



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño estructural de una pasarela sobre la autovía A-7 en
Estepona (Málaga). Diseño de cimentaciones y evaluación
de la huella de carbono.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Carrasco Martínez, Manuel

Tutor/a: Mata Falcón, Jaime

Cotutor/a: Lázaro Fernández, Carlos Manuel

CURSO ACADÉMICO: 2024/2025

Diseño estructural de una pasarela sobre la autovía A-7 en Estepona (Málaga). Diseño de cimentaciones y evaluación de la huella de carbono.

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Autor:

Manuel Carrasco Martínez

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



ÍNDICE

DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS

1. MEMORIA
2. ANEJO N°1: LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES
3. ANEJO N°2: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA
4. ANEJO N°3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
5. ANEJO N°4: DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES
6. ANEJO N°5: ESTUDIO DE LA HUELLA DE CARBONO

DOCUMENTO N°2: PLANOS

1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
 2. PLANTA TOPOGRÁFICA
 - 3.1 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PLANTA
 - 3.2 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. ALZADO
 - 3.3 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PERFIL NORTE
 4. CORTE GEOLÓGICO
 5. CIMENTACIONES. PLANTA GENERAL
 - 6.1 CIMENTACIONES PILAS PRINCIPALES. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
 - 6.2 CIMENTACIONES PILAS INTERMEDIAS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
 - 7.1 CIMENTACIONES PILAS PRINCIPALES. ARMADO
 - 7.2 CIMENTACIONES PILAS INTERMEDIAS. ARMADO
-



DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS





MEMORIA

Autor:

Manuel Carrasco Martínez

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



INDICE

| | | |
|----|--------------------------------------|----|
| 1 | Objeto..... | 4 |
| 2 | Distribución del trabajo..... | 4 |
| 3 | Localización | 4 |
| 4 | Antecedentes | 5 |
| 5 | Normativa | 5 |
| 6 | Geología y geotecnia | 6 |
| 7 | Estudio de alternativas..... | 7 |
| 8 | Solución adoptada | 8 |
| 9 | Cálculo de las cimentaciones..... | 9 |
| 10 | Estudio de la huella de carbono..... | 10 |
| 11 | Conclusión | 11 |

1 Objeto

El presente Trabajo Final de Máster (TFM) tiene por objeto el diseño de una pasarela peatonal sobre la autovía A-7, en el término municipal de Estepona, Málaga. Con el fin de seleccionar la solución más adecuada, se desarrolla un análisis comparativo de distintas alternativas, evaluadas conforme a criterios técnico-económicos y medioambientales. Una vez definida la tipología estructural óptima, se procede al dimensionamiento geotécnico y estructural de las cimentaciones, así como al estudio de la huella de carbono generada por la infraestructura.

Este trabajo se enmarca dentro de un proyecto académico conjunto, desarrollado en colaboración con el alumno Santiago Federico Manzano Harmer. En consecuencia, no se sigue la estructura convencional de un proyecto constructivo completo. Quedan excluidos del alcance de este documento el diseño estructural tanto del tablero, como de las pilas, las rampas y las escaleras de acceso. El diseño estructural de dichos elementos forma parte del trabajo realizado por el compañero.

En el siguiente apartado se detallan con precisión las partes del trabajo desarrolladas de forma conjunta, así como aquellas realizadas de manera individual por el autor del presente TFM.

2 Distribución del trabajo

A continuación, se muestran las distintas partes del trabajo y quiénes son sus autores.

1. DOCUMENTO Nº1: MEMORIA Y ANEJOS

1.1. MEMORIA

Autor: Manuel Carrasco

1.2. ANEJO Nº1: LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

1.3. ANEJO Nº2: GEOLOGÍA Y GEOTÉCNICA

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

1.4. ANEJO Nº3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

1.5. ANEJO Nº4: DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES

Autor: Manuel Carrasco

1.6. ANEJO Nº5: ESTUDIO DE LA HUELLA DE CARBONO

Autor: Manuel Carrasco

2. DOCUMENTO Nº2: PLANOS

2.1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

2.2. PLANTA TOPOGRÁFICA

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

2.3. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PLANTA

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

2.4. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. ALZADO

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

2.5. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PERFIL NORTE

Autores: Manuel Carrasco y Santiago Manzano

2.6. CORTE GEOLÓGICO

Autor: Manuel Carrasco

2.7. CIMENTACIONES. PLANTA GENERAL

Autor: Manuel Carrasco

2.8. CIMENTACIONES PILAS PRINCIPALES. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Autor: Manuel Carrasco

2.9. CIMENTACIONES PILAS INTERMEDIAS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Autor: Manuel Carrasco

2.10. CIMENTACIONES PILAS PRINCIPALES. ARMADO

Autor: Manuel Carrasco

2.11. CIMENTACIONES PILAS INTERMEDIAS. ARMADO

Autor: Manuel Carrasco

3 Localización

La pasarela objeto de este trabajo se ubica al este del término municipal de Estepona, en la provincia de Málaga, muy próxima al límite administrativo con el término municipal de Marbella y a la costa (ver Figura 1 y Figura 2).

La zona de actuación se localiza en el kilómetro 1058 de la autovía A-7. Este tramo de autovía ejerce de eje principal de comunicación en la franja litoral occidental de la Costa del Sol, soportando un tráfico elevado y constante de vehículos ligeros y pesados, tanto locales como de largo recorrido.

El Anejo Nº1 LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES muestra información más detallada respecto a la localización.



Figura 1. Ubicación general de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.



Figura 2. Ubicación específica de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

4 Antecedentes

En el emplazamiento donde se pretende llevar a cabo la actuación existe actualmente una pasarela peatonal metálica, con acceso mediante escaleras, que fue concebida como una solución funcional mínima para facilitar el cruce de la autovía A-7. Su implantación, aunque útil en su momento, ha resultado con el tiempo insuficiente para atender las necesidades de personas con movilidad reducida.

Durante los últimos años se ha valorado la construcción de rampas que den uso a la estructura existente. No obstante, en el marco del presente trabajo académico se ha considerado más adecuado rehacer por completo de la pasarela con el objeto no sólo de garantizar el acceso a todos los usuarios, sino de mejorar la estética y la percepción visual de la zona residencial, así como deconstruir una solución estructural sostenible y duradera, que reduzca los costes de mantenimiento, al responder de forma más adecuada a la exposición ambiental costera.

Esta información se muestra en mayor detalle en el Anejo Nº1 LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES.

5 Normativa

En la realización del presente trabajo se han seguido las indicaciones recogidas en las siguientes normativas:

- Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02
- Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes NCSP-07
- Orden Circular 35/2014 sobre Criterios de Aplicación de Sistemas de Contención de Vehículos
- Norma 3.1-IC de la Instrucción de Carreteras. Trazado.
- Orden TMA/851/2021, de 23 de julio por la que se desarrolla el documento técnico de condiciones básicas de accesibilidad y no discriminación para el acceso y utilización de los espacios públicos urbanizados.
- IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
- Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón.
- Instrucción de acero estructural, EAE (2011).
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2003). Guía de Cimentaciones en obras de Carreteras. Fomento, Madrid, España.

6 Geología y geotecnia

La información geológica del emplazamiento de la pasarela se ha obtenido consultando la hoja 1072 del Mapa Geológico de España correspondiente a Estepona a escala 1/50.000 publicado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y disponible en su propio visor online.

A partir de dicha información, se determina que el lugar objeto de estudio se encuentra sobre materiales del Cuaternario de origen marino costero.

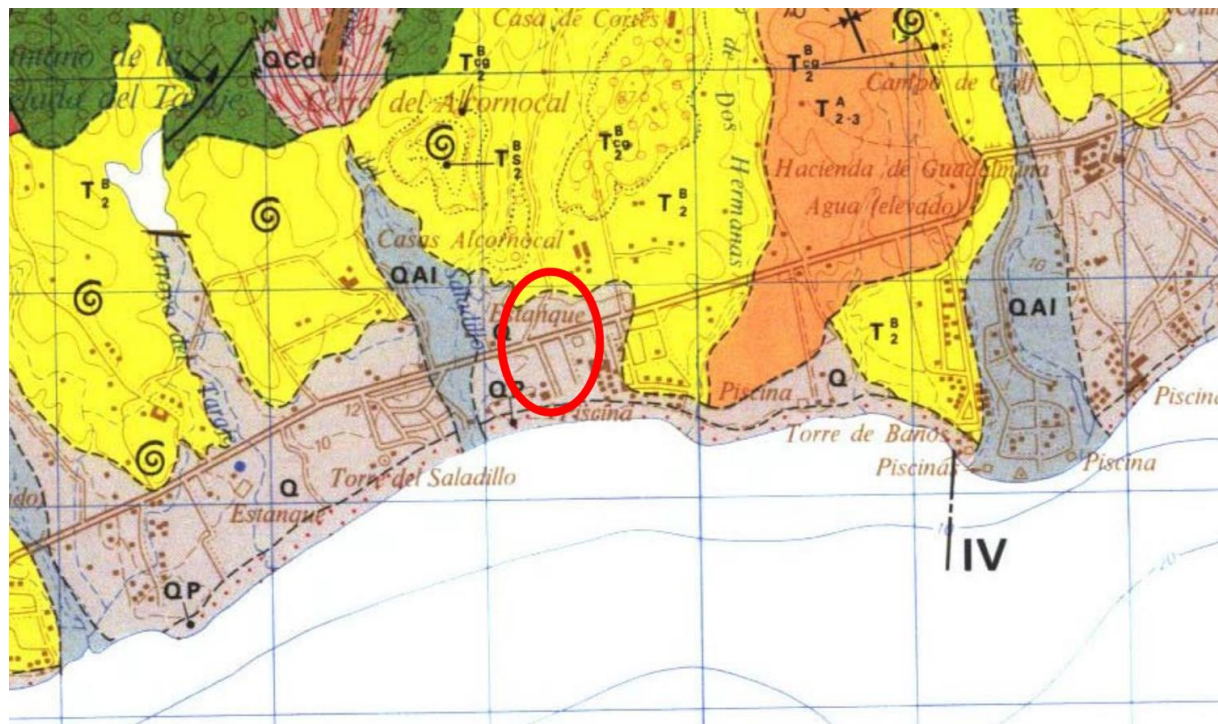


Figura 3. Recorte de la hoja 1072 del Mapa Geológico de España escala 1/50.000. Fuente: IGME

En cuanto a los resultados geotécnicos del terreno, toda la información ha sido extraída del informe geotécnico realizado por la empresa ENTICONTROL, S.L. para las obras de ejecución de rampas de acceso a paso peatonal elevado sobre la autovía A-7. Este estudio consta de 2 sondeos realizados por dicha empresa en el lugar de emplazamiento, uno en las escaleras sur y otro en las escaleras norte. En el Anejo N°2 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA se presenta una síntesis y una interpretación del estudio geotécnico original. A continuación, se presentan las principales conclusiones al respecto.

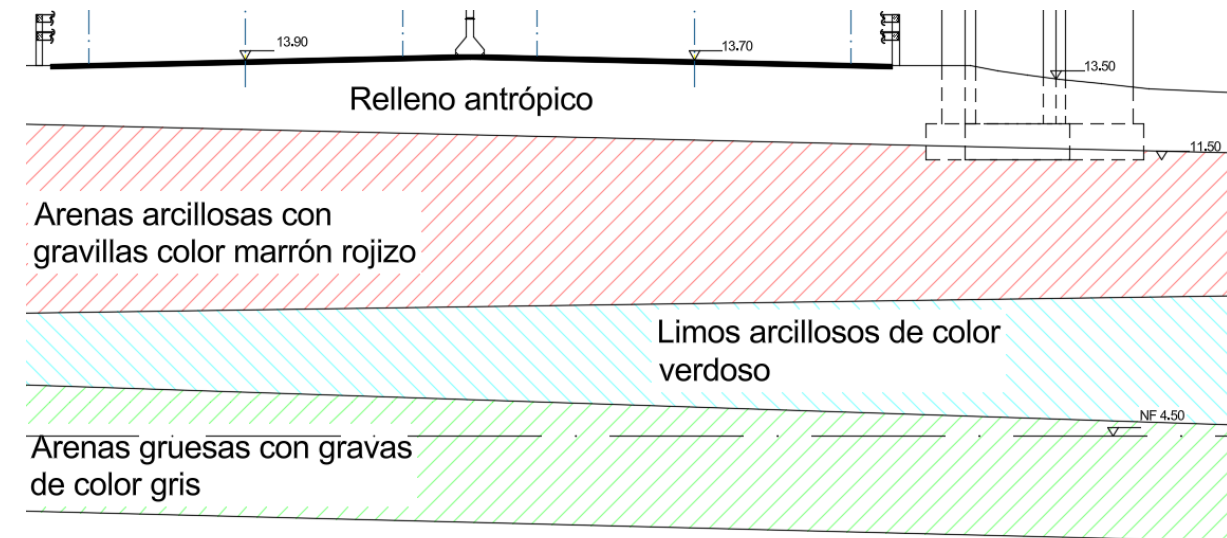


Figura 4. Corte geológico obtenido a partir de los resultados de los sondeos. Fuente: Elaboración propia.

Según los resultados obtenidos de la campaña geotécnica, se recomienda emplear, como tipología de cimentación, zapatas apoyadas en la unidad geotécnica UG-2 (arenas arcillosas con gravilla de color marrón rojizo) y siempre por debajo de cualquier nivel de rellenos antrópicos y/o suelo vegetal. El nivel freático se encuentra a una profundidad de 9 metros. La unidad geotécnica recomendada para la ubicación de la cota de cimentación es clasificada como no presenta agresividad al hormigón en cuanto al contenido en sulfatos.

A modo de resumen, se adjuntan las características geotécnicas de los diferentes estratos:

| Unidad Geotécnica | | UG-2 (Arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo) | UG-3 (Limos arcillosos de color verde) | UG-4 (Arenas gruesas con gravas color grisáceo) |
|-------------------|------------------------------------|---|---|--|
| Tipo de suelo | | Granular | Fino | Granular |
| Plasticidad | LL | 41,23 | 39,4 | NO |
| | IP | 22,78 | 18 | NP |
| Estado | γ_{ap} (kN/m ³) | 20,7 | 19,2 | 20* |
| Químicos | Sulfatos (%) | 0 | -- | -- |
| | Acidez BG | 12,0 - 20,0 | -- | -- |
| Resistencia | q_u (kPa) | 240,24 | 405,12 | -- |
| | c' (kPa) | 20 | 50 | 0 |
| | ϕ (°) | 35 | 28 | 30 |
| Deformabilidad | E (MPa) | 50* | 50* | 20* |

Tabla 1. Resumen parámetros geotécnicos. Fuente: informe geotécnico ENTICONTROL S.L

7 Estudio de alternativas

En primer lugar, se ha realizado un estudio del emplazamiento de la pasarela para obtener un diseño conceptual de la pasarela que se desea ejecutar en dicho lugar.

Tras dicho estudio se han adoptado los siguientes criterios funcionales:

- La pasarela se dispondrá perpendicularmente al eje de la autovía A-7 y sus equipamientos de acceso se dispondrán perpendiculares al tablero y paralelos a la autovía.
- La pasarela salvará solamente la autovía A-7 excluyendo las vías situadas a ambos márgenes de esta que serán cruzadas a través de pasos de peatones.
- Se establecerá un ancho de 2 metros tanto para la pasarela como para las rampas para garantizar el giro, cruce y cambio de dirección de los usuarios.
- Se emplearán tramos de rampa de longitud, en proyección horizontal, menor o igual a 9 metros, con pendiente constante del máximo permitido por la normativa (8%).
- Se establecerá una profundidad de 1,50 metros para los rellanos de las rampas y de 2 metros para los rellanos de cambio de dirección.
- Se colocarán escaleras próximas a las rampas de ancho igual a 2 metros, compuestas por tramos de 12 escalones.
- Se dispondrá de una profundidad de 1,20 metros para los rellanos de las escaleras.

En cuanto a la disposición de las rampas y las escaleras, se han estudiado dos configuraciones distintas. La primera de ellas consiste en ubicar a un lado del eje del tablero las rampas y al otro las escaleras. Mientras que la segunda opción, contempla que el inicio de las rampas y escaleras se ubique lo más cercano posible.

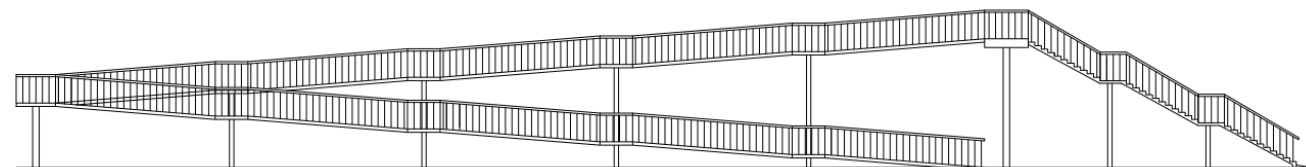


Figura 5. Alternativa 1 de rampas y escaleras. Fuente: Elaboración propia.

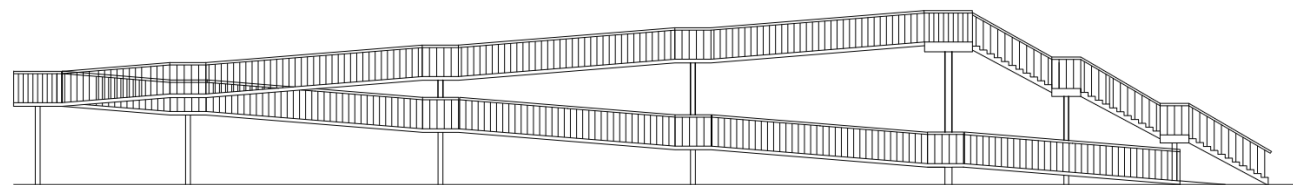


Figura 6. Alternativa 2 de rampas y escaleras. Fuente: Elaboración propia.

Para la elección de la solución óptima del tablero de la pasarela se ha realizado un estudio de alternativas basado en criterios económicos y medioambientales. Como punto de partida, se han analizado diferentes tipologías estructurales, entre ellas, puente viga (viga biapoyada), puente viga (viga en celosía de canto variable) y un pórtico (ver Figura 7). Finalmente, se ha optado por una solución de puente viga (con viga biapoyada), ya que se trata de una solución adecuada para las reducidas dimensiones de la pasarela (luz de 22,1 metros).

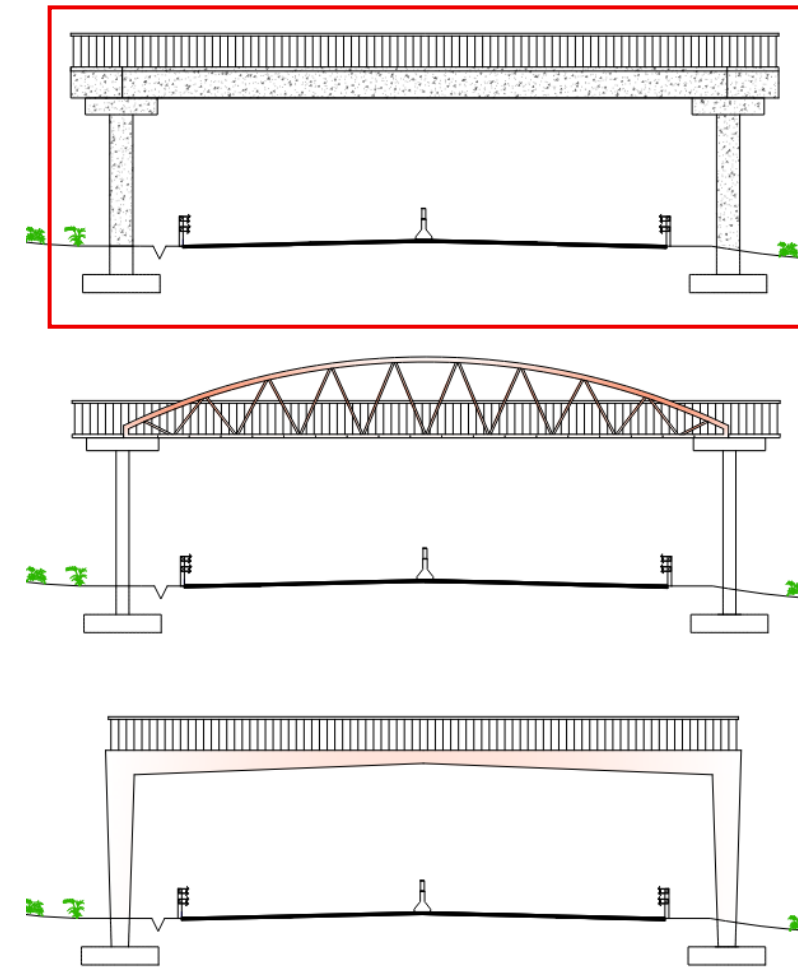


Figura 7. Tipologías de pasarelas consideradas en el estudio de alternativas. Fuente: Elaboración propia

Conocida la tipología estructural, se ha realizado un predimensionamiento atendiendo a criterios de resistencia y deformabilidad (flechas) de las secciones del tablero en función del material empleado (hormigón pretensado, acero y mixta). La viga de hormigón consta de una sección en T arriostrada en los apoyos. La viga de acero cuenta con dos perfiles en doble T con cuchillos y rigidizadores transversales. Y la viga mixta emplea perfiles doble T más una losa superior de hormigón armado (ver Figura 8, Figura 9 y Figura 10).

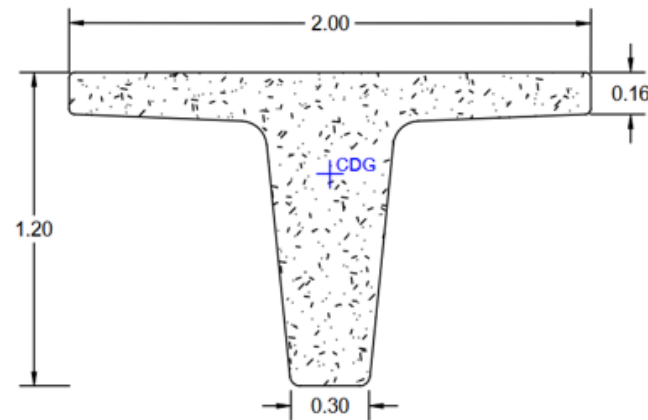


Figura 8. Sección de hormigón pretensado. Fuente: Elaboración propia.

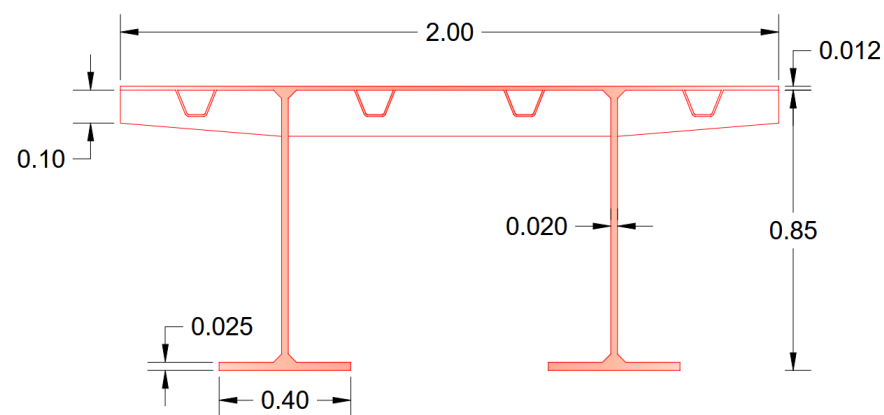


Figura 9. Sección de acero estructural. Fuente: Elaboración propia.

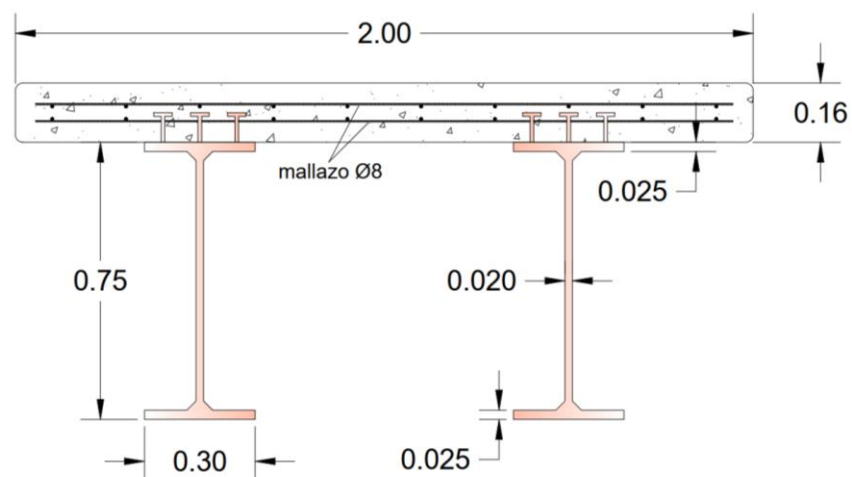


Figura 10. Sección mixta. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, se ha llevado a cabo un análisis económico y medioambiental entre las diferentes alternativas del tablero. Se han excluido las rampas y escaleras de este análisis ya que se considera que las diferencias entre los equipamientos de acceso de las distintas alternativas de la pasarela son muy reducidas.

Para la estimación económica se han obtenido las mediciones de cada material de cada sección y se han consultado los precios unitarios del generador de precios de CYPE.

En cambio, para la estimación de la huella de carbono se han consultado los indicadores GWP (Global Warming Potential) de cada material recogidos en las Declaraciones Ambientales de Producto (DAP) de diferentes fabricantes, escogiendo aquel que mostraba un valor medio.

Los resultados de dichos análisis se recogen en la Tabla 2. Estimación del coste y huella de carbono de las distintas alternativas de tableros considerados. Fuente: Elaboración propia.

| Material utilizado | Estimación económica (€) | Estimación huella CO2 (kg CO2) |
|--------------------|--------------------------|--------------------------------|
| Hormigón | 22400 | 7897 |
| Acero | 33946 | 5499 |
| Mixta | 29257 | 6707 |

Tabla 2. Estimación del coste y huella de carbono de las distintas alternativas de tableros considerados. Fuente: Elaboración propia.

En el siguiente apartado se indican las diferentes ponderaciones asignadas a cada criterio, así como la ponderación elegida para la obtención de la solución óptima.

Toda la información y los cálculos comprendidos en este apartado se muestra con mayor detalle en el Anejo N°3 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.

8 Solución adoptada

Conocidos los resultados de la estimación económica y ambiental de cada alternativa, sea realizado un estudio basado en diferentes ponderaciones para cada aspecto. Para cada ponderación se han considerado el siguiente reparto de porcentajes:

- 25% criterio económico y 75% criterio ambiental.
- 50% criterio económico y 50% criterio ambiental.
- 75% criterio económico y 25% criterio ambiental.

Asignando una ponderación del 75% al criterio económico y del 25% al criterio ambiental, la solución óptima resulta ser la tipología de puente viga biapoyada de hormigón pretensado. Por tanto, la pasarela constará de un tablero prefabricado biapoyado, con sección en T, junto con una serie de rampas y escaleras en ambos extremos. Tanto las rampas con las pilas de toda la estructura se ejecutarán en hormigón armado.

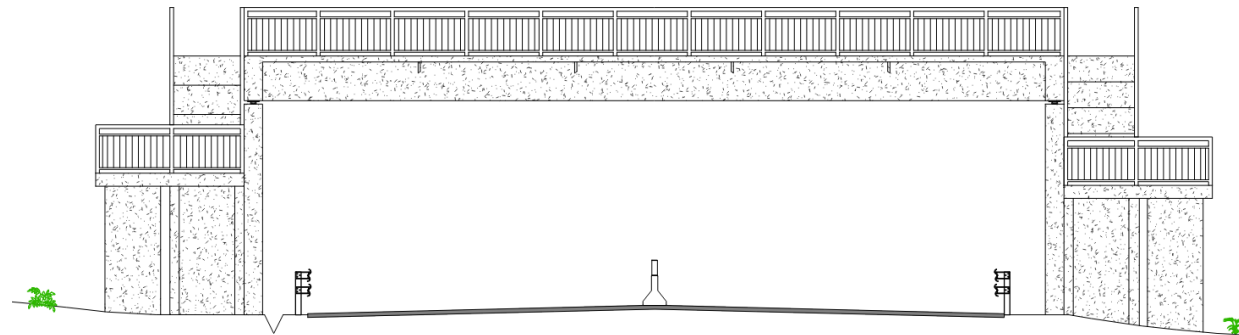


Figura 11. Alzado de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

Respecto a las rampas de acceso, estarán compuestas por un total de 10 vanos. Mientras que las escaleras contarán de 4 vanos. Para su sustentación, se dispondrán pilas debajo de cada descansillo.

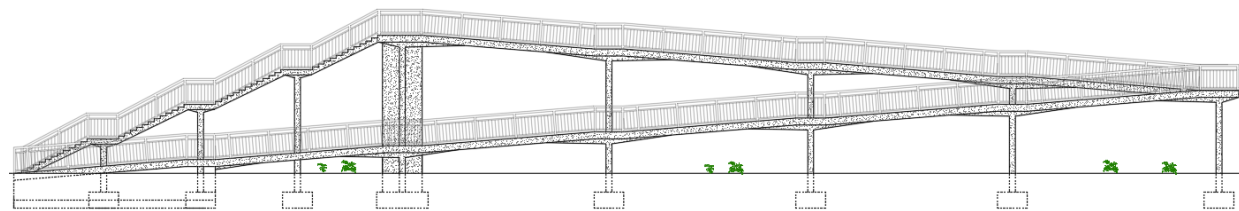


Figura 12. Perfil norte de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

Esta información se muestra en mayor detalle en el Anejo N°3 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.

9 Cálculo de las cimentaciones

Dentro del marco de este trabajo, se decide limitar el alcance al diseño de dos cimentaciones que son representativas de la totalidad de cimentaciones de la pasarela. Por una parte, se ha analizado la cimentación que soporta tanto una de las pilas principales (lado sur) como la pila adyacente de las rampas de acceso. Por otra parte, se ha diseñado la cimentación que soporta dos pilas intermedias de las rampas (ver Figura 14), la cual es representativa de otras cimentaciones que soportan las pilas de las rampas.

Para llevar a cabo el diseño de las cimentaciones se ha modelizado la parte de la estructura correspondientes a las pilas, rampas y escaleras de acceso, en el software de elementos finitos SAP2000. Para ello, los distintos elementos estructurales se han modelado

empleando elementos de tipo viga (ver Figura 13). A partir de los esfuerzos obtenidos en los apoyos de las pilas, se ha desarrollado el cálculo geotécnico y estructural de las cimentaciones.

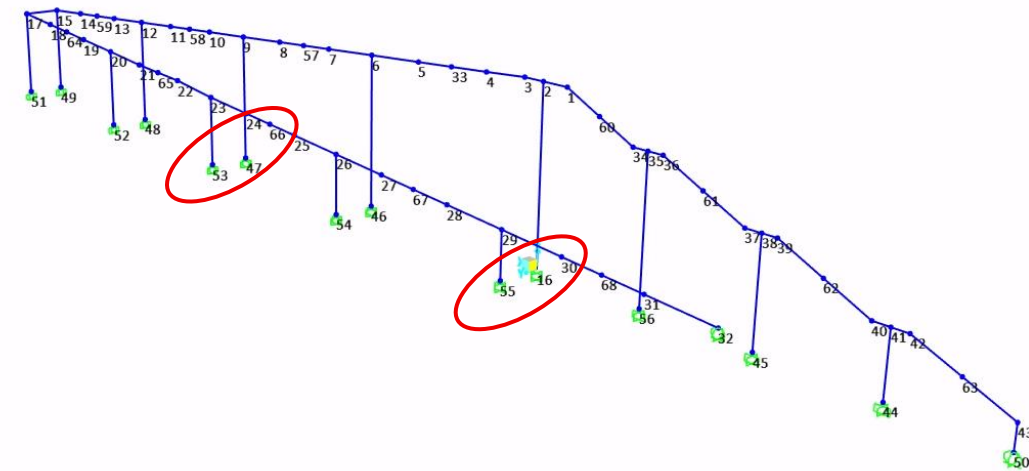


Figura 13. Notación de los nodos del modelo de SAP2000; en rojo se resaltan las pilas para las que se realizará el cálculo de detalle de las cimentaciones. Fuente: Elaboración propia.

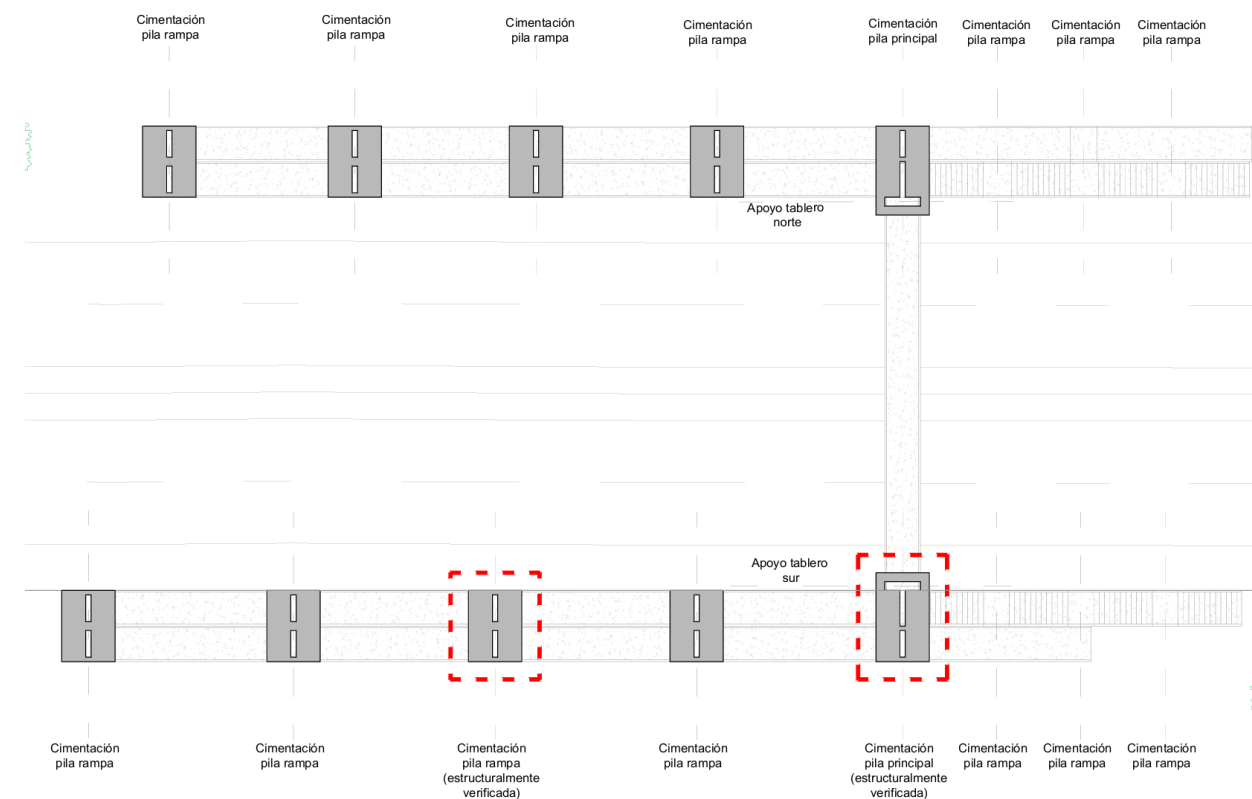


Figura 14. Ubicación de las zapatas diseñadas. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, a modo de resumen, se indican las acciones consideradas sobre la estructura:

- Acciones permanentes (peso propio y cargas muertas)
- Sobrecarga de uso
- Acción del viento
- Acción térmica
- Acción de nieve
- Acción sísmica

Debido a la gran cantidad de acciones que actúan sobre la estructura, se decide a modo de simplificación dentro de este Trabajo Final de Máster, realizar las comprobaciones geotécnicas de las cuatro combinaciones de carga más desfavorables, descritas a continuación:

$$ELU_1 = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,35 * SCU + 1,5 * 0,3 * Viento$$

$$ELU_2 = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,5 * Viento + 0,4 * SCU$$

$$ELU_{3+} = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,5 * Temperatura_{expansión} + 0,4 * SCU$$

$$ELU_{3-} = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,5 * Temperatura_{retracción} + 0,4 * SCU$$

$$ELU_{sismo} = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1 * SISMO$$

$$ELS_1 = 1 * PP + 1 * CM + 1 * SCU + 1 * 0,3 * Viento$$

$$ELS_2 = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Viento + 1 * 0,4 * SCU$$

$$ELS_{3+} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Temperatura_{expansión} + 1 * 0,4 * SCU$$

$$ELS_{3-} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Temperatura_{retracción} + 1 * 0,4 * SCU$$

$$ELS_{sismo} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * SISMO$$

Sin embargo, para el cálculo estructural de las cimentaciones se decide simplificarlo a la comprobación de la combinación de carga ELU_1 , dejando sobredimensionadas las cimentaciones para estar del lado de la seguridad frente a las combinaciones de carga desconsideradas.

En el caso de un proyecto real, deberían realizarse las comprobaciones para todas las combinaciones de carga.

Esta información y el desarrollo de los cálculos se muestra en mayor detalle en el Anejo N°4 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES.

10 Estudio de la huella de carbono

Como parte final de este Trabajo Final de Máster, se ha realizado la valoración de la huella de carbono generada por la pasarela. Para ello, se ha utilizado los factores de emisión recogidos en la base de datos HueCO₂ y las mediciones de las distintas unidades de obra que forman el proyecto (ver Tabla 3).

Finalmente, se ha realizado un comparativo entre la huella de carbono asociada a los materiales registrados en la base de datos y las huellas de carbono asociadas a los materiales más, y menos, sostenibles que se han tenido en cuenta en el estudio de alternativas (ver Tabla 4 y Tabla 5).

A continuación, se muestran los resultados de la huella de carbono obtenidos en función de los factores de emisión empleados.

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO2-E |
|---|---------------------------------|-----------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4753 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 206 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 72673 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 46152 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731 |
| 7 | TAREAS FINALES | NO CUANTIFICADO |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO2-E) | | 1398512 |

Tabla 3. Huella de carbono del proyecto según HueCO₂. Fuente: Elaboración propia.

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO2-E |
|---|---------------------------------|-----------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4753 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 206 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 50945 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 31268 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731 |
| 7 | TAREAS FINALES | NO CUANTIFICADO |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO2-E) | | 103240 |

Tabla 4. Huella de carbono del proyecto empleando los materiales más ecológicos. Fuente: Elaboración propia.

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO2-E |
|---|---------------------------------|-----------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4753 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 206 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 78305 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 49790 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731 |
| 7 | TAREAS FINALES | NO CUANTIFICADO |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO2-E) | | 149121 |

Tabla 5. Huella de carbono del proyecto empleando los materiales menos ecológicos. Fuente: Elaboración propia.

Firma:

Valencia, 3 de julio de 2025

Esta información y el desarrollo de los cálculos se muestra en mayor detalle en el Anejo N°5 ESTUDIO DE LA HUELLA DE CARBONO.

11 Conclusión

Este Trabajo Final de Máster ha representado una oportunidad para abordar un proyecto de ingeniería desde una perspectiva integral, aplicando conocimientos técnicos, normativos y metodológicos en un caso práctico concreto. El diseño de la pasarela peatonal ha permitido comprender en profundidad los condicionantes reales que intervienen en el planteamiento de soluciones estructurales en un entorno urbano y costero.

A lo largo del trabajo se ha adquirido experiencia en el análisis de alternativas constructivas, valorando no solo su viabilidad estructural, sino también su impacto económico y ambiental. La comparación objetiva entre diferentes materiales y tipologías ha puesto de relieve la importancia de incorporar criterios de sostenibilidad en las decisiones de diseño.

Asimismo, el desarrollo del cálculo de cimentaciones ha reforzado los conocimientos en geotecnia y cálculo estructural, evidenciando la necesidad de adoptar las soluciones estructurales a las características del terreno y la disposición, y geometría, de los elementos de sustentación.

