretesado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)	
	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)
1	-0.4	0.0	-17.8	0.6	-3.3	0.2	-4.0	0.2
2	-0.1	0.0	-17.2	0.0	-3.2	0.2	-3.8	0.2
3	-0.1	0.0	-17.1	0.0	-3.2	0.2	-3.8	0.2
4	-0.4	0.0	-18.1	0.6	-3.3	0.2	-3.9	0.2

Viga	Valor frecuente del tráfico en plataforma (TRP1)	
	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)
1	-10.7	0.4
2	-10.5	0.0
3	-10.4	0.0
4	-10.9	0.3

14.2 Situación persistente. Combinación característica

Las flechas que se listan en este apartado incluyen las flechas por fluencia de las cargas permanentes en el instante a tiempo infinito. Se listan los valores mínimos y máximos a lo largo de cada viga.

No se están compatilizando las deformaciones diferidas entre viga y losa producidas por las acciones permanentes que actúan inicialmente sobre la viga aislada

$\delta_{\min}$: Flecha mínima (negativa si es descendente).
 $\delta_{\max}$: Flecha máxima (negativa si es descendente).

Viga	Tras la transferencia del pretesado		Tras el hormigonado de la losa		Tras la disposición de la superestructura		Tras la apertura al tráfico	
	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)
1	-1.7	30.6	-0.7	11.3	-0.7	6.0	-18.7	6.6
2	-1.7	30.6	-1.4	4.2	-6.5	1.3	-23.8	1.3
3	-1.7	30.6	-1.4	4.2	-6.5	1.3	-23.8	1.3
4	-1.7	30.6	-0.7	10.9	-1.1	5.4	-19.6	6.0

Viga	Tiempo infinito. Todas las	Tiempo infinito. Acciones
------	----------------------------	---------------------------

	acciones		permanentes	
	$\delta_{\text{máx}}$	$\delta_{\text{mín}}$	$\delta_{\text{máx}}$	$\delta_{\text{mín}}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	-9.1	26.4	-2.3	25.8
2	-22.6	12.5	-5.3	12.5
3	-22.5	12.5	-5.3	12.5
4	-10.8	25.1	-2.3	24.5

14.3 Verificación de flechas

En este apartado se comparan las flechas debidas a las cargas variables en situación frecuente con la flecha admisible.

Viga	Flecha admisible		Observación
	$\delta_{\text{máx}}$	$\delta_{\text{mín}}$	
	(mm)	(mm)	
1	-10.8	0.4	Cumple
2	-10.5	0.0	Cumple
3	-10.5	0.0	Cumple
4	-11.0	0.3	Cumple

14.3.1 Resumen de verificaciones

Viga 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Verifica la comprobación.
Viga 4. Verifica la comprobación.

15 Giros

15.1 Giros característicos

En este apartado se listan los giros producidos por cada una de las acciones, sin mayorar.
Se listan los valores en los 2 apoyos de cada viga.

$\theta_{\text{mín}}$: Giro mínimo (positivo en sentido antihorario).
 $\theta_{\text{máx}}$: Giro máximo (positivo en sentido antihorario).

Viga	Apoyo	Peso propio de las vigas (PV)		Pretesado instantáneo (PI)		Peso propio de la losa (PL)		Superestructura (SE)	
		$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$
		(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)
1	1	-0.002108	-0.002108	0.005662	0.005662	-0.001814	-0.001814	-0.000601	-0.000714
1	2	0.002108	0.002108	-0.005661	-0.005661	0.001814	0.001814	0.000714	0.000601
2	1	-0.002108	-0.002108	0.005662	0.005662	-0.002642	-0.002642	-0.000406	-0.000560
2	2	0.002108	0.002108	-0.005661	-0.005661	0.002642	0.002642	0.000560	0.000406
3	1	-0.002108	-0.002108	0.005662	0.005662	-0.002642	-0.002642	-0.000406	-0.000560
3	2	0.002108	0.002108	-0.005661	-0.005661	0.002642	0.002642	0.000560	0.000406
4	1	-0.002108	-0.002108	0.005662	0.005662	-0.001868	-0.001868	-0.000609	-0.000725
4	2	0.002108	0.002108	-0.005661	-0.005661	0.001868	0.001868	0.000725	0.000609

Viga	Apoyo	Tráfico en aceras (TRA)		Tráfico en plataforma (TRP)		Pérdidas de pretesado hasta el fraguado de la losa (PPS)		Pérdidas de pretesado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)	
		$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$