En conjunto, este trabajo ha permitido integrar de forma coherente distintas disciplinas de la ingeniería civil, desarrollando una solución técnicamente solvente, funcional y respetuosa con el entorno, al tiempo que ha fortalecido habilidades clave como el análisis crítico, la toma de decisiones técnicas fundamentadas y la redacción de documentación técnica.

Por tanto, mediante lo expuesto en el presente documento y junto con el resto de los anejos que conforman este Trabajo Final de Máster sobre el diseño estructural de la pasarela sobre la autovía A-7 en Estepona, Málaga, se presenta para su aprobación por parte del tribunal de evaluación.



ANEJO Nº1

LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES

Autores:

Manuel Carrasco Martínez

Santiago Federico Manzano Harmer

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



INDICE

| | | |
|-----|--|---|
| 1 | Objeto..... | 4 |
| 2 | Localización | 4 |
| 3 | Análisis del entorno..... | 4 |
| 3.1 | Características físicas del emplazamiento..... | 4 |
| 3.2 | Condiciones de movilidad y accesibilidad..... | 5 |
| 4 | Antecedentes | 5 |

1 Objeto

El presente anejo tiene por objeto establecer y describir con precisión el contexto territorial, urbanístico y funcional en el que se enmarca la actuación proyectada: el diseño de una pasarela peatonal situada sobre la autovía A-7, en el término municipal de Estepona (Málaga), con el fin de mejorar la conectividad entre las urbanizaciones “El Paraíso” y “Benamara”.

2 Localización

La pasarela que se pretende diseñar se ubica en la provincia de Málaga al Este del término municipal de Estepona, muy próxima al límite administrativo con el término municipal de Marbella y al límite de la costa. (ver Figura 1).



Figura 1. Ubicación general de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

La actuación se localiza sobre la autovía A-7, a la altura del kilómetro 1058. Este tramo de autovía actúa como eje principal de comunicación en la franja litoral occidental de la Costa del Sol, soportando un tráfico elevado y constante de vehículos ligeros y pesado, tanto locales como de largo recorrido.

La pasarela peatonal objeto de estudio conecta dos áreas urbanizadas: “El Paraíso” (al norte de la A-7) y la urbanización “Benamara” (al sur), constituidas, ambas dos, por viviendas unifamiliares, zonas ajardinadas y pequeños núcleos comerciales (ver Figura 2).



Figura 2. Ubicación específica de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

3 Análisis del entorno

3.1 Características físicas del emplazamiento

La zona de actuación no presenta obstáculos naturales significativos, como cursos fluviales o formaciones geológicas complejas, lo que facilita la implantación de una nueva infraestructura peatonal. No obstante, debe considerarse la cercanía de viales secundarios,

accesos rodados a las urbanizaciones, así como la existencia de servicios urbanos, cuya disposición debería de analizarse para evitar interferencias durante la ejecución, aunque esto quedará fuera del alcance de este Trabajo Final de Máster.

3.2 Condiciones de movilidad y accesibilidad

Actualmente, el tránsito peatonal entre ambas urbanizaciones se realiza a través de una pasarela metálica existente, cuyo acceso se limita exclusivamente mediante escaleras. Esta solución impide el acceso por parte de personas con movilidad reducida. Como resultado, muchos desplazamientos peatonales se desincentivan, aumentando la dependencia del vehículo privado para trayectos cortos.

Como añadido, en los márgenes de la A-7, en los viales secundarios, tampoco existen pasos de peatones ni semáforos que den acceso a la actual pasarela, lo que refuerza la peligrosidad del entorno para el viandante.



Figura 3. Acceso a pasarela actual e inexistencia de paso de peatones. Fuente: Google Maps.

4 Antecedentes

Como se ha mencionado, en el emplazamiento existe actualmente una pasarela peatonal metálica, con acceso mediante escaleras, que fue concebida como una solución funcional mínima para facilitar el cruce de la autovía A-7. Su implantación, aunque útil en su momento, ha resultado con el tiempo insuficiente para atender las necesidades reales de movilidad de la zona.

Durante los últimos años se ha valorado la incorporación de rampas a la estructura existente. No obstante, en el marco del presente trabajo se ha considerado más adecuado plantear un rediseño completo de la pasarela con el fin de garantizar el acceso a todos los usuarios, mejorar la calidad paisajística y percepción visual de la zona residencial y construir una solución estructural sostenible y duradera, con menor mantenimiento y mejor respuesta frente a la exposición ambiental costera.



ANEJO Nº2

GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Autores:

Manuel Carrasco Martínez

Santiago Federico Manzano Harmer

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



ÍNDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | Objeto y alcance del estudio | 4 |
| 2 | Enquadre Geológico de la zona | 4 |
| 2.1 | Geología regional | 4 |
| 2.2 | Geología local | 5 |
| 3 | Geotecnia | 6 |
| 3.1 | Trabajos de campo..... | 6 |
| 3.1.1 | Sondeos..... | 6 |
| 3.1.2 | Ensayos S.P.T. | 7 |
| 3.1.3 | Muestras extraídas en los sondeos | 8 |
| 3.1.4 | Medida del nivel freático..... | 8 |
| 3.1.5 | Ensayos de penetración dinámica..... | 8 |
| 3.2 | Trabajos de laboratorio..... | 8 |
| 3.3 | Unidades geotécnicas | 9 |
| 3.4 | Características geotécnicas del terreno..... | 9 |
| 3.4.1 | Ensayos de penetración..... | 9 |
| 3.4.2 | Características geotécnicas de las muestras extraídas | 10 |
| 4 | Agresividad al hormigón..... | 11 |
| 5 | Características sísmicas | 11 |
| 5.1 | Grado de sismicidad de la zona | 11 |
| 5.2 | Caracterización sísmica del terreno | 12 |
| 6 | Excavabilidad | 13 |
| 7 | Medida del nivel freático | 13 |
| 8 | Resumen parámetros geotécnicos | 13 |
| 9 | Conclusiones..... | 13 |
| 10 | Bibliografía | 14 |

1 Objeto y alcance del estudio

El objeto del presente anejo es caracterizar, geológica y geotécnicamente, la zona de actuación. La información recogida en este documento se ha obtenido del informe geotécnico realizado por la empresa ENTICONTROL, S.L para las obras de ejecución de rampas de acceso a paso peatonal elevado sobre la autovía A-7, urbanización Paraiso-Benamara, Estepona (Málaga). En este anejo se recopila toda la información precisa para la caracterización del terreno donde se apoyará la futura pasarela.

En cuanto al alcance de este informe, se centrará fundamentalmente en los siguientes aspectos:

- Proporcionar las características geotécnicas del subsuelo de acuerdo con la construcción prevista.
- Conocer y evaluar las posibles problemáticas geotécnicas de la zona, que puedan incidir sobre la futura construcción.
- Definir y analizar los parámetros geotécnicos y profundidad de cimentación para el tipo de construcción prevista de acuerdo con los condicionantes geotécnicos.
- Recoger comentarios y recomendaciones necesarias para poder realizar la construcción sin problemas geotécnicos.

2 Encuadre Geológico de la zona

2.1 Geología regional

La localidad de Estepona se ubica en una cuenca postorogénica desarrollada sobre las Zonas Internas de la Cordillera Bética. Está compuesta por materiales de relleno posteriores a la fase principal de plegamiento que afectó a la cordillera Bética, debido al acercamiento y colisión entre las Zonas Interna y Externa.

En términos generales la provincia de Málaga forma parte de la **Cordillera Bética**, una porción de la cadena de plegamiento Alpina que se extiende a lo largo del Mediterráneo Occidental (ver Figura 1).

La Cordillera Bética se divide, a grandes rasgos, en tres unidades tectónicas, tres grandes franjas que se extienden paralelas y orientadas entre N60E Y N90E. Estas son:

- **Zona Externa.** Se localiza en la franja septentrional, desde el Golfo de Cádiz hasta la provincia de Alicante. Presenta una tectónica de cobertera en la que está afectada por una fuerte deformación en niveles superficiales de la corteza, pero sin desarrollo de metamorfismo. Está compuesta por rocas sedimentarias y, en menor superficie, de rocas metamórficas de bajo grado de edad comprendida entre el Triásico y el Mioceno. Se dividen en Prebético y Subbético en función del grado de aloctonia. El

prebético comprende unidades parautóctonas a moderadamente aloctonas, mientras que el Subbético cabalga ampliamente al prebético y está compuesto por unidades tectónicas intensamente deformadas y largamente aloctonas, habiendo llegado en algunos casos a perder su coherencia interna, transformándose en masas caóticas brechificadas, conocidas como Complejos Caóticos Subbéticos.

- **Complejo de los Flyschs del Campo de Gibraltar.** Se sitúa en la franja central, coincidiendo con terrenos alomados relativamente deprimidos, aunque con frecuencia hay pequeñas elevaciones. Se caracteriza por estar constituido por unidades tectónicas formadas por cobertera sedimentaria meso-cenozoica despegadas de su sustrato original (corteza oceánica o continental adelgazada) y no afectadas por metamorfismo. Se trata de sedimentos de facies marinas muy profundas: arcillas, margas y sobre todo turbiditas siliciclásticas. Actualmente, los materiales de este dominio presentan una estructura caótica fruto de una muy intensa deformación propia de una zona de “melage” asociada a un antiguo prisma de acreción de una antigua zona de subducción, con zonas de despegue, imbricación, trituración tectónica y resedimentación de sedimentos marinos profundos.
- **Zona Interna.** Ocupa la franja meridional y está compuesta por las formaciones montañosas más cercanas a la costa. Se corresponde con las unidades tectónicas más intensamente deformadas del erógeno, habiendo afectado la deformación al zócalo, además de la cobertera, y sufrido en la mayoría de los casos metamorfismo. Se estructuran en una pila antiformal de unidades tectónicas superpuestas, a las que se añade una zona frontal de imbricaciones (Unidades Frontales de las Zonas Internas Béticas) en el área de contacto con el Complejo del Campo de Gibraltar y las Zonas Externas Béticas. Dicha pila antiformal se subdivide abajo a arriba en Complejo Nevado Filábride, Alpujárride y Maláguide. Además, ha sufrido con posterioridad una tectónica extensional que modificó la estructura inicial.

En la Cordillera Bética se produce sedimentación a partir del Neógeno en dos contextos geodinámicos diferentes. En una primera etapa, comprendida entre el Mioceno inferior y el medio, se desarrollan cuencas simultáneamente a la estructuración de la cordillera. Por lo que su distribución y sedimentación están condicionadas por la orogenia, teniendo como consecuencia su deformación y plegamiento.

En una segunda fase, a partir del Mioceno superior y hasta el Cuaternario, se desarrollan cuencas condicionadas por la neotectónica controlada por el acercamiento de la placa africana a la Ibérica. Estas cuencas se forman tanto sobre dominios de las Zonas Internas como de las Zonas Externas.

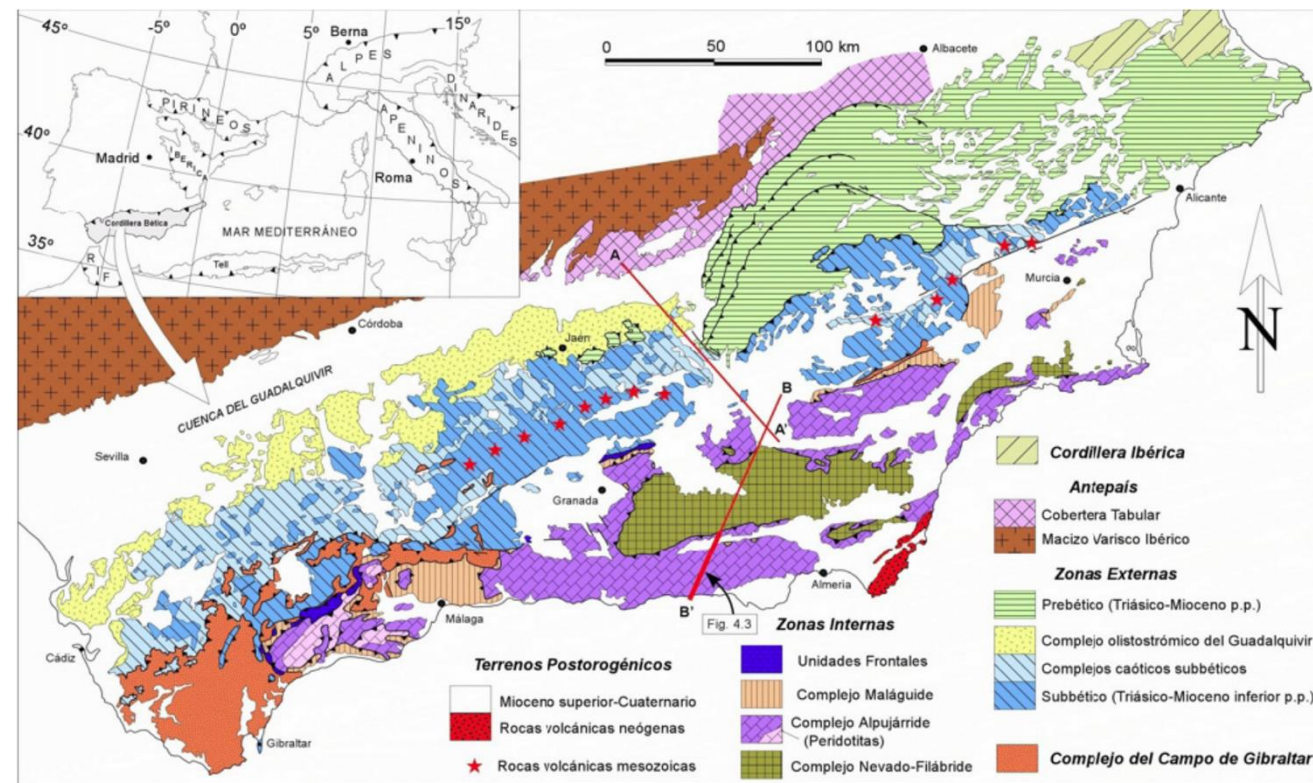


Figura 1. Esquema simplificado de la Cordillera Bética. Fuente: IGME

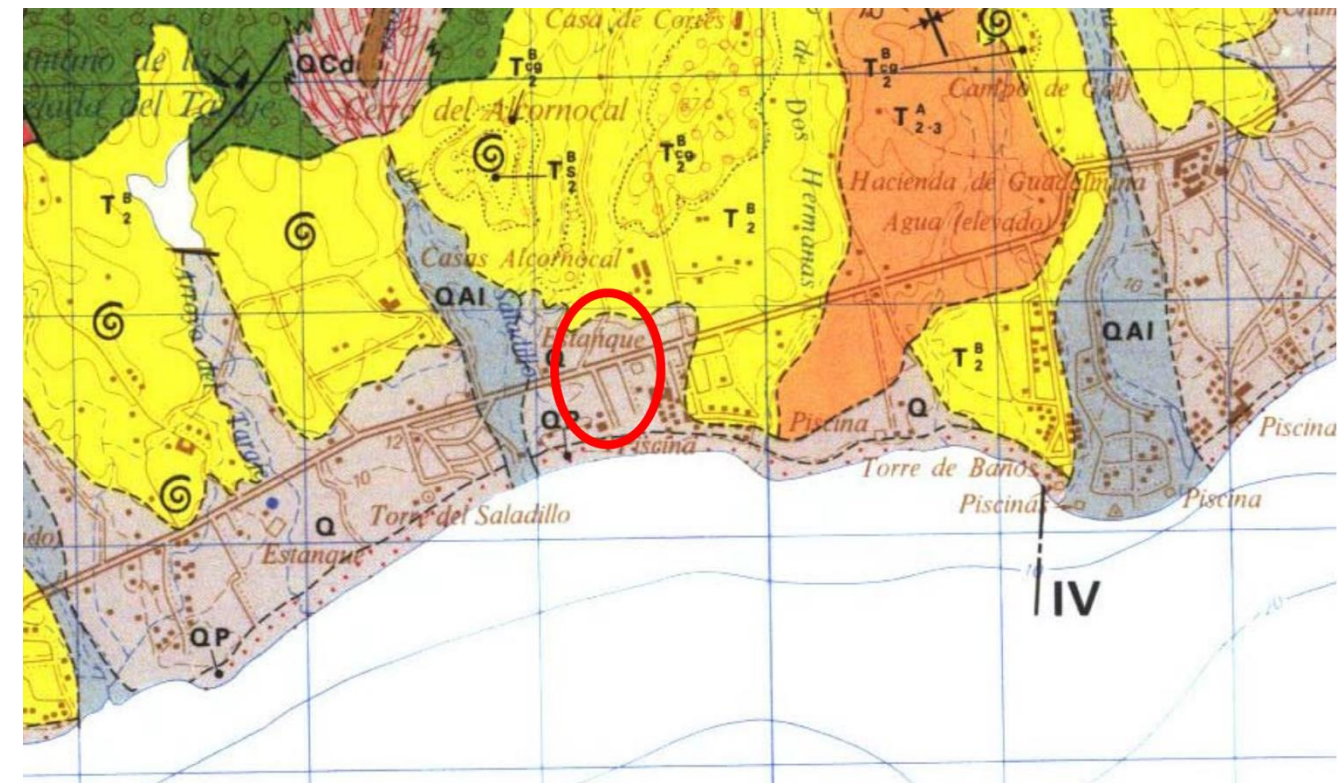


Figura 2. Recorte de la hoja 1072 del Mapa Geológico de España escala 1/50.000. Fuente: IGME

2.2 Geología local

Para obtener la información geológica del lugar de emplazamiento de la futura pasarela se ha consultado la hoja 1072 del Mapa Geológico de España correspondiente a Estepona a escala 1/50.000 publicado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y el propio visor del IGME (ver Figura 2 y Figura 4).

Tras la consulta de las fuentes anteriormente mencionadas, se determina que el lugar objeto de estudio se encuentra sobre materiales de edad Cuaternario de origen marino costero.

TERCIARIO - CUATERNARIO

| | | | | | | | | | | |
|--------------------|------------------|--|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|---|---|
| CUATERNARIO | QP | QAI | Q | QCd | QT | QP Playas | QAI Aluvial | Q Indiferenciado | QCd Coluviones y piedemontes | QT Terrazas |
| PLIOCENO | T ₂ | T ₂ ^B | T ₂ ^B | T ₂ ^B | T ₂ ^B | T ₂ ^B Indiferenciado | T ₂ ^B Margas | T ₂ ^B Arenas | T ₂ ^B Conglomerados | T ₂₋₃ ^A Flysch margo-areniscoso |
| UNIDAD DE ALJIBE ? | | | | | | | | | | |
| MIOCENO | INFERIOR | | | | | | | | | |
| PAL. | EOCENO-OLIGOCENO | T ₂ ^A | T ₂₋₃ ^A | | | | | | | |
| | | T ₂ ^A Coluviones | | | | | | | | |

Figura 3. Leyenda hoja 1072 del Mapa Geológico de España escala 1/50.000. Fuente: IGME

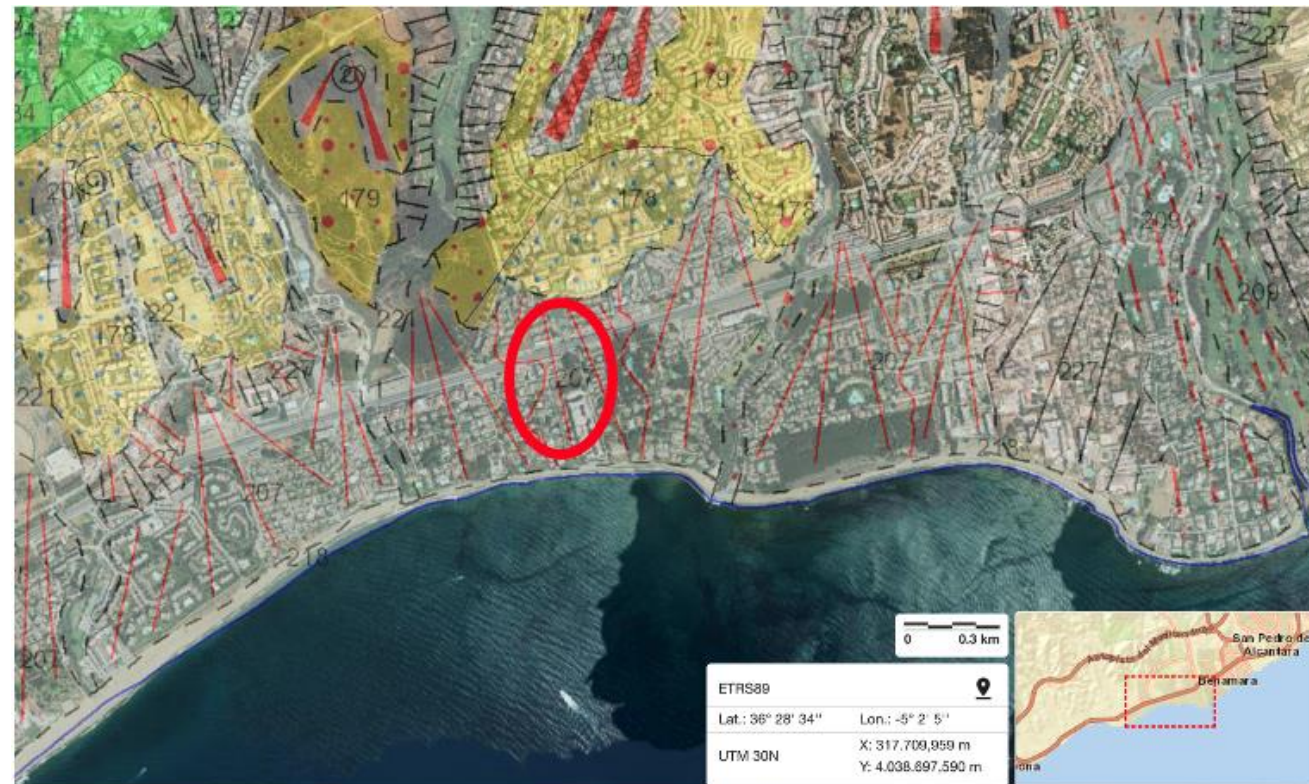


Figura 4. Fragmento del visor cartográfico del IGME. Fuente: IGME

3 Geotecnia

Para caracterizar la geotecnia del terreno de emplazamiento se han realizado diversos trabajos de campo junto con los ensayos de las muestras extraídas, realizados en laboratorio. Dichas labores se recogen de manera más detallada a continuación.

3.1 Trabajos de campo

Los trabajos de campo realizados corresponden a dos sondeos con extracción de muestra y dos ensayos de penetración DPSH. Dichos trabajos fueron realizados por el personal especializado y la maquinaria de ENTICONTROL S.L., bajo control y supervisión de su personal técnico.

| | Nº | Suelos (m) | Roca (m) | Gravas (m) | Total (m) |
|------------------------|-----|----------------------|--------------------|------------------|----------------------|
| Sondeos | 2 | 10,50 | - | 9,95 | 20,45 |
| Ensayos de penetración | 2 | | | | |
| Otras pruebas de campo | SPT | Muestras inalteradas | Muestras alteradas | Muestras de agua | Tubería piezométrica |
| | 6 | 4 | 2 | 1 | 10 |

Tabla 1. Resumen de trabajos de campo realizados. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

Más adelante se detallan cada uno de los ensayos geotécnicos realizados.

3.1.1 Sondeos

Se han realizado dos sondeos mecánicos a rotación con extracción de muestra. En el primero de ellos (S-1) la profundidad alcanzada ha sido de 10,45 metros mientras que en el segundo (S-2) ha sido de 10 metros.

El sondeo mecánico a rotación es la técnica fundamental en todo reconocimiento geotécnico. Se trata de una perforación de pequeño diámetro (65-140 mm aproximadamente) que permite reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos en los que es posible.

Las perforaciones se realizan con una sonda de avance hidráulico montada sobre camión o con motricidad autónoma dotada de castillete o torre de sondeo y bomba de lodos.

El testigo se aloja en un tubo testigo hueco, en cuyo extremo inferior va enroscada una corona de vidia o diamante que va realizando la perforación. Al extremo superior del tubo va enroscado el varillaje para permitir que pase el agua proveniente de la bomba.

3.1.2 Ensayos S.P.T.

Se han realizado hasta 6 ensayos de penetración estándar a distintas profundidades en los sondeos. Los ensayos han sido realizados según la norma UNE-EN ISO 22476-3.

Los ensayos SPT permiten correlacionar diversos parámetros resistentes de los suelos. Determinan la resistencia de los suelos a penetración de un tomamuestras bipartido, permitiendo obtener muestras alteradas del suelo dentro de un sondeo para identificarlo, proporcionando a su vez información sobre su variabilidad y rigidez.

Para la realización de este ensayo se emplea un tomamuestras bipartido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpe y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63,5 kg en caída libre, desde una altura de 76 cm.

En presencia de materiales granulares gruesos estas pruebas se realizan con una “punta ciega” que permite obtener la resistencia del suelo, pero no recupera la muestra de este.

El ensayo se realiza en dos fases. En primer lugar, se realiza una hinca de 15 cm de colocación, incluyendo la penetración inicial del tomamuestras por su peso propio, y en segundo lugar, se procede al ensayo de hinca en el que se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30 cm. Este número hace referencia a la resistencia a la penetración N_{SPT} .

En el caso de que sea necesarios más de 100 golpes para lograr los 30 cm de penetración, el ensayo se dará por finalizado al alcanzar dicho número de golpes.

Según Sanglerat (1967) y Hunt (1984), en función del número de golpes obtenido, se establece la siguiente clasificación:

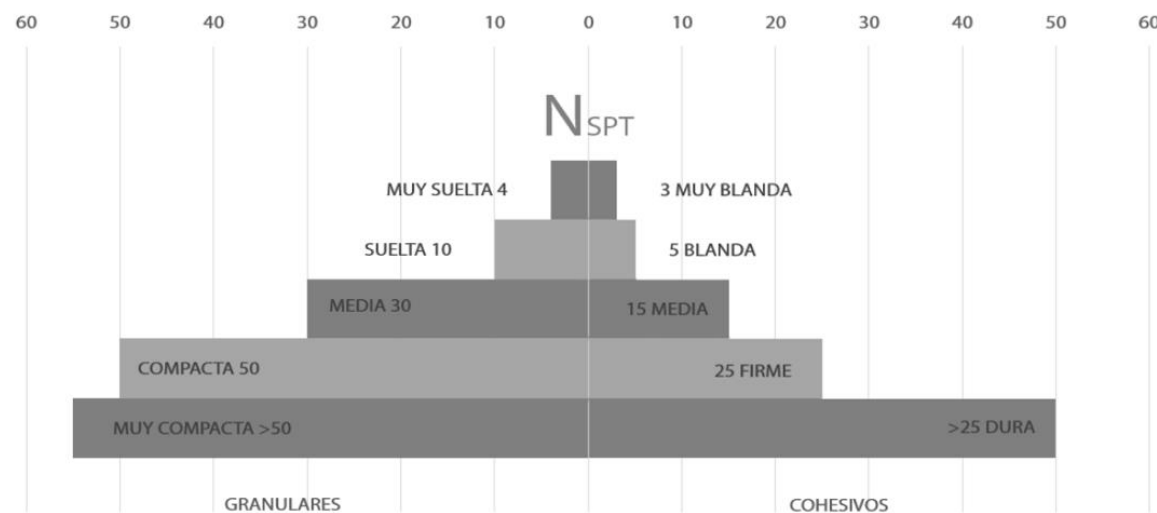


Figura 5. Clasificación según Sanglerat (1967) y Hunt (1984). Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

En base al SPT es posible obtener el ángulo de rozamiento de suelos granulares limpios y sin cohesión, mediante la siguiente tabla del Documento Básico SE-C “Cimientos”:

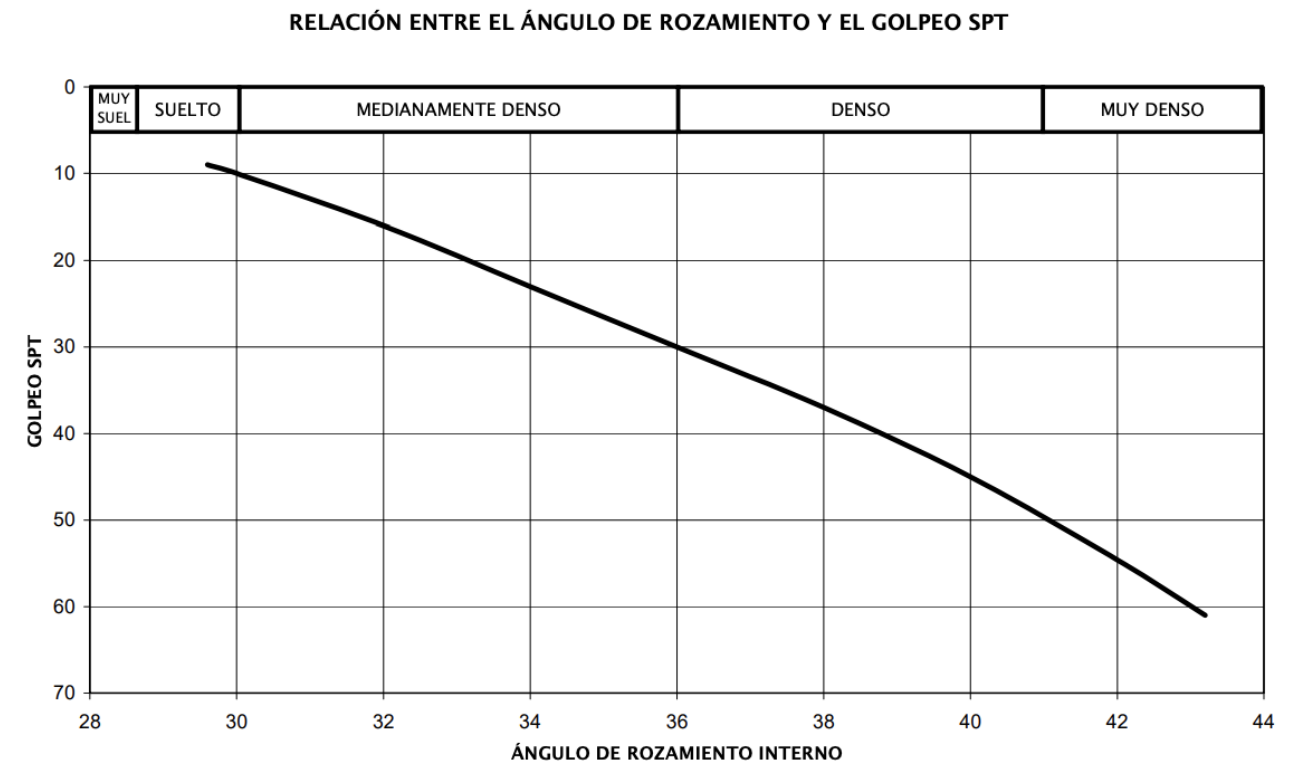


Figura 6. Relación entre el ángulo de rozamiento y el golpeo SPT. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

Por otro lado, se pueden adoptar, con las debidas precauciones, los siguientes valores de consistencia para suelos arcillosos:

| N | < 2 | 2 - 4 | 4 - 8 | 8 - 15 | 15 - 30 | > 30 |
|--|------------|---------|----------|-----------|-----------|-------|
| Consistencia | Muy blanda | Blanda | Media | Firme | Muy firme | Dura |
| Resistencia a compresión simple, q_u (kPa) | 25 | 25 - 50 | 50 - 100 | 100 - 200 | 200 - 400 | > 400 |

Tabla 2. Relación entre golpeo SPT y la resistencia a compresión simple q_u (kPa). Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

A continuación, se muestran las conclusiones obtenidas de los ensayos SPT realizados en cada sondeo. Estos resultados se recogen a partir de los partes de sondeo que se muestran en el correspondiente anexo.

| Sondeo | Cota (m) | N _{spt} | Clasificación |
|--------|---------------|------------------|---------------|
| S-1 | 3,60 - 4,05 | 69 | Muy compacta |
| | 6,60 - 7,05 | 31 | Dura |
| | 10,00 - 10,45 | 26 | Media |
| S-2 | 3,60 - 4,05 | 33 | Compacta |
| | 6,06 - 5,51 | 66 | Muy compacta |
| | 9,00 - 9,45 | 40 | Compacta |

Tabla 3. Resultados obtenidos de los ensayos SPT. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

3.1.3 Muestras extraídas en los sondeos

Se han extraído cuatro muestras inalteradas a percusión y dos muestras alteradas. El objetivo de la extracción de dichas muestras es poder realizar, con cierta fiabilidad, los ensayos de laboratorio pertinentes. El Código Técnico de la Edificación distingue entre tres categorías de muestras:

- Categoría A: Muestras que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: estructura, densidad, humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables.
- Categoría B: Muestras que mantienen inalteradas: humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables.
- Categoría C: Todas las muestras que no cumplen las especificaciones de la categoría B.

A continuación, en la siguiente tabla se recoge la profundidad y categoría de las muestras extraídas.

| Sondeo | Muestra | Profundidad (m) | Categoría |
|--------|---------|-----------------|-----------|
| S-1 | MI-1 | 3,00 - 3,60 | A |
| | MI-2 | 6,00 - 6,60 | A |
| | MA-1 | 8,00 - 8,60 | C |
| S-2 | MA-1 | 2,00 - 2,50 | C |
| | MI-1 | 3,00 - 3,60 | A |
| | MI-2 | 6,00 - 6,06 | A |

Tabla 4. Profundidad y categoría de las muestras extraídas. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

3.1.4 Medida del nivel freático

En el sondeo S-1 se ha colocado una tubería piezométrica que facilita el monitoreo tanto durante la campaña de campo geotécnica como en el periodo posterior a la entrega del informe. Además, se ha recolectado una muestra representativa del agua detectada para analizar su posible agresividad hacia los materiales de la cimentación.

3.1.5 Ensayos de penetración dinámica

Se han llevado a cabo dos ensayos de penetración dinámica tipo DPSH a profundidades base de 6,57 metros y 6,52 metros. Estos ensayos consisten en la hincada de una puntaza de sección cilíndrica mediante golpes propinados por una maza que cae desde una altura impactando sobre una cabeza o “yunque” rígidamente unido al varillaje.

Este ensayo cuenta con norma propia UNE-EN ISO 22476-2. “Prueba de penetración dinámica superpesada”.

Como resultado de este ensayo se obtiene la resistencia a la penetración del suelo (N_{DPSH}) la cual se define como el número de golpes necesarios para que el penetrómetro avance 20 centímetros. Al igual que en el ensayo SPT, la prueba finaliza a los 100 golpes en el caso de que no se haya alcanzado el avance requerido, previamente.

3.2 Trabajos de laboratorio

Respecto a los ensayos realizados en laboratorio, se recogen en la siguiente tabla:

| Ensayos de laboratorio | Nº de ensayos |
|--|---------------|
| Análisis granulométrico por tamizado | 5 |
| Determinación de límites de Atterberg | 5 |
| Resistencia a compresión simple | 2 |
| Determinación de sulfatos solubles en suelos | 2 |
| Determinación del grado de acidez Bauman-Gully (EHE) | 2 |

Tabla 5. Ensayos de laboratorio. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

3.3 Unidades geotécnicas

Hasta las profundidades alcanzadas en los dos sondeos que se han realizado, se han diferenciado las siguientes unidades geotécnicas:

- 1) Rellenos antrópicos: consisten en gravas y bolos en matriz arenosa de color marrón grisáceo.
- 2) Arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo.
- 3) Limos arcillosos de color verdoso.
- 4) Arenas gruesas con gravas o bolos de color grisáceo.

En la siguiente tabla se muestran las unidades geotécnicas en cada sondeo.

| Sondeo 1 | | | |
|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------|
| Unidad geotécnica | Profundidad techo (m) | Profundidad muro (m) | Espesor (m) |
| U.G.1) | 0,00 | 1,80 | 1,80 |
| U.G.2) | 1,80 | 5,20 | 3,40 |
| U.G.3) | 5,20 | 7,80 | 2,60 |
| U.G.4) | 7,80 | 10,45* | 2,65 |
| Sondeo 2 | | | |
| Unidad geotécnica | Profundidad techo (m) | Profundidad muro (m) | Espesor (m) |
| U.G.1) | 0,00 | 1,40 | 1,40 |
| U.G.2) | 1,40 | 6,50 | 5,10 |
| U.G.3) | 6,50 | 7,00 | 0,50 |
| U.G.4) | 7,00 | 10,00* | 3,00 |

*Profundidad mínima por finalización del ensayo

Tabla 6. Unidades geotécnicas registradas en cada sondeo. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

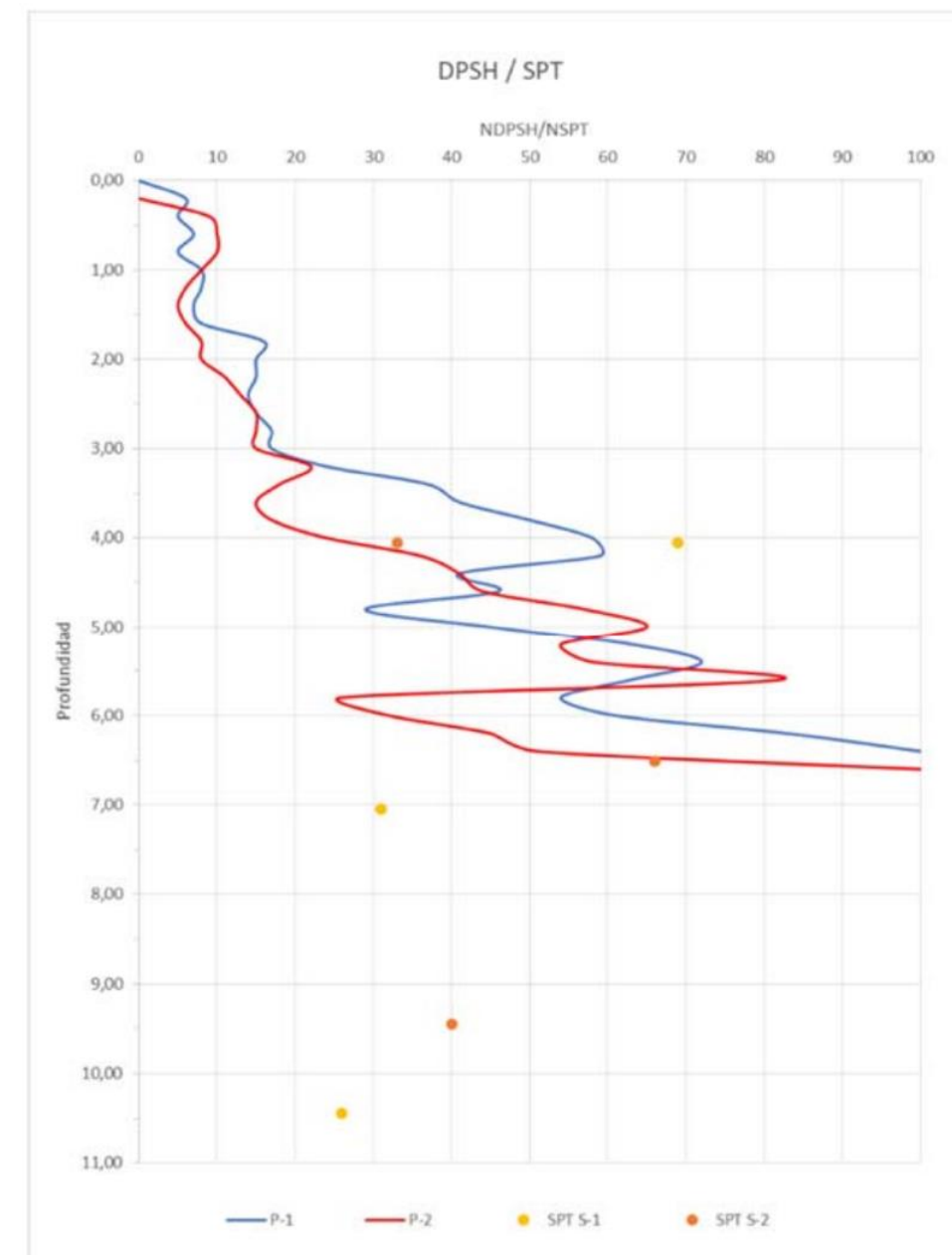


Figura 7. Gráfico golpeo N_{30} de los sondeos y N_{20} del ensayo DPSH en relación con la profundidad. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

3.4 Características geotécnicas del terreno

3.4.1 Ensayos de penetración

Tras identificar los distintos niveles geotécnicos registrados en los sondeos, se puede llevar a cabo el análisis de los valores de golpeo de los ensayos DPSH y SPT.

Por un lado, en el gráfico del ensayo DPSH-1 se aprecia una primera franja más heterogénea que alcanza los 1,60 m de profundidad, correspondiente a la U.G.1, seguidamente se produce un aumento brusco con morfología de dientes de sierra típico de suelos granulares hasta una profundidad de 5,00 m y finalmente se observa un progresivo aumento de los golpes característicos de los suelos cohesivos hasta la profundidad de 6,57 m donde finaliza el ensayo.

Por otro lado, en el gráfico del ensayo DPSH-2, la primera franja más heterogénea, correspondiente a la U.G.1, alcanza la profundidad de 1,80 m y por debajo, hasta el final del ensayo a la profundidad de 6,52 m, se observa un aumento brusco con morfología de dientes de sierra típico de suelos granulares.

Los resultados de los ensayos SPT están correlacionados con los de los ensayos DPSH.

Se recuerda que a pesar de que los resultados son coherentes con la identificación de las unidades geotécnicas, estos deben considerarse solamente a modo indicativo, dado que no permiten testificar los materiales atravesados.

3.4.2 Características geotécnicas de las muestras extraídas

En la siguiente tabla se resumen, a partir de los resultados obtenidos en el laboratorio, las principales características geotécnicas de los materiales atravesados.

| Sondeo | | S-2 | S-1 | S-2 | S-1 | S-1 |
|--|---------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Muestra | | MA-1 | MI-1 | MI-1 | MI-2 | MA-1 |
| Profundidad (m) | | 2,00 - 2,50 | 3,00 - 3,60 | 3,00 - 3,60 | 6,00 - 6,60 | 8,00 - 8,60 |
| Ud Geotécnica | | UG-2 | UG-2 | UG-2 | UG-3 | UG-4 |
| Identificación | | | | | | |
| Granulometría | % Pasa tamiz 5 mm | 100 | 78 | 67 | 100 | 63 |
| | % Pasa tamiz 0,08 mm | 41,3 | 18,4 | 15,7 | 75,9 | 10,9 |
| Límite de Atterberg | Límite líquido W_L | 41,4 | 45,1 | 37,5 | 39,4 | NO |
| | Límite Plástico W_p | 21,7 | 26,4 | 22,1 | 21,4 | NP |
| | Índice de plasticidad I_p | 19,7 | 18,7 | 15,4 | 18 | NP |
| Estado | | | | | | |
| Humedad w (%) | | | 19,9 | | 28,7 | |
| Densidad aparente ρ_{ap} (kN/m ³) | | | 20,7 | | 19,2 | |
| Resistencia | | | | | | |
| Resistencia a compresión simple | Resistencia; q_u (kPa) | | 240,24 | | 405,12 | |
| | Deformación (mm) | | 4 | | 5 | |
| | Densidad seca g/cm ³ | | 1,73 | | 1,49 | |
| Químicos | | | | | | |
| Contenido en Sulfatos (mg/kg) | | | 0 | 0 | | |
| Acidez Bauman-Gully (ml/kg) | | | 20 | 12 | | |
| Clasificación ASTM | | SC | SC | SC | CL | SW-SM |

Tabla 7. Características geotécnicas de las muestras analizadas. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

Por otro lado, se procede al análisis detallado de cada unidad geotécnica:

1) Rellenos antrópicos.

Las muestras de este nivel no han sido analizadas por carecer de interés.

2) Arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo.

La muestra de este nivel consta de un suelo granular con una proporción de finos de tamaño del 0,08 mm de 25,13% y un porcentaje que pasa por el tamiz 5 mm del 81,67% y se ha clasificado como arenas arcillosas (SC). La fracción fina presenta una plasticidad con un límite líquido de 41,23 y un índice de plasticidad de 22,78.

En cuanto al estado de las muestras ensayadas, estas cuentan con una humedad del 19,9% y una densidad aparente de 20,7 kN/m³.

Respecto a su resistencia a compresión simple, ha resultado ser de 240,24 kPa.

Al tratarse de un suelo granular, no tiene riesgo de expansividad. Y además, cuenta con un contenido en sulfato nulo.

No se han podido obtener los parámetros resistentes efectivos de este nivel. Por ello, se han estimado según la Tabla 2.4.3 de la ROM 05-05 para suelos granulares de compacidad compacta a muy compacta y se decide adoptar un valor de 35° para el ángulo de rozamiento interno. Además, dado que presenta plasticidad, se considera una cohesión efectiva de 20 kPa.

3) Limos arcillosos de color verdoso.

La muestra de este nivel consta de un suelo fino con una proporción de finos de tamaño del 0,08 mm de 75,9% y un porcentaje que pasa por el tamiz 5 mm del 100% y se ha clasificado como arcillas limosas con algo de arena (CL). La muestra presenta una plasticidad con un límite líquido de 39,4 y un índice de plasticidad de 18.

En cuanto al estado de las muestras ensayadas, estas cuentan con una humedad del 28,7% y una densidad aparente de 19,2 kN/m³.

Respecto a su resistencia a compresión simple, ha resultado ser de 405,12 kPa.

Al igual que en el nivel anterior, se ha estimado el valor del ángulo de rozamiento interno y de cohesión efectiva según la Tabla 2.4.3 de la ROM 05-05 y para el caso de suelos finos de consistencia dura se decide adoptar los valores de 28° y 50 kPa, respectivamente.

4) Arenas gruesas con gravas grisáceas

La muestra de este nivel consta de un suelo granular con una proporción de finos de tamaño del 0,08 mm de 10,93% y un porcentaje que pasa por el tamiz 5 mm del 63,07% y se ha clasificado como arenas bien graduadas limosas (SW-SM). La muestra no presenta plasticidad.

Al igual que en los niveles anteriores, se ha estimado el valor del ángulo de rozamiento interno y de cohesión efectiva según la Tabla 2.4.3 de la ROM 05-05 y para el caso de

suelos granulares de compacidad densa dura se decide adoptar los valores de 30° y teniendo en cuenta el contenido en finos inferior al 10% y que se encuentra cementado, se ha tomado una cohesión efectiva de 0 kPa.

4 Agresividad al hormigón

La clasificación de la agresividad química, tal como se presenta en la tabla 27.1.b del Código Estructural, permite determinar las categorías a las que un hormigón estructural estará expuesto. Esta clasificación se basa en un conjunto de factores físicos y químicos que afectan al hormigón y que tienen el potencial de causar su deterioro.

A continuación, se muestra la clasificación de la agresividad química según el CE.

| Tipo de medio agresivo | Parámetros | Tipo de exposición | | |
|------------------------|---------------------------------|--------------------|--------------|---------------|
| | | XA1 | XA2 | XA3 |
| | | Ataque débil | Ataque medio | Ataque fuerte |
| Agua | Valor del pH | 6,5 - 5,5 | 5,5 - 4,5 | <4,5 |
| | CO ₂ agresivo (mg/l) | 15 - 40 | 40 - 100 | >100 |
| | Ión amonio (mg/l) | 15 - 30 | 30 - 60 | >60 |
| | Ión magnesio (mg/l) | 300 - 1000 | 1000 - 3000 | >3000 |
| | Ión sulfato (mg/l) | 200 - 600 | 600 - 3000 | >3000 |
| | Residuo seco (mg/l) | 75 - 150 | 50 - 75 | <50 |
| Suelo | Grado de acidez (ml/kg) | >200 | * | * |
| | Ión sulfato (mg/kg) | 2000 - 3000 | 3000 - 12000 | >12000 |

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

Tabla 8. Clasificación de la agresividad en el agua y en el suelo. Fuente: Tabla 27.1.b del Código Estructural

Teniendo en cuenta las normativas UNE para la realización de los ensayos, los resultados de la muestra de agua del sondeo S1 a 7,50m de profundidad son los siguientes:

| | Parámetros | Ensayo S1 |
|----------------------|---------------------------------|--------------------|
| Agua | Valor del pH | 8,93 |
| | CO ₂ agresivo (mg/l) | 0 |
| | Ión amonio (mg/l) | 0,5 |
| | Ión magnesio (mg/l) | 150,66 |
| | Ión sulfato (mg/l) | 57,6 |
| | Residuo seco (mg/l) | 769 |
| Suelo | Grado de acidez (ml/kg) | 20 |
| | Ión sulfato (mg/kg) | 0 |
| Clasificación | | No agresivo |

Tabla 9. Resultados de los análisis de agresividad química. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

En conclusión, no existe agresividad al hormigón en la ubicación del proyecto.

5 Características sísmicas

5.1 Grado de sismicidad de la zona

El grado de sismicidad viene recogido en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 y depende de la ubicación del proyecto.

A continuación, se presenta el mapa de peligrosidad de la NCSE-02, que muestra la peligrosidad sísmica en todo el territorio nacional. Esta viene expresada mediante la aceleración básica a_g .

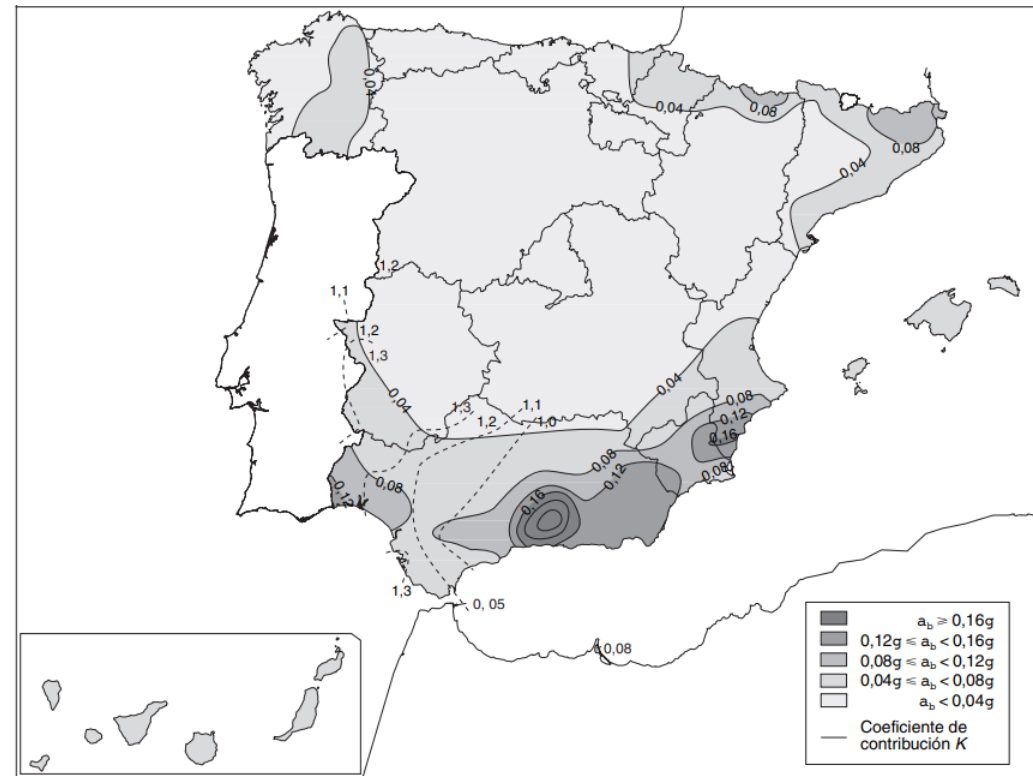


Figura 8. Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: NCSE-02

La aceleración sísmica horizontal en el municipio de Estepona es de 0,07g.

5.2 Caracterización sísmica del terreno

El tipo de terreno influye en la forma en que el sismo afecta a la estructura, por lo que es necesario caracterizar adecuadamente el terreno. Para ello, se tomará en cuenta la clasificación de la NCSP-07:

- Terreno I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas de cizalla $V_s > 750$ m/s. Coeficiente $C = 1,0$.
- Terreno II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos y cohesivos duros. $750\text{m/s} > V_s > 500\text{m/s}$. Coeficiente $C=1,3$
- Terreno III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. $400\text{m/s} > V_s > 200\text{m/s}$. Coeficiente $C=1,6$.
- Terreno IV: Suelo granular suelto, o cohesivo blando. $V_s < 200\text{m/s}$. Coeficiente $C=2,0$.

El tipo de terreno dependerá de las características de los primeros 30m bajo la superficie. Para ello se ha supuesto la prolongación del último nivel detectado hasta la profundidad de 30m.

| Nivel | Espesor (m) | Tipo de terreno | Coeficiente C |
|----------------------------------|-------------|-----------------|---------------|
| 1 | 0,7 | IV | 2,0 |
| 2 | 5,8 | II | 1,3 |
| 3 | 1,3 | II | 1,3 |
| 4 | 2,2 | III | 1,6 |
| 5 | 20 | II | 1,3 |
| Coeficiente del terreno C | | | 1,34 |

Tabla 10. Cálculo del coeficiente del terreno C. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

Conocido el coeficiente del terreno obtenemos la aceleración sísmica horizontal de cálculo teniendo en cuenta la ubicación (Estepona, Málaga) y el riesgo de la estructura.

| | |
|--|----------|
| Provincia | Málaga |
| Localidad | Estepona |
| Aceleración básica a_g | 0,07g |
| Importancia de la construcción | Normal |
| Coeficiente adimensional del riesgo | 1,0 |
| Coeficiente de amplificación del terreno | 1,071 |
| Aceleración sísmica de cálculo | 0,075g |

Tabla 11. Aceleración sísmica horizontal de cálculo. Fuente: Apartado 3.4. NCSP-07

6 Excavabilidad

En general, debido a su naturaleza y a la resistencia que presentaron durante las labores de perforación en los sondeos, los terrenos son aptos para ser excavados con maquinaria mecánica convencional.

7 Medida del nivel freático

El nivel freático se registró en el sondeo S1 durante la campaña de ensayos geotécnicos. Dado que solo se dispone de la medición de la profundidad del nivel freático en un momento específico, es necesario analizar su fluctuación a lo largo del tiempo. Por esta razón, se instaló una tubería piezométrica para monitorizar estas variaciones.

Durante la campaña realizada se detectó la lámina freática a las cotas que se indican en la siguiente tabla:

| Sondeo | Profundidad del NF | Fecha |
|--------|--------------------|------------|
| S1 | 9,00 m | 28/11/2022 |

Tabla 12. Profundidad del nivel freático. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

8 Resumen parámetros geotécnicos

Antes de exponer las conclusiones, en la siguiente tabla se establecen los siguientes parámetros geotécnicos medios para cada unidad geotécnica identificada que servirán de referencia para los cálculos necesario para el correcto dimensionamiento de la pasarela.

| Unidad Geotécnica | UG-2 | UG-3 | UG-4 |
|-------------------|---|-----------------------------------|--|
| | (Arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo) | (Limos arcillosos de color verde) | (Arenas gruesas con gravas color grisáceo) |
| Tipo de suelo | Granular | Fino | Granular |
| Plasticidad | LL | 41,23 | 39,4 |
| | IP | 22,78 | 18 |
| Estado | γ_{ap} (kN/m ³) | 20,7 | 19,2 |
| Químicos | Sulfatos (%) | 0 | -- |
| | Acidez BG | 12,0 - 20,0 | -- |
| Resistencia | q_u (kPa) | 240,24 | 405,12 |
| | c' (kPa) | 20 | 50 |
| | ϕ (°) | 35 | 28 |
| Deformabilidad | E (MPa) | 50* | 50* |

(*) Obtenido a partir de referencias bibliográficas

Tabla 13. Resumen parámetros geotécnicos. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

9 Conclusiones

A la vista de los resultados obtenidos de la campaña geotécnica, es recomendable utilizar cimentación superficial (zapatas) apoyada en la unidad geotécnica UG-2 (arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo) y siempre por debajo de cualquier nivel de rellenos antrópicos y/o suelo vegetal. Como se expone en el presente anejo, el nivel freático se encuentra a una profundidad de 9 metros y la unidad geotécnica recomendada para la ubicación de la cota de cimentación es clasificada como no agresiva al hormigón en cuanto a contenido en sulfatos.

Respecto a la excavabilidad del terreno, todos los movimientos de tierras necesarios podrán realizarse sin dificultad mediante maquinaria mecánica convencional.

Por otro lado, la aceleración sísmica calculada para una construcción de importancia normal como se trata en este caso resulta, según la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07), de 0,075g.

10 Bibliografía

- Informe geotécnico realizado por la empresa ENTICONTROL, S.L para las obras de ejecución de rampas de acceso a paso peatonal elevado sobre la autovía A-7, urbanización Paraiso-Benamara, Estepona (Málaga).
- Cartografía geológica MAGNA 50K (2ª Serie) Hoja 1072 (Estepona), consultada en febrero de 2025 de: [MapasIGME - Portal de cartografía del IGME: MAGNA 50 - Hoja 1072 \(ESTEPONA\)](#)
- Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02
- Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes NCSP-07

ANEJO Nº 3

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Autores:

Manuel Carrasco Martínez
Santiago Federico Manzano Harmer

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



ÍNDICE

| | | | | | | | |
|-------|---|----|--|-------|--|----|--|
| 1 | Objeto y alcance del estudio | 4 | | 8.1 | Viga de hormigón pretensado | 14 | |
| 2 | Condicionantes funcionales a cumplir..... | 4 | | 8.1.1 | Recubrimiento mínimo | 15 | |
| 3 | Criterios funcionales adoptados..... | 5 | | 8.1.2 | Armadura activa..... | 15 | |
| 4 | Alternativas de rampas y escaleras | 6 | | 8.1.3 | Armadura pasiva..... | 16 | |
| 4.1 | Alternativa 1 | 6 | | 8.2 | Viga metálica bi-jácena | 17 | |
| 4.2 | Alternativa 2 | 6 | | 8.2.1 | Clasificación de la sección | 17 | |
| 5 | Análisis de las principales tipologías: Ejemplos reales | 7 | | 8.3 | Viga mixta | 19 | |
| 5.1 | Vigas trianguladas..... | 7 | | 9 | Análisis económico | 20 | |
| 5.2 | Estructuras atirantadas..... | 8 | | 10 | Análisis de la huella de CO ₂ | 21 | |
| 5.3 | Arcos tipo bow-string | 8 | | 11 | Valoración de las alternativas | 22 | |
| 5.4 | Vigas de alma llena | 9 | | 12 | Conclusiones..... | 23 | |
| 5.5 | Estructuras tipo pórtico..... | 9 | | 13 | Bibliografía | 23 | |
| 6 | Encaje de las alternativas planteadas..... | 10 | | | | | |
| 6.1 | Pasarela tipo viga triangulada | 10 | | | | | |
| 6.2 | Pasarela tipo viga de alma llena..... | 10 | | | | | |
| 6.1 | Pasarela tipo pórtico..... | 11 | | | | | |
| 6.2 | Elección de la tipología estructural. | 11 | | | | | |
| 7 | Alternativas de materiales | 11 | | | | | |
| 7.1 | Soluciones de Hormigón | 11 | | | | | |
| 7.1.1 | Viga de hormigón postesado..... | 11 | | | | | |
| 7.1.2 | Viga de hormigón prefabricada | 12 | | | | | |
| 7.2 | Soluciones en acero | 12 | | | | | |
| 7.2.1 | Viga en cajón metálica | 12 | | | | | |
| 7.2.2 | Viga bi-jácena metálica | 13 | | | | | |
| 7.3 | Soluciones mixtas | 13 | | | | | |
| 8 | Predimensionamiento | 14 | | | | | |

1 Objeto y alcance del estudio

El objetivo de este anejo es llevar a cabo un análisis de las distintas alternativas para la construcción de la pasarela proyectada. En primer lugar, se evaluarán diversas opciones de ubicación para las rampas y escaleras, realizando un estudio detallado del entorno que permita proponer varias alternativas viables de urbanización.

En segundo lugar, se analizarán las diferentes tipologías de pasarelas existentes, con el fin de seleccionar las opciones más adecuadas. A partir de estas alternativas, se procederá a realizar un predimensionamiento preliminar. Posteriormente, se realizará un análisis comparativo, que incluirá tanto aspectos económicos como la huella de carbono, para determinar la opción más eficiente y sostenible.

En cuanto al alcance de este informe, se centrará fundamentalmente en los siguientes aspectos:

- Conocer y evaluar las posibles problemáticas de los distintos diseños funcionales.
- Proporcionar la ubicación de las rampas de acceso a la pasarela, así como la ubicación de las escaleras.
- Conocer y evaluar las distintas tipologías de pasarelas
- Proporcionar un predimensionamiento de varias alternativas viables
- Realizar un análisis económico y de huella de CO₂ para escoger la mejor alternativa.

2 Condicionantes funcionales a cumplir

Existen diversos condicionantes impuestos por el entorno donde se ubicará la pasarela y las diferentes normativas.

Como se pretende salvar la autovía A-7, se han identificado los sistemas de contención de vehículos que esta posee en el lugar de ubicación de la pasarela con el fin de conocer su anchura de trabajo y por tanto averiguar la distancia mínima a la que se deberán colocar los diferentes elementos de la pasarela para no verse comprometidos con posibles impactos.

Dichos sistemas de contención de vehículos son del tipo BMSNC2/C compuestos por dos barreras metálicas simples de doble onda, separador y postes distanciados 2 metros entre sí (ver Figura 1).



Figura 1. (a) Imagen del sistema BMSNC2/C y (b) perfil. Fuente: www.asebal.com

En cuanto a sus parámetros de comportamiento, son los siguientes:

- Nivel de Contención: H1 (Alta)
- Anchura de Trabajo (W): W4 (1,0 m < W < 1,3 m)
- Clase de Severidad: A
- Deflexión Dinámica (D): 1,0 m

Entre ellos, es de especial interés la anchura de trabajo (W), definida en la Orden Circular 35/2014 sobre Criterios de Aplicación de Sistemas de Contención de Vehículos como la distancia entre la cara más próxima al vehículo antes del impacto y la posición lateral más alejada que durante el choque alcanza cualquier parte esencial del conjunto del sistema de contención y el vehículo.

A partir de este parámetro, se decide que cualquier punto de la pasarela se situará a una distancia superior a 1,3 metros en dirección perpendicular a la barrera de seguridad.

Otro de los condicionantes respecto a la autovía A-7 es la altura libre mínima bajo pasarelas sobre cualquier punto de la plataforma a cumplir, recogida en el apartado 7.3.7 Altura Libre de la Norma 3.1-IC de la Instrucción de Carreteras. Trazado. Que debe ser mayor o igual a 5,50 m.

El resto de condicionantes para el diseño funcional de la pasarela se recogen en la Orden TMA/851/2021, de 23 de julio, por la que se desarrolla el documento técnico de condiciones básicas de accesibilidad y no discriminación para el acceso y utilización de los espacios públicos urbanizados.

Respecto al tablero de la pasarela:

- Poseerá una anchura libre de paso no inferior a 1,80 m, que garantice el giro, cruce y cambio de dirección de las personas, independientemente de sus características o modo de desplazamiento.
- La pendiente longitudinal máxima será del 6%.
- La pendiente transversal máxima pasarela será del 2%.
- En todo su desarrollo poseerá una altura libre de paso no inferior a 2,20 m.

Respecto a las rampas de acceso:

- Poseerá una anchura libre de paso no inferior a 1,80 m. Esta anchura se medirá entre paredes o elementos de protección, sin descontar el espacio ocupado por los pasamanos, siempre que estos no sobresalgan más de 12 cm de la pared o elemento de protección.
 - Cada tramo tendrá una longitud máxima en proyección horizontal de 9 m.
 - La pendiente longitudinal máxima será de 10% para tramos de hasta 3 m de longitud, y del 8% para tramos de hasta 9 m de longitud, medidos en proyección horizontal.
 - La pendiente transversal máxima será del 2%.
 - Los rellanos situados entre tramos de una rampa sin cambio de dirección tendrán el mismo ancho que ésta y una profundidad mínima de 1,50 m. Cuando exista cambio de dirección entre dos tramos, el diseño del rellano deberá asegurar el adecuado uso de la rampa, respetando como mínimo un ancho libre de paso, a lo largo del mismo, de 1,80 m.
 - Se colocarán pasamanos a ambos lados de la rampa. En caso de existir desniveles laterales a uno o ambos lados de la rampa se colocarán barandillas de protección y zócalos.
 - Al inicio y al final de la rampa deberá existir un espacio de su misma anchura y una profundidad mínima de 1,50 m, libre de obstáculos.
 - En todo su desarrollo poseerá una altura libre de paso no inferior a 2,20 m y los espacios abiertos bajo la rampa cuya altura sea inferior a 2,20 m se protegerán disponiendo elementos fijos que restrinjan el acceso hasta ellos y que permitan su detección por los bastones de personas con discapacidad visual.
 - Colindante o próxima a la rampa deberá ubicarse, siempre que sea posible, una escalera que cumpla las condiciones especificadas a continuación.
- f) Cada escalón se señalará en toda su longitud con una banda de 5 cm de anchura enrasada en la huella y situada a 3 cm del borde, que contrastará en textura y color con el pavimento del escalón.
- Los rellanos situados entre tramos de una escalera sin cambio de dirección tendrán el mismo ancho que ésta y una profundidad mínima de 1,20 m. Cuando exista cambio de dirección entre dos tramos, el diseño del rellano deberá asegurar el adecuado uso de la escalera, respetando como mínimo un ancho libre de paso, a lo largo del mismo, de 1,20 m.
 - Se colocarán pasamanos a ambos lados de la escalera. En caso de existir desniveles laterales a uno o ambos lados de la escalera, se colocarán barandillas de protección.
 - Al inicio y al final de la escalera deberá existir un espacio de su misma anchura y una profundidad mínima de 1,20 m, libre de obstáculos.
 - En todo su desarrollo poseerá una altura libre de paso no inferior a 2,20 m y los espacios abiertos bajo la escalera cuya altura sea inferior a 2,20 m se protegerán disponiendo de elementos fijos que restrinjan el acceso hasta ellos y que permitan su detección por los bastones de personas con discapacidad visual.

Respecto a las escaleras:

- Los tramos de las escaleras serán de directriz recta y tendrán 3 escalones como mínimo y 12 como máximo. La anchura mínima libre de paso será de 1,20 m, que se medirá entre paredes o elementos de protección, sin descontar el espacio ocupado por los pasamanos, siempre que éstos no sobresalgan más de 12 cm de la pared o elemento de protección.
- Los escalones tendrán las siguientes características:
 - a) La huella medirá 28 cm como mínimo y la contrahuella 13 cm como mínimo y 17,5 cm como máximo. En todo caso la huella H y la contrahuella C cumplirán la relación siguiente: $54 \text{ cm} \leq 2C + H \leq 70 \text{ cm}$.
 - b) No se admitirán escalones con discontinuidades en la huella o sin pieza de tabica, la cual no tendrá resaltes de ningún tipo.
 - c) Las contrahuellas de cada tramo tendrán la misma altura y las huellas tendrán la misma dimensión. Entre dos tramos consecutivos la contrahuella no variará más de 1 cm.
 - d) El ángulo formado por la huella y la contrahuella será mayor o igual a 75° y menor o igual a 90°.
 - e) No se admitirá bocel.

3 Criterios funcionales adoptados

Teniendo en cuenta las restricciones impuestas por el entorno y las normativas previamente mencionadas, se establecen los siguientes criterios para el diseño de la pasarela y sus equipamientos de acceso desde el punto de vista funcional:

En primer lugar, la pasarela se dispondrá perpendicularmente al eje de la autovía A-7 y sus equipamientos de acceso (rampas y escaleras) se dispondrán perpendiculares al tablero de la pasarela y paralelos a la autovía.

En segundo lugar, la pasarela peatonal salvará solamente la autovía A-7 excluyendo las vías situadas a ambos márgenes de esta. Estas vías serán cruzadas por los usuarios a través de pasos de peatones.

En tercer lugar, se establece un ancho de 2 metros tanto para la pasarela como para las rampas con el fin de garantizar el giro, cruce y cambio de dirección de los usuarios.

En cuarto lugar, se emplearán tramos de rampa de longitud, en proyección horizontal, menor o igual a 9 metros, con pendiente constante del máximo permitido por la normativa (8%) con el fin de optimizar la superficie ocupada por la estructura y acortar lo máximo posible el itinerario de los usuarios.

En quinto lugar, se establece una profundidad de 1,50 m para los rellanos de las rampas situados entre tramos de la misma dirección y una profundidad de 2 metros para los rellanos de cambio de dirección para garantizar el giro, cruce y cambio de dirección de los usuarios.

En sexto lugar, se colocarán escaleras bidireccionales colindantes o próximas a las rampas de ancho igual a 2 m, compuestas por tramos de 12 escalones cuyas dimensiones de huella son de 30 cm y de contrahuella de 16 cm.

En séptimo lugar, se establece una profundidad de 1,20 m para los rellanos de las escaleras situados entre tramos de escalones.

4 Alternativas de rampas y escaleras

Una vez conocidos los condicionantes funcionales a cumplir, pasamos a proponer las distintas alternativas de ubicación de rampas y escaleras.

4.1 Alternativa 1

La primera opción consiste en ubicar tanto las escaleras como las rampas de acceso de manera perpendicular a la pasarela. A ambos lados de la A7 se dispone de terreno suficiente para instalar las rampas.

En esta alternativa, las rampas se dividen en dos tramos: uno que desciende hacia el oeste y otro que lo hace hacia el este. Ambos tramos tienen la misma longitud, lo que implica que las rampas ocuparán un mayor espacio en comparación con otras alternativas. Las escaleras se colocan al este de la pasarela, de modo que en un lado se encuentran las rampas y en el otro las escaleras.

Aunque no es obligatorio incluir escaleras en pasarelas peatonales, consideramos que, dado el espacio disponible, su incorporación puede ser beneficiosa, ya que generalmente contribuye a reducir el tiempo de cruce de la A7.

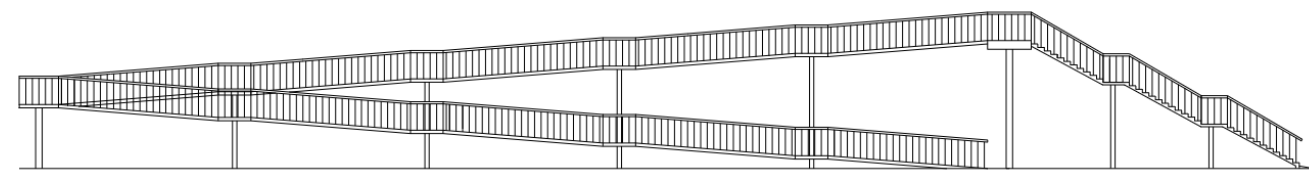


Figura 2: Alzado rampa y escaleras; Fuente: Elaboración propia

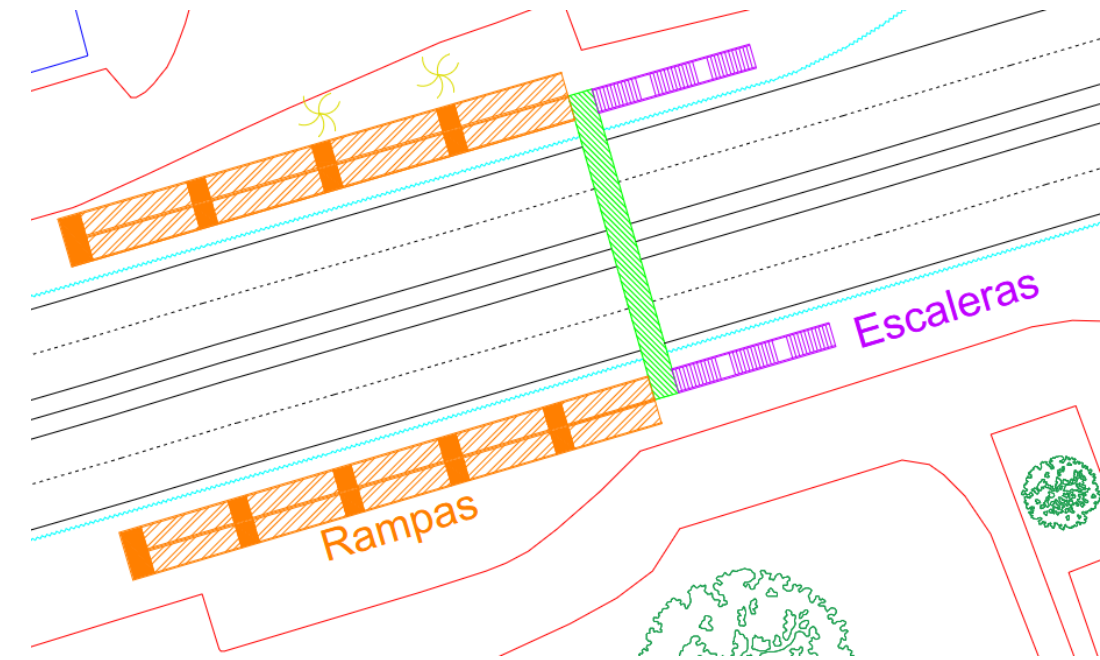


Figura 3: Posición de las rampas y escaleras en planta; Fuente: Elaboración propia

4.2 Alternativa 2

En la segunda alternativa, las escaleras se mantienen igual que en la primera opción. La principal diferencia radica en la configuración de las rampas: los tramos de la rampa ya no son iguales. El primer tramo es más corto, lo que provoca que el segundo tramo se desplace hacia adelante, pasando por delante de la pasarela. Esta modificación permite que el conjunto de rampas y escaleras ocupe menos espacio a lo largo de la vía. Además, la proximidad entre el acceso a las escaleras y la rampa facilita el acceso a la pasarela.

Dado que existen pasos peatonales cercanos, no sería necesario incorporar nuevos cruces en ninguna de las alternativas propuestas.

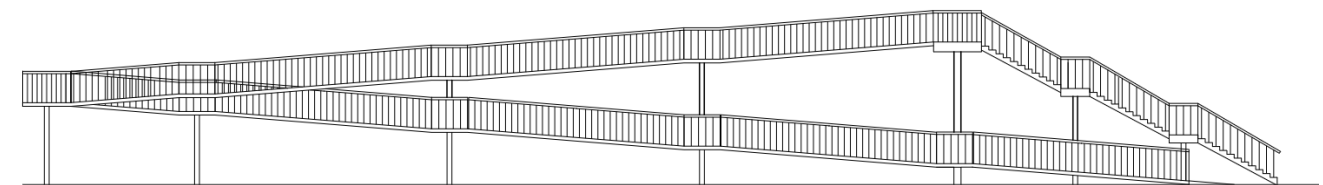


Figura 4: Alzado y rampa escaleras; Fuente: Elaboración propia

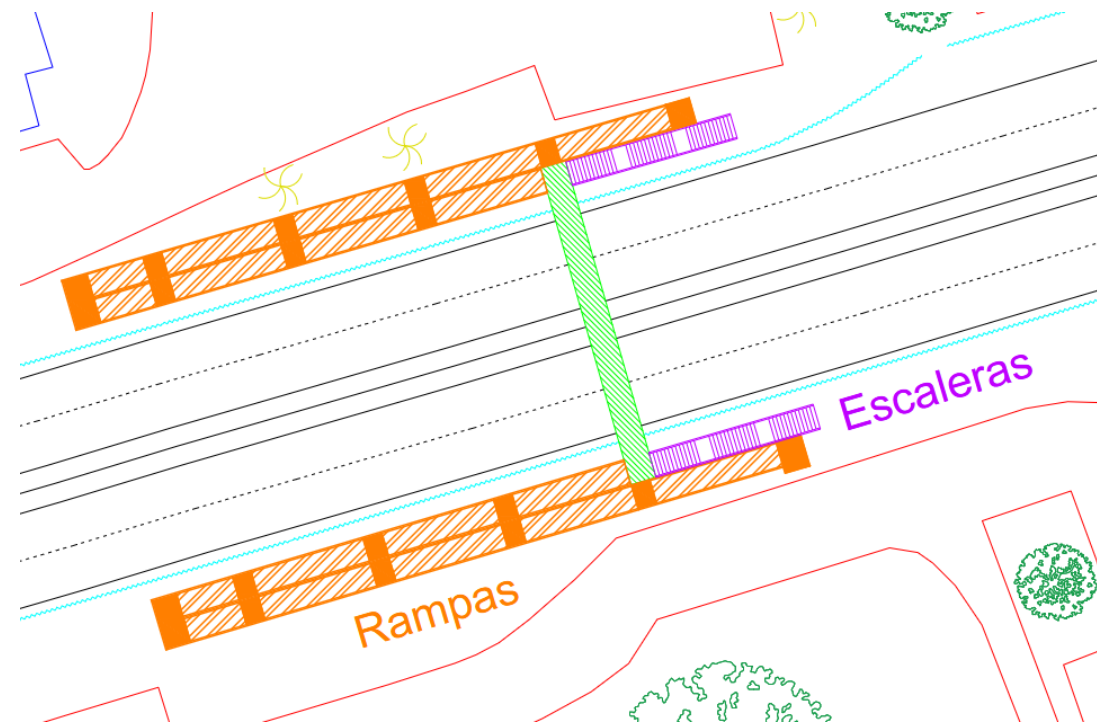


Figura 5: Posición de las rampas y escaleras en planta; Fuente: Elaboración propia

5 Análisis de las principales tipologías: Ejemplos reales

A continuación, se van a introducir las distintas tipologías estructurales de pasarelas con ejemplos reales. Dentro de cada tipología se pueden utilizar varios materiales como pueden ser el hormigón, el acero o incluso la madera (salvo en el caso de las atirantadas).

La elección de un material u otro condicionara fuertemente la sección transversal de la pasarela, por lo que dentro de cada tipología sería necesario estudiar el abanico de posibilidades de los distintos materiales.

5.1 Vigas trianguladas

Las pasarelas peatonales en celosía son una de las soluciones estructurales más empleadas debido a su excelente capacidad para soportar grandes cargas manteniendo un peso relativamente bajo. Estas estructuras se caracterizan por una serie de barras dispuestas en un patrón triangular que forman una celosía, lo cual proporciona una notable rigidez y eficiencia al optimizar el uso del material.

Una de las principales ventajas de las vigas trianguladas es la posibilidad de aumentar el canto de la estructura fácilmente, lo que permite conferirle una gran inercia a flexión sin incrementar significativamente su peso. Otro aspecto positivo es que esta tipología permite ajustar la cota de la rasante ya que la inercia a flexión se logra disponiendo la estructura primaria por encima del piso, cosa que no ocurre con las vigas de alma llena.

Además, desde un punto de vista arquitectónico, las celosías suelen ser visualmente más atractivas que los tradicionales puentes viga, lo que les otorga un valor estético añadido.

Un ejemplo de su aplicabilidad es la pasarela sobre la N340 en Cocentaina, donde, al tratarse de una pasarela biapoyada, el proyectista eligió adaptar la forma de la celosía al antifunicular de las cargas. Esta estrategia permitió optimizar el uso de material, a la vez que mejoró la estética del diseño, mostrando cómo las pasarelas en celosía pueden combinar eficiencia estructural y atractivo visual.



Figura 6: Pasarela en celosía sobre la N340 en Cocentaina (Alicante); Fuente: www.querola.es

Las vigas trianguladas se fabrican en taller y posteriormente se transportan a obra. El único inconveniente que presentan es que resultan algo más costosas que las pasarelas de tipo viga de alma llena. Esto es debido a que necesitan más horas de mano de obra debido a la multitud de cortes y soldaduras de las distintas barras.

Resulta una tipología interesante para salvar la luz de 24m del proyecto.

5.2 Estructuras atirantadas

Las pasarelas atirantadas utilizan cables para transferir las cargas del tablero al soporte principal, que generalmente es una torre central. En este tipo de puente, el tablero está sostenido por cables que se extienden desde la torre hasta el tablero. Estos tirantes, dispuestos en ángulo, permiten que el peso del puente se distribuya de manera eficiente hacia las torres.

Esta morfología de pasarelas no está muy extendida, debido a que las pasarelas suelen tener luces menores a las de los puentes de carretera. De todas formas, existen ejemplos reales de pasarelas peatonales atirantadas como puede ser la pasarela sobre la M-503 en Pozuelo de Alarcón (Madrid).