		(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)
		$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	1	0.000000	-0.000027	0.000038	-0.001922	-0.000387	-0.000387	-0.000476	-0.000476
1	2	0.000027	0.000000	0.001922	-0.000038	0.000387	0.000387	0.000476	0.000476
2	1	0.000000	0.000000	0.000000	-0.001856	-0.000372	-0.000372	-0.000457	-0.000457
2	2	0.000000	0.000000	0.001856	0.000000	0.000372	0.000372	0.000457	0.000457
3	1	0.000000	0.000000	0.000000	-0.001848	-0.000372	-0.000372	-0.000457	-0.000457
3	2	0.000000	0.000000	0.001848	0.000000	0.000372	0.000372	0.000457	0.000457
4	1	0.000000	-0.000028	0.000035	-0.001956	-0.000386	-0.000386	-0.000473	-0.000473
4	2	0.000028	0.000000	0.001956	-0.000035	0.000386	0.000386	0.000473	0.000473

Viga	Apoyo	Valor frecuente del tráfico en plataforma (TRP1)	
		$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$
		(rad)	(rad)
1	1	0.000028	-0.001148
1	2	0.001148	-0.000028
2	1	0.000000	-0.001126
2	2	0.001126	0.000000
3	1	0.000000	-0.001122
3	2	0.001122	0.000000
4	1	0.000027	-0.001168
4	2	0.001168	-0.000027

15.2 Situación persistente. Combinación característica

Los giros que se listan en este apartado incluyen los giros por fluencia de las cargas permanentes en el instante a tiempo infinito.
Se listan los valores en los 2 apoyos de cada viga.

$\theta_{\text{mín}}$: Giro mínimo (positivo en sentido antihorario).
 $\theta_{\text{máx}}$: Giro máximo (positivo en sentido antihorario).

Viga	Apoyo	Tras la transferencia del pretesado		Tras el hormigonado de la losa		Tras la disposición de la superestructura		Tras la apertura al tráfico	
		$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$	$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$
		(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)	(rad)
1	1	0.003270	0.003837	0.001050	0.001655	0.000449	0.000940	0.000486	-0.001009
1	2	-0.003836	-0.003270	-0.001655	-0.001050	-0.000940	-0.000449	0.001009	-0.000486
2	1	0.003270	0.003837	0.000239	0.000842	-0.000168	0.000282	-0.000168	-0.001573
2	2	-0.003836	-0.003270	-0.000842	-0.000239	-0.000282	0.000168	0.001573	0.000168
3	1	0.003270	0.003837	0.000239	0.000842	-0.000168	0.000282	-0.000168	-0.001566
3	2	-0.003836	-0.003270	-0.000842	-0.000239	-0.000282	0.000168	0.001566	0.000168
4	1	0.003270	0.003837	0.000997	0.001602	0.000388	0.000877	0.000423	-0.001107
4	2	-0.003836	-0.003270	-0.001602	-0.000997	-0.000877	-0.000388	0.001107	-0.000423

Viga	Apoyo	A tiempo infinito	
		$\theta_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{mín}}$
		(rad)	(rad)
1	1	0.002347	0.001721
1	2	-0.001721	-0.002347
2	1	0.000829	0.000243
2	2	-0.000243	-0.000829
3	1	0.000830	0.000250
3	2	-0.000250	-0.000829
4	1	0.002204	0.001541
4	2	-0.001541	-0.002204

16 ROTURA POR FLEXIÓN EN LA LOSA

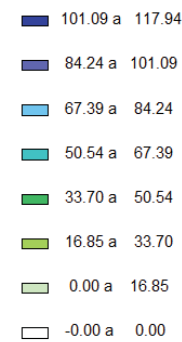
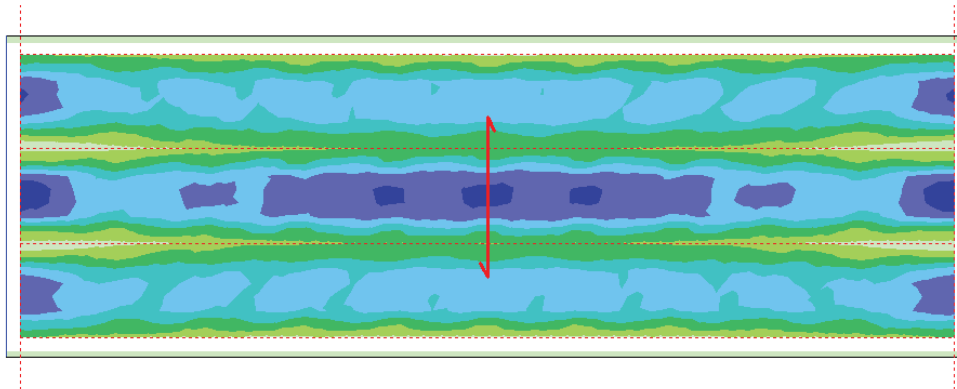
En este apartado se presentan las envolventes de los esfuerzos flectores para cada combinación, y las armaduras de flexión obtenidas. La flexión positiva corresponde a tracciones en la cara inferior de la losa.