Figura 7: Pasarela atirantada sobre la M-503 en Pozuelo de Alarcón; Fuente: www.estudioaia.com

El principal inconveniente de este tipo de pasarela es su elevado coste, además para su construcción sería necesario una cimbra o avance por voladizos ya que el tablero no tiene capacidad resistente.

En conclusión, esta alternativa no es eficiente para la luz que se pretende salvar (24m). Una pasarela atirantada conllevaría altos costes y se requeriría el corte al tráfico en la A7.

5.3 Arcos tipo bow-string

Las pasarelas tipo bow-string se caracterizan por una estructura en la que el tablero está suspendido de cables que cuelgan de un arco, el cual, a su vez, soporta las cargas de la estructura. Este arco transfiere las cargas horizontales al tablero, lo que genera que el tablero quede traccionado. Es una variante de un puente de arco convencional, en el que los estribos son los responsables de soportar las cargas horizontales generadas por el arco.

Una pasarela con un arco convencional no sería viable en la ubicación del proyecto debido a que el arco necesitaría estribos en el terreno, lo que implicaría una mayor luz para cumplir con el gálibo sobre la autovía. En cambio, la tipología bow-string permite una solución más eficiente, ya que la pasarela puede ser biapoyada sin la necesidad de estribos adicionales, optimizando el espacio disponible.

Al igual que otras tipologías, las pasarelas bow-string se fabrican en taller, lo que simplifica la ejecución en obra y permite una instalación rápida. Sin embargo, uno de los principales inconvenientes de esta tipología es su elevado coste, el cual solo se justifica cuando es necesario salvar una gran luz sin pilas intermedias o cuando se busca un diseño arquitectónicamente singular.

Un ejemplo de su aplicación es la pasarela de entrada a Talavera de la Reina. Aunque no cubre una luz significativa, su diseño bow-string aporta un valor visual importante al acceso al pueblo, destacándose como una obra de carácter distintivo desde el punto de vista arquitectónico.



Figura 8: Pasarela bow-string en Talavera de la Reina; Fuente: www.estudioaia.com

5.4 Vigas de alma llena

Las pasarelas tipo viga de alma llena son estructuras que funcionan principalmente mediante la flexión longitudinal de su tablero. En este tipo de puente, la capacidad de carga se logra gracias a la deformación del tablero cuando es sometido a fuerzas, actuando como una viga que resiste las tensiones generadas a lo largo de su longitud. Este diseño permite distribuir el peso de manera eficiente, aprovechando la resistencia de los materiales del tablero para soportar las cargas aplicadas.

Se trata de la tipología más habitual en pasarelas de luces pequeñas ya que su fabricación es sencilla y barata.

Un ejemplo dentro del gran abanico de posibilidades que ofrece las vigas de alma llena son las pasarelas de madera laminada encolada (GLULAM) que consiste en capas de madera unidas por adhesivos estructurales.

Es el caso de la pasarela de madera construida recientemente sobre el río Guadalhorce en Málaga. Tiene 270m de longitud en 7 vanos con una luz en el vano central de 70m, convirtiéndola en la más grande de Europa.

Esta solución no solo es innovadora, sino también muy sostenible, ya que la madera es un recurso renovable con un impacto ambiental menor en comparación con materiales como el acero o el hormigón. Sin embargo, una de sus principales desventajas es el coste de mantenimiento ya que la madera se degrada fácilmente con la luz solar.

En cuanto a su estética, las pasarelas de madera resultan especialmente atractivas cuando se encuentran en entornos naturales, como el lecho de un río rodeado de vegetación, donde se integran armónicamente con el paisaje. No obstante, en un entorno urbano, la estética de la madera puede no encajar tan bien, ya que no siempre armoniza con la modernidad y el carácter industrial del paisaje. Además, dado que la madera tiene una menor resistencia a la flexión en comparación con materiales como el acero, se requiere de vigas de mayor canto, lo que puede afectar tanto la estética como la funcionalidad visual de la pasarela.



Figura 9: Pasarela de madera sobre el río Guadalhorce (Málaga); Fuente: www.lavozdelsur.es

5.5 Estructuras tipo pórtico

Las pasarelas con tipología estructural de pórtico, aunque no son tan comunes, representan una solución interesante para ciertos problemas de diseño. Un pórtico es un sistema estructural que se compone de columnas y vigas unidas de manera rígida, formando un marco capaz de resistir las cargas gracias a la rigidez de sus conexiones. Este tipo de estructura distribuye las fuerzas a través de sus elementos, lo que le otorga una gran capacidad de resistencia.

En cuanto a su comportamiento estructural, la distribución de los esfuerzos en un pórtico es diferente a la de una viga biapoyada. En un pórtico, el máximo momento flector se localiza en la unión entre la viga y la columna, mientras que en una viga biapoyada, el máximo momento flector se encuentra en el centro del vano. Debido a esto, en un pórtico el momento flector en el centro del vano es menor que en una viga biapoyada, lo que permite reducir el tamaño de la sección en esa zona.



Figura 10: Ponte di Pinzano sobre el río Tagliamento, Italia; Fuente: www.andarpervalli.it

Desde el punto de vista estético, las pasarelas tipo pórtico tienen un diseño singular, aunque pueden parecer algo inusuales debido a la baja cantidad de estructuras de este tipo en comparación con otras tipologías.

6 Encaje de las alternativas planteadas

Tras una comparativa de ejemplos reales de diferentes tipologías estructurales, se va a realizar un breve encaje de cada tipología principal en la ubicación del proyecto. La tipología tipo arco bow-string y la estructura atirantada se han descartado por no ser eficientes para una luz de tan solo 24m.

6.1 Pasarela tipo viga triangulada

La alternativa de una pasarela con viga en celosía metálica resulta una opción interesante de cara a diseñar una estructura ligera, reduciendo el material necesario y por tanto, optimizando el peso y la eficiencia estructural. Además, se puede construir en fábrica y colocarse en el sitio, minimizando la afectación al tráfico de la autovía A-7.

Sin embargo, para la luz que se necesita salvar (24 metros), una viga convencional puede ser suficiente. Evitando así mayores costes de mantenimiento debido a la gran cantidad de

uniones y puntos de conexión de la viga en celosía que se traduce en más inspecciones y riesgo de corrosión en elementos metálicos.

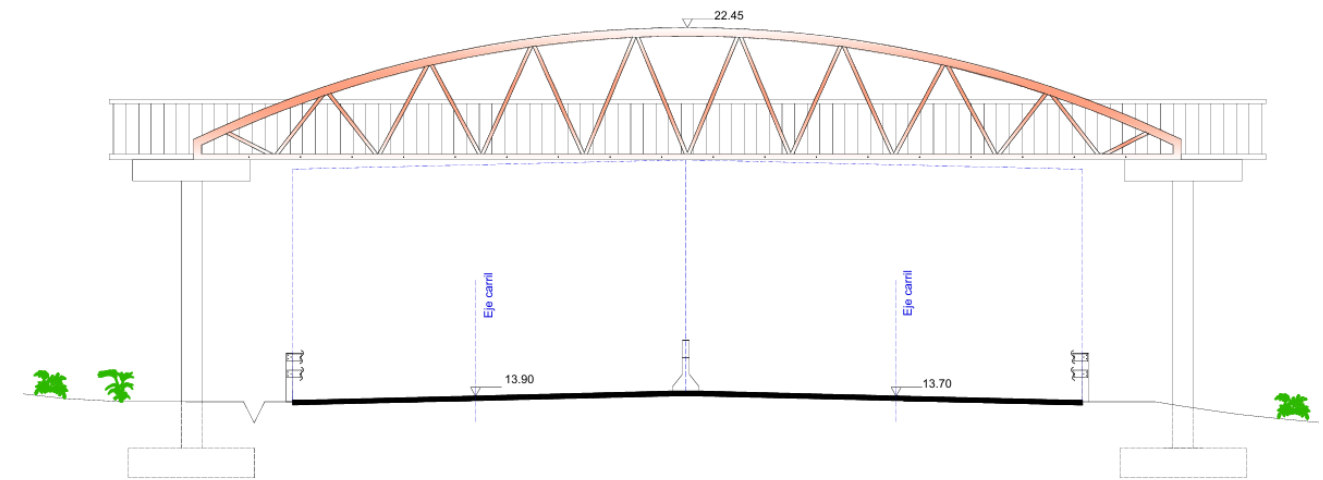


Figura 11: Solución tipo celosía metálica; Fuente: Elaboración propia

6.2 Pasarela tipo viga de alma llena

Una viga resulta una de las soluciones más básicas y sencillas de diseñar, fabricar e instalar. Puede prefabricarse en planta y colocarse directamente sobre las pilas de apoyo con grúas, minimizando interrupciones en la autovía A-7. Además, es la solución más económica, en comparación con las dos anteriores y funciona bien para pasarelas con luces de la longitud requerida. Como inconveniente, suelen ser estructuras menos estéticas que alternativas como celosías o puentes atirantados.

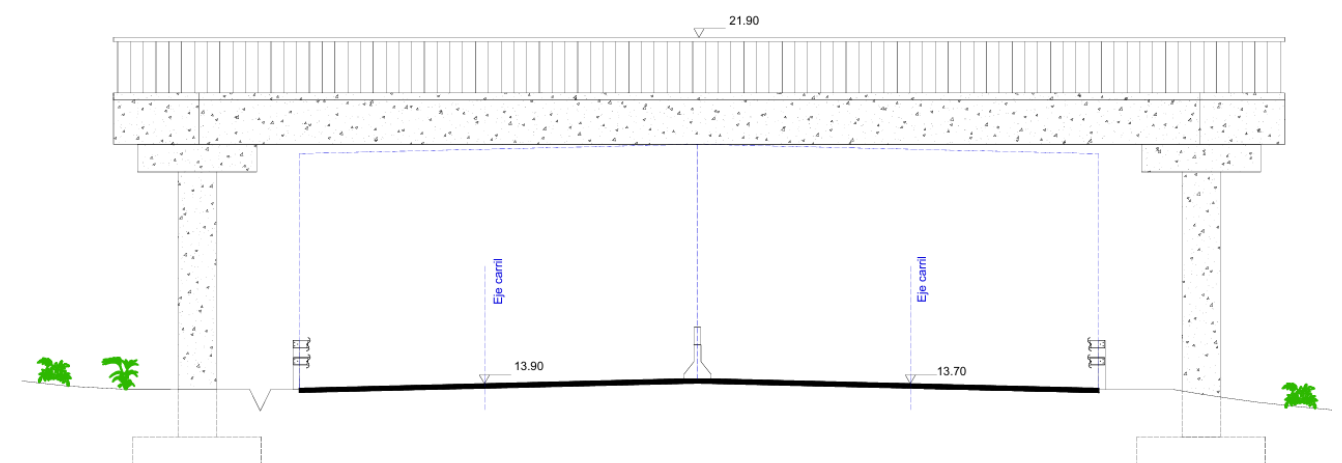


Figura 12: Solución tipo viga de hormigón pretensado; Fuente: Elaboración propia

6.1 Pasarela tipo pórtico

Esta tipología puede prefabricarse en secciones y posteriormente, ser colocadas en el sitio. Otra de las ventajas es que puede construirse en diferentes materiales como acero, hormigón o una combinación de ambos.

Sin embargo, algunas desventajas que pueden presentar son las uniones entre los pilares y el dintel, lo cual requiere un trabajo preciso tanto de diseño como de ejecución. Además, la transmisión de las cargas a las cimentaciones es mayor que en otro tipo de soluciones más livianas, lo que puede encarecer notablemente el coste de la cimentación.

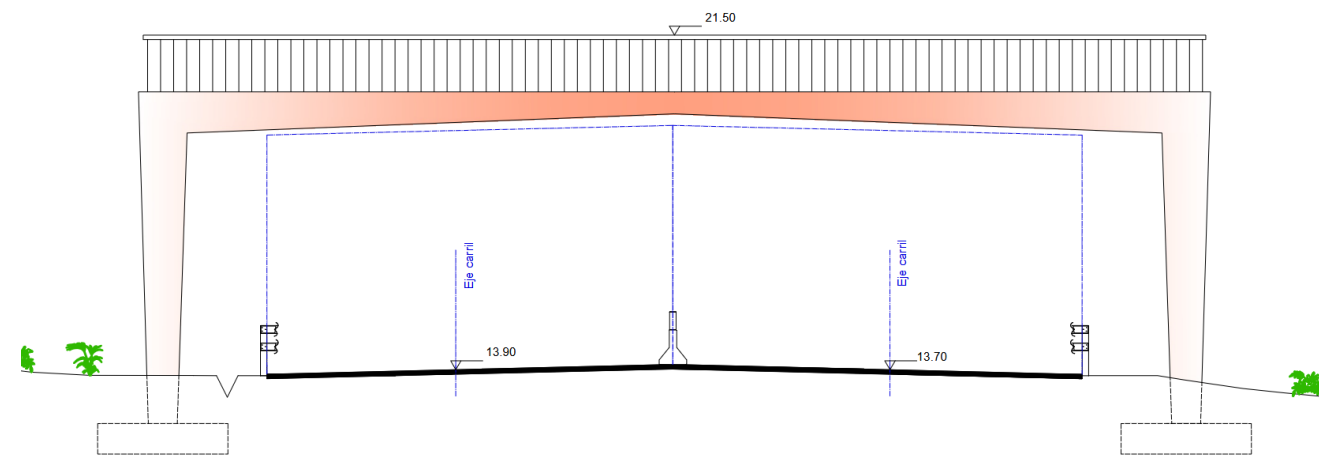


Figura 13: Solución tipo pórtico; Fuente: Elaboración propia

6.2 Elección de la tipología estructural.

Tras haber encajado las distintas tipologías optamos por una tipología tipo viga. Esto se debe a que la luz a salvar es pequeña, y por lo tanto la viga es la solución más simple. Además, no se trata de una ubicación emblemática en la que es necesario realizar un diseño arquitectónico especial.

Por lo tanto, elegimos la tipología de viga para reducir costes y huella de CO2.

7 Alternativas de materiales

Una vez escogida la tipología de viga de alma llena, se procederá a estudiar el abanico de alternativas de materiales dentro de la tipología de alma llena. Nos centraremos en los materiales más convencionales, estructuras de acero, hormigón y mixtas.

7.1 Soluciones de Hormigón

Dentro de las soluciones de hormigón encontramos principalmente dos opciones: viga de hormigón postesado o viga prefabricada.

7.1.1 Viga de hormigón postesado

Las pasarelas de hormigón postesado, aunque menos comunes en comparación con su uso en puentes de carretera, representan una opción interesante. Su aplicación es relativamente rara debido a la complejidad en su ejecución, que requiere una cimbra temporal para soportar la estructura hasta que los cables se tesen y las vainas se inyecten. Se trata de una ejecución compleja y costosa, sobre todo por la necesidad de la cimbra.

Una de las principales ventajas de las pasarelas de hormigón postesado es la capacidad de crear un tablero extremadamente esbelto en el centro del vano. Esta característica no solo permite una estructura más ligera, sino que también otorga una estética moderna y sofisticada, ideal para proyectos que buscan resaltar la elegancia de la infraestructura. Al tratarse de una tipología singular y distintiva, su uso se limita a ubicaciones en las que se desee otorgar un carácter arquitectónico destacado a la obra.

Un ejemplo notable de esta aplicación es la pasarela sobre la autovía que conecta con el puerto de Alicante en dirección sur. Su tablero, tan esbelto, puede generar una impresión de vulnerabilidad estructural para aquellos no familiarizados con el diseño de este tipo de obras.



Figura 14: Pasarela sobre la A31, entrada sur a Alicante; Fuente: <http://www.jallombart.com>

7.1.2 Viga de hormigón prefabricada

Las pasarelas de tipo viga de hormigón prefabricada son, junto con las metálicas, las más comunes en proyectos de pasarelas peatonales. Este sistema tiene la ventaja de que el tablero se fabrica en una planta industrial y luego se transporta hasta la ubicación del proyecto. Una vez en el sitio, solo es necesario izarlo con grúas y colocarlo sobre las pilas, lo que simplifica y agiliza enormemente la construcción.

La principal ventaja de este tipo de pasarelas es su rapidez de ejecución, lo que se traduce en un bajo coste de construcción. Además, al fabricarse en una fábrica, se obtiene un nivel de calidad más consistente y controlado, lo que reduce los riesgos de ejecución durante la obra. Sin embargo, un aspecto negativo es que, al tratarse de una única viga, la fabricación puede resultar costosa. Para su producción, se puede optar por utilizar una viga estándar del mercado o, en su defecto, fabricar un molde exclusivo para el proyecto, lo que incrementaría los costes.

En cuanto a la estética, este tipo de pasarelas generalmente deja mucho que desear. Suelen ser vigas de canto constante y carecen de interés arquitectónico, lo que puede resultar poco atractivo, especialmente en proyectos donde la imagen de la infraestructura es importante.



Figura 15: Viga de hormigón prefabricada, pasarela sobre A7 en Málaga; Fuente: www.laopiniondemalaga.es

Un ejemplo de su uso son las pasarelas prefabricadas de hormigón que cruzan la A-7 a lo largo del litoral malagueño. Aunque estas estructuras aún no han alcanzado su vida útil completa, ya presentan signos de corrosión en las armaduras debido al ambiente salino.

Dado que la luz de la pasarela a proyectar ronda los 24 metros y no requiere un trazado sinuoso para llegar a su ubicación, este tipo de solución es viable desde el punto de vista técnico. Sin embargo, el aspecto estético sigue siendo una desventaja considerable, ya que no contribuye positivamente al entorno visual.

7.2 Soluciones en acero

En pasarelas tipo viga de acero existen principalmente dos tipologías: vigas en cajón y vigas bi-jácena. El piso metálico es el mismo en ambas soluciones, la diferencia reside en la forma de la sección.

7.2.1 Viga en cajón metálica

Las pasarelas de tipo viga de cajón metálico son bastante comunes debido a la facilidad de ejecución en obra. Al igual que en las pasarelas de hormigón prefabricado, las vigas metálicas se fabrican en taller. Posteriormente, solo es necesario transportarlas e izarlas sobre las pilas en el lugar de la obra, lo que agiliza el proceso constructivo.

Una de las principales ventajas de los cajones metálicos es su peso reducido, lo que permite disminuir el canto de la viga y optimizar el uso de materiales. Además, a diferencia de las vigas de hormigón, suele ser más sencilla la fabricación de cajones metálicos de canto variable. Aunque esto puede aumentar el coste de fabricación, se pueden diseñar vigas de canto variable, lo que mejora tanto la estética como la eficiencia estructural de la pasarela.

Sin embargo, uno de los principales inconvenientes de esta tipología es el coste. Para luces pequeñas, el ahorro en peso no justifica el mayor precio del material metálico frente al de hormigón. Por ello, en muchos casos se opta por estructuras de hormigón o tableros mixtos, donde la losa superior de hormigón resulta más económica que una solución completamente metálica. Además, los costes de mantenimiento también son una consideración importante, ya que la corrosión podría ser un problema relevante en la ubicación de este proyecto al estar en un ambiente salino.

En cuanto a la pasarela proyectada, los 24 metros de luz podrían salvarse sin dificultad utilizando un solo vano con una viga de cajón metálico, lo que hace viable esta solución para el caso específico.



Figura 16: Pasarela metálica en Alcalá de Henares; Fuente: www.ayto-alcaladehenares.es

7.2.2 Viga bi-jácena metálica

La tipología bi-jácena metálica es similar a la de cajón metálico en cuanto a su fácil ejecución en obra, pero con una diferencia clave en su diseño estructural. En lugar de utilizar un cajón metálico, se emplean dos vigas en doble T dispuestas en paralelo, una a cada lado del tablero.

Una de las principales ventajas de las pasarelas bi-jácena es su menor coste de fabricación en comparación con las de cajón metálico. Sin embargo, esta solución tiene una desventaja estética significativa, ya que su apariencia suele ser menos atractiva. Debido a esta falta de sofisticación en su diseño, las pasarelas bi-jácena se utilizan con mayor frecuencia en entornos industriales que en áreas urbanas, donde la estética es un factor más importante.

Al igual que en el caso del cajón metálico, una luz de 24 metros podría ser fácilmente salvada utilizando una viga bi-jácena, lo que hace que esta opción sea igualmente viable para el proyecto.



Figura 17: Pasarela bi-jácena metálica en Fiobre (Galicia); Fuente: www.laopinioncoruna.es

7.3 Soluciones mixtas

La pasarela de tipo viga mixta es una variante de la viga metálica en cajón y la bi-jácena.

La diferencia radica en que en las pasarelas mixtas el piso es de hormigón armado, por lo que se elimina la chapa superior metálica del tablero. Desde el punto de vista estructural, este cambio resulta eficiente, ya que la chapa metálica se encuentra sometida a compresión, mientras que el hormigón es un material más adecuado para resistir este tipo de esfuerzos. Sin embargo, los principales inconvenientes de esta solución son el aumento del peso propio del tablero y la complejidad de la ejecución en obra.

En la pasarela mixta, la estructura metálica se fabrica en un taller y luego se transporta e iza sobre las pilas en el sitio. Posteriormente, se debe construir la losa de hormigón armado in situ, lo que incrementa tanto el plazo de ejecución como la complejidad de la obra. Además, la losa de hormigón tendrá un espesor determinado, lo que aumentará el peso propio de la pasarela.

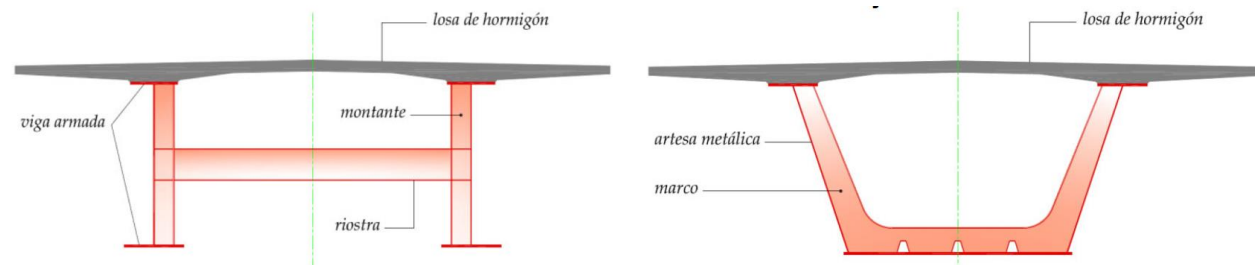


Figura 18: Secciones mixtas bi-jácena y cajón; Fuente: Diseño Estructural de Puentes, Salvador Monleón

8 Predimensionamiento

Una vez definida la tipología estructural de viga de alma llena, se llevará a cabo el predimensionamiento de las diferentes alternativas de materiales. Específicamente, se estudiarán tres opciones: una viga de hormigón pretensado, una viga metálica y una viga mixta.

Para realizar dicho predimensionamiento se tendrá en cuenta la restricción de flecha máxima respecto a las cargas gravitatorias.

La expresión de la flecha en el centro de vano de una viga biapoyada sometida a una carga distribuida es la siguiente:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Para cumplir la normativa, la IAP-11 indica que la flecha máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no puede superar $L/1200$.

Por lo tanto, se considera una sobrecarga vertical de 5 kN/m^2 que es el valor de sobrecarga que indica la IAP-11 para pasarelas.

8.1 Viga de hormigón pretensado

La primera opción analizada es la viga prefabricada de hormigón pretensado, una solución clásica que emplea una sección en hormigón y una armadura activa pretensada para mejorar la capacidad de la viga frente a cargas verticales.

Inicialmente, se han planteado dos posibles tipologías de secciones: en cajón y en T. Dentro de estas dos tipologías se va a estudiar la condición de flecha que impone la IAP-11 para un canto de 1m y un canto de 1,2m.

El predimensionamiento de la viga en cajón se ha realizado según los valores recomendados en la bibliografía de Salvador Monleón Cremades, en su curso "Diseño estructural de puentes".

A continuación, se presentan las características geométricas de ambas secciones para su análisis comparativo.

| | H(m) | H/L | Hcdg (m) | Area (m ²) | Perímetro (m) | Iz (m ⁴) | Iy (m ⁴) |
|------------|------|--------|----------|------------------------|---------------|----------------------|----------------------|
| Cajón 1m | 1 | 1/24 | 0,64 | 0,765 | 7,57 | 0,082 | 0,151 |
| Cajón 1,2m | 1,2 | 1/19,5 | 0,75 | 0,854 | 8,07 | 0,131 | 0,155 |
| T 1m | 1 | 1/24 | 0,71 | 0,597 | 5,68 | 0,043 | 0,109 |
| T 1,2m | 1,2 | 1/19,5 | 0,81 | 0,764 | 6,03 | 0,096 | 0,119 |

Tabla 1: Propiedades geométricas de las distintas secciones

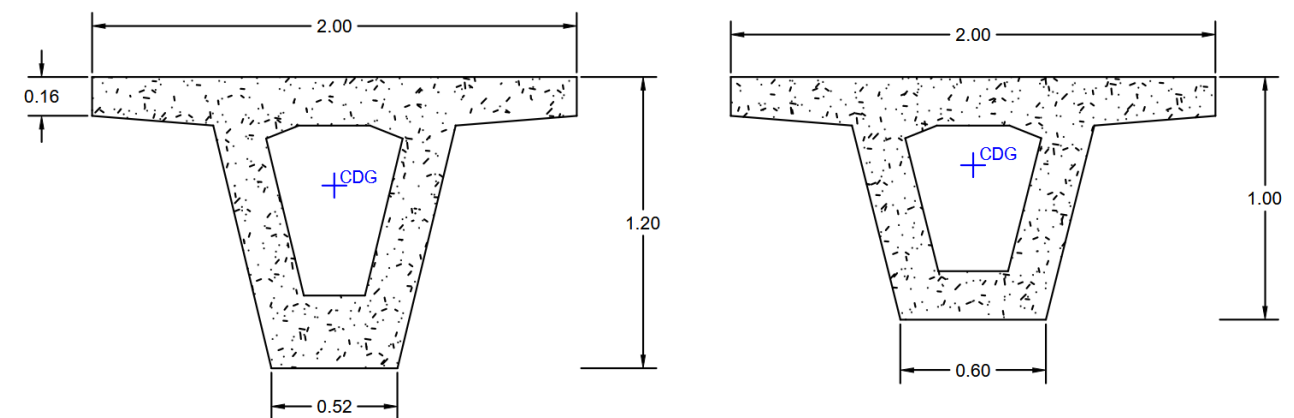


Figura 19: Geometría de secciones en T de 1m y 1,2m; Fuente: Elaboración propia

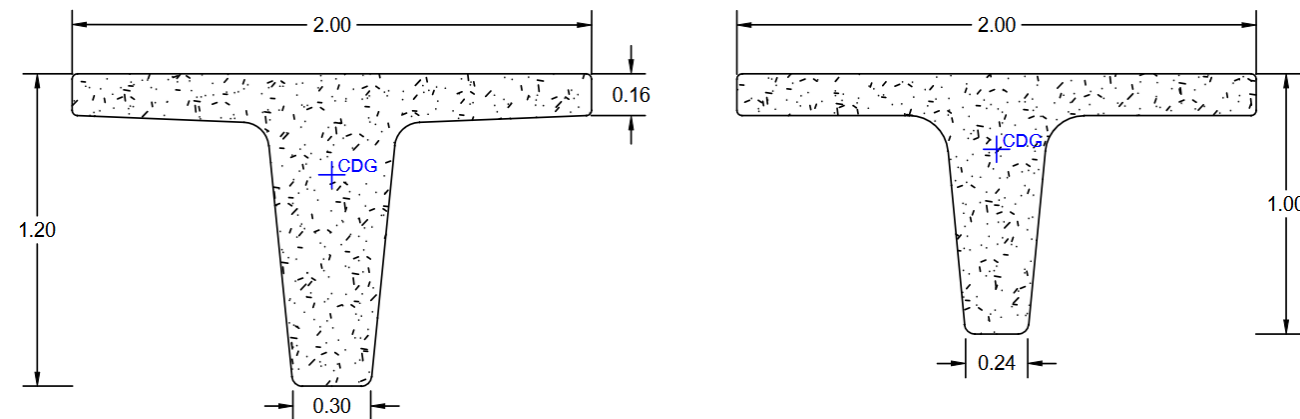


Figura 20: Geometría de secciones en T de 1m y 1,2m; Fuente: Elaboración propia

Una vez conocidas las propiedades geométricas de las secciones, se ha calculado su flecha en centro de vano cuando están sometidas al valor frecuente de la sobrecarga de uso.

La flecha máxima que pueden tener en centro de vano será de $\frac{L}{1200} = \frac{23,5}{1200} \approx 0,02m$.

| | Flecha (m) | Flecha a cumplir (m) |
|------------|------------|----------------------|
| Cajón 1m | 0,015 | 0,020 |
| Cajón 1,2m | 0,009 | 0,020 |
| T 1m | 0,028 | 0,020 |
| T 1,2m | 0,013 | 0,020 |

Tabla 2: Deformaciones de las alternativas secciones

Una vez estudiadas las deformaciones se aprecia que la única sección que no cumple los requerimientos de deformaciones es la sección en T de 1m. Por lo que tanto la opción en cajón como la T de 1,2m podrían valer según la normativa.

Un condicionante a añadir es que la fabricación de un cajón con dimensiones tan reducidas resulta innecesaria y poco práctica. Este tipo de estructura sería difícil de construir y, además, al no ser accesible para su inspección interna, podría generar problemas a largo plazo. Además, el cajón no supone un ahorro de material frente a la sección en T de 1,2m.

En conclusión, la sección en T de 1,2m se presenta como la mejor alternativa para esta pasarela, por lo que el predimensionamiento se realizará con esta opción.

8.1.1 Recubrimiento mínimo

Previamente a dimensionar la armadura se procede a calcular los recubrimientos mínimos en la sección de hormigón, para ello se seguirán las consideraciones recogidas en el EC2.

En primer lugar, averiguamos la clase de exposición relacionada con las condiciones ambientales

| 4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina | | |
|---|--|------------------------------------|
| XS1 | Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar | Estructuras cerca de o en la costa |
| XS2 | Permanentemente sumergida | Partes de estructuras marinas |
| XS3 | Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones | Partes de estructuras marinas |

Figura 21. Clases de exposición. Fuente: Tabla 4.1 del EC2

El recubrimiento mínimo viene dado por:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Donde:

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,add}; 10mm]$$

Con:

$$c_{min,b} = 16mm \text{ suponiendo armado con } \varnothing 16.$$

$$c_{min,dur} = 55mm \text{ ya que tomamos 100 años de vida útil y la clase es XS1}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0mm \text{ ya que se trata del valor recomendado}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0mm \text{ ya que se trata del valor recomendado}$$

En conclusión, $c_{nom} = 65mm$.

8.1.2 Armadura activa

A efectos del estudio de soluciones, la armadura activa se ha calculado para que la sección se encuentre totalmente comprimida a lo largo de toda la longitud de la viga. La ubicación

de la armadura activa será constante a una distancia de 0,65m del centro de gravedad en el alma de la T.

Se ha optado por utilizar un acero Y1860S por lo que con la fuerza de pretensado de 2510kN serán necesarios 1349 mm² de armadura activa. Los tendones se pretensado se han escogido del CTT generale catalogue.

0.5" STRAND (12.9 mm)
 ACCORDING TO BS 5896 : 1980 STANDARD

| TENDON TYPE | TRAMPET REF. SERIES (1) | JACK REFERENCE | TENDON CAPACITY | | | | TENDON CAPACITY | | | | Weight of Tendon (Kg/m) | Section of Tendon (mm ²) | SHEATHING | | CEMENT (4) | |
|-------------|-------------------------|----------------|---|------|------|------|---|------|------|------|-------------------------|--------------------------------------|-----------|-------|------------|---------|
| | | | Grade Super P _{ku} = 18966 Kg Section 100mm ² Weight 0785Kg/m | | | | Grade Super P _{ku} = 186 KN Section 100mm ² Weight 0785Kg/m | | | | | | Ω (2) | Ø (3) | Ω (Kg.) | Ø (Kg.) |
| 0.5" SUPER | | | f _{pu} | 0.80 | 0.75 | 0.70 | f _{pu} | 0.80 | 0.75 | 0.70 | | | | | | |
| 3/0.5 | 11 | G-60 | 57 | 46 | 43 | 40 | 558 | 446 | 418 | 391 | 2,36 | 300 | 42 | 42 | 1,7 | 1,7 |
| 4/0.5 | 12 | G-60 | 76 | 61 | 57 | 53 | 744 | 595 | 558 | 521 | 3,14 | 400 | | | 1,6 | 1,6 |
| 5/0.5 | | G-100 | 95 | 76 | 71 | 66 | 930 | 744 | 698 | 651 | 3,92 | 500 | | | 2,4 | 2,4 |
| 6/0.5 | 13 | | 114 | 91 | 85 | 80 | 1116 | 893 | 837 | 781 | 4,71 | 600 | 51 | 51 | 2,3 | 2,3 |
| 7/0.5 | | | 133 | 106 | 100 | 93 | 1302 | 1042 | 976 | 911 | 5,50 | 700 | | | 2,1 | 2,1 |
| 8/0.5 | 14 | G-200 | 152 | 121 | 114 | 106 | 1488 | 1190 | 1116 | 1042 | 6,28 | 800 | 63 | 51 | 3,5 | 2,0 |
| 9/0.5 | | | 171 | 137 | 128 | 119 | 1674 | 1339 | 1256 | 1172 | 7,06 | 900 | | | 3,4 | 1,8 |
| 10/0.5 | | | 190 | 152 | 142 | 133 | 1860 | 1488 | 1395 | 1302 | 7,85 | 1000 | | | 5,1 | 3,2 |

Figura 22. Catálogo de tendones de pretensado. Fuente: CTT general catalogue

En conclusión, se tendrán dos vainas de Ø 51mm con 7/0.5" que tienen un área total de 1400mm².

8.1.3 Armadura pasiva

A lo largo de toda la viga las secciones se encuentran totalmente comprimidas gracias al pretensado. Por lo tanto, la única armadura pasiva longitudinal necesaria será la mínima por normativa.

La armadura mínima longitudinal según el EC2 viene dada por:

$$A_{smin} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_d * d$$

Donde:

$$f_{ctm} = 2,896 \text{ MPa} \text{ para un hormigón H30}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \text{ ya que suponemos una armadura con acero B500S}$$

$$b_d = 400 \text{ mm} \text{ ya que se trata del espesor medio del alma}$$

$$d = 1200 \text{ mm} \text{ ya que se trata del canto de la sección}$$

Por lo tanto, $A_{smin} = 722,84 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\phi 16 \text{ o } 10\phi 10$.

Esta armadura tendrá que disponerse tanto en el ala superior como en la parte inferior del alma.

La armadura transversal se dispone para el esfuerzo cortante y también se calcula según el EC2. En primer lugar, comprobamos que el cortante máximo en la viga es inferior al máximo que marca el Eurocódigo. El cortante máximo se ha obtenido mediante la modelización en SAP2000 de la viga.

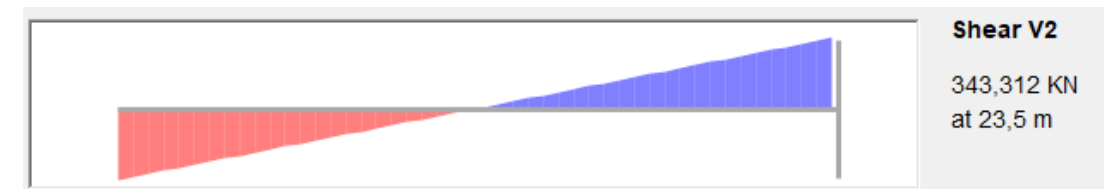


Figura 23: Cortante máximo en la viga. Fuente: Elaboración propia en SAP2000

$$V_{rd,max} = 343,31 \text{ kN} \leq \frac{v * f_{cd} * b_w * z}{tg(\theta) + cotg(\theta)}$$

$$343,31 \text{ kN} \leq \frac{0,5 * 20 * 400 * 0,9 * 1,2}{1 + 1} = 2160 \text{ kN}$$

El cortante al que se encuentra sometido la viga es inferior al máximo por lo tanto podemos proceder con el armado transversal:

$$V_{rd,s} = 343,31 \text{ kN} = \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * cotg(\theta)}{s}$$

$$A_{sw} = \frac{343,31 * 10^3 * 0,2}{0,9 * 1,2 * 1 * 500} = 127,87 \text{ mm}^2 \rightarrow c\phi 10 @ 20 \text{ cm}$$

Se ha tomado una separación entre cercos de 0,2m ya que se trata de un valor habitual.

En conclusión, la sección con armadura activa y pasiva se representa a continuación.

La armadura para la flexión transversal se ha dimensionado modelizando una ménsula en voladizo de ancho unitario con $M_{max} = 2,88 \text{ kN} * \text{m}$.

$$\Sigma N = 0 \rightarrow 0,8 * x * 20 * 1000 - A_s * 434 = 0$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow 0,8 * x * 20 * 1000 * (100 - 0,4 * x) = 2,87 \text{ kN} * \text{m}$$

Resolviendo el sistema:

$$x = 1,87 < x_{lim} = 98,72mm$$

$$A_s = 68,94mm^2$$

Realizando un cálculo sencillo se ha obtenido una armadura transversal para resistir la flexión de $68,94mm^2$.

La armadura para resistir el esfuerzo rasante se ha calculado siguiendo el apartado 6.2.4 del EC2. Se toma $\Delta x = 5,875m$ ya que se trata de la mitad de la distancia entre una sección de flector 0 y otra de flector máximo.

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x} = \frac{1704,38 kN}{0,1865 * 5,875} = 1555 kN$$

Donde ΔF_d es la variación del esfuerzo normal sobre el ala.

Finalmente calculamos la sección de armadura requerida:

$$\frac{A_{sfy} * f_{yd}}{s_f} > \frac{V_{Ed} * h_f}{cotg(\theta)} \rightarrow A_{sf} = \frac{1704,38 * 10^3 * 0,1865 * 0,2}{1 * 434 * 10^6} = 133,64 mm^2$$

Se opta por disponer de una armadura transversal de $\varnothing 16$ en la parte superior del ala para resistir tanto la flexión transversal como el esfuerzo rasante.

En la parte inferior del ala se colocará un mallazo de $\varnothing 4$ con 20cm de separación para disponer de armadura mínima.

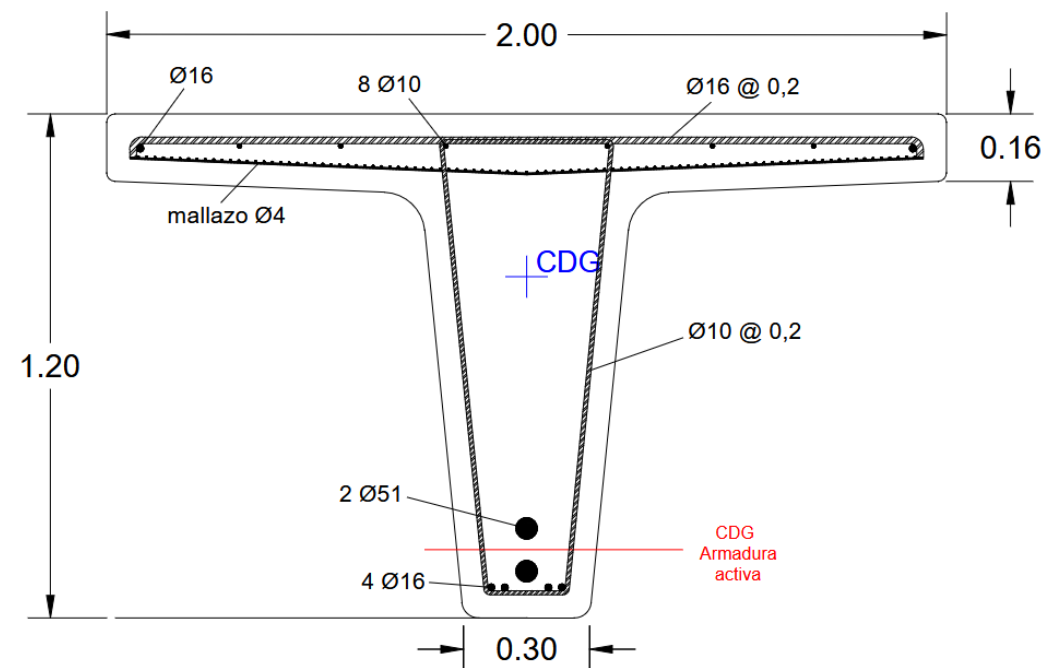


Figura 24: Predimensionamiento de la sección de hormigón pretensado. Fuente: Elaboración propia

8.2 Viga metálica bi-jácena

La segunda opción contemplada es la de una viga de acero S235 compuesta por dos perfiles metálicos de sección "T" invertida, una chapa superior y vigas de piso con cuchillos y rigidizadores (ver Figura 27).