16.1 Esfuerzos de flexión mayorados

16.1.1 Situación persistente. Enfoque 1

Momento transversal. Flexión positiva (W-A) (kNm/m)

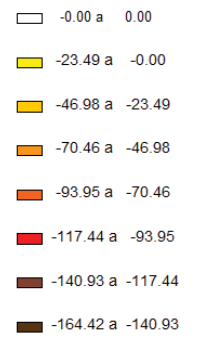
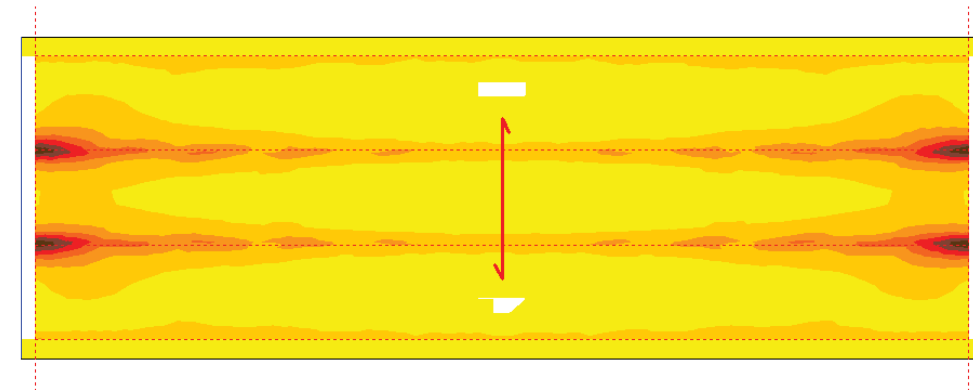
Situación persistente. Enfoque 1



Unidades: (kNm/m)

Momento transversal. Flexión negativa (W-A) (kNm/m)

Situación persistente. Enfoque 1



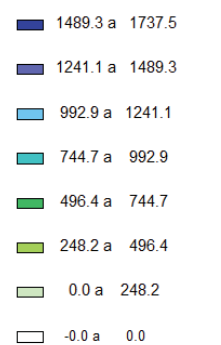
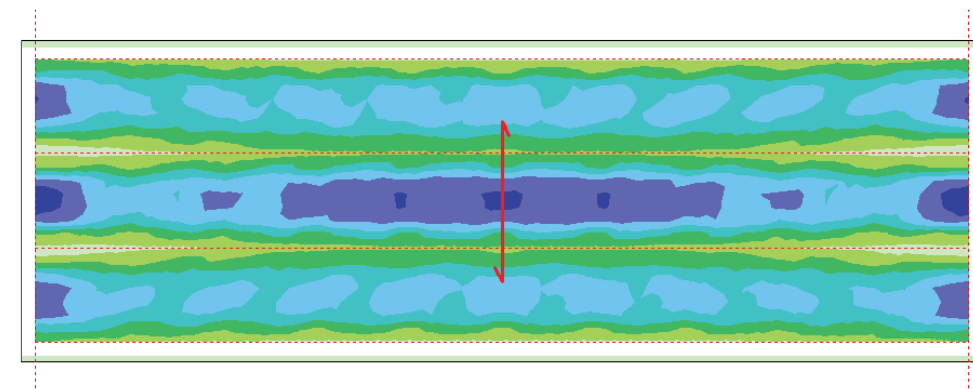
Unidades: (kNm/m)

16.2 Armadura de flexión

En este apartado se presenta la armadura máxima de entre la necesaria por cálculo y la mínima.