La sección se ha calculado para cumplir con la flecha frente a la sobrecarga de uso impuesta por la IAP11 para pasarelas de $L/1200$, siendo L la luz de la viga.

Las propiedades de la sección metálica son las siguientes:

| | Área sección (m ²) | I sección (m ⁴) | Flecha (m) | Flecha a cumplir (m) |
|--------------------|--------------------------------|-----------------------------|------------|----------------------|
| Metálica bi-jácena | 0,085 | 0,0107 | 0,0177 | 0,0196 |

Tabla 3. Características de la sección metálica

8.2.1 Clasificación de la sección

En cuanto al dimensionamiento de los perfiles en "T" invertida, se han calculado evitando que se produzca la abolladura de la sección. Para ello, se debe comprobar la clase de la sección, evitando que sea clase 4.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones de las tablas 20.3.a y 20.3.b de la EAE, que se muestran a continuación.

| Clase | Panel flectado | Panel comprimido | Panel flexocomprimido | | | |
|--|----------------------------|--------------------------|---|------|------|------|
| Ley de tensiones en los paneles (compresión +) | | | | | | |
| 1 | $c/t \leq 72\varepsilon$ | $c/t \leq 33\varepsilon$ | cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$ | | | |
| 2 | $c/t \leq 83\varepsilon$ | $c/t \leq 38\varepsilon$ | cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$ | | | |
| Ley de tensiones en los paneles (compresión +) | | | | | | |
| 3 | $c/t \leq 124\varepsilon$ | $c/t \leq 42\varepsilon$ | cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ cuando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$ | | | |
| $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y (N/mm ²) | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ε | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

Figura 25. Esbelteces máximas para paneles comprimidos interiores (alas y almas). Fuente: Tabla 20.3.a de la EAE.

| Clase | Panel comprimido | Panel flexocomprimido | | | | |
|--|----------------------------|---|--|------|------|------|
| | | Extremo comprimido | Extremo traccionado | | | |
| Ley de tensiones en los paneles (compresión +) | | | | | | |
| 1 | $c/t \leq 9\varepsilon$ | $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$ | $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | | |
| 2 | $c/t \leq 10\varepsilon$ | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | | |
| Ley de tensiones en los paneles (compresión +) | | | | | | |
| 3 | $c/t \leq 14\varepsilon$ | $c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ | | | | |
| $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y (N/mm ²) | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ε | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

Figura 26. Esbelteces máximas para paneles comprimidos en alas voladas. Fuente: Tabla 20.3.b de la EAE.

Las alas inferiores se clasifican, directamente, como clase 1 ya que se encuentran traccionadas.

Las almas, que se encuentran flectadas, también se clasifican como clase 1 ya que cuentan con una esbeltez de:

$$\frac{c}{t} = \frac{0,775}{0,02} = 38,75 \leq 72\varepsilon$$

Siendo ε igual a 1.

Sobre las vigas en "T" invertidas apoya una chapa de 12 mm de espesor que será rigidizada mediante vigas de piso con cuchillos y rigidizadores longitudinales.

El ala superior está formada por una losa ortótropa, con rigidizadores longitudinales y vigas de piso. En un panel ortótropo existen principalmente dos inestabilidades, la abolladura a nivel local (almas de los rigidizadores) y un pandeo global como losa ortótropa.

Al tratarse de un predimensionamiento no se han calculado dichas abolladuras, ya que se trata de un cálculo complejo. En principio no deberían de existir problemas ya que el piso metálico se ha realizado siguiendo ejemplos de pasarelas reales y la RPM-95 "Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carretera".

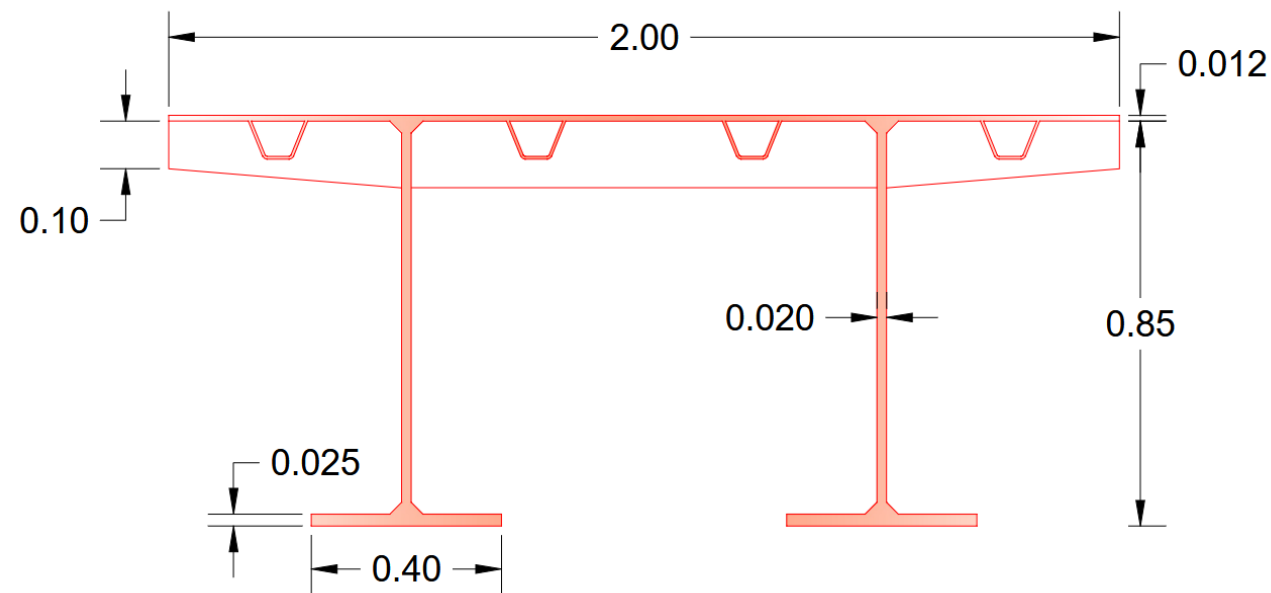


Figura 27. Predimensionamiento de la sección de acero estructural. Fuente: Elaboración propia

8.3 Viga mixta

La última opción que se va a estudiar es la de una viga mixta con perfiles metálicos de doble T y una losa de hormigón armado.

Para su cálculo se ha homogeneizado toda la sección a acero y así poder incluir en el cálculo de la inercia la losa de hormigón.

La sección se ha dimensionado para cumplir con la flecha máxima para sobrecarga de uso impuesta por la IAP11 para pasarelas de L/1200.

Las propiedades de la sección mixta son las siguientes:

| | Área sección (m ²) | I sección (m ⁴) | Flecha (m) | Flecha a cumplir (m) |
|-----------------|--------------------------------|-----------------------------|------------|----------------------|
| mixta bi-jácena | 0,113 | 0,0112 | 0,0168 | 0,0196 |

Tabla 4: Características de la sección mixta

El cálculo se ha realizado considerando acero estructural S235 y hormigón H30.

El cálculo del armado de la losa de hormigón se ha realizado modelizando una sección transversal de ancho unitario, al igual que con la sección de hormigón pretensada.

La armadura obtenida tras realizar el cálculo es de 35mm², que es inferior a la mínima. Por lo tanto, se dispondrá de la armadura mínima tanto en la parte superior como la inferior:

$$A_{s,min} = 0,26 * b_w * h * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 * 1 * 0,16 * \frac{2,89}{500} = 240,4 \text{ mm}^2$$

Se opta por un mallazo de Ø8 con 20cm de cuadrícula en ambas caras por facilidad constructiva.

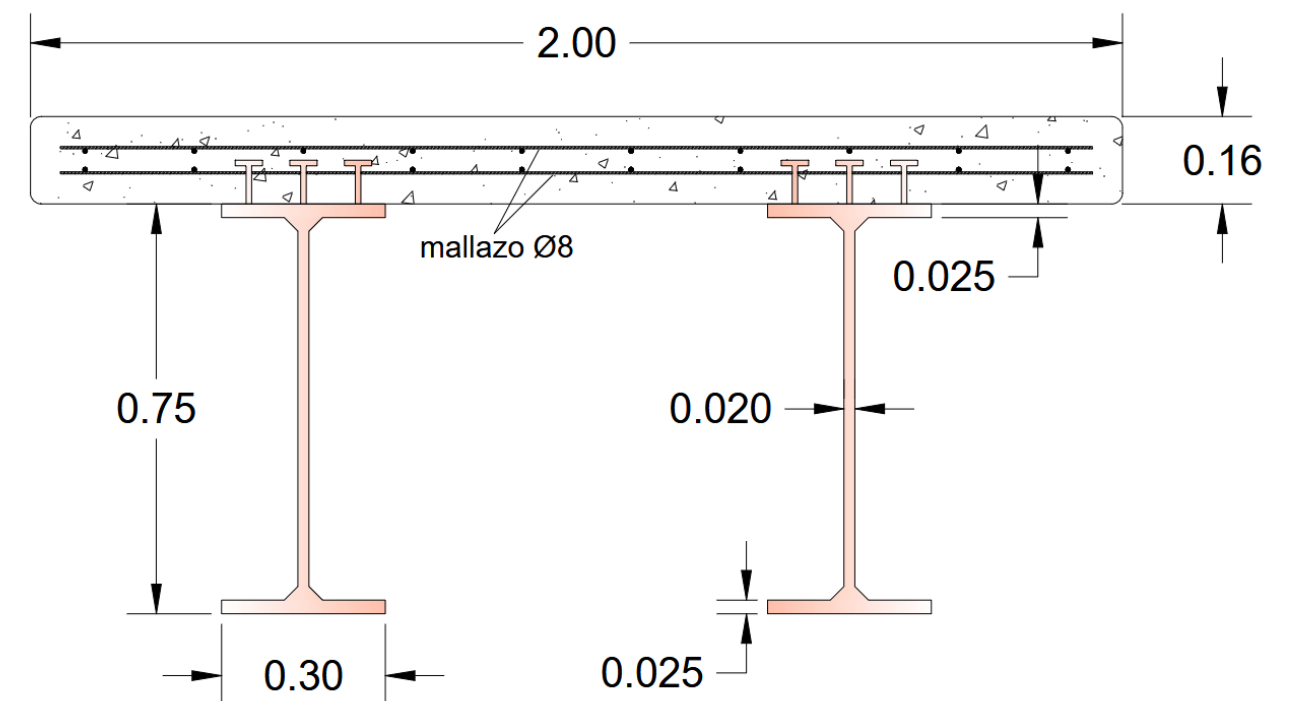


Figura 28. Predimensionamiento de la sección mixta. Fuente: Elaboración propia

9 Análisis económico

Tras haber realizado el predimensionamiento de los tres tipos de viga, se procede a calcular el coste económico de cada una de las soluciones. Para ello, se han consultado los precios unitarios de cada material en el generador de precios de 2025 que junto con las mediciones de cada una de las alternativas predimensionadas permitirán obtener un coste aproximado de cada solución.

En los casos de la viga de hormigón pretensado y la viga mixta, no solo se han considerado los materiales que componen la propia viga, sino que también se ha considerado los encofrados metálicos utilizados en su fabricación considerando su repercusión como si fuese de un solo uso.

Para un cálculo aproximado, en la viga de hormigón pretensado, se ha supuesto un encofrado metálico compuesto por chapas soldadas de 5 mm de espesor tanto en la cara frontal y dorsal de la viga como a lo largo de su perímetro. Además, para darle mayor rigidez, se utilizarán costillas de acero colocadas cada metro y medio, y rigidizadores longitudinales que arriostren dichas costillas. Para estos elementos se ha decidido utilizar perfiles IPN200 cortados a la mitad.

Respecto a la viga metálica, no se ha tenido en cuenta nada más allá del coste del acero S235.

Finalmente, para la viga mixta, tan solo se ha considerado, adicionalmente, un encofrado metálico compuesto por una chapa de 5 mm de espesor para la losa superior de hormigón.

A continuación, se muestran las tablas resumen del cálculo del coste aproximado de cada una de las alternativas:

| Pasarela de hormigón | | | | | |
|--------------------------------|-----------------------------------|--------|-------------|-----------------|----------------|
| Unidad | Descripción | unidad | Cantidad | Precio unitario | Importe |
| Acero S235 | Encofrado metálico lateral | kg | 3708 | 2,17 | 8046 € |
| | Encofrado metálico frontal | kg | 60 | 2,17 | 130 € |
| | Costillas Encofrado medio IPN200 | kg | 1232 | 2,17 | 2674 € |
| | Rigidizadores longitud. Encofrado | kg | 1232 | 2,17 | 2674 € |
| Armadura Y1860 | Armadura activa longitudinal | kg | 295 | 13,59 | 4011 € |
| Hormigón H30 | Hormigón H30 | m3 | 18 | 161,99 | 2911 € |
| Armadura B500 | Armadura longitudinal inferior | kg | 148 | 1,95 | 289 € |
| | Armadura longitudinal superior | kg | 190 | 1,95 | 371 € |
| | Armadura cortante | kg | 195 | 1,95 | 381 € |
| | Armadura flexión Transversal | kg | 366 | 1,95 | 715 € |
| Mallazo B500 | Armado ala | m2 | 44 | 4,48 | 198 € |
| TOTAL pasarela hormigón | | | | | 22400 € |

Tabla 5: Presupuesto económico de la alternativa de hormigón

| Pasarela metálica | | | | | |
|--------------------------------|---------------------|--------|--------------|-----------------|----------------|
| Unidad | Descripción | unidad | Total | Precio unitario | Precio total |
| Acero S235 | Estructura metálica | kg | 15643 | 2,17 | 33946 € |
| TOTAL pasarela metálica | | | | | 33946 € |

Tabla 6: Presupuesto económico de la alternativa metálica

| Pasarela mixta | | | | | |
|-----------------------------|--------------------|--------|----------|-----------------|----------------|
| Unidad | Descripción | unidad | Cantidad | Precio unitario | Importe |
| Hormigón H30 | Hormigón H30 | m3 | 8 | 161,99 | 1217 € |
| Acero S235 | Encofrado metálico | kg | 1347 | 2,17 | 2922 € |
| Mallazo B500 | Armado losa | m2 | 88 | 9,72 | 859 € |
| Acero S235 | Vigas metálicas | kg | 11179 | 2,17 | 24259 € |
| TOTAL pasarela mixta | | | | | 29257 € |

Tabla 7: Presupuesto económico de la alternativa mixta

10 Análisis de la huella de CO₂

Al igual que con el coste económico, se ha realizado un estudio de la huella de CO₂ que genera cada una de las soluciones planteadas con el fin de poder realizar un análisis comparativo desde el punto de vista ambiental.

Este análisis se ha llevado a cabo en función del indicador GWP (Global Warming Potential) de cada material que compone cada solución a lo largo de su vida útil (desde la extracción de las materias primas hasta su demolición y reciclado).

El GWP es un indicador que mide el potencial de calentamiento global de los gases de efecto invernadero emitidos durante el ciclo de vida completo. Este indicador se expresa en kg de CO₂ equivalente, es decir, se convierten a una unidad común todos los gases de efecto invernadero emitidos con el fin de facilitar la comparación.

Para obtener los kg de CO₂ equivalente de cada uno de los materiales empleados, se han consultado las declaraciones ambientales de productos (DAP) ofrecidas por los diferentes fabricantes. En estos documentos se indica el GWP de cada una de las etapas de la vida del producto. Dichas etapas son:

- Etapa del producto
 - A1** Suministro de materias primas
 - A2** Transporte
 - A3** Fabricación del producto
- Etapa del proceso de construcción
 - A4** Transporte

A5 Instalación de construcción

- Vida útil
 - B1** Uso
 - B2** Mantenimiento
 - B3** Reparación
 - B4** Reemplazamiento
 - B5** Remodelación
 - B6** Energía empleada
 - B7** Agua empleada
- Etapa final
 - C1** Demolición
 - C2** Transporte
 - C3** Gestión de residuos
 - C4** Desecho
- Etapa de reciclaje
 - D** Reciclado

Cabe destacar la gran variabilidad de GWP que puede tener un material en función del fabricante ya que los procedimientos de fabricación pueden ser diferentes entre unos y otros, lo que implica que el estudio alcance una mayor complejidad.

Para realizar este análisis se han consultado las DAP de los materiales utilizados de diferentes fabricantes y se ha decidido optar por aquellos que ofrecen un valor medio ya que se trata de una medición aproximada, la cual se ajustará con mayor precisión en el diseño final de la alternativa seleccionada. Dichas DAP pueden ser consultadas en las referencias indicadas en el apartado 13 "Bibliografía".

Del mismo modo que en el análisis económico, en los casos de la viga de hormigón pretensado y la viga mixta, no solo se han considerado los materiales que componen la propia viga, sino que también se ha considerado los encofrados metálicos utilizados en su fabricación. Considerando, además, que únicamente se emplearán para la fabricación de una sola viga y que posteriormente no serán reutilizados para estar así en el caso más desfavorable.

A continuación, se muestran las tablas resumen de la huella de CO₂ aproximada que genera cada una de las alternativas:

| Pasarela de hormigón | | | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|--------|-------------|------------------------|-----------------------|
| Unidad | Descripción | unidad | Cantidad | GWP (kg CO2 eq/unidad) | kg CO2 |
| Acero S235 | Encofrado metálico lateral | kg | 3708 | 0,35 | 1298 kg CO2 eq |
| | Encofrado metálico frontal | kg | 60 | 0,35 | 21 kg CO2 eq |
| | Costillas Encofrado medio IPN200 | kg | 1232 | 0,35 | 431 kg CO2 eq |
| Armadura Y1860 | Rigidizadores longitud. Encofrado | kg | 1232 | 0,35 | 431 kg CO2 eq |
| | Armadura activa longitudinal | kg | 295 | 0,42 | 123 kg CO2 eq |
| Hormigón H30 | Hormigón H30 | m3 | 18 | 302,77 | 5441 kg CO2 eq |
| Armadura B500 | Armadura longitudinal inferior | kg | 148 | 0,16 | 23 kg CO2 eq |
| | Armadura longitudinal superior | kg | 190 | 0,16 | 30 kg CO2 eq |
| | Armadura cortante | kg | 195 | 0,16 | 31 kg CO2 eq |
| | Armadura flexión Transversal | kg | 366 | 0,16 | 58 kg CO2 eq |
| Mallazo B500 | Armado ala | m2 | 44 | 0,24 | 10 kg CO2 eq |
| TOTAL pasarela de hormigón | | | | | 7897 kg CO2 eq |

Tabla 8: Presupuesto de CO2 de la alternativa de hormigón

| Pasarela metálica | | | | | |
|--------------------------------|---------------------|--------|--------------|-------------------------|-----------------------|
| Unidad | Descripción | unidad | Total | GWP (kg CO2 eq./unidad) | kg CO2 |
| Acero S235 | Estructura metálica | kg | 15643 | 0,35 | 5499 kg CO2 eq |
| TOTAL pasarela metálica | | | | | 5499 kg CO2 eq |

Tabla 9: Presupuesto de CO2 de la alternativa metálica

| Pasarela mixta | | | | | |
|-----------------------------|--------------------|--------|--------------|-------------------------|-----------------------|
| Unidad | Descripción | unidad | Cantidad | GWP (kg CO2 eq./unidad) | kg CO2 |
| Hormigón H30 | Hormigón H30 | m3 | 8 | 302,77 | 2275 kg CO2 eq |
| Acero S235 | Encofrado metálico | kg | 1347 | 0,35 | 471 kg CO2 eq |
| Mallazo B500 | Armado losa | m2 | 88 | 0,55 | 48 kg CO2 eq |
| Acero S235 | Vigas metálicas | kg | 11179 | 0,35 | 3913 kg CO2 eq |
| TOTAL pasarela mixta | | | | | 6707 kg CO2 eq |

Tabla 10: Presupuesto de CO2 de la alternativa mixta

11 Valoración de las alternativas

Una vez realizado el análisis económico y ambiental de cada una de las alternativas estudiadas, se procede a realizar una comparativa teniendo en cuentas estos dos criterios.

A continuación, se evaluará cada aspecto de cada alternativa utilizando una escala de puntuación del 5 al 10. La puntuación de 5 se asignará a la alternativa menos favorable en ese aspecto, mientras que la puntuación de 10 corresponderá a la opción más favorable. Las alternativas intermedias recibirán una puntuación calculada de forma proporcional entre la peor y la mejor opción en cada criterio.

El problema reside en la ponderación que se le da a cada aspecto, por lo que se van a analizar 3 ponderaciones distintas y estudiar su sensibilidad (25-75, 50-50, 75-25).

En la siguiente tabla se indican las puntuaciones asignadas a criterio de cada una de las alternativas, así como la puntuación media final.

| Criterios | Hormigón pretensado | Metálica | Mixta |
|------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| Económico (25%) | 10 | 5 | 7,03 |
| Ambiental (75%) | 5 | 10 | 7,48 |
| Media Ponderada | 6,25 | 8,75 | 7,37 |

Tabla 11: Puntuaciones ponderando 25% al aspecto económico y 75% al aspecto ambiental

| Criterios | Hormigón pretensado | Metálica | Mixta |
|------------------------|---------------------|------------|-------------|
| Económico (50%) | 10 | 5 | 7,03 |
| Ambiental (50%) | 5 | 10 | 7,48 |
| Media Ponderada | 7,5 | 7,5 | 7,26 |

Tabla 12: Puntuaciones ponderando 50% al aspecto económico y 50% al aspecto ambiental

| Criterios | Hormigón pretensado | Metálica | Mixta |
|------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| Económico (75%) | 10 | 5 | 7,03 |
| Ambiental (25%) | 5 | 10 | 7,48 |
| Media Ponderada | 8,75 | 6,25 | 7,14 |

Tabla 13: Puntuaciones ponderando 75% al aspecto económico y 25% al aspecto ambiental

Analizando los resultados apreciamos que la elección de una alternativa u otra se encuentra totalmente condicionada por los criterios de ponderación que se elijan.

Dependiendo de la importancia relativa que le otorguemos al aspecto económico frente a la huella de CO₂, las mejores alternativas serían:

- Hormigón si el coste es más relevante.
- Metal si la reducción de la huella de CO₂ es más crítica.

También se aprecia que la opción de una pasarela mixta es penalizada independientemente de la ponderación ya que en ningún caso obtiene una puntuación superior a 7,5.

En conclusión, el problema reside en si la administración pública estaría dispuesta a gastar un 50% más de presupuesto para reducir la huella de CO₂ de la estructura en entorno a un 30%.

Como resultado de este análisis, la alternativa de hormigón pretensado es la de mayor puntuación y por tanto será la alternativa que se estudiará con mayor detalle en este Trabajo Final de Máster.

12 Conclusiones

Tras realizar un estudio exhaustivo de los condicionantes funcionales a cumplir se opta por llevar a cabo la alternativa 2 de rampas y escaleras ya que permite optimizar la superficie ocupada por dichos equipamientos y hace coincidir el comienzo y final del itinerario a seguir por los usuarios que opten por usar tanto rampas como escaleras.

Por otro lado, tras analizar múltiples ejemplos reales de tipologías de pasarelas peatonales existentes, se decide optar por una tipología de viga biapoyada. Posteriormente, se ha llevado a cabo el predimensionamiento de tres alternativas diferentes (viga de hormigón pretensado, viga metálica y viga mixta) y se ha realizado un análisis multicriterio teniendo en cuenta el criterio económico, ambiental y estético.

Como conclusiones del desarrollo de este anejo, se puede afirmar que la viga biapoyada de hormigón pretensado resulta ser la opción más eficiente y sostenible como se puede observar en la Tabla 13. Por tanto, esta será la opción que se desarrollará en mayor detalle a lo largo del presente Trabajo Final de Máster.

13 Bibliografía

- Sistema de contención de vehículos [AS-BMSNC2/C \(H1-W4-A\) - Asebal](#)
- Orden Circular 35/2014 sobre Criterios de Aplicación de Sistemas de Contención de Vehículos
- Norma 3.1-IC de la Instrucción de Carreteras. Trazado.

- Orden TMA/851/2021, de 23 de julio, por la que se desarrolla el documento técnico de condiciones básicas de accesibilidad y no discriminación para el acceso y utilización de los espacios públicos urbanizados.
- Bibliografía de Salvador Monleón Cremades, en su curso "Diseño estructural de puentes".
- IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
- Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón.
- Instrucción de acero estructural, EAE.
- DAP del hormigón H30 de AYMAR. [R-DCP-004](#)
- DAP del hormigón H30 de HOLCIM. [dap-holcim-ecopact-h-30.pdf](#)
- DAP del acero de armar B500S de ARCELORMITTAL. [Reinforcing steel - standard rebars - ArcelorMittal Europe Long Products--83f444c1ed444acc27f71d4c1d4e4b3e.pdf](#)
- DAP del acero de armar XCARB B500S De ARCELORMITTAL. [XCarb Recycled and renewably produced Reinforcing steel in bars and coils--e79fb1adbe3110be5550c5e1eb017ae7.pdf](#)
- DAP de la chapa gruesa de ARCELORMITTAL. [Heavy steel plates-EPD till 09 07 2025--5313526677760456d177fc0b12e38a6e.pdf](#)
- DAP de la chapa gruesa XCARB de ARCELORMITTAL. [EPD Heavy plates 19 02 2024--b8e1de9c45329499683bdf523593812d.pdf](#)
- DAP del alambre pretensado Y1860 de TYCSA. [EPD-GSW TYCSA.pdf](#)
- DAP del acero laminado S235 de la ASOCIACIÓN SOSTENIBILIDAD SIDERÚRGICA. [AENOR GlobalEPD - Formato DAP construcción](#)

ANEJO Nº 4

DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES

Autores:

Manuel Carrasco Martínez

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



INDICE

| | | | | | |
|-------|--|----|-------|---|----|
| 1 | Objeto y alcance | 4 | 4.1 | Cimentación de la pila principal (P16-P55)..... | 10 |
| 2 | Consideraciones generales..... | 4 | 4.1.1 | Estabilidad global..... | 11 |
| 3 | Bases de cálculo | 5 | 4.1.2 | Seguridad frente al hundimiento | 11 |
| 3.1 | Normativa de aplicación | 5 | 4.1.3 | Seguridad frente al deslizamiento | 15 |
| 3.2 | Requisitos fundamentales. Vida útil de proyecto | 5 | 4.1.4 | Seguridad frente al vuelco | 15 |
| 3.3 | Ambiente y recubrimientos | 5 | 4.1.5 | Estimación de movimientos | 16 |
| 3.4 | Materiales de proyecto | 6 | 4.2 | Cimentación de las pilas intermedias (P47-P53)..... | 19 |
| 3.5 | Coeficientes de seguridad | 6 | 4.2.1 | Estabilidad global..... | 19 |
| 3.5.1 | Estados límite últimos | 6 | 4.2.2 | Seguridad frente al hundimiento | 19 |
| 3.5.2 | Estados límite de servicio..... | 7 | 4.2.3 | Seguridad frente al deslizamiento | 21 |
| 3.6 | Acciones..... | 8 | 4.2.4 | Seguridad frente al vuelco | 21 |
| 3.7 | Combinaciones de acciones..... | 9 | 4.2.5 | Estimación de movimientos | 22 |
| 3.7.1 | Combinaciones de acciones para comprobaciones geotécnicas y comprobaciones estructurales en ELS..... | 9 | 5 | Cálculo estructural de las cimentaciones..... | 24 |
| 3.7.2 | Combinaciones de acciones para comprobaciones estructurales en ELU | 9 | 5.1 | Clasificación estructural de las cimentaciones | 24 |
| 4 | Diseño y comprobación geotécnica de la cimentación | 10 | 5.2 | Cimentación de la pila principal (P16-P55)..... | 25 |
| | | | 5.2.1 | Modelo longitudinal de la cimentación de la pila principal | 25 |
| | | | 5.2.2 | Modelo transversal de la cimentación de la pila principal | 27 |
| | | | 5.3 | Cimentación de las pilas intermedias (P47-P53)..... | 28 |
| | | | 5.3.1 | Modelo longitudinal de la cimentación de las pilas intermedias..... | 28 |
| | | | 5.3.2 | Modelo transversal de la cimentación de las pilas intermedias | 29 |
| | | | 5.4 | Longitud de anclaje | 30 |
| | | | 6 | Bibliografía | 30 |

1 Objeto y alcance

El objeto del presente anejo consiste en dimensionar y realizar las principales comprobaciones geotécnicas y estructurales referentes a las cimentaciones de la pasarela. Dichas comprobaciones se realizarán frente a los Estados Límite geotécnicos definidos en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, y a su vez, las comprobaciones estructurales se realizarán frente a las especificaciones del Eurocódigo 2, con el fin de garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad de la pasarela.

El alcance se limitará al diseño de dos cimentaciones que son representativas de la totalidad de cimentaciones de la pasarela. Por una parte, se analizará la cimentación que soporta tanto una de las pilas principales como la pila adyacente de las rampas de acceso del lado sur. Y, por otra parte, se diseñará la cimentación que soporta dos pilas intermedias de las rampas.

2 Consideraciones generales

El terreno sobre el cual se va a cimentar la pila presenta las siguientes características, extraídas del Anejo N°2 "Geología y geotecnia"

| Unidad | | UG-2 (Arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo) | UG-3 (Limos arcillosos de color verde) | UG-4 (Arenas gruesas con gravas color grisáceo) |
|-----------------------|------------------------------------|---|---|--|
| Profundidad techo (m) | | 1,80 | 5,2 | 7,8 |
| Profundidad muro (m) | | 5,20 | 7,8 | 10,45* |
| Tipo de suelo | | Granular | Fino | Granular |
| Plasticidad | LL | 41,23 | 39,4 | NO |
| | IP | 22,78 | 18 | NP |
| Estado | γ_{ap} (kN/m ³) | 20,7 | 19,2 | 20* |
| Químicos | Sulfatos (%) | 0 | -- | -- |
| | Acidez BG | 12,0 - 20,0 | -- | -- |
| Resistencia | q_u (kPa) | 240,24 | 405,12 | -- |
| | c' (kPa) | 20 | 50 | 0 |
| | ϕ (°) | 35 | 28 | 30 |
| Deformabilidad | E (MPa) | 50 | 50 | 20 |

Tabla 1. Resumen parámetros geotécnicos. Fuente: Informe geotécnico ENTICONTROL S.L.

La notación de pilas que se empleará en el presente anejo será la establecida para los nodos de apoyo en el modelo de SAP2000 (ver Figura 1).

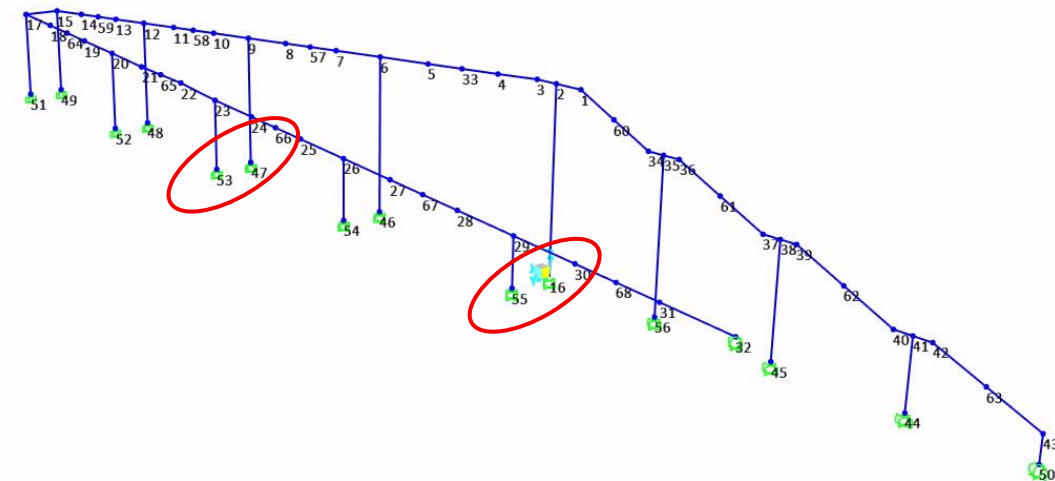


Figura 1. Notación de nodos del modelo de SAP2000. Fuente: Elaboración propia.

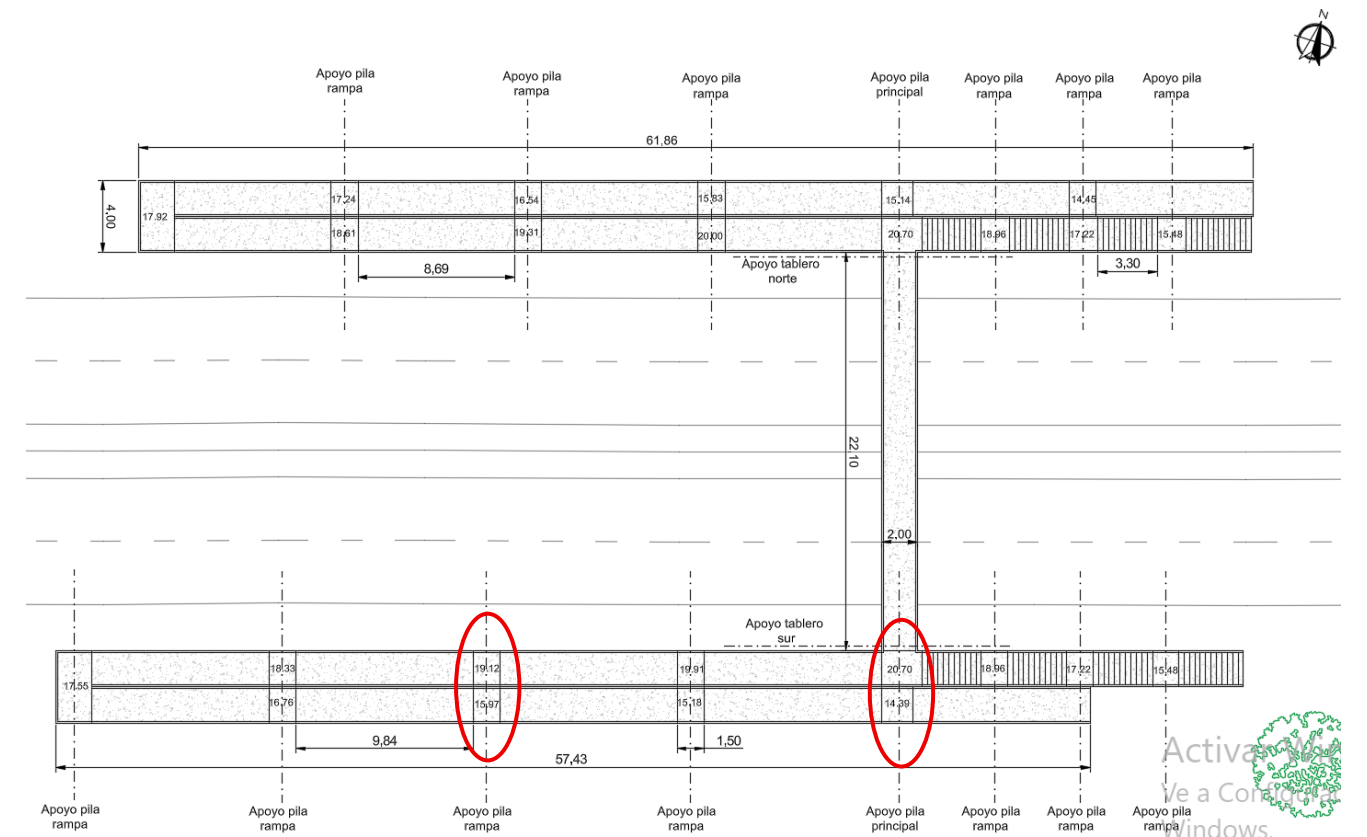


Figura 2. Vista en planta de la ubicación de las zapatas a diseñar. Fuente: Elaboración propia.

2.1 Diseño conceptual de las cimentaciones

El diseño de las cimentaciones de la pasarela peatonal se ha abordado considerando tanto las condiciones geotécnicas del emplazamiento como la geometría y disposición de los elementos de apoyo. La proximidad entre las pilas de la estructura (ver Figura 3) ha condicionado la elección tipológica de las cimentaciones, optándose por zapatas combinadas en lugar de zapatas aisladas convencionales que se solaparían entre ellas.

Además, dichas zapatas, según los resultados obtenidos del estudio geotécnico, cimentarán a la de profundidad de 2,00 metros sobre la unidad geotécnica 2, compuesta por arenas arcillosas con gravillas color marrón rojizo).

Por tanto, teniendo en cuenta la numeración indicada anteriormente y la disposición y geometría de las pilas, el diseño que se pretende llevar a cabo, en este anejo, es el de dos zapatas combinadas sobre las que apoyan las pilas 16-55 y las pilas 47-53.

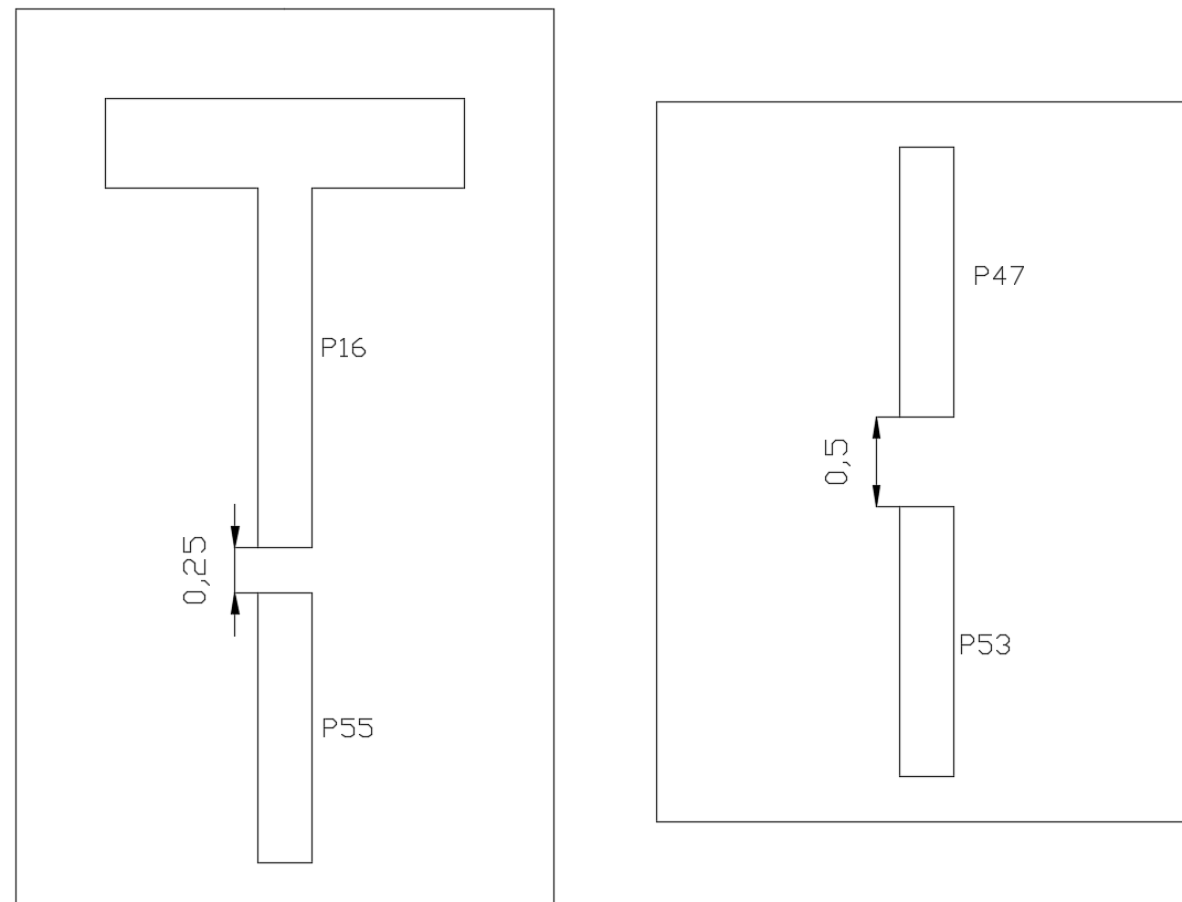


Figura 3. Distancia entre pilas (en metros). Fuente: Elaboración propia.