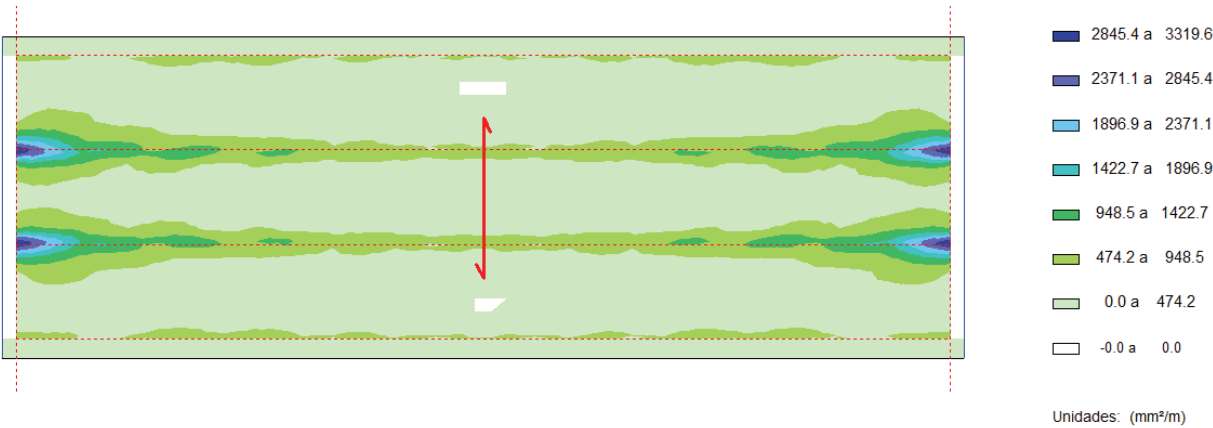
Armadura de cálculo transversal inferior (mm²/m)

Envolvente global



Unidades: (mm²/m)

Armadura de cálculo transversal superior (mm²/m)
Envolvente global



16.3 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

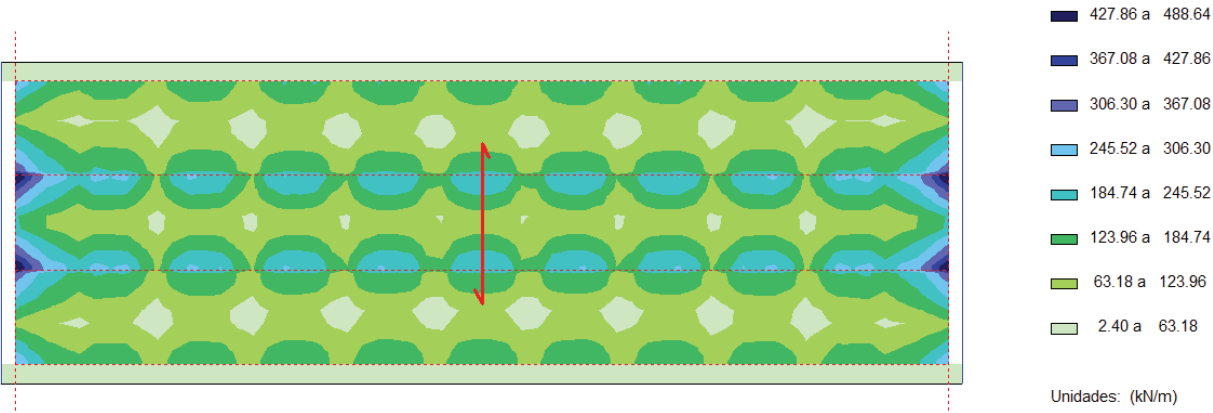
17 ROTURA POR CORTANTE EN LA LOSA

En este apartado se presentan las envolventes de los esfuerzos cortantes para cada combinación, y las armaduras de cortante obtenidas.

17.1 Esfuerzos cortantes mayorados

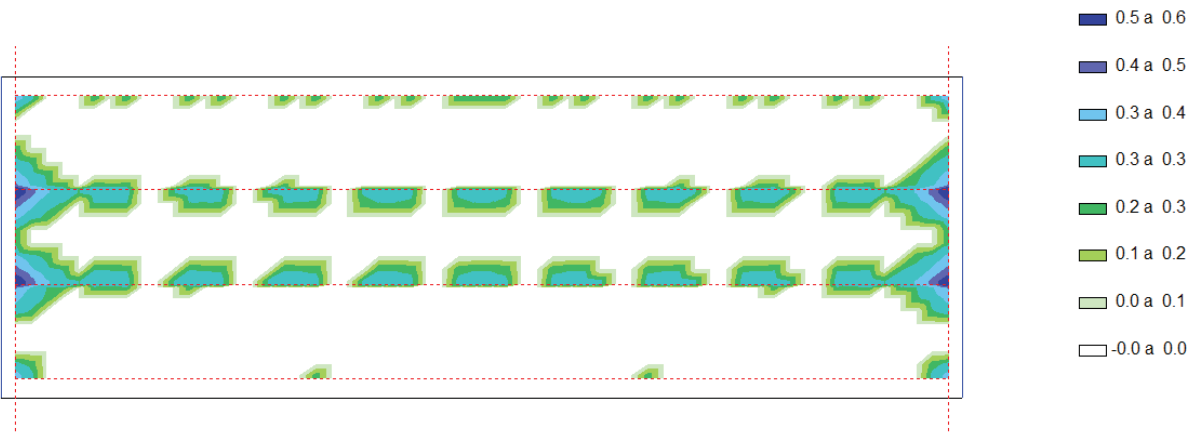
17.1.1 Situación persistente. Enfoque 1

Cortante transversal
Situación persistente. Enfoque 1

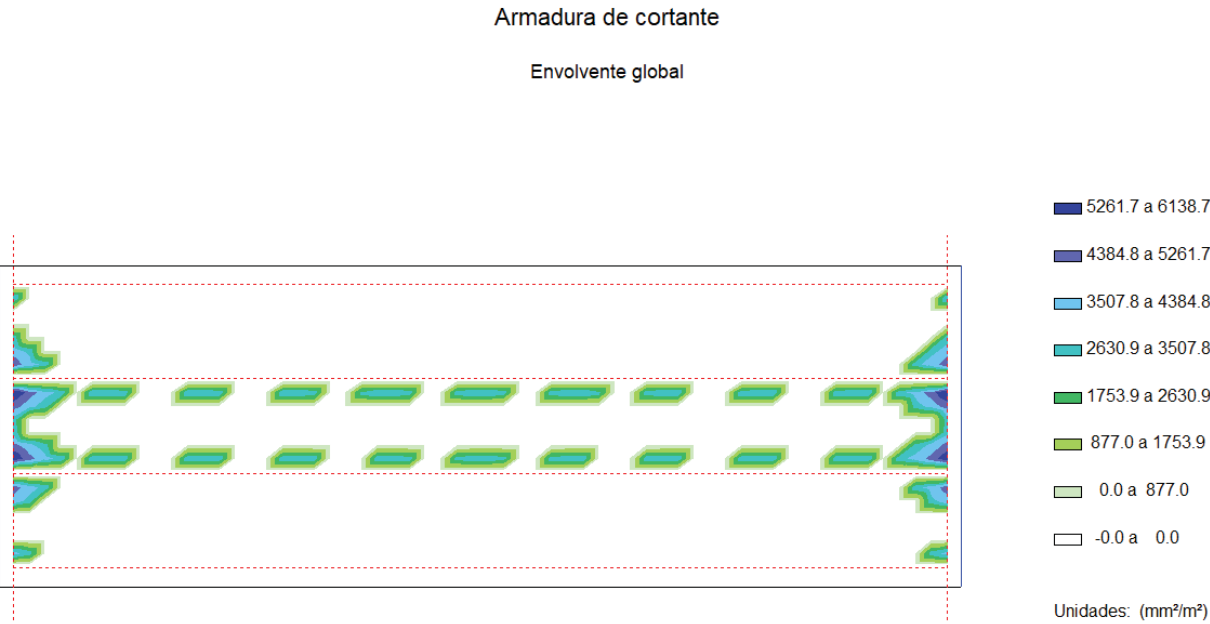


17.2 Comprobación de las bielas de compresión

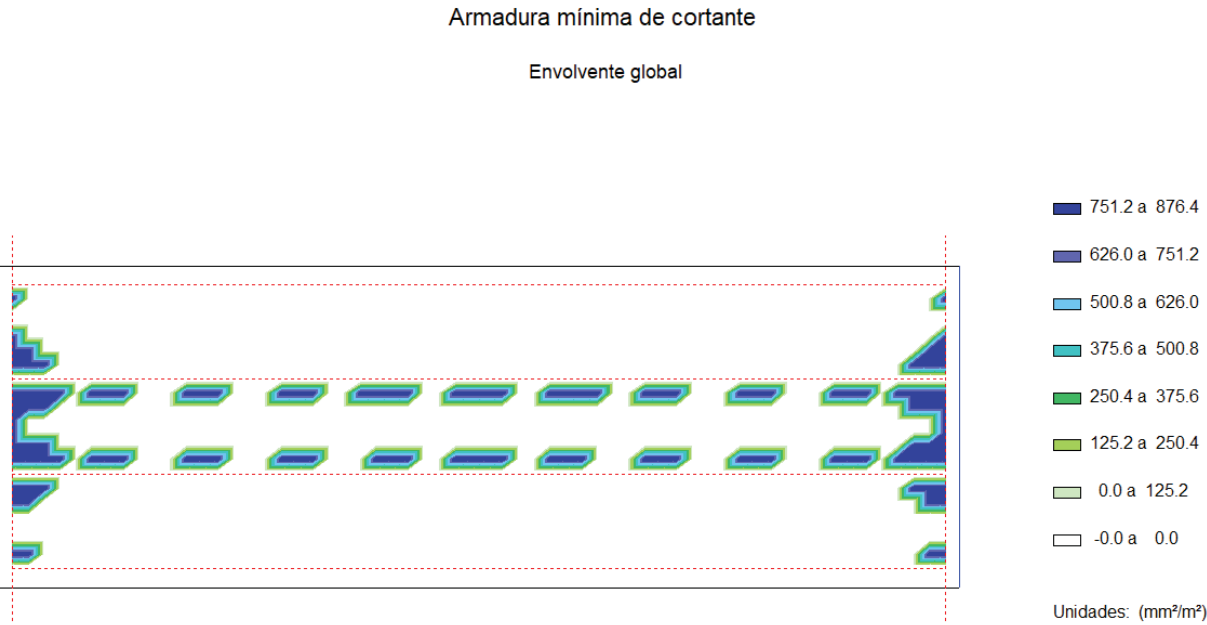
Resultado de la comprobación $(V_{Edx}/V_{Rdmax, x})^2 + (V_{Edy}/V_{Rdmax, y})^2$