3 Bases de cálculo

3.1 Normativa de aplicación

Para la definición de las acciones y sus combinaciones se seguirá lo establecido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). En dicha instrucción se definen las acciones y sus combinaciones, así como los coeficientes de ponderación que se deben considerar para las diferentes verificaciones a comprobar.

En lo relativo al análisis sísmico se seguirá la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07).

Por otro lado, el cálculo estructural se apoyará en el Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón (EC2).

3.2 Requisitos fundamentales. Vida útil de proyecto

Las cimentaciones de la pasarela serán diseñadas con la capacidad de soportar las acciones a las que puedan quedar sometidas durante la construcción, uso y periodo de vida previsto para la estructura, sin necesidad de intervenciones importantes de rehabilitación.

En este caso, tal como establece la IAP-11, la vida útil de la estructura proyectada será de 100 años.

3.3 Clase de exposición ambiental y recubrimientos

En la tabla 4.1 del EC2 se recogen las clases de exposición relacionadas con las condiciones ambientales. Las condiciones ambientales en las que se encuentran las cimentaciones de la pasarela corresponden con la clase de exposición XC4: sequedad y humedad cíclicas.

| 2. Corrosión inducida por carbonatación | | |
|---|-------------------------------|--|
| XC1 | Seco o permanentemente húmedo | Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua |
| XC2 | Húmedo, raramente seco | Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones |
| XC3 | Humedad moderada | Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia |
| XC4 | Sequedad y humedad cíclicas | Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2 |

Figura 4. Tabla 4.1 del EC2 donde se recogen las clases de exposición. Fuente: EC2

Tras conocer la clase de exposición, se procede a la clasificación estructural según la tabla 4.3N del EC2. Adoptando como criterio la vida útil del proyecto de 100 años para una clase de exposición XC2, se obtiene una clase estructural S6.

| Clasificación estructural | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---|----------------|---|----------------|
| Clase exposición | X0 | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XD1 | XS1 | XD2 | XS2 | XD3 | XS3 |
| Vida útil de referencia: 50 años | S4 | S4 | S4 | S4 | S4 | S4 | S4 | | S4 | | |
| Vida de 100 años | subir 2 clases | subir 2 clases | subir 2 clases | subir 2 clases | subir 2 clases | subir 2 clases | subir 2 clases | Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad | subir 2 clases | Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad | |
| $f_{ck} \geq 40$ MPa | bajar 1 clase | bajar 1 clase | bajar 1 clase | bajar 1 clase | bajar 1 clase | no modifica | no modifica | | no modifica | | bajar 4 clases |
| Cemento adecuado y 100 años | no modifica | no modifica | bajar 1 clase | bajar 1 clase | bajar 1 clase | bajar 4 clases | bajar 4 clases | | bajar 4 clases | | |
| Cemento adecuado y 50 años | no modifica | no modifica | bajar 1 clase | bajar 1 clase | bajar 2 clases | bajar 3 clases | bajar 3 clases | | bajar 3 clases | | |

Figura 5. Tabla 4.3N del EC2 donde se recoge la clasificación estructural. Fuente: EC2

El recubrimiento mínimo viene dado por:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Donde:

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}]$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm (valor recomendado)}$$

| $c_{min,b}$ | $c_{min,dur}$ | $\Delta c_{dur,\gamma}$ | $\Delta c_{dur,add}$ | Δc_{dev} | c_{nom} |
|-------------|---------------|-------------------------|----------------------|------------------|-----------|
| 20 mm | 35 mm | 0 mm | 0 mm | 10 mm | 45 mm |

Tabla 2. Recubrimientos mínimos para armaduras de cimentación. Fuente: Elaboración propia

3.4 Materiales de proyecto

Los materiales a emplear en las cimentaciones de la pasarela son los siguientes:

| | Hormigón | Armadura pasiva |
|---|----------------|-----------------|
| Material | HA30/B/20/IIIa | B500S |
| γ (kN/m³) | 25,0 | 78,5 |
| E (MPa) | 33.578 | 200.000 |
| fk (MPa) | 30 | 500 |

Tabla 3. Materiales de las cimentaciones. Fuente: Elaboración propia

3.5 Coeficientes de seguridad

3.5.1 Estados límite últimos

3.5.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes de seguridad de la resistencia de los materiales recogidos en el EC2 son:

| Situaciones de proyecto | γ_c para hormigón | γ_s para acero de armadura pasiva | γ_s para acero de armadura activa |
|---------------------------|--------------------------|--|--|
| Persistente y transitoria | 1,5 | 1,15 | 1,15 |
| Accidental | 1,2 | 1,0 | 1,0 |

Figura 6. Tabla 2.1N-Coeficientes parciales de seguridad para materiales para ELU. Fuente: EC2

3.5.1.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Para las acciones analizadas en combinaciones de equilibrio, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta, según la IAP-11, son los siguientes:

| ACCIÓN | EFECTO | | |
|---------------------|------------------------------------|--------------------|--------------------|
| | ESTABILIZADOR | DESESTABILIZADOR | |
| Permanente (G y G*) | Peso propio | 0,9 ⁽¹⁾ | 1,1 ⁽¹⁾ |
| | Carga muerta | 0,9 ⁽¹⁾ | 1,1 ⁽¹⁾ |
| | Empuje del terreno | 1,0 | 1,5 |
| Variable (Q) | Sobrecarga de uso | 0 | 1,35 |
| | Sobrecarga de uso en terraplenes | 0 | 1,5 |
| | Acciones climáticas ⁽²⁾ | 0 | 1,5 |
| | Empuje hidrostático | 0 | 1,5 |
| | Empuje hidrodinámico | 0 | 1,5 |
| | Sobrecargas de construcción | 0 | 1,35 |

Figura 7. Tabla 6.2-a de la IAP-11 para los coeficientes parciales para las acciones en las comprobaciones del ELU de equilibrio. Fuente: IAP-11

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones resistentes vienen recogidos en la IAP-11 y son los siguientes:

| ACCIÓN | EFECTO | | |
|---------------------------------------|----------------------------------|--------------|---|
| | FAVORABLE | DESFAVORABLE | |
| Permanente de valor constante (G) | Peso propio | 1,0 | 1,35 |
| | Carga muerta | 1,0 | 1,35 |
| Permanente de valor no constante (G*) | Pretensado P ₁ | 1,0 | 1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾ |
| | Pretensado P ₂ | 1,0 | 1,35 |
| | Otras presolicitaciones | 1,0 | 1,0 |
| | Reológicas | 1,0 | 1,35 |
| | Empuje del terreno | 1,0 | 1,5 |
| | Asientos | 0 | 1,2 / 1,35 ⁽³⁾ |
| | Rozamiento de apoyos deslizantes | 1,0 | 1,35 |
| Variable (Q) | Sobrecarga de uso | 0 | 1,35 |
| | Sobrecarga de uso en terraplenes | 0 | 1,5 |
| | Acciones climáticas | 0 | 1,5 |
| | Empuje hidrostático | 0 | 1,5 |
| | Empuje hidrodinámico | 0 | 1,5 |
| | Sobrecargas de construcción | 0 | 1,35 |

Figura 8. Tabla 6.2-b de la IAP-11 para los coeficientes parciales de seguridad de las acciones en ELU. Fuente: IAP-11

3.5.2 Estados límite de servicio

3.5.2.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

El cálculo del ELS se realizará utilizando unos coeficientes parciales de seguridad de los materiales iguales a la unidad.

3.5.2.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones en ELS, como el asiento de la cimentación, vienen recogidos en la IAP-11 y son los siguientes:

| ACCIÓN | EFECTO | | |
|---------------------------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|
| | FAVORABLE | DESFAVORABLE | |
| Permanente de valor constante (G) | Peso propio | 1,0 | 1,0 |
| | Carga muerta | 1,0 | 1,0 |
| Permanente de valor no constante (G') | Pretensado P ₁ | 0,9 ⁽¹⁾ | 1,1 ⁽¹⁾ |
| | Pretensado P ₂ | 1,0 | 1,0 |
| | Otras presolicitaciones | 1,0 | 1,0 |
| | Reológicas | 1,0 | 1,0 |
| | Empuje del terreno | 1,0 | 1,0 |
| | Asientos | 0 | 1,0 |
| | Rozamiento de apoyos deslizantes | 1,0 | 1,0 |
| Variable (Q) | Sobrecarga de uso | 0 | 1,0 |
| | Sobrecarga de uso en terraplenes | 0 | 1,0 |
| | Acciones climáticas | 0 | 1,0 |
| | Empuje hidrostático | 0 | 1,0 |
| | Empuje hidrodinámico | 0 | 1,0 |
| | Sobrecargas de construcción | 0 | 1,0 |

Figura 9. Tabla 6.2-c de la IAP-11 para los coeficientes de seguridad de las acciones en ELS. Fuente: IAP-11

3.6 Acciones

Las acciones a tener en cuenta para el cálculo de las cimentaciones son las mismas que se han descrito en el apartado 3 "Acciones" del anejo nº4 "Cálculo estructural". A modo de recapitulación se vuelven a describir en los siguientes apartados.

3.6.1 Acciones permanentes

Las cargas permanentes son aquellas generadas por el peso de los diferentes elementos que conforman el puente. A efectos de este proyecto, se clasifican en peso propio y cargas muertas.

La acción del peso propio corresponde al peso específico del hormigón armado de 25 kN/m³.

Las cargas muertas consideradas corresponden con las barandillas, una capa de impermeabilización, un pavimento de 5 cm de espesor y una imposta para rematar lateralmente el tablero de la pasarela.

Las barandillas instaladas suponen una carga de 0,25 kN/m.

La carga debida al pavimento es igual a 1,25 kN/m².

La carga inducida por la imposta se considerará de 1,2 kN/m.

La carga debida a la capa impermeabilizante se considerará despreciable ya que su valor es de 0,32 kg/m².

3.6.2 Acciones variables

3.6.2.1 Sobrecarga de uso

Según lo indicado por la IAP-11, la sobre carga de uso en pasarelas corresponde a una carga vertical y uniformemente distribuida de 5 kN/m².

3.6.2.2 Acción del viento

En cuanto a la acción del viento, tras llevar a cabo el cálculo indicado en la IAP-11, se ha obtenido un empuje unitario de 1,08 kN/m².

Esta carga se ha introducido en la dirección longitudinal de las rampas ya que es la dirección en la que las pilas tienen menor inercia.

3.6.2.3 Acción térmica

Siguiendo el proceso de cálculo indicado por la IAP-11, se han obtenido los siguientes valores de máxima variación de expansión y contracción:

- $\Delta T_{N,expansión} = 27,8 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $\Delta T_{N,contracción} = 21,7 \text{ } ^\circ\text{C}$

3.6.2.4 Acción de nieve

El valor característico de la sobrecarga de nieve, siguiendo la formulación de la IAP-11, resulta ser de $0,16 \text{ kN/m}^2$.

3.6.3 Acciones accidentales

3.6.3.1 Acción sísmica

Para la acción del sismo, se ha calculado el siguiente espectro de respuesta elástico:

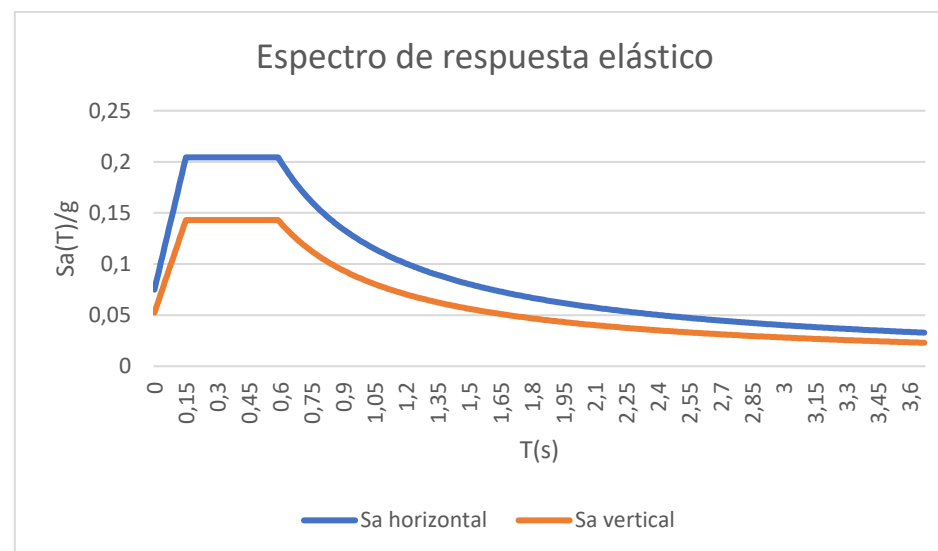


Gráfico 1. Espectro de respuesta elástico. Fuente: Anejo N°4 elaborado por Santiago.

Y al no disponer de un modelo global de la estructura, la comprobación frente a sismo se realizará multiplicando la masa del tablero por la meseta de la aceleración sísmica de cálculo y dicha fuerza será introducida en el modelo de SAP2000 como una fuerza horizontal aplicada en la cabeza de la pila central.

3.7 Combinaciones de acciones

Teniendo en cuenta la gran cantidad de acciones a considerar en el diseño de la pasarela y por consiguiente la multitud de combinaciones de acciones posibles, se decide, a modo de simplificación dentro del marco de este Trabajo Final de Máster, realizar las comprobaciones tanto para Estado Limite Ultimo como para Estado Limite de Servicio y las comprobaciones geotécnicas de las cuatro combinaciones de carga más desfavorables descritas en los apartados siguientes.

En el caso de un proyecto de ejecución real sería necesario realizar todas y cada una de las comprobaciones para asegurarse de que no existe ninguna combinación más desfavorable.

Según se indica en el apartado 2.6 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera, para el cálculo geotécnico que se describe en el cuerpo de esta Guía, se utilizarán las mismas combinaciones de acciones para analizar cualquier estado, sea este último o de servicio. Además, indica que los valores de cálculo de las acciones serán iguales a sus valores representativos, por lo que los coeficientes de mayoración de las acciones serán los valores unidad, ya sean estas acciones de efecto favorable o desfavorable y de carácter permanente, variable o accidental, coincidiendo dichas comprobaciones con las del ELS para las comprobaciones estructurales.

3.7.1 Combinaciones de acciones para comprobaciones geotécnicas y comprobaciones estructurales en ELS

$$ELS_1 = 1 * PP + 1 * CM + 1 * SCU + 1 * 0,3 * Viento$$

$$ELS_2 = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Viento + 1 * 0,4 * SCU$$

$$ELS_{3+} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Temperatura_{expansión} + 1 * 0,4 * SCU$$

$$ELS_{3-} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Temperatura_{retracción} + 1 * 0,4 * SCU$$

$$ELS_{sismo} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * SISMO$$

3.7.2 Combinaciones de acciones para comprobaciones estructurales en ELU

$$ELU_1 = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,35 * SCU + 1,5 * 0,3 * Viento$$

$$ELU_2 = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,5 * Viento + 0,4 * SCU$$

$$ELU_{3+} = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,5 * Temperatura_{expansión} + 0,4 * SCU$$

$$ELU_{3-} = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1,5 * Temperatura_{retracción} + 0,4 * SCU$$

$$ELU_{sismo} = 1,35 * PP + 1,35 * CM + 1 * SISMO$$

3.7.3 Envoltentes de la sobre carga de uso (SCU)

Con el objetivo de representar adecuadamente los efectos combinados o independientes de las cargas variables, como la sobrecarga de uso, sobre la pasarela se han creado las siguientes envoltentes:

- $SCU1 = EnvAd(UNI1, UNI2, \dots, UNI10) * 10$
- $SCU2 = EnvAd(LinearAdd((UNI1, TOR1 * 0,25), \dots, (UNI10, TOR10 * 0,25)))$
- $SCU3 = EnvAd(LinearAdd((UNI1, TOR1 * -0,25), \dots, (UNI10, TOR10 * -0,25)))$
- $SCUL = 1 \text{ kN/m horizontal}$
- $SCUT = EnvExcl(SCU1, SCU2, SCU3)$
- $SCU = EnvAd(SCUL, SCUT)$

El término *EnvAd* hace referencia a la envoltente aditiva, cuyo funcionamiento es el siguiente:

- En la envoltente de máximos, únicamente se suman los valores positivos de las variables a combinar y se ignoran los valores negativos.
- En la envoltente de mínimos, únicamente se suman los valores negativos de las variables a combinar y se ignoran los valores positivos.

En cuanto al término *EnvExcl*, hace referencia a la envoltente exclusiva cuyo funcionamiento es el siguiente:

- Considerando todos los casos posibles a combinar, selecciona, en cada punto, el valor máximo y mínimo que presentan las variables.

UNI_i y TOR_i son las fuerzas distribuidas y momentos distribuidos de valor unitario.

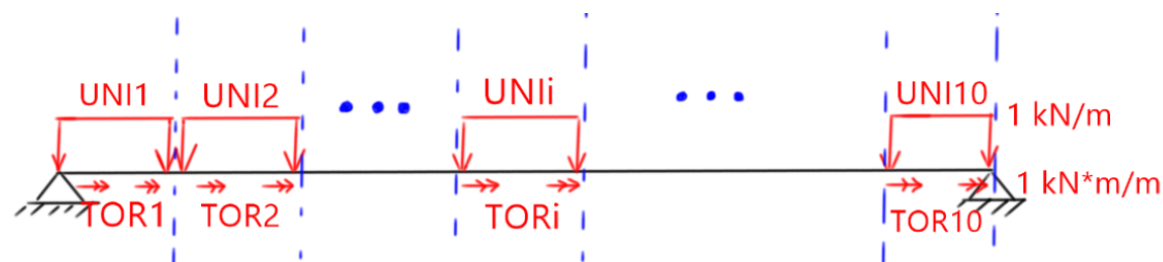


Figura 10. Esquema de las fuerzas unitarias para envoltente. Fuente: Anejo N°4 elaborado por Santiago.

4 Diseño y comprobación geotécnica de la cimentación

Las comprobaciones y verificaciones geotécnicas se realizarán conforme a lo dispuesto en la Guía de cimentaciones en obras de carretera (GCOC-03).

4.1 Cimentación de la pila principal (P16-P55)

Debido a las dimensiones y posiciones de las pilas, se partirá, para las comprobaciones geotécnicas, de una cimentación rectangular cuyas dimensiones son: 3,00 x 5,00 x 0,80 metros.

Como la pila principal transmite mayor carga que la pila de las rampas se decide dejar un vuelo mayor (0,5 metros), en dirección longitudinal, entre la pila y el borde de la zapata, frente a un vuelo menor (0,25 metros) entre la pila de las rampas y el borde de la zapata, para que el punto de paso de la resultante de cargas verticales se encuentre lo más centrado posible en la zapata.

A modo de simplificación en el marco de este trabajo, se descarta la optimización de las dimensiones de la zapata adoptando geometrías diferentes a la rectangular.

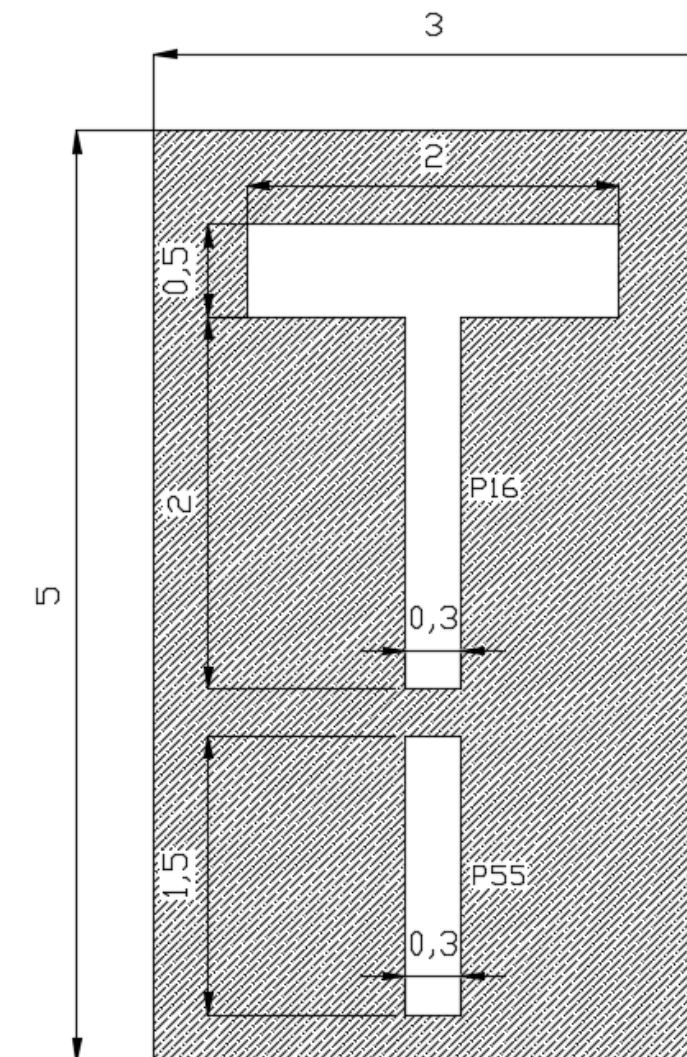


Figura 11. Dimensiones de partida de la zapata de la pila principal (cotas en m). Fuente: Elaboración propia.

4.1.1 Estabilidad global

La estabilidad global de la cimentación no se ve comprometida bajo ningún concepto, ya que el terreno sobre el cual apoya se trata de un terreno llano y firme. La GC0C-03 establece que se garantiza la estabilidad global de la cimentación en todos los casos en los que se cimiente en terrenos llanos y firmes.

4.1.2 Seguridad frente al hundimiento

El hundimiento se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno, sin implicar la rotura de la propia cimentación.

Teniendo en cuenta la profundidad a la que se encuentra el nivel freático (9,00 m) y que el estrato sobre el que se encuentra es un terreno granular con permeabilidad alta, no será necesario realizar los cálculos a corto plazo.

Sin embargo, sí que se llevará a cabo el cálculo de la carga de hundimiento para las diferentes combinaciones de carga descritas anteriormente, a largo plazo.

4.1.2.1 Cálculo analítico de la carga de hundimiento

La fórmula más frecuente para el cálculo de la carga de hundimiento es la fórmula de Brinch-Hansen.

Según este método, la presión vertical de hundimiento resulta de la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad del soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q , de la cohesión del terreno c , y de su peso propio.

La fórmula es la siguiente:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Donde:

- p_{vh} : Presión vertical de hundimiento.
- q : Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientado.
- c : Cohesión de cálculo.
- γ : Peso específico del terreno.
- B^* : Anchura equivalente del cimientado.
- N_q, N_c, N_γ : Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno del terreno.

- d_q, i_q, s_q, t_q, r_q : Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

En la siguiente imagen se muestra, según la GCOC-03, el esquema de rotura de hundimiento general, con las dimensiones y cargas a considerar.

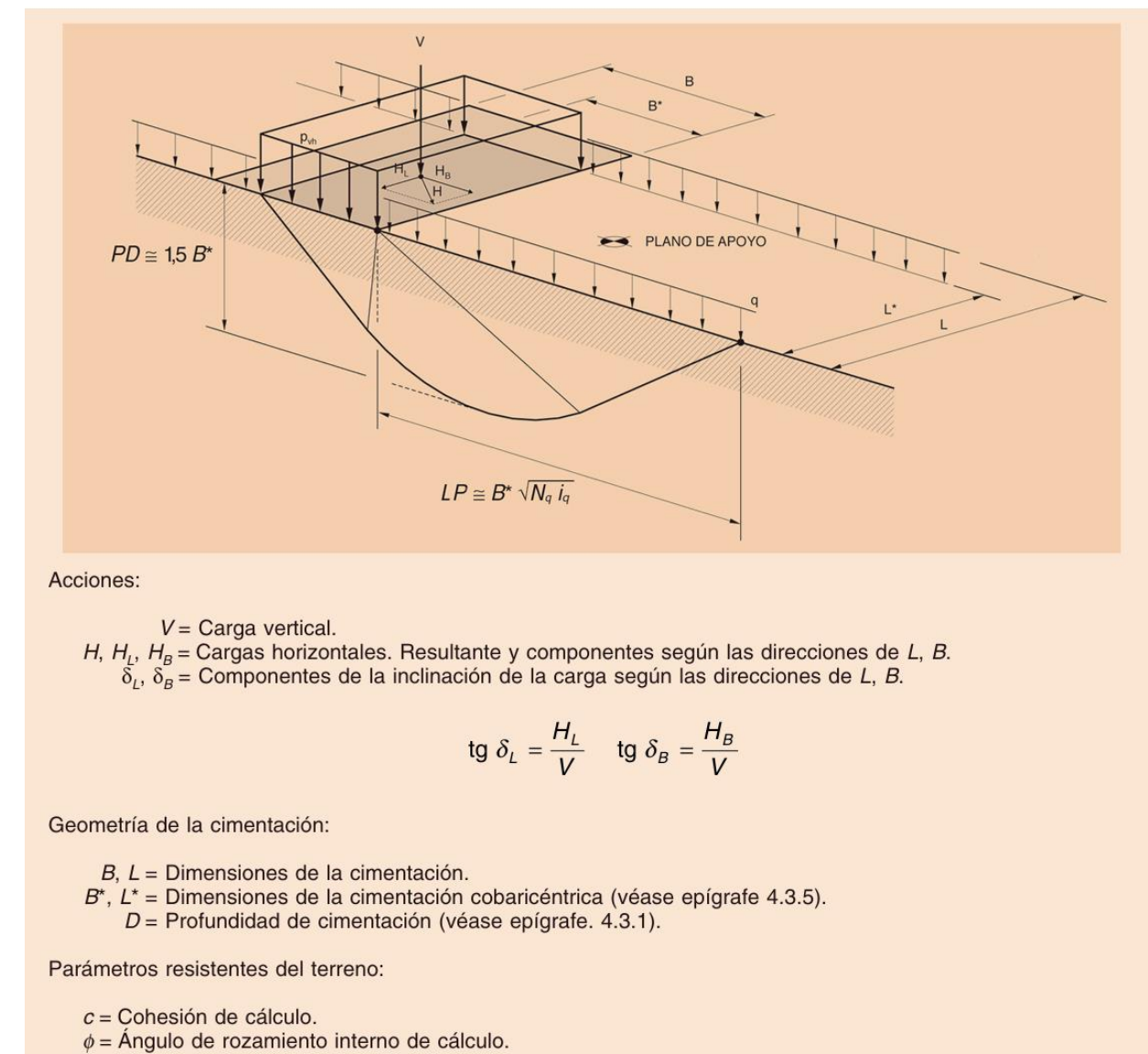


Figura 12. Esquema de rotura de hundimiento general. Fuente: GCOC-03.

4.1.2.1.1 Cimentaciones superficiales sobre terrenos heterogéneos

En aquellos casos en los que la posible línea de rotura de la cimentación afecte a estratos de distinta naturaleza, como es el caso, se deben emplear en la formulación empleada en el apartado 4.1.2.1 unos parámetros de cálculo equivalentes que representen los valores equivalentes de un estrato homogéneo a efectos de cálculo.

Dichos parámetros equivalentes se determinan como se indica a continuación:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \sum c_i \cdot h_i$$

$$\ln(\operatorname{tg} \phi_{eq}) = \frac{1}{H} \sum h_i \cdot \ln(\operatorname{tg} \phi_i)$$

Donde:

- h_i : Espesor de cada estrato bajo la cimentación.
- γ_i, c_i, ϕ_i : Parámetros γ, c, ϕ , que corresponden a cada estrato.
- H : Profundidad de la zona de afección (comprendida entre B^* y $3B^*$, escogiendo la profundidad que, estando comprendida en ese límite, conduzca al valor más bajo del ángulo de rozamiento)

Los resultados obtenidos para estos parámetros equivalentes se reflejan en la Tabla 4 y Tabla 15.

4.1.2.1.2 Valor de q

El valor de q se calcula como el peso específico de las tierras existentes en el entorno de la cimentación, mediante la siguiente expresión:

$$q = \gamma_{ap} \cdot D_1 + \gamma' \cdot D_2$$

Donde:

- D : Espesor total de tierras sobre el plano de cimentación ($D = D_1 + D_2$).
- D_1 : Parte del espesor de tierras D , que queda por encima del nivel freático.
- D_2 : Parte del espesor de tierras D , que queda bajo el nivel freático.
- γ_{ap} = Peso específico aparente del suelo, correspondiente a la humedad media del terreno en el espesor D_1 (sobre el nivel freático).
- γ' : Peso específico sumergido del terreno en el espesor D_2 (bajo el nivel freático).

Los resultados obtenidos para el valor de “ q ” se reflejan en la Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.3 Valor de γ

Respecto al peso específico empleado en el tercer término de la ecuación, debe ser el que mejor represente el peso específico del terreno sobre el que apoya la cimentación. Para definirlo se emplea la siguiente fórmula siendo necesario conocer la profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación h_w .

$$\gamma = \gamma' + 0,6 \cdot (\gamma_{ap} - \gamma') \cdot \frac{h_w}{B^*} \leq \gamma_{ap}$$

Los resultados obtenidos para el valor de “ γ ” se reflejan en la Tabla 4 y Tabla 15.

4.1.2.1.4 Factores de capacidad de carga

Dichos factores se calculan mediante las siguientes expresiones analíticas, utilizando los parámetros equivalentes indicados en el apartado 4.1.2.1.1:

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \phi} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Los resultados obtenidos para los valores de “ N_q ”, “ N_c ” y “ N_γ ” se reflejan en la Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.5 Consideración de la resistencia a corte del terreno sobre el plano de apoyo

El terreno existente sobre el plano de cimentación colabora de manera pasiva, pero eficaz, frente al hundimiento. Dicha colaboración se debe fundamentalmente a su peso propio, aunque también puede contribuir con su resistencia al corte.

En general no es prudente contar dicha colaboración, por lo que dichos factores serán iguales a la unidad.

Los resultados obtenidos para los valores de “ d_q ”, “ d_c ” y “ d_γ ” se reflejan en la Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.6 Consideración de la inclinación de las cargas

La inclinación de las cargas tiene un efecto relevante en la capacidad portante del terreno por lo que se deberán aplicar unos coeficientes de inclinación, calculados a partir de las siguientes fórmulas:

$$i_q = (1 - 0,7 \operatorname{tg} \delta_B)^3 (1 - \operatorname{tg} \delta_L)$$

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \delta_B)^3 (1 - \operatorname{tg} \delta_L)$$

Los resultados obtenidos para los valores de “ i_q ”, “ i_c ” y “ i_γ ” se reflejan en la Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.7 Consideración de la forma de la cimentación

Esta consideración se aplicará con las siguientes fórmulas:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c} \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$$

Los resultados obtenidos para los valores de “ s_q ”, “ s_c ” y “ s_γ ” se reflejan en Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.8 Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud

Las cimentaciones de la pasarela apoyan sobre terreno llano, exento de taludes y laderas, por lo que dichos factores adoptarán el valor de la unidad.

Los resultados obtenidos para los valores de “ t_q ”, “ t_c ” y “ t_γ ” se reflejan en la Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.9 Efecto de la inclinación del plano de apoyo

La pendiente sobre la cual apoya la cimentación es prácticamente nula, por lo que dichos coeficientes también adoptaran el valor de la unidad.

Los resultados obtenidos para los valores de “ r_q ”, “ r_c ” y “ r_γ ” se reflejan en la Tabla 5 y Tabla 16.

4.1.2.1.10 Carga transmitida neta

Dicha carga se calcula con la siguiente expresión:

$$P_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

Donde:

- V: Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones
- B*: Anchura equivalente
- L*: Longitud equivalente

4.1.2.1.11 Factor de seguridad global frente a hundimiento

Dicho factor corresponde a la relación entre la carga de hundimiento y la carga transmitida neta:

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

A continuación, se muestran los valores para dicho factor en función de la combinación de cargas que recoge la GCOC-03.

| COMBINACIÓN DE ACCIONES | COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO |
|-------------------------|--|
| Casi permanente (*) | $F_1 \geq 3,00$ |
| Característica | $F_2 \geq 2,60$ |
| Accidental | $F_3 \geq 2,20$ |

Figura 13. Tabla 4.7 de la GCOC-03 para los factores de seguridad frente a hundimiento. Fuente: GCOC-03

En el caso de las combinaciones de carga que se han considerado para este diseño, deberá ser mayor o igual a 3 para estar del lado de la seguridad, salvo para la combinación que incluye el sismo para el cual se deberá cumplir con el factor establecido para la combinación accidental (2,20)

4.1.2.1.12 Resultados de cálculo

| Combinación de cargas | V (kN) | H _L (kN) | H _B (kN) | tg δL | tg δB | B (m) | L (m) | D (m) | e _b (m) | e _i (m) | B* (m) | L* (m) | H (m) | γ _{ap} (kN/m ³) | c' (kPa) | φ(°) | φ(rad) |
|-----------------------|---------|---------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------|--------------------|--------|--------|-------|--------------------------------------|----------|-------|--------|
| ELS1 MAX | 1804,17 | -3,83 | 50,54 | 0,002 | 0,028 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,23 | 0,41 | 2,54 | 4,17 | 7,61 | 23,67 | 15,00 | 28,84 | 0,50 |
| ELS1 MIN | 2071,85 | -7,03 | -104,69 | 0,003 | 0,051 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,09 | 0,28 | 2,83 | 4,44 | 8,48 | 21,24 | 15,00 | 30,35 | 0,53 |
| ELS2 MAX | 1819,93 | -5,10 | -3,04 | 0,003 | 0,002 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,17 | 0,41 | 2,66 | 4,18 | 7,99 | 22,54 | 15,00 | 29,53 | 0,52 |
| ELS2 MIN | 1927,01 | -6,38 | -65,13 | 0,003 | 0,034 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,03 | 0,35 | 2,94 | 4,30 | 8,81 | 20,45 | 15,00 | 30,85 | 0,54 |
| ELS3- MAX | 1913,23 | -5,68 | -111,42 | 0,003 | 0,058 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,32 | 0,49 | 2,35 | 4,03 | 7,06 | 25,51 | 15,00 | 27,73 | 0,48 |
| ELS3- MIN | 2020,31 | -6,96 | -173,51 | 0,003 | 0,086 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,18 | 0,43 | 2,63 | 4,15 | 7,90 | 22,82 | 15,00 | 29,37 | 0,51 |
| ELS3+ MAX | 1709,41 | -3,07 | 167,55 | 0,002 | 0,098 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,24 | 0,28 | 2,53 | 4,44 | 7,59 | 23,75 | 15,00 | 28,80 | 0,50 |
| ELS3+ MIN | 1816,49 | -4,35 | 105,46 | 0,002 | 0,002 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,35 | 0,23 | 2,31 | 4,54 | 6,92 | 26,04 | 15,00 | 27,42 | 0,48 |
| ELS SISMO | 1518,20 | 73,73 | -10,49 | 0,049 | 0,007 | 3,00 | 5,00 | 2,00 | 0,05 | 0,48 | 2,90 | 4,04 | 8,71 | 20,69 | 15,00 | 30,69 | 0,54 |

Tabla 4. Esfuerzos en base de cimentación, dimensiones equivalentes y parámetros equivalentes del terreno (P16-P55). Fuente: Elaboración propia

| Combinación de cargas | q (kPa) | N _q | d _q | i _q | s _q | t _q | r _q | N _c | d _c | i _c | s _c | t _c | r _c | B*(m) | N _y | d _y | i _y | s _y | t _y | r _y | P _{vh} (kPa) | P _v (kPa) | F _h |
|-----------------------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|----------------------|----------------|
| ELS1 MAX | 41,40 | 16,16 | 1,00 | 0,94 | 1,36 | 1,00 | 1,00 | 27,52 | 1,00 | 0,94 | 1,36 | 1,00 | 1,00 | 2,54 | 16,69 | 1,00 | 0,92 | 0,82 | 1,00 | 1,00 | 1753,63 | 170,42 | 10,29 |
| ELS1 MIN | 41,40 | 19,15 | 1,00 | 0,89 | 1,39 | 1,00 | 1,00 | 31,00 | 1,00 | 0,89 | 1,39 | 1,00 | 1,00 | 2,83 | 21,26 | 1,00 | 0,85 | 0,81 | 1,00 | 1,00 | 2005,07 | 165,18 | 12,14 |
| ELS2 MAX | 41,40 | 17,46 | 1,00 | 0,99 | 1,38 | 1,00 | 1,00 | 29,05 | 1,00 | 0,99 | 1,38 | 1,00 | 1,00 | 2,66 | 18,65 | 1,00 | 0,99 | 0,81 | 1,00 | 1,00 | 2040,79 | 163,25 | 12,50 |
| ELS2 MIN | 41,40 | 20,27 | 1,00 | 0,93 | 1,43 | 1,00 | 1,00 | 32,27 | 1,00 | 0,92 | 1,43 | 1,00 | 1,00 | 2,94 | 23,02 | 1,00 | 0,90 | 0,80 | 1,00 | 1,00 | 2245,25 | 152,58 | 14,71 |
| ELS3- MAX | 41,40 | 14,29 | 1,00 | 0,88 | 1,33 | 1,00 | 1,00 | 25,29 | 1,00 | 0,87 | 1,33 | 1,00 | 1,00 | 2,35 | 13,98 | 1,00 | 0,83 | 0,82 | 1,00 | 1,00 | 1420,62 | 201,92 | 7,04 |
| ELS3- MIN | 41,40 | 17,13 | 1,00 | 0,83 | 1,38 | 1,00 | 1,00 | 28,67 | 1,00 | 0,82 | 1,38 | 1,00 | 1,00 | 2,63 | 18,15 | 1,00 | 0,76 | 0,81 | 1,00 | 1,00 | 1629,79 | 185,12 | 8,80 |
| ELS3+ MAX | 41,40 | 16,07 | 1,00 | 0,81 | 1,33 | 1,00 | 1,00 | 27,42 | 1,00 | 0,79 | 1,33 | 1,00 | 1,00 | 2,53 | 16,57 | 1,00 | 0,73 | 0,83 | 1,00 | 1,00 | 1453,70 | 152,31 | 9,54 |
| ELS3+ MIN | 41,40 | 13,81 | 1,00 | 0,88 | 1,28 | 1,00 | 1,00 | 24,70 | 1,00 | 0,87 | 1,28 | 1,00 | 1,00 | 2,31 | 13,29 | 1,00 | 0,83 | 0,85 | 1,00 | 1,00 | 1343,18 | 173,47 | 7,74 |
| ELS SISMO | 41,40 | 19,92 | 1,00 | 0,94 | 1,45 | 1,00 | 1,00 | 31,87 | 1,00 | 0,93 | 1,45 | 1,00 | 1,00 | 2,90 | 22,46 | 1,00 | 0,93 | 0,78 | 1,00 | 1,00 | 2260,44 | 129,56 | 17,45 |

Tabla 5. Valores de los parámetros para el cálculo de P_{vh} y comprobación frente a P_v de todas las combinaciones de carga (P16-P55). Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la cimentación proyectada cumple holgadamente con la comprobación a hundimiento. Debido a la simplificación realizada sobre las combinaciones de carga y a la posible existencia de combinaciones de carga más desfavorables, a modo de simplificación para este TFM, se decide continuar con estas dimensiones. En un proyecto real, se deberían de realizar las comprobaciones para todos los casos de carga más desfavorables y optimizar dichas dimensiones.

A continuación, se llevarán a cabo el resto de las comprobaciones para determinar las dimensiones definitivas de esta cimentación.