17.3 Armadura de cálculo de cortante



17.4 Armadura mínima de cortante



17.5 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Enfoque 1. Verifica la comprobación.

18 Reacciones por apoyo. Valores característicos

Reacciones en vigas en el eje 1 y en el eje 2

		Reacción vertical (kN)					
		Peso propio de las vigas (PV)		Peso propio de la losa (PL)		Superestructura (SE)	
Eje	Viga	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
1	1	207.1	207.1	200.7	200.7	154.6	179.2
1	2	207.1	207.1	292.3	292.3	96.1	139.0
1	3	207.1	207.1	292.3	292.3	94.9	138.0
1	4	207.1	207.1	206.7	206.7	158.5	183.9
2	1	207.1	207.1	200.7	200.7	154.6	179.2
2	2	207.1	207.1	292.3	292.3	96.1	139.0
2	3	207.1	207.1	292.3	292.3	94.9	138.0
2	4	207.1	207.1	206.7	206.7	158.5	183.9

		Reacción vertical (kN)			
		Tráfico en aceras (TRA)		Tráfico en plataforma (TRP)	
Eje	Viga	Min.	Max.	Min.	Max.
1	1	-0.6	11.6	-32.3	472.7
1	2	-0.3	2.0	0.0	632.5
1	3	-0.3	1.8	0.0	634.8
1	4	-0.6	11.8	-32.2	489.7
2	1	-0.6	11.6	-32.3	472.7
2	2	-0.3	2.0	0.0	632.5
2	3	-0.3	1.8	0.0	634.8
2	4	-0.6	11.8	-32.2	489.7

19 Reacciones por apoyo. Valores de combinación

Reacciones en vigas en el eje 1 y en el eje 2

Instante	Descripción
I1	Tras la transferencia del pretensado
I2	Tras el hormigonado de la losa
I3	Tras la disposición de la superestructura
I4	Tras la apertura al tráfico
I5	A tiempo infinito

Situación persistente. Combinación cuasi permanente:

Reacción vertical (kN)						
Valores máximos						
Eje	Viga	I1	I2	I3	I4	I5
1	1	207.1	407.8	587.0	587.0	587.0
1	2	207.1	499.4	638.4	638.4	638.4
1	3	207.1	499.4	637.4	637.4	637.4
1	4	207.1	413.8	597.7	597.7	597.7
2	1	207.1	407.8	587.0	587.0	587.0
2	2	207.1	499.4	638.4	638.4	638.4
2	3	207.1	499.4	637.4	637.4	637.4
2	4	207.1	413.8	597.7	597.7	597.7

Situación persistente. Combinación frecuente:

Reacción vertical (kN)						
Valores máximos						
Eje	Viga	I1	I2	I3	I4	I5
1	1	207.1	407.8	587.0	875.2	875.2
1	2	207.1	499.4	638.4	1035.5	1035.5
1	3	207.1	499.4	637.4	1031.1	1031.1
1	4	207.1	413.8	597.7	896.6	896.6
2	1	207.1	407.8	587.0	875.2	875.2
2	2	207.1	499.4	638.4	1035.5	1035.5
2	3	207.1	499.4	637.4	1031.1	1031.1
2	4	207.1	413.8	597.7	896.6	896.6

Situación persistente. Combinación característica:

Reacción vertical (kN)						
Valores máximos						
Eje	Viga	I1	I2	I3	I4	I5
1	1	207.1	407.8	587.0	1071.4	1071.4
1	2	207.1	499.4	638.4	1272.9	1272.9
1	3	207.1	499.4	637.4	1274.0	1274.0
1	4	207.1	413.8	597.7	1099.2	1099.2
2	1	207.1	407.8	587.0	1071.4	1071.4
2	2	207.1	499.4	638.4	1272.9	1272.9
2	3	207.1	499.4	637.4	1274.0	1274.0
2	4	207.1	413.8	597.7	1099.2	1099.2

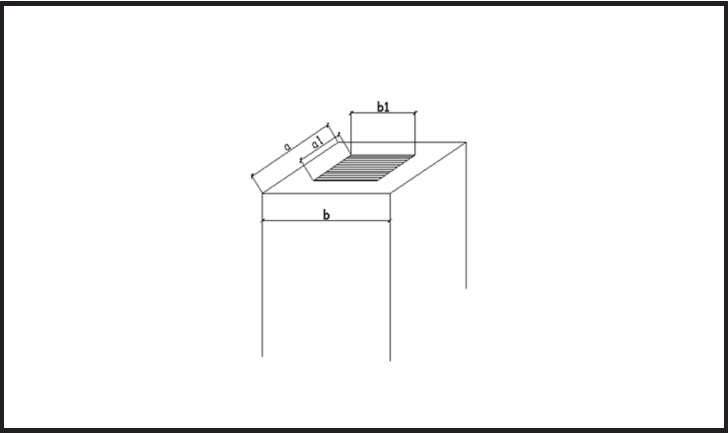
Situación persistente. Enfoque 1:

Reacción vertical (kN)						
Valores máximos						
Eje	Viga	I1	I2	I3	I4	I5

1	1	279.6	550.6	792.5	1446.3	1446.3
1	2	279.6	674.2	861.8	1718.4	1718.4
1	3	279.6	674.2	860.5	1719.9	1719.9
1	4	279.6	558.6	806.9	1484.0	1484.0
2	1	279.6	550.6	792.5	1446.3	1446.3
2	2	279.6	674.2	861.8	1718.4	1718.4
2	3	279.6	674.2	860.5	1719.9	1719.9
2	4	279.6	558.6	806.8	1484.0	1484.0

ZUNCHADO SOBRE APOYOS

CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS



DIMENSIONES MACIZO (m)

a

1

m

a1

0.35

m

b

0.8

m

b1

0.45

m

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA HORMIGÓN

fck =

500

kp/cm2

COEFICIENTE MINORACIÓN

1.5

AXIL DE DISEÑO (tn)

Nd

172

tn

Tensión máxima en las armaduras

4100

kg/cm2

ARMADURA NECESARIA EN DIRECCIÓN PARALELA A "a"

As =

6.82

cm2

ARMADURA DISPUESTA

DIÁMETRO(mm)	Nº REDONDOS	Nº CAPAS	cm2
12	9	1	10.18

ARMADURA NECESARIA EN DIRECCIÓN PARALELA A "b"

As =

4.59

cm2.

ARMADURA DISPUESTA

DIÁMETRO(mm)	Nº REDONDOS	Nº CAPAS	cm2
12	11	1	12.44

COMPROBACIÓN DE NUDOS Y BIELAS

¿CUMPLE?

VERDADERO

COMPROBACIÓN ARMADURA DE LOSA PARA IMPACTO CONTRA PRETIL

Datos de geometría:

Espesor de la losa	0.25 m
Espesor de pavimento	0.06 m
Altura zócalo sobre rasante	0.06 m
Altura total del zócalo	0.12 m, por encima de la losa.

Esfuerzos debidos al impacto:

Según documentación técnica del pretil, los esfuerzos máximos en base del poste son los siguientes:

Fhorizontal	250 kN
Momento	174 kN*m

Los esfuerzos referidos al c.d.g. de la losa serán de:

Tracción	-250.00 kN
Mtransversal	-235.25 kN*m

Comprobación resistente de la losa:

La anchura de reparto de los esfuerzos será la anchura del poste más la que aporta la capacidad de reparto que tiene la losa y zócalo, considerando una apertura a 45º.

Anchura del poste	0.5 m
-------------------	-------

Anchura colaborante losa	0.99 m
--------------------------	--------

La armadura disponible en cara superior e inferior es de Ø16 a 10 en cara superior y de Ø20 a 20 en cara inferior.