4.1.3 Seguridad frente al deslizamiento

Según indica la GCOC-03 en su apartado 4.6, no es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ($\text{tg}\delta < 0,20$).

Observando los valores de $\text{tg}\delta_B$ y $\text{tg}\delta_L$ calculados en el apartado anterior, se puede afirmar que la resultante de las cargas actuantes cumple con esta condición, luego la cimentación proyectada cumple con la comprobación a deslizamiento.

4.1.4 Seguridad frente al vuelco

Según indica la GCOC-03 en su apartado 4.7, normalmente no será necesario comprobar las cimentaciones frente al vuelco cuando se trata de pilas de puente o cimentaciones de obras de paso que satisfagan las condiciones estipuladas de deslizamiento y hundimiento y en las que, además, el punto de paso de la resultante sobre el cimiento quede dentro del núcleo central del área de apoyo en las situaciones de proyecto consideradas.

Todas las situaciones de proyecto consideradas cumplen con las condiciones descritas anteriormente, excepto la combinación ELS3-MAX, cuya resultante se ubica fuera del núcleo central de la zapata. Sin embargo, debido al gran orden de magnitud de los esfuerzos estabilizadores frente a los volcadores y a que la excentricidad de se produce en mayor grado es en la dirección longitudinal de las rampas, actuando estas como un pórtico, no se producirá el vuelco de la cimentación.

A continuación, se muestran los puntos de paso de la resultante de cargas verticales con respecto al núcleo central de la zapata para las diferentes combinaciones de carga estudiadas.

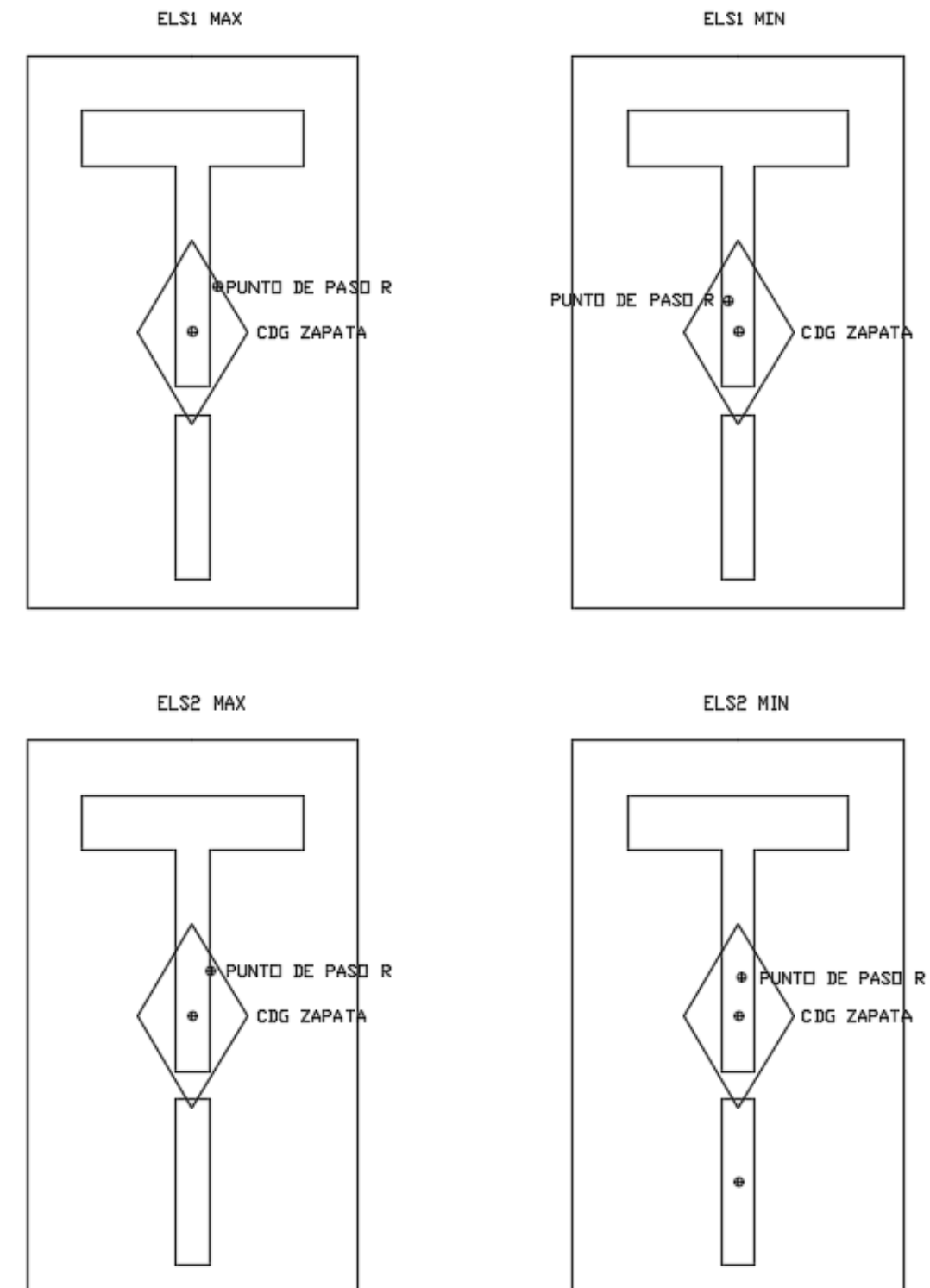


Figura 14. Punto de paso de la resultante de cargas verticales para las combinaciones ELS1 y ELS2. Fuente: Elaboración propia.

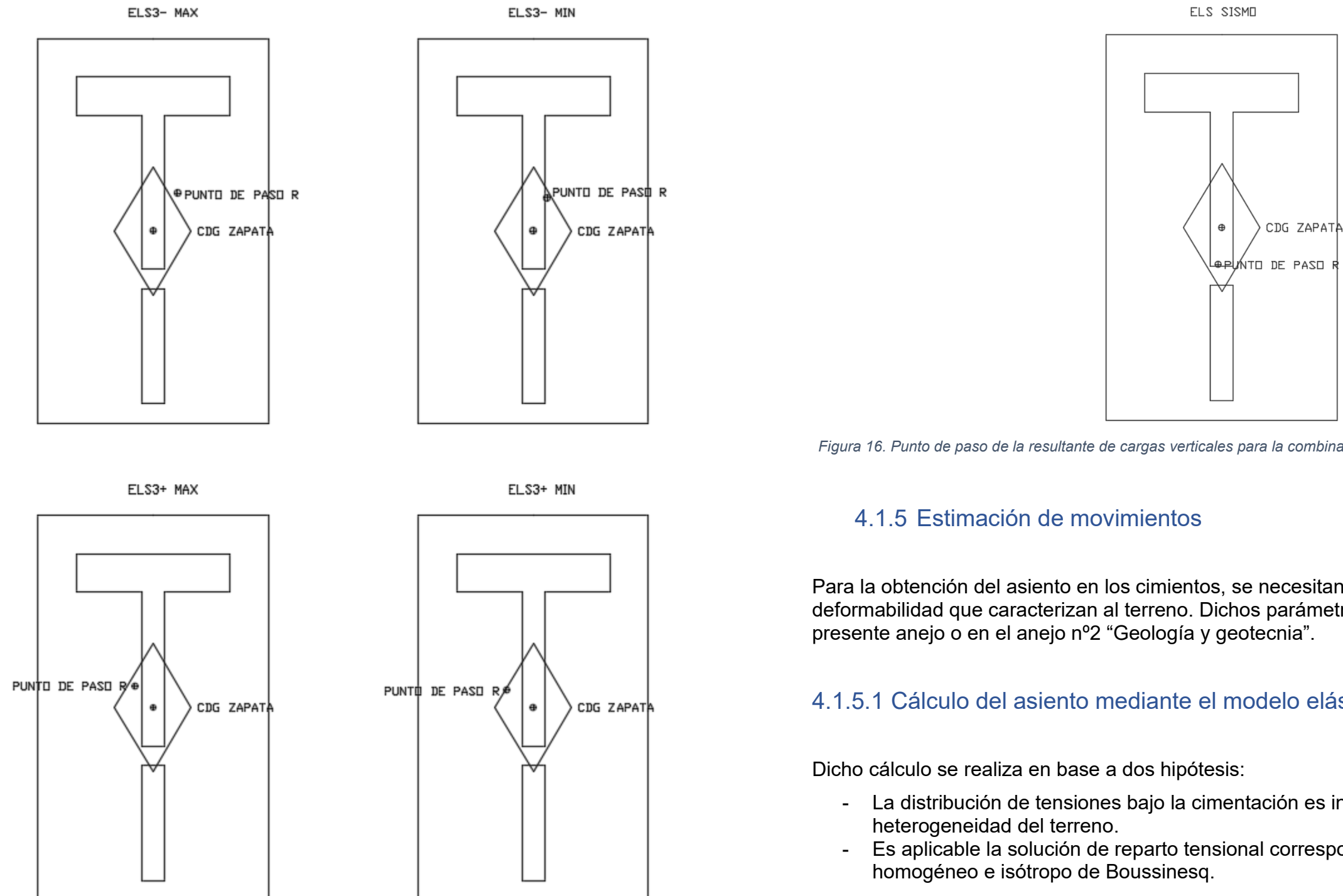


Figura 15. Punto de paso de la resultante de cargas verticales para las combinaciones EL S3+ y EL S3-. Fuente: Elaboración propia.

Figura 16. Punto de paso de la resultante de cargas verticales para la combinación EL S SISMO. Fuente: Elaboración propia.

4.1.5 Estimación de movimientos

Para la obtención del asiento en los cimientos, se necesitan conocer los parámetros de deformabilidad que caracterizan al terreno. Dichos parámetros se recogen en la Tabla 1 del presente anejo o en el anejo nº2 "Geología y geotecnia".

4.1.5.1 Cálculo del asiento mediante el modelo elástico

Dicho cálculo se realiza en base a dos hipótesis:

- La distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno.
- Es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Debido a que la estructura apoya sobre un terreno heterogéneo, es necesario el cálculo del módulo de elasticidad medio equivalente, según la fórmula siguiente:

$$E = \frac{\sum \Delta \sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i}$$

Donde:

- E: Módulo de elasticidad medio equivalente.
- E_i: Módulo de elasticidad del estrato i.
- h_i: Espesor del estrato i.
- Δσ_i: Incremento de la presión vertical total, en el centro del estrato i, en la vertical del centro de la cimentación, creado por la carga aplicada sobre la misma.

Para estimar los valores de Δσ_i se debe utilizar la solución de la teoría de la elasticidad correspondiente.

En general y a efectos de realizar la ponderación que se menciona, se cree suficientemente precisa la aplicación de la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Donde:

- P: Presión media transmitida por la cimentación.
- α: arctg (a/z), expresado en radianes.
- a: Radio de la cimentación circular equivalente, $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$
- A: Área de apoyo de la cimentación.
- z: Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimientto

Como módulo de Poisson equivalente se puede tomar el valor de la media ponderada:

$$\nu = \frac{\sum \nu_i \cdot h_i \cdot \Delta\sigma_i}{\sum h_i \cdot \Delta\sigma_i}$$

Además de los parámetros de deformabilidad equivalentes del terreno, la GCOC-03 propone diferentes fórmulas para el cálculo del asiento, en función del tipo de cimentación (flexible o rígida) y en función de su forma (rectangular o circular).

Teniendo en cuenta que la zapata combinada a ejecutar tiene forma rectangular y su menor vuelo es menor a dos veces el canto de esta, se trata de una zapata rígida. Por tanto, la fórmula que propone la Guía es la siguiente:

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

En cuanto a las limitaciones frente a movimientos admisibles de la cimentación, la Guía establece, como valor orientativo, no superar el límite de 2,5 cm de asiento máximo.

En las siguientes tablas se muestran los asientos y cálculos parciales para cada una de las combinaciones de carga consideradas:

| | | | | | |
|---------------------|--------|---------------------|--------|---------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,78 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| Δσ (kPa) | 139,53 | Δσ (kPa) | 46,37 | Δσ (kPa) | 18,26 |
| p (kPa) | 170,42 | p (kPa) | 170,42 | p (kPa) | 170,42 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 6. Cálculo del asiento para la combinación ELS1 MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|---------------------|--------|---------------------|--------|---------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,90 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| Δσ (kPa) | 135,24 | Δσ (kPa) | 44,94 | Δσ (kPa) | 17,70 |
| p (kPa) | 165,18 | p (kPa) | 165,18 | p (kPa) | 165,18 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 7. Cálculo del asiento para la combinación ELS1 MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|---------------------|--------|---------------------|--------|---------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,79 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| Δσ (kPa) | 133,66 | Δσ (kPa) | 44,42 | Δσ (kPa) | 17,49 |
| p (kPa) | 163,25 | p (kPa) | 163,25 | p (kPa) | 163,25 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 8. Cálculo del asiento para la combinación ELS2 MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,84 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 124,92 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 41,51 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 16,35 |
| p (kPa) | 152,58 | p (kPa) | 152,58 | p (kPa) | 152,58 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 9. Cálculo del asiento para la combinación ELS2 MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,01 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 124,70 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 41,44 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 16,32 |
| p (kPa) | 152,31 | p (kPa) | 152,31 | p (kPa) | 152,31 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 12. Cálculo del asiento para la combinación ELS3+ MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,83 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 165,31 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 54,94 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 21,63 |
| p (kPa) | 201,92 | p (kPa) | 201,92 | p (kPa) | 201,92 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 10. Cálculo del asiento para la combinación ELS3- MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,79 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 142,02 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 47,20 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 18,59 |
| p (kPa) | 173,47 | p (kPa) | 173,47 | p (kPa) | 173,47 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 13. Cálculo del asiento para la combinación ELS3+ MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,88 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 151,57 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 50,37 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 19,83 |
| p (kPa) | 185,12 | p (kPa) | 185,12 | p (kPa) | 185,12 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 11. Cálculo del asiento para la combinación ELS3- MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,01 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 106,07 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 35,25 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 13,88 |
| p (kPa) | 129,56 | p (kPa) | 129,56 | p (kPa) | 129,56 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 14. Cálculo del asiento para la combinación ELS SISMO. Fuente: Elaboración propia

Como se puede comprobar, no se supera el asiento máximo admisible (2,5 cm) para ninguna de las combinaciones de acciones, luego se puede concluir que desde el punto de vista geotécnico la cimentación proyectada cumple con todas comprobaciones.

Como se ha mencionado anteriormente, se descarta optimizar sus dimensiones y geometría para estar del lado de la seguridad frente a la posible desconsideración de combinaciones de acciones más desfavorables que los estudiados en este TFM.

4.2 Cimentación de las pilas intermedias (P47-P53)

Respecto a las comprobaciones a realizar para las pilas intermedias de las rampas, en este caso, las pilas 47 y 53, se deben llevar a cabo las mismas que para la cimentación de la pila principal de la pasarela.

Debido a las dimensiones y posiciones de las pilas, se partirá, para las comprobaciones geotécnicas, de una cimentación rectangular cuyas dimensiones son: 3,00 x 4,00 x 0,80 metros.

Como ambas pilas de las rampas transmiten esfuerzos similares se decide dejar un vuelo de 0,25 metros, en dirección longitudinal, entre el borde exterior de cada pila y el borde de la zapata, consiguiendo que el punto de paso de la resultante de cargas verticales se encuentre lo más centrado posible en la zapata.

Al igual que para el otro tipo de zapata, se descarta la optimización de las dimensiones de la zapata adoptando geometrías diferentes a la rectangular.

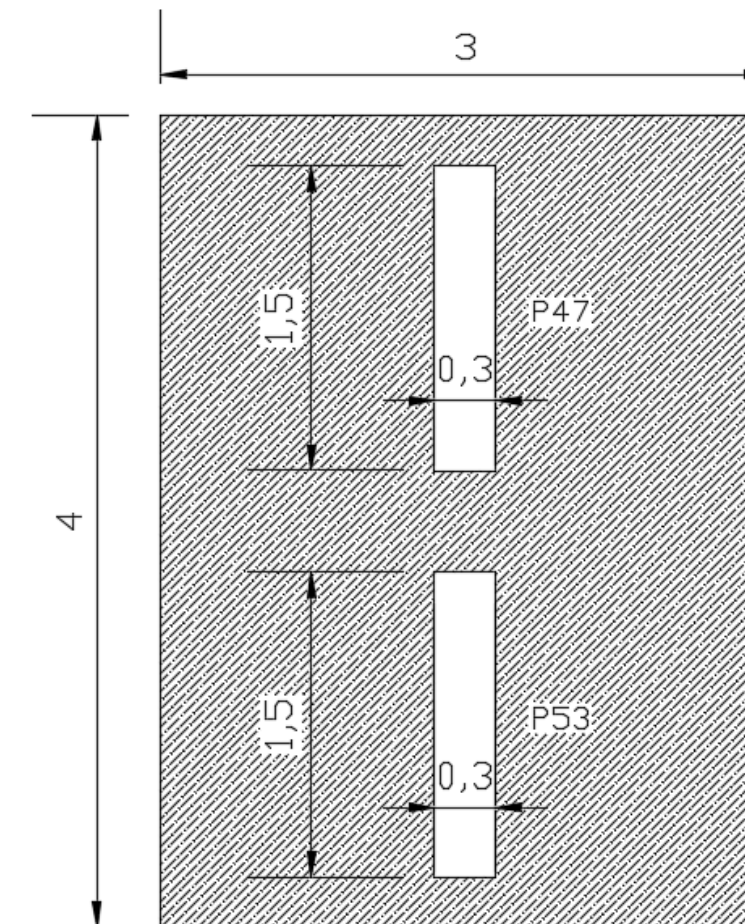


Figura 17. Dimensiones de partida de la zapata de las pilas intermedias (cotas en m). Fuente: Elaboración propia.

4.2.1 Estabilidad global

La estabilidad global de la cimentación, al igual que para el caso anterior de la pila principal, no se ve comprometida bajo ningún concepto, ya que el terreno sobre el cual apoya se trata de un terreno llano y firme.

4.2.2 Seguridad frente al hundimiento

El procedimiento de comprobación frente al hundimiento de esta cimentación ha sido idéntico al de la cimentación de la pila principal. Sin embargo, las dimensiones de las que se parte para la presente cimentación por la sección y disposición de las pilas son 3,00 x 4,00 x 0,80 metros.

4.2.2.1 Resultados de cálculo

| Combinación de cargas | V (kN) | H _L (kN) | H _B (kN) | tg δ _L | tg δ _B | B (m) | L (m) | D (m) | e _b (m) | e _i (m) | B* (m) | L* (m) | H (m) | γ _{ap} (kN/m ³) | c' (kPa) | φ(°) | φ(rad) |
|-----------------------|---------|---------------------|---------------------|-------------------|-------------------|-------|-------|-------|--------------------|--------------------|--------|--------|-------|--------------------------------------|----------|-------|--------|
| ELS1 MAX | 1091,22 | -0,15 | 19,03 | 0,000 | 0,017 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,12 | 0,10 | 2,76 | 3,80 | 8,29 | 21,73 | 15,00 | 30,04 | 0,52 |
| ELS1 MIN | 1378,98 | -6,88 | -44,72 | 0,005 | 0,032 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,03 | 0,03 | 2,93 | 3,94 | 8,80 | 20,47 | 15,00 | 30,84 | 0,54 |
| ELS2 MAX | 1120,03 | -1,82 | 0,00 | 0,002 | 0,000 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,07 | 0,08 | 2,87 | 3,84 | 8,61 | 20,93 | 15,00 | 30,54 | 0,53 |
| ELS2 MIN | 1235,13 | -4,50 | -25,50 | 0,004 | 0,021 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,00 | 0,05 | 3,00 | 3,90 | 8,99 | 20,03 | 15,00 | 31,11 | 0,54 |
| ELS3- MAX | 1141,82 | 21,57 | 121,79 | 0,019 | 0,107 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,35 | 0,09 | 2,30 | 3,82 | 6,91 | 26,08 | 15,00 | 27,40 | 0,48 |
| ELS3- MIN | 1256,92 | 18,88 | 96,29 | 0,015 | 0,077 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,34 | 0,09 | 2,31 | 3,82 | 6,93 | 25,99 | 15,00 | 27,45 | 0,48 |
| ELS3+ MAX | 1092,29 | -31,84 | -152,38 | 0,029 | 0,140 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,63 | 0,31 | 1,74 | 3,37 | 5,22 | 34,52 | 15,00 | 22,73 | 0,40 |
| ELS3+ MIN | 1207,39 | -34,53 | -177,87 | 0,029 | 0,029 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,47 | 0,24 | 2,07 | 3,52 | 6,20 | 29,04 | 15,00 | 25,69 | 0,45 |
| ELS SISMO | 1139,35 | -2,54 | -11,21 | 0,002 | 0,010 | 3,00 | 4,00 | 2,00 | 0,03 | 0,06 | 2,94 | 3,88 | 8,83 | 20,40 | 15,00 | 30,88 | 0,54 |

Tabla 15. Esfuerzos en base de cimentación, dimensiones equivalentes y parámetros equivalentes del terreno (P47-P53). Fuente: Elaboración propia

| Combinación de cargas | q (kPa) | N _q | d _q | i _q | s _q | t _q | r _q | N _c | d _c | i _c | s _c | t _c | r _c | B*(m) | N _γ | d _γ | i _γ | s _γ | t _γ | r _γ | P _{vh} (kPa) | P _v (kPa) | F _h |
|-----------------------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|----------------------|----------------|
| ELS1 MAX | 41,40 | 18,48 | 1,00 | 0,96 | 1,44 | 1,00 | 1,00 | 30,24 | 1,00 | 0,96 | 1,44 | 1,00 | 1,00 | 2,76 | 20,22 | 1,00 | 0,95 | 0,78 | 1,00 | 1,00 | 2145,87 | 103,97 | 20,64 |
| ELS1 MIN | 41,40 | 20,25 | 1,00 | 0,93 | 1,47 | 1,00 | 1,00 | 32,24 | 1,00 | 0,93 | 1,47 | 1,00 | 1,00 | 2,93 | 22,99 | 1,00 | 0,90 | 0,78 | 1,00 | 1,00 | 2282,87 | 119,34 | 19,13 |
| ELS2 MAX | 41,40 | 19,58 | 1,00 | 1,00 | 1,46 | 1,00 | 1,00 | 31,48 | 1,00 | 1,00 | 1,46 | 1,00 | 1,00 | 2,87 | 21,92 | 1,00 | 1,00 | 0,78 | 1,00 | 1,00 | 2384,97 | 101,58 | 23,48 |
| ELS2 MIN | 41,40 | 20,90 | 1,00 | 0,95 | 1,49 | 1,00 | 1,00 | 32,97 | 1,00 | 0,95 | 1,49 | 1,00 | 1,00 | 3,00 | 24,02 | 1,00 | 0,94 | 0,77 | 1,00 | 1,00 | 2446,36 | 105,57 | 23,17 |
| ELS3- MAX | 41,40 | 13,78 | 1,00 | 0,78 | 1,34 | 1,00 | 1,00 | 24,66 | 1,00 | 0,76 | 1,34 | 1,00 | 1,00 | 2,30 | 13,24 | 1,00 | 0,70 | 0,82 | 1,00 | 1,00 | 1196,14 | 129,69 | 9,22 |
| ELS3- MIN | 41,40 | 13,86 | 1,00 | 0,83 | 1,34 | 1,00 | 1,00 | 24,76 | 1,00 | 0,82 | 1,34 | 1,00 | 1,00 | 2,31 | 13,36 | 1,00 | 0,78 | 0,82 | 1,00 | 1,00 | 1304,56 | 142,44 | 9,16 |
| ELS3+ MAX | 41,40 | 8,43 | 1,00 | 0,71 | 1,25 | 1,00 | 1,00 | 17,73 | 1,00 | 0,67 | 1,25 | 1,00 | 1,00 | 1,74 | 6,22 | 1,00 | 0,62 | 0,85 | 1,00 | 1,00 | 631,02 | 186,02 | 3,39 |
| ELS3+ MIN | 41,40 | 11,46 | 1,00 | 0,70 | 1,31 | 1,00 | 1,00 | 21,76 | 1,00 | 0,67 | 1,31 | 1,00 | 1,00 | 2,07 | 10,07 | 1,00 | 0,60 | 0,82 | 1,00 | 1,00 | 872,94 | 165,98 | 5,26 |
| ELS SISMO | 41,40 | 20,34 | 1,00 | 0,98 | 1,48 | 1,00 | 1,00 | 32,35 | 1,00 | 0,98 | 1,48 | 1,00 | 1,00 | 2,94 | 23,13 | 1,00 | 0,97 | 0,77 | 1,00 | 1,00 | 2434,63 | 99,65 | 24,43 |

Tabla 16. Valores de los parámetros para el cálculo de P_{vh} y comprobación frente a P_v de todas las combinaciones de carga (P47-P53). Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la cimentación proyectada cumple holgadamente con la comprobación a hundimiento para todas las combinaciones de carga estudiadas, excepto para la combinación ELS3+ MAX que cumple con escaso margen de reserva. Debido a la simplificación realizada sobre las combinaciones de carga y a la posible existencia de combinaciones de carga más desfavorables, a modo de simplificación para este TFM, se decide continuar con estas dimensiones. En un proyecto real, se deberían de realizar las comprobaciones para todos los casos de carga más desfavorables y optimizar dichas dimensiones.

A continuación, se llevarán a cabo el resto de las comprobaciones para determinar las dimensiones definitivas de esta cimentación.

4.2.3 Seguridad frente al deslizamiento

Observando los valores de $tg\delta_B$ y $tg\delta_L$ calculados en el apartado anterior, se puede afirmar que la inclinación de la resultante de las cargas actuantes, medida respecto a la normal al plano de cimentación, es inferior al 20% ($tg\delta < 0,20$), en todas las combinaciones de cargas estudiadas. Luego, la cimentación proyectada cumple con la comprobación a deslizamiento.

4.2.4 Seguridad frente al vuelco

Todas las situaciones de proyecto consideradas cumplen con las condiciones de deslizamiento y hundimiento y además el punto de paso de la resultante sobre el cimienta queda dentro del núcleo central del área de apoyo en las situaciones de proyecto consideradas, excepto las combinaciones ELS3+ MAX y ELS3+ MIN. Cuya resultante se ubica fuera del núcleo central de la zapata. Sin embargo, debido al gran orden de magnitud de los esfuerzos estabilizadores frente a los volcadores y a que la excentricidad que se produce en mayor grado es en la dirección longitudinal de las rampas, actuando estas como un pórtico, no se producirá el vuelco de la cimentación.

A continuación, se muestran los puntos de paso de la resultante de cargas verticales con respecto al núcleo central de la zapata para las diferentes combinaciones de carga estudiadas.

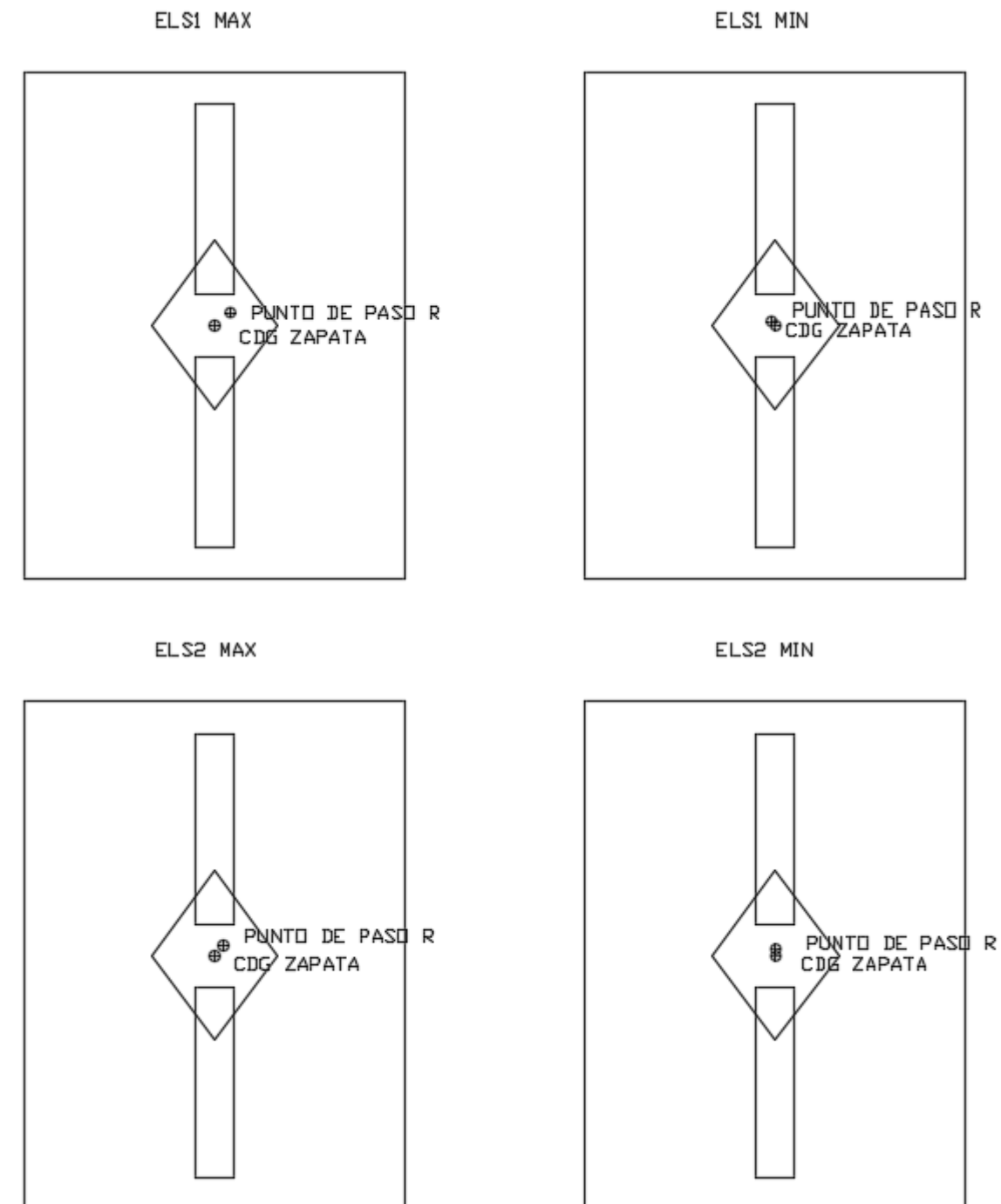


Figura 18. Punto de paso de la resultante de cargas verticales para las combinaciones ELS1 y ELS2. Fuente: Elaboración propia.

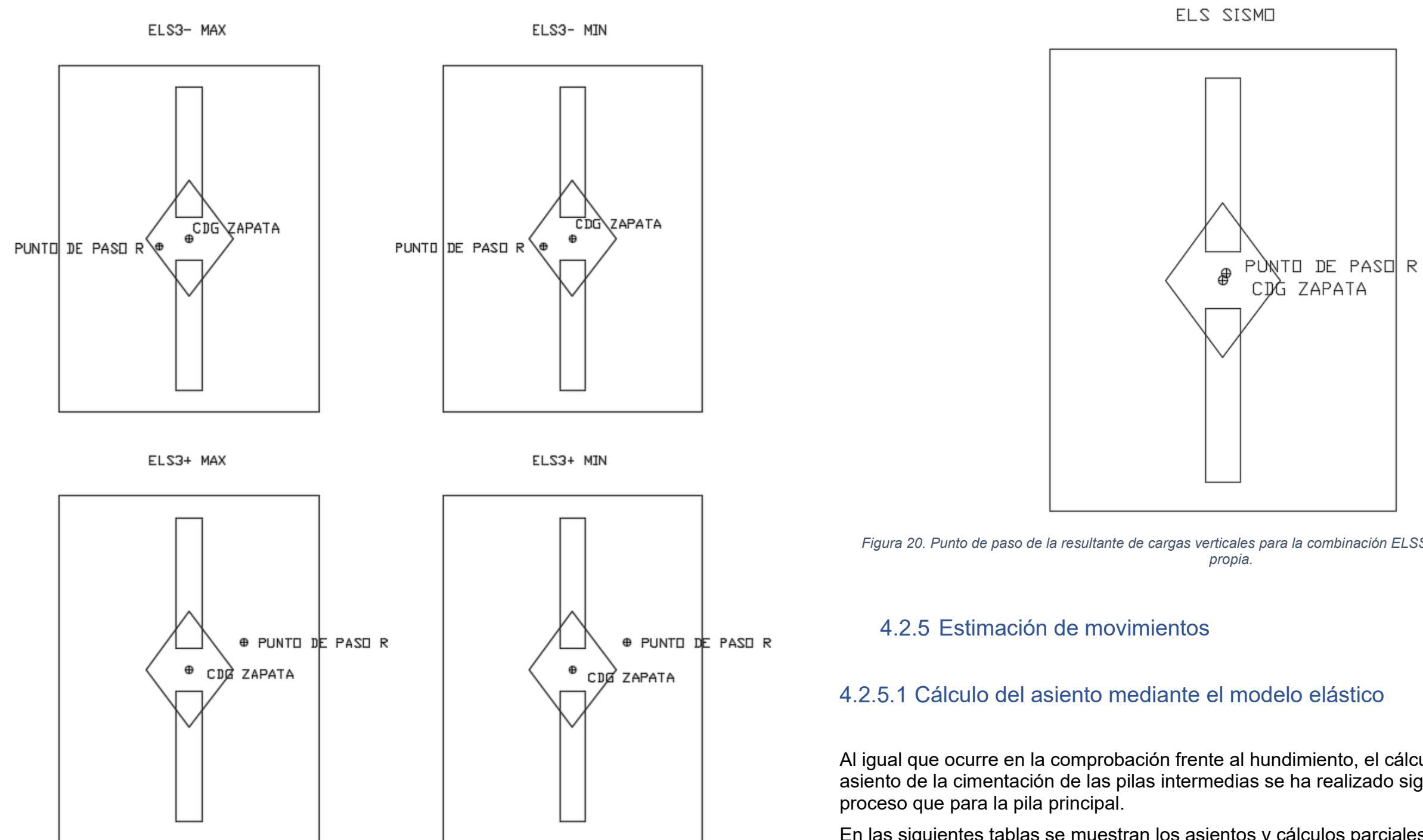


Figura 19. Punto de paso de la resultante de cargas verticales para las combinaciones ELS3+ y ELS3-. Fuente: Elaboración propia.

Figura 20. Punto de paso de la resultante de cargas verticales para la combinación ELSSISMO. Fuente: Elaboración propia.

4.2.5 Estimación de movimientos

4.2.5.1 Cálculo del asiento mediante el modelo elástico

Al igual que ocurre en la comprobación frente al hundimiento, el cálculo para estimar el asiento de la cimentación de las pilas intermedias se ha realizado siguiendo el mismo proceso que para la pila principal.

En las siguientes tablas se muestran los asientos y cálculos parciales para cada una de las combinaciones de carga consideradas:

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,52 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 80,50 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 23,74 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 9,08 |
| p (kPa) | 103,97 | p (kPa) | 103,97 | p (kPa) | 103,97 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 17. Cálculo del asiento para la combinación ELS1 MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 42693 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,90 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 135,24 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 44,94 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 17,70 |
| p (kPa) | 165,18 | p (kPa) | 165,18 | p (kPa) | 165,18 |
| α (rad) | 0,97 | α (rad) | 0,45 | α (rad) | 0,27 |
| a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 | a (m) | 2,19 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 | A (m ²) | 15,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 20. Cálculo del asiento para la combinación ELS2 MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,66 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 92,41 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 27,25 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 10,42 |
| p (kPa) | 119,34 | p (kPa) | 119,34 | p (kPa) | 119,34 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 18. Cálculo del asiento para la combinación ELS1 MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,55 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 100,42 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 29,61 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 11,32 |
| p (kPa) | 129,69 | p (kPa) | 129,69 | p (kPa) | 129,69 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 21. Cálculo del asiento para la combinación ELS3- MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,54 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 78,65 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 23,19 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 8,87 |
| p (kPa) | 101,58 | p (kPa) | 101,58 | p (kPa) | 101,58 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 19. Cálculo del asiento para la combinación ELS2 MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,60 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E | 50000 | E | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h | 2,60 | h | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 110,29 | $\Delta\sigma$ | 32,52 | $\Delta\sigma$ | 12,43 |
| p (kPa) | 142,44 | p | 142,44 | p | 142,44 |
| α (rad) | 0,92 | α | 0,41 | α | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a | 1,95 | a | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z | 4,50 | z | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A | 12,00 | A | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 22. Cálculo del asiento para la combinación ELS3- MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,52 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 144,04 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 42,47 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 16,24 |
| p (kPa) | 186,02 | p (kPa) | 186,02 | p (kPa) | 186,02 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 23. Cálculo del asiento para la combinación ELS3+ MAX. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|--------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,58 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 128,52 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 37,90 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 14,49 |
| p (kPa) | 165,98 | p (kPa) | 165,98 | p (kPa) | 165,98 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 24. Cálculo del asiento para la combinación ELS3+ MIN. Fuente: Elaboración propia

| | | | | | |
|----------------------|-------|----------------------|-------|----------------------|-------|
| E (kPa) | 43361 | ν | 0,32 | s (cm) | 0,55 |
| UG-2 | | UG-3 | | UG-4 | |
| E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 50000 | E (kPa) | 20000 |
| h (m) | 3,20 | h (m) | 2,60 | h (m) | 4,00 |
| $\Delta\sigma$ (kPa) | 77,16 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 22,75 | $\Delta\sigma$ (kPa) | 8,70 |
| p (kPa) | 99,65 | p (kPa) | 99,65 | p (kPa) | 99,65 |
| α (rad) | 0,92 | α (rad) | 0,41 | α (rad) | 0,25 |
| a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 | a (m) | 1,95 |
| z (m) | 1,50 | z (m) | 4,50 | z (m) | 7,80 |
| A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 | A (m ²) | 12,00 |
| ν | 0,30 | ν | 0,40 | ν | 0,30 |

Tabla 25. Cálculo del asiento para la combinación ELS SISMO. Fuente: Elaboración propia

Como se puede comprobar, no se supera el asiento máximo admisible (2,5 cm) para ninguna de las combinaciones de acciones, luego se puede concluir que desde el punto de vista geotécnico la cimentación proyectada cumple con todas comprobaciones.

Como se ha mencionado anteriormente, se descarta optimizar sus dimensiones y geometría para estar del lado de la seguridad frente a la posible desconsideración de combinaciones de acciones más desfavorables que los estudiados en este TFM

5 Cálculo estructural de las cimentaciones

5.1 Procedimiento de cálculo

Una vez verificadas las comprobaciones geotécnicas, se debe proceder al cálculo estructural de las cimentaciones.

Para ello, en primer lugar, se debe clasificar las cimentaciones según sean rígidas o flexibles (en este caso serán zapatas combinadas rígidas). En segundo lugar, se deberá definir un modelo de bielas y tirantes que represente el flujo interno de los esfuerzos en la zapata y, una vez definido, se calcularán las tracciones de los tirantes que representan las armaduras traccionadas de las cimentaciones. Finalmente, se calculará el armado necesario para resistir dichas tracciones y se comparará con el armado mínimo que se debe disponer según el EC2.

En los siguientes apartados se realizará cada paso en mayor grado de detalle.

5.2 Clasificación estructural de las cimentaciones

Para cada dirección principal de esfuerzos de la cimentación, se deben clasificar en función de los siguientes límites:

$$V_{m\acute{a}x} \leq 2h \quad \text{ZAPATA RIGIDA}$$

$$V_{m\acute{a}x} \geq 2h \quad \text{ZAPATA FLEXIBLE}$$

Donde:

- $V_{m\acute{a}x}$: Vuelo máximo de la zapata en cada dirección.
- h : Canto de la zapata

Por tanto, teniendo en cuenta las dimensiones de cada una de las cimentaciones, la disposición y geometría de cada una de las pilas que apoyan sobre ellas (ver Figura 21) y que el canto de la cimentación es de 0,80 metros, ambas cimentaciones resultan ser

zapatas rígidas. En zapatas rígidas, el diseño estructural se realiza mediante el método de bielas y tirantes.