Cuantía de armadura cara superior	19.8 cm2
Cuantía de armadura inferior	15.54 cm2

Se trata de una hipótesis accidental, por lo que no es necesario aplicar coeficiente de

seguridad a la capacidad resistente del acero pasivo.

Múlt resistente con armadura disponible	-169.2 kN*m
---	-------------

Por lo tanto, hay que reforzar la armadura de cara superior de la losa en 1.0 m de anchura alrededor de cada poste.
Se introduce un refuerzo de Ø16 a 20 en bordes de la losa.



Programa Civil eStudio
Versión: 43 - 20, Barcelona, 2020

Civil eStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.
Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Comprobación a flexión de secciones rectangulares

Normativa: Eurocódigo EN-1992

Ámbito normativo
EN 1990. Bases del diseño estructural. 2002
EN 1992-1-1. Diseño de estructuras de hormigón. Diseño general de hormigón. 2004

Geometría:
Ancho de la sección, b : 0.990 m
Canto de la sección, h : 0.250 m
Recubrimiento mecánico de las armaduras de flexión, r : 0.045 m

Elemento estructural: Losa forjado

Hormigón:
Denominación: C30/37
Resistencia característica a compresión, f_{ck} : 30.0 MPa

Diagrama rectangular:
Coeficiente profundidad del bloque de compresión, λ : 0.80
Coeficiente intensidad del bloque de compresión, η : 1.00

Coeficientes de seguridad:
ELU, situación accidental, γ_c : 1.20

Factores de cansancio del hormigón:
Factor de cansancio a compresión, α_{cc} : 1.00

Acero:
Denominación: B-500-S
Límite elástico característico, f_{yk} : 500 MPa
Módulo de deformación longitudinal del acero, E_s : 200000 MPa
Deformación última en tracción, ε_{uk,2} : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coeficientes de seguridad:
ELU, situación accidental, γ_s : 1.00

Armadura de flexión:
Armadura en fibra superior, A_{s, sup} : 20.00 cm²
Armadura en fibra inferior, A_{s, inf} : 15.54 cm²

Método de cálculo: Diagrama rectangular (3.1.7 y 9 del EN-1992).

Esfuerzos de cálculo:
Axil de cálculo, N_{Ed} : -250.0 kN
Flector de cálculo, M_{Ed} : -235.2 kNm

Resultados del cálculo:

Esfuerzos últimos:
Axil último, N_{Rd} : -179.9 kN
Flector último, M_{Rd} : -169.3 kNm

Factor de seguridad:

Factor de seguridad a rotura por flexión : 0.72

La sección NO resiste los esfuerzos de cálculo

Programa Civil eStudio
Versión: 43 - 20, Barcelona, 2020

Civil eStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.
Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Comprobación a flexión de secciones rectangulares

Normativa: Eurocódigo EN-1992

Ámbito normativo

EN 1990. Bases del diseño estructural. 2002
EN 1992-1-1. Diseño de estructuras de hormigón. Diseño general de hormigón. 2004

Geometría:

Ancho de la sección, b : 0.990 m
Canto de la sección, h : 0.250 m
Recubrimiento mecánico de las armaduras de flexión, r : 0.045 m

Elemento estructural: Losa forjado

Hormigón:

Denominación: C30/37

Resistencia característica a compresión, f_{ck} : 30.0 MPa

Diagrama rectangular:

Coficiente profundidad del bloque de compresión, λ : 0.80
Coficiente intensidad del bloque de compresión, η : 1.00

Coficientes de seguridad:

ELU, situación accidental, γ_c : 1.20

Factores de cansancio del hormigón:

Factor de cansancio a compresión, α_{cc} : 1.00

Acero:

Denominación: B-500-S

Límite elástico característico, f_{yk} : 500 MPa
Módulo de deformación longitudinal del acero, E_s : 200000 MPa
Deformación última en tracción, ε_{uk,2} : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coficientes de seguridad:

ELU, situación accidental, γ_s : 1.00

Armadura de flexión:

Armadura en fibra superior, A_{s, sup} : 30.00 cm²
Armadura en fibra inferior, A_{s, inf} : 15.54 cm²

Método de cálculo: Diagrama rectangular (3.1.7 y 9 del EN-1992).

Esfuerzos de cálculo:

Axil de cálculo, N_{Ed} : -250.0 kN
Flector de cálculo, M_{Ed} : -235.2 kNm

Resultados del cálculo:

Esfuerzos últimos:

Axil último, N_{Rd} : -259.5 kN
Flector último, M_{Rd} : -244.2 kNm

Factor de seguridad:

Factor de seguridad a rotura por flexión : 1.04

La sección resiste los esfuerzos de cálculo