A pesar de que, para un proyecto de ejecución real, se debería realizar un modelo de bielas y tirantes tridimensional para cada combinación de cargas, se decide, a modo de simplificación en el marco de este trabajo académico, realizar el cálculo estructural de las cimentaciones exclusivamente para la combinación de carga que induce un mayor axil por las pilas y pantallas (ELU1).

Aunque el modelo real de bielas y tirantes de la zapata es tridimensional, se abordará el diseño realizando dos modelos de bielas y tirantes planos en cada una de las direcciones principales de las zapatas. Posteriormente, se aplicará un coeficiente de mayoración, al resultado obtenido, a modo de consideración de los efectos tridimensionales y del resto de combinaciones de carga.

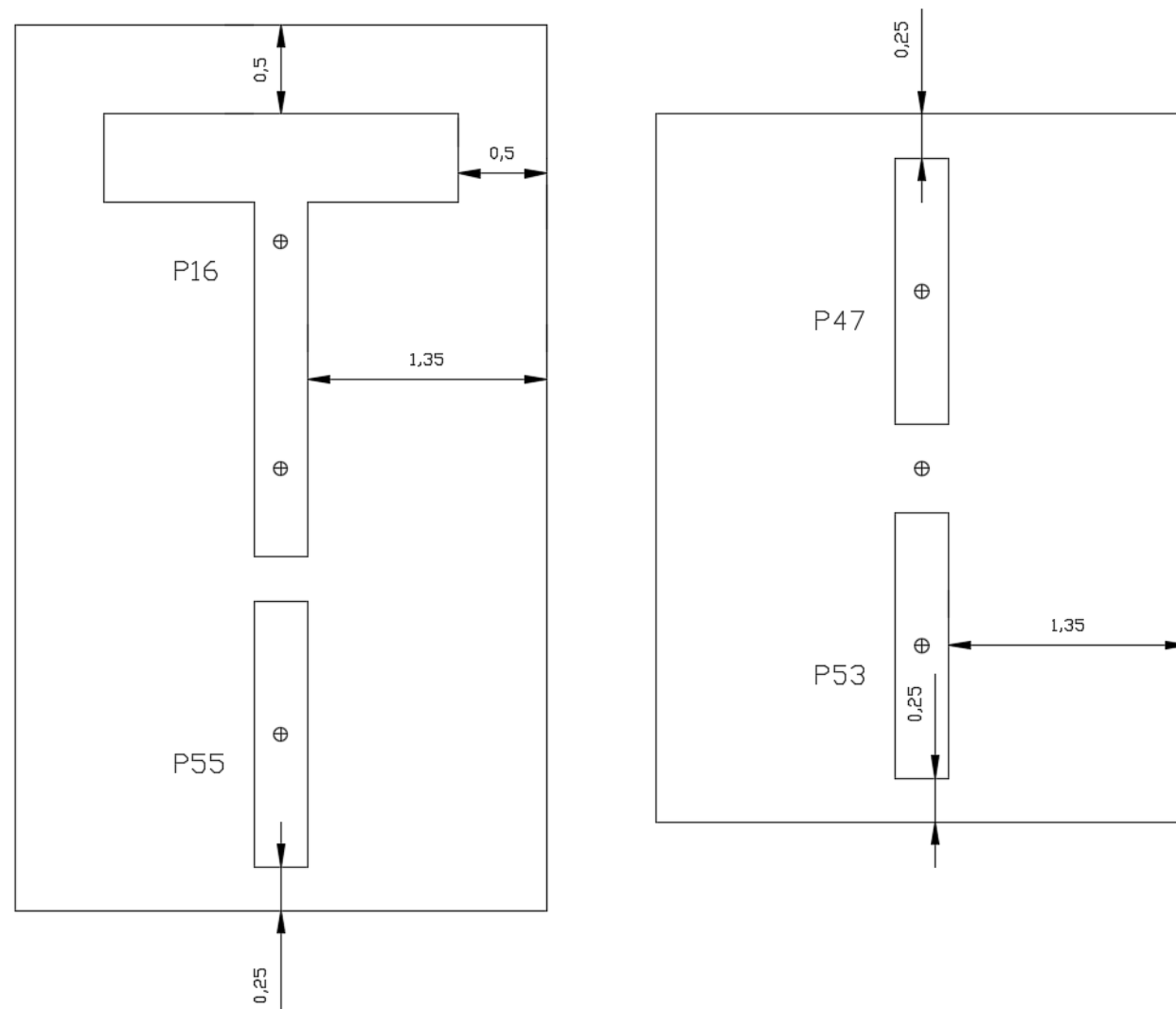


Figura 21. Vuelos máximos en las direcciones principales de esfuerzos (cotas en m). Fuente: Elaboración propia.

5.3 Cimentación de la pila principal (P16-P55)

A partir de los esfuerzos obtenidos del modelo de SAP2000 para la combinación ELU1 (ver Tabla 26), se plantean los siguientes modelos de bielas y tirantes en cada una de las direcciones principales:

| Pila | Combinación | P (kN) | V2 (kN) | V3 (kN) | T (kN*m) | M2 (kN*m) | M3 (kN*m) |
|------|-------------|----------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| 16 | ELU1 | -1356,40 | -5,35 | -10,71 | -0,25 | -193,43 | -171,71 |
| 55 | ELU1 | -620,24 | -135,84 | 0,03 | 0,00 | -0,62 | 3,43 |

Tabla 26. Esfuerzos de la combinación ELU1 para la cimentación de la pila principal. Fuente: SAP2000.

Para el cálculo tanto de la magnitud como de la ubicación de las reacciones del terreno se ha asumido una tensión uniforme dentro del área de la zapata efectiva y posteriormente se ha dividido en 8 reacciones centradas respecto al centro de gravedad de la zapata efectiva de cada caso (ver Figura 22).

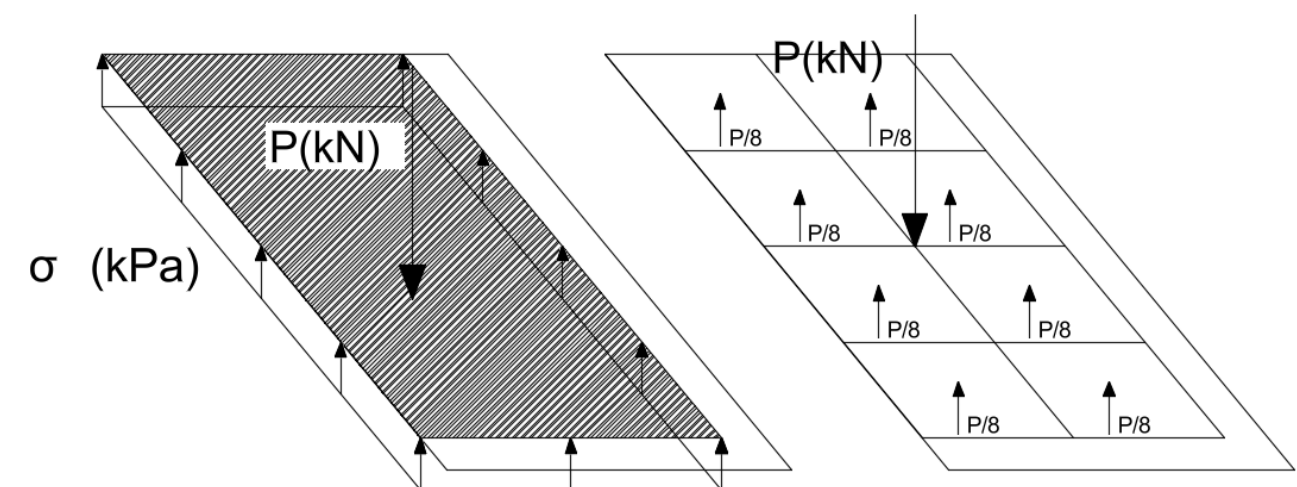


Figura 22. Reacciones del terreno mediante comportamiento rígido-plástico. Fuente: Elaboración propia

5.3.1 Modelo longitudinal de la cimentación de la pila principal

El modelo longitudinal se corresponde con la dirección de la mayor dimensión de la zapata (L). En cuanto a los esfuerzos considerados para este modelo, se ha tenido en cuenta tanto la carga vertical como el momento denominado en SAP2000 como M2. Analizando dicho esfuerzo para cada una de las pilas se decide dividirlo en un par de fuerzas para la pila principal (P16), mientras que para la pila de las rampas (P55) se opta por una única fuerza centrada ya que el momento M2 que transmite esta pila es prácticamente nulo.

Como criterio de descomposición, se decide descomponer el axil y el momento flector en un par de fuerzas ubicadas en el centro de gravedad del alma y del ala de la sección en T del pilar

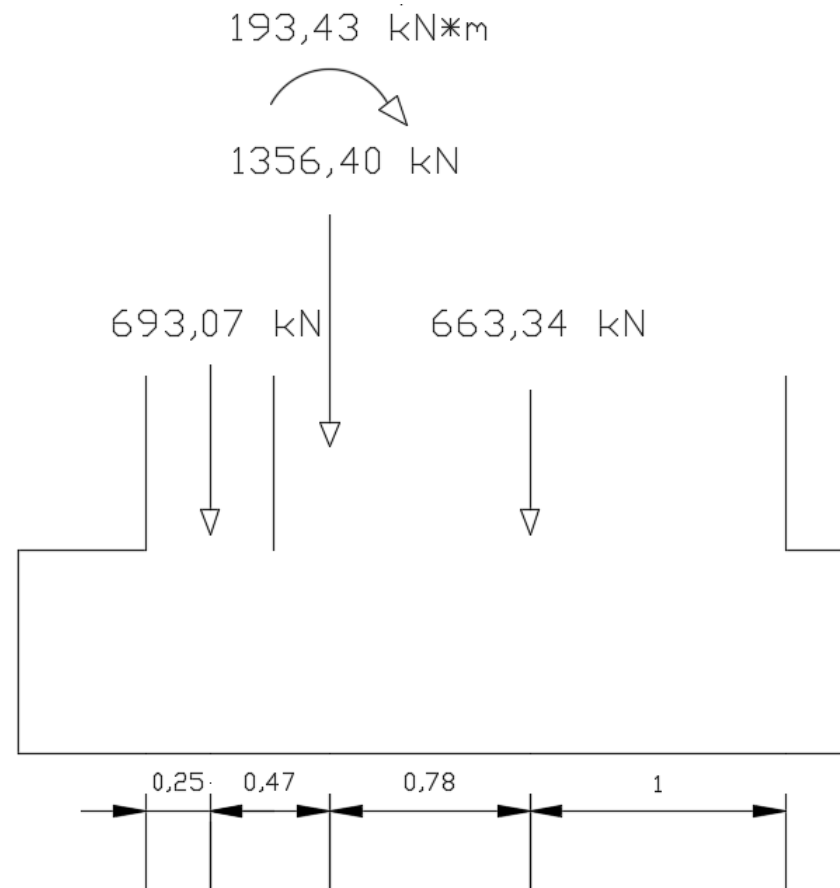


Figura 23. Descomposición de esfuerzos de la pila principal en el sentido longitudinal. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra un croquis del modelo de bielas y tirantes elaborado para esta dirección de esfuerzos, así como los resultados de las fuerzas de resistidas por cada biela y tirante del modelo.

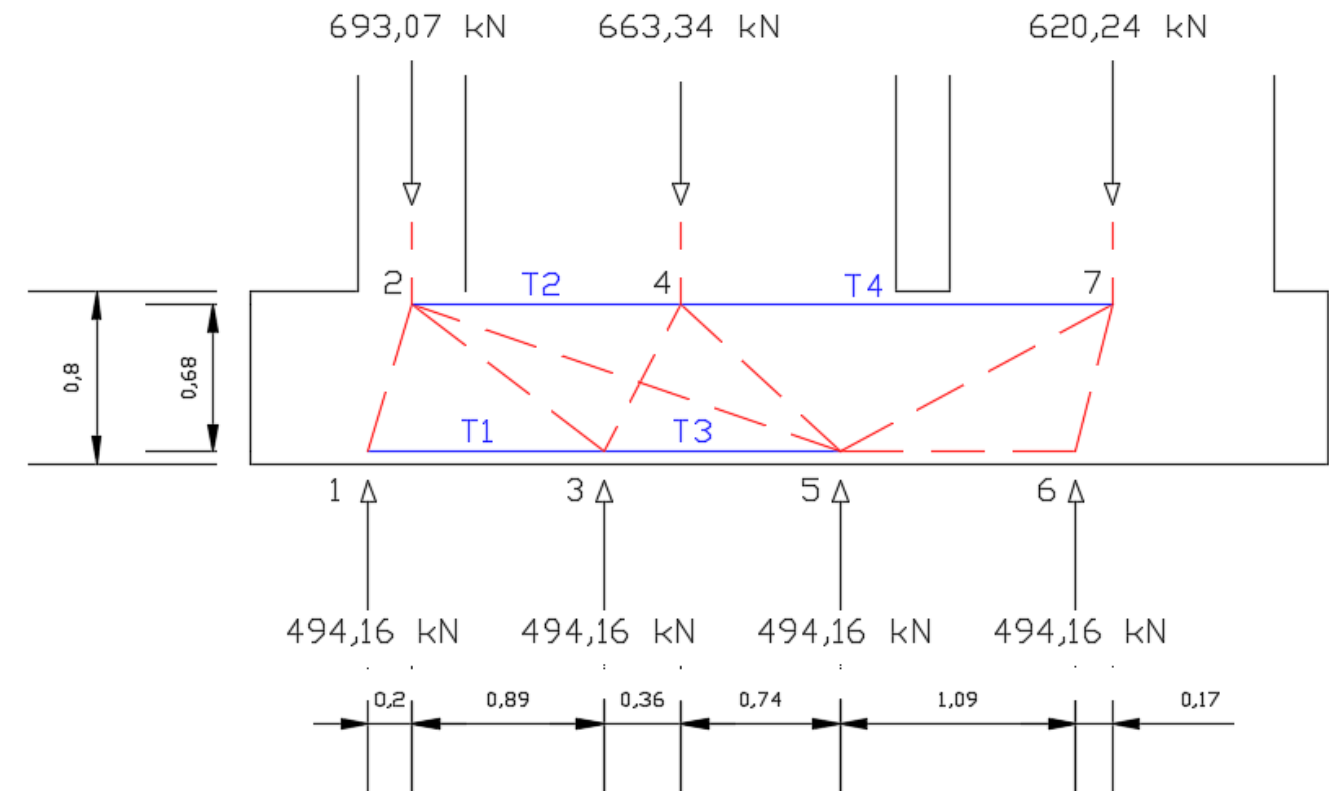


Figura 24. Modelo de bielas y tirantes en la dirección longitudinal de la cimentación de la pila principal. Fuente: Elaboración propia

| | | | |
|-----------|-------|-----------|-------|
| C1-2 (kN) | 515,6 | C5-7 (kN) | 266,0 |
| C2-3 (kN) | 193,2 | C6-7 (kN) | 509,1 |
| C2-5 (kN) | 252,7 | T1 (KN) | 147,2 |
| C3-4 (kN) | 426,1 | T2 (KN) | 245,5 |
| C4-5 (kN) | 422,2 | T3 (KN) | 192,0 |
| C5-6 (kN) | 123,1 | T4 (KN) | 357,3 |

Figura 25. Resultados de las fuerzas de bielas y tirantes del modelo longitudinal de la cimentación de la pila principal. Fuente: Elaboración propia.

Debido a que no hay discontinuidades críticas con concentraciones de tensiones y la geometría permite una adecuada distribución de las compresiones, la capacidad resistente del hormigón de las zapatas es más desfavorable en la sección de apoyo de las pilas y pantallas. Dado que el hormigón empleado en las cimentaciones será el mismo que en las pilas y pantallas, la resistencia del hormigón de la zapata ya ha quedado verificada en el proceso de dimensionamiento de la base de las pilas y pantallas. Es por ello por lo que no es necesario comprobar la resistencia de las bielas ni de las zonas nodales.

Una vez obtenidos dichos resultados, se procede al cálculo del área de armado. Para ello, se establece que la tracción a lo largo de toda la fibra superior corresponde a la tracción resistida por el tirante T4 y que la tracción a lo largo de toda la fibra inferior corresponde al tirante T3 y considerando los posibles efectos tridimensionales se han mayorado un 30%. Además, para evitar posibles problemas por fisuración se ha decidido limitar la resistencia de cálculo del acero B500S a 400 MPa.

Por tanto:

$$- A_{s,sup} = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{357321}{400} * 1,3 = 1162 \text{ mm}^2$$

$$- A_{s,inf} = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{191995}{400} * 1,3 = 624 \text{ mm}^2$$

Según el EC2, la armadura mínima se determina como:

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0,0013 * b_t * d;$$

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 3000 * 680 = 3077 \text{ mm}^2$$

Como se puede apreciar, la armadura mínima que se debe disponer, según el EC2, es claramente superior a la obtenida por cálculo.

Obtenidos dichos resultados tanto el armado superior como inferior, en dirección longitudinal de la zapata corresponderá al mínimo establecido por el EC2. Dicho armado se dispondrá como 10Ø20 separados cada 30 centímetros.

5.3.2 Modelo transversal de la cimentación de la pila principal

El modelo transversal corresponde con la dirección de la menor dimensión de la zapata (B). En cuanto a los esfuerzos considerados para este modelo, se ha tenido en cuenta tanto la carga vertical como el momento denominado en SAP2000 como M3. En esta dirección se han propuesto tres modelos de bielas y tirantes diferentes con el fin de encontrar el más desfavorable.

En primer lugar, se ha desarrollado un modelo de bielas en el cual se han combinado los esfuerzos de la pila y la pantalla adyacente de las rampas, obteniendo una resultante vertical descentrada equivalente cuya magnitud corresponde a la suma de las dos fuerzas verticales que transmiten ambas pilas a la cimentación.

Dado que la dispersión de fuerzas capturada por el modelo transversal es distinta para la pila y para la pantalla de las rampas, se han desarrollado dos modelos de bielas y tirantes adicionales: (i) uno para la parte de la zapata en la que está apoyada la pila principal y (ii) otro para la parte de la zapata en la que está apoyada la pantalla de la rampa.

Tras llevar a cabo estos tres análisis, el caso más desfavorable corresponde al modelo de bielas y tirantes que modela la parte de la zapata en la que está apoyada la pila principal. Dado que la armadura mínima resulta condicionante también en este caso, no se detallan los resultados de este modelo, ya que toda la zapata queda armada a mínimo.

Para la elaboración del modelo transversal, se han considerado como esfuerzos de cálculo la carga vertical que recibe la pila principal y el momento flector M3. Como criterio de diseño del modelo, se ha decidido concentrar ambos esfuerzos en un solo axil vertical descentrado. Para ello, se ha calculado la excentricidad de la carga como:

$$e = \frac{M3}{P} = \frac{171,7}{1356,4} = 0,13 \text{ m}$$

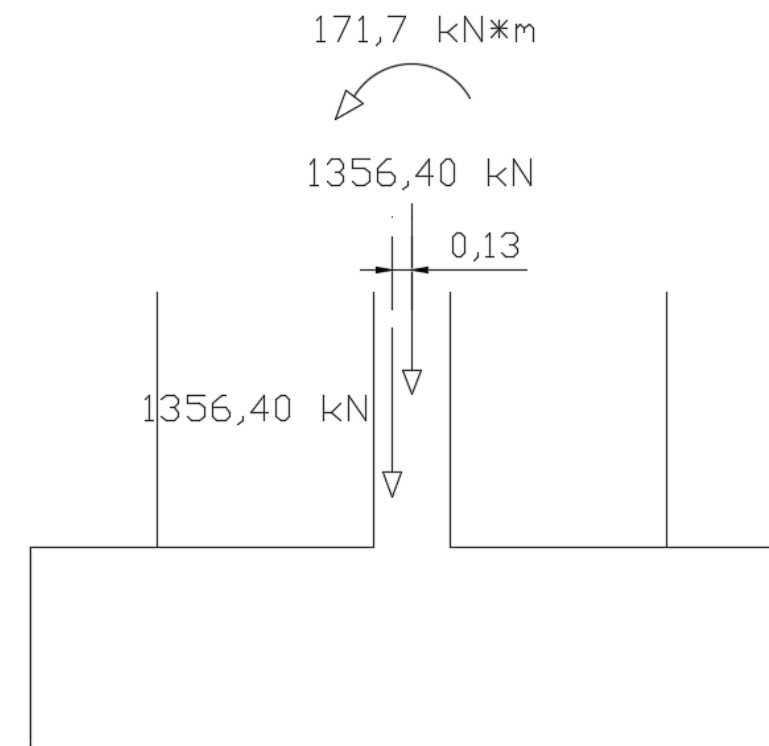


Figura 26. Descomposición de esfuerzos de la pila principal en el sentido transversal. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestra un croquis del modelo de bielas y tirantes más desfavorable, así como los resultados obtenidos.

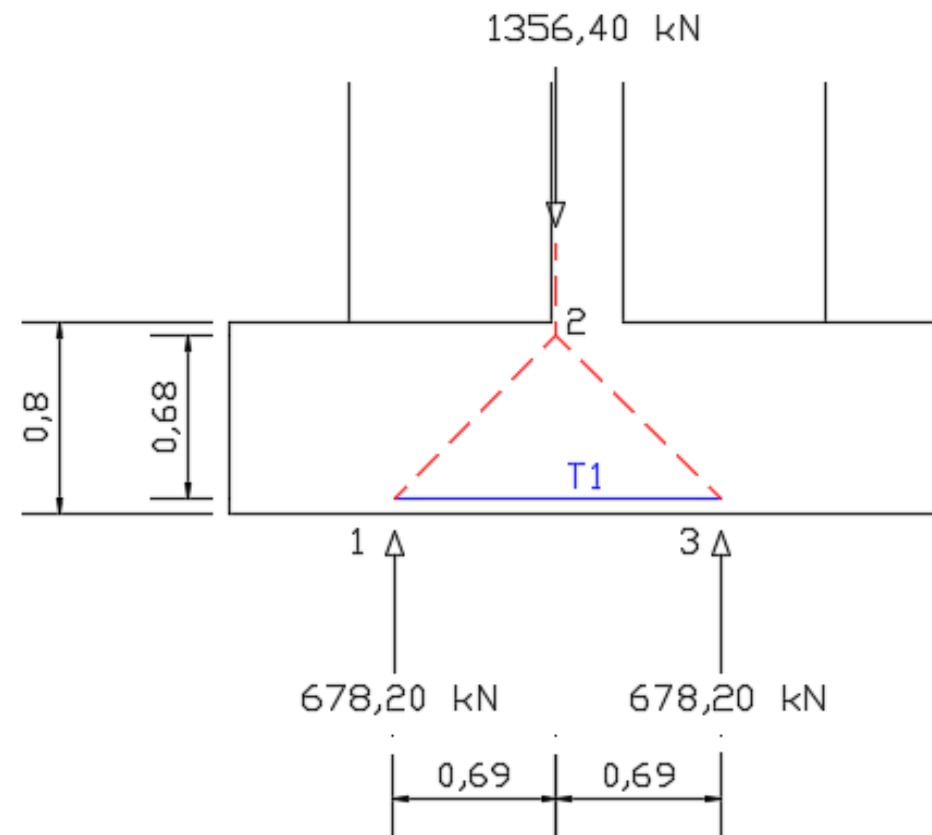


Figura 27. Modelo de bielas y tirantes en la dirección transversal de la cimentación de la pila principal. Fuente: Elaboración propia.

| | |
|-----------|-------|
| C1-2 (kN) | 963,9 |
| C2-3 (kN) | 963,9 |
| T1 (kN) | 684,9 |

Tabla 27. Resultados de las fuerzas de bielas y tirantes del modelo transversal de la cimentación de la pila principal. Fuente: Elaboración propia.

Al igual que para el sentido longitudinal, se procede al cálculo del área de armado.

Por tanto:

- $A_{s,inf} = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{684887}{400} * 1,3 = 2226 \text{ mm}^2$
- $A_{s,mín} = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 5000 * 680 = 5128 \text{ mm}^2$

Como se puede apreciar, la armadura mínima que se debe disponer, según el EC2, vuelve a ser claramente superior a la obtenida por cálculo.

Obtenidos dichos resultados el armado a disponer corresponderá al mínimo establecido por el Eurocódigo 2. Además, se colocará, dicha área de armado, tanto en la parte inferior como en la superior para posibles tracciones que puedan generarse en las combinaciones de carga no consideradas. Dicho armado se dispondrá como 17Ø20 separados cada 30 centímetros.

5.4 Cimentación de las pilas intermedias (P47-P53)

A partir de los esfuerzos obtenidos del modelo de SAP2000 para la combinación ELU1 (ver Tabla 28), se plantean los siguientes modelos de bielas y tirantes en cada una de las direcciones principales:

| Pila | Combinación | P (kN) | V2 (kN) | V3 (kN) | T (kN*m) | M2 (kN*m) | M3 (kN*m) |
|------|-------------|---------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| 47 | ELU1 | -585,68 | -16,09 | -2,79 | -0,21 | -2,93 | -11,28 |
| 53 | ELU1 | -549,47 | -44,49 | -6,52 | -0,14 | 1,74 | -25,54 |

Tabla 28. Esfuerzos de la combinación ELU1 para la cimentación de la pila principal. Fuente: SAP2000.

5.4.1 Modelo longitudinal de la cimentación de las pilas intermedias

El modelo longitudinal se corresponde con la dirección de la mayor dimensión de la zapata (L). En cuanto a los esfuerzos considerados para este modelo, se ha tenido en cuenta tanto la carga vertical como el momento denominado en SAP2000 como M2.

Analizando los momentos que las pilas transmiten a la cimentación en esta dirección (M2), se decide considerarlos despreciables por lo que se partirá de dos fuerzas verticales centradas en el centro de gravedad de cada pila.

A continuación, se muestra un croquis del modelo de bielas y tirantes elaborado para esta dirección de esfuerzos, así como los resultados de las tracciones obtenidas en cada uno de los tirantes.

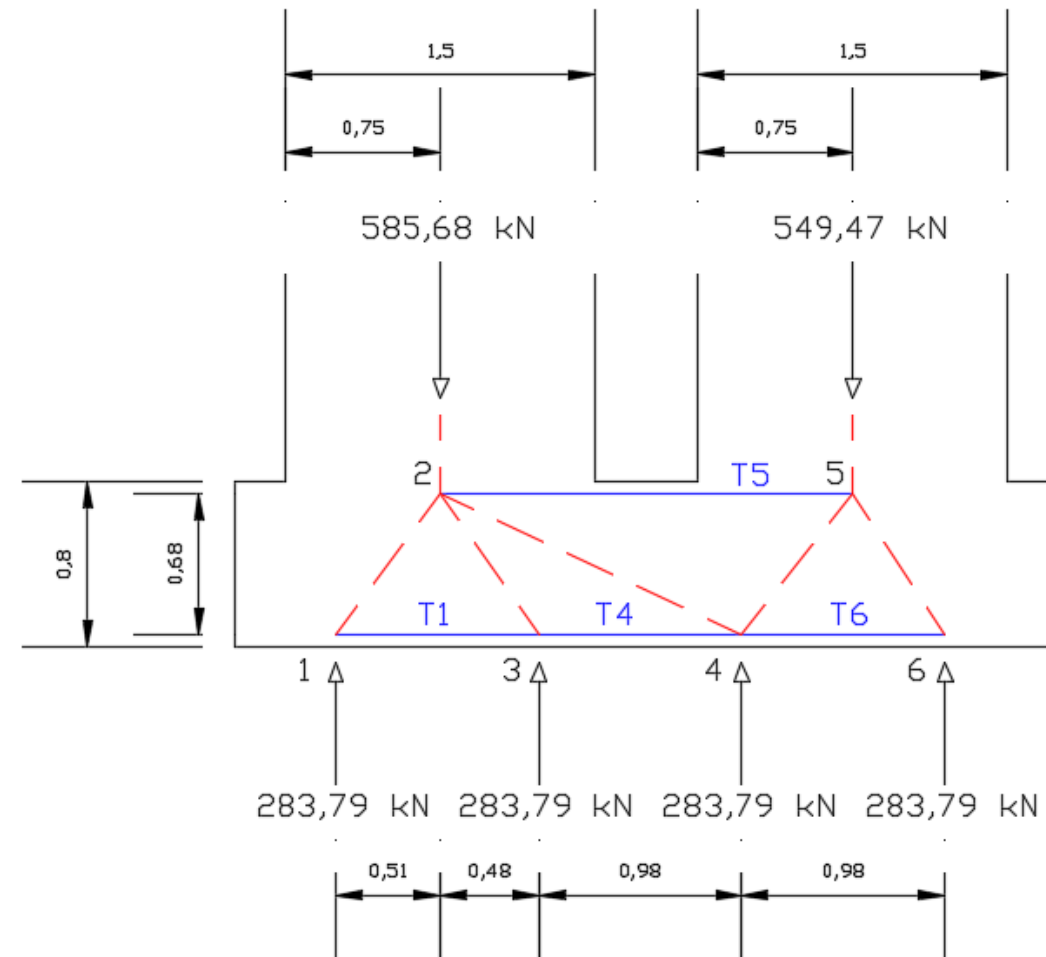


Figura 28. Modelo de bielas y tirantes en la dirección longitudinal de la cimentación. Fuente: Elaboración propia

| | | | |
|------------|-------|---------|-------|
| C1-2 (kN) | 354,2 | T1 (kN) | 211,9 |
| C2-3 (kN) | 346,6 | T4 (kN) | 14,6 |
| C2-4 (kN) | 42,9 | T5 (kN) | 24,3 |
| C4-5 (kN) | 338,9 | T6 (kN) | 186,1 |
| C-5-6 (kN) | 339,4 | | |

Tabla 29. Resultados de las fuerzas de bielas y tirantes del modelo longitudinal de la cimentación de las pilas intermedias. Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenidos dichos resultados, se procede al cálculo del área de armado. Para ello, se establece que la tracción a lo largo de toda la fibra superior corresponde a la tracción resistida por el tirante T5 y que la tracción a lo largo de toda la fibra inferior corresponde al tirante T1.

Por tanto:

$$\begin{aligned}
 - A_{s,sup} &= \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{24288}{400} * 1,3 = 79 \text{ mm}^2 \\
 - A_{s,inf} &= \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{211886}{400} * 1,3 = 689 \text{ mm}^2 \\
 - A_{s,min} &= 0,26 * \frac{2,9}{500} * 3000 * 680 = 3076 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Como se puede apreciar, la armadura mínima que se debe disponer, según el EC2, vuelve a ser claramente superior a la obtenida por cálculo.

Obtenidos dichos resultados tanto el armado superior como inferior, en dirección longitudinal de la zapata corresponderá al mínimo establecido por el EC2. Dicho armado se dispondrá como 16Ø16 separados cada 20 centímetros, tanto en la parte inferior como en la superior.

5.4.2 Modelo transversal de la cimentación de las pilas intermedias

Analizando los momentos que las pilas transmiten a la cimentación en esta dirección (M3), se decide obtener la resultante y su punto de paso para elaborar un modelo de bielas y tirantes con una carga vertical descentrada.

A continuación, se muestra un croquis del modelo de bielas y tirantes elaborado para esta dirección de esfuerzos, así como los resultados de las tracciones obtenidas.

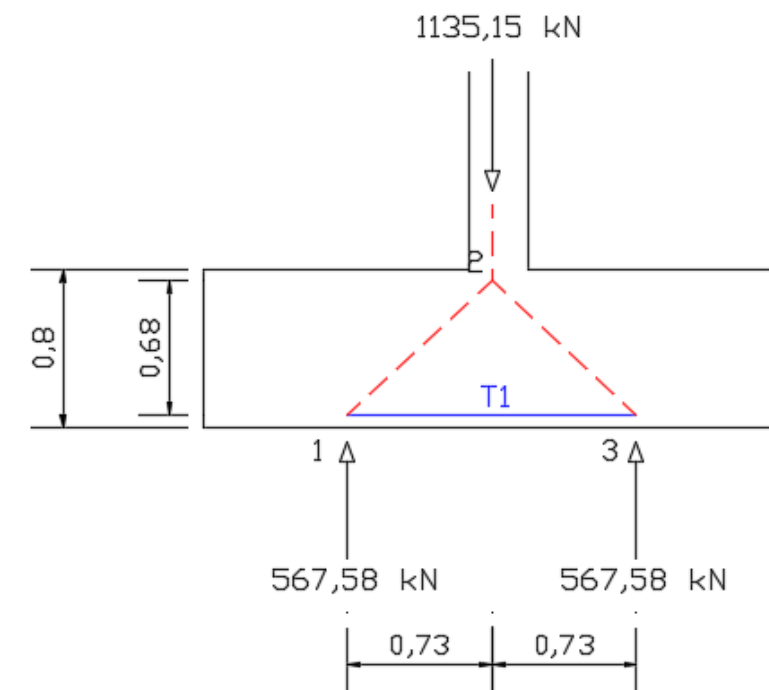


Figura 29. Modelo de bielas y tirantes en la dirección transversal de la cimentación de las pilas intermedias. Fuente: Elaboración propia.

| | |
|-----------|-------|
| C1-2 (kN) | 835,0 |
| C2-3 (kN) | 835,0 |
| T1 (kN) | 612,5 |

Tabla 30. Resultados de las fuerzas de bielas y tirantes del modelo transversal de la cimentación de las pilas intermedias.
Fuente: Elaboración propia.

Por tanto:

- $A_{s,inf} = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{612465}{400} * 1,3 = 1991 \text{ mm}^2$
- $A_{s,mín} = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 4000 * 680 = 4102 \text{ mm}^2$

Obtenidos dichos resultados el armado a disponer corresponderá al mínimo establecido por el eurocódigo 2. Además, se colocará, dicha área de armado, tanto en la parte inferior como en la superior para posibles tracciones que puedan generarse en las combinaciones de carga no consideradas. Dicho armado se dispondrá como 22Ø16 separados cada 15 centímetros.

5.5 Longitud de anclaje

Debido a la cercanía de las pilas con respecto a los bordes de las zapatas en el sentido longitudinal se decide optar por alargar las armaduras hasta el extremo de la zapata y realizar el anclaje mediante patillas de longitud superior a 5 veces el diámetro de la armadura. Por tanto, para las barras de diámetro 20 mm se dispondrá de patillas de, al menos, 10 cm de longitud y para las barras del 16 se dispondrán patillas de, al menos, 8 cm de longitud. En el caso de un proyecto de ejecución real, dicha longitud deberá establecerse de manera más detallada.

6 Bibliografía

- Informe geotécnico realizado por la empresa ENTICONTROL, S.L para las obras de ejecución de rampas de acceso a paso peatonal elevado sobre la autovía A-7, urbanización Paraiso-Benamara, Estepona (Málaga).
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. (2011). IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Fomento, Madrid, España.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2003). Guía de Cimentaciones en obras de Carreteras. Fomento, Madrid, España.
- AENOR. (1993). Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. AENOR.



ANEJO Nº5

ESTUDIO DE LA HUELLA DE CARBONO

Autor:

Manuel Carrasco Martínez

Tutor:

Jaime Mata Falcón

Cotutor:

Carlos Lázaro Fernández



INDICE

| | | |
|-----|---|----|
| 1 | Objeto..... | 4 |
| 2 | Metodología | 4 |
| 2.1 | Base de factores de emisión HueCO ₂ | 4 |
| 3 | Evaluación de la huella de carbono | 5 |
| 3.1 | Factores de emisión de las unidades de obra | 5 |
| 3.2 | Mediciones | 6 |
| 3.3 | Huella de carbono de las unidades de obra y los capítulos | 8 |
| 3.4 | Huella de carbono del proyecto | 8 |
| 4 | Grado de incertidumbre | 9 |
| 5 | Comparativa con las DAP de los principales materiales | 9 |
| 6 | Conclusiones..... | 12 |
| 7 | Bibliografía | 12 |

1 Objeto

El objeto del presente anejo es calcular y documentar la huella de carbono asociada a las principales unidades de obra del proyecto de la pasarela peatonal. Para ello, se han empleado los factores de emisión recogidos en la base de datos de HueCO₂, una herramienta informática desarrollada por Tecniberia con el apoyo de la Fundación Biodiversidad del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Estos factores de emisión cuantifican las emisiones de gases de efecto invernadero (expresadas en kg de CO₂e equivalente) generadas durante las fases de producción, transporte y puesta en obra de los materiales. Además de la evaluación de la huella de carbono empleando esta base de datos, también se ha determinado su incertidumbre al comparar los factores de emisión de la base de datos con los factores provenientes de varias Declaraciones Ambientales de Producto (DAP).

2 Metodología

Para cuantificar las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) de un país, entidad, actividad o producto, se emplean los factores de emisión. Un factor de emisión es un dato que representa la cantidad total de gases de efecto invernadero (GEI) emitidos a la atmósfera como resultado directo o indirecto del uso o producción de un material o maquinaria, expresado en kilogramos o toneladas de CO₂ equivalente por unidad de medida (m³ de hormigón, kg de acero, horas de funcionamiento de una máquina, etc.).

El término equivalente, en la unidad de medida de los factores de emisión, hace referencia a la conversión a una unidad común de todos los gases de efecto invernadero emitidos para facilitar la comparación.

A partir de dichos datos, las emisiones de GEI se calculan como:

Emisiones de GEI (kg de CO₂e equivalente) = Medición de la actividad x Factor de emisión

Por tanto, para estimar las emisiones de GEI de un proyecto se calcularán y sumarán los kg de CO₂ equivalente de cada una de las unidades de obra que lo componen.

Para conocer cuál es el rendimiento (medición) de los materiales y máquinas necesarios para la ejecución de cada una de las unidades de obra, se ha consultado el generador de precios de CYPE donde en los apartados “justificación del precio” de cada unidad de obra queda reflejada dicha información.

Para realizar este análisis se ha empleado la base de datos HueCO₂ que recoge los factores de emisión de la mayoría de los productos y actividades del sector de la construcción.

2.1 Base de datos HueCO₂ de factores de emisión

La base de factores de la aplicación informática HueCO₂ contiene unos 200 factores de emisión específicos del sector de la construcción. Dichos factores constituyen una primera aproximación de la huella de carbono de una obra de construcción en la fase de diseño. Así pues, permite no solamente contabilizar las emisiones directas de la actividad (denominadas emisiones de alcance 1), sino que también permite medir las emisiones que tienen lugar fuera de la obra pero que están indirectamente ligadas a dicha actividad (emisiones alcance 2 y 3). Las diferentes fuentes de emisión se recogen en la Figura 1.

| Alcance 1 | Alcance 2 | Alcance 3 |
|--|------------------------|---|
| Vehículos y maquinaria | | |
| Combustión de combustible por vehículos | | Producción y distribución de combustible |
| Combustión de combustible en general por unidad en el sitio de trabajo | | Producción y distribución de combustible |
| Generador de electricidad | | |
| Combustión de combustible de generador de diesel | | Producción y distribución de combustible |
| Demolición y movimientos de tierra | | |
| Combustión de combustible en general por unidad en el sitio de trabajo | | Producción y distribución de combustible |
| Vegetación eliminada y (perdida de sumidero de carbono) | | Descomposición de vegetación fuera del sitio de trabajo Transporte de la vegetación fuera del sitio de trabajo |
| | Electricidad consumida | Generación y distribución de electricidad consumida |
| Pavimentos, estructuras, drenaje, mobiliario vial, otros. | | |
| Combustión de combustible en general por unidad en el sitio de trabajo | | Producción y distribución de combustible |
| | | Producción de materiales |
| | | Transporte de materiales |

Figura 1. Fuentes de emisión de la guía de usuario HueCO₂. Fuente: Guía de usuario HueCO₂.

Los valores incluidos en la base de datos han sido escogidos basándose en criterios de pertinencia, cobertura total, exactitud y transparencia (según la norma ISO 14064).

Los factores de emisión de un determinado material o proceso varían muy significativamente entre distintos productores, por ejemplo, dependiendo de la fuente de energía empleada. Los factores de emisión de esta y otras bases de datos similares son un valor representativo de distintas fuentes alternativas y conllevan cierto grado de incertidumbre. Para evaluar dicha incertidumbre, al final de este anejo se compararán los factores de emisión de la base de datos HueCO₂ con valores extraídos de las Declaraciones Ambientales de Producto (DAP) de aquellos materiales con una mayor contribución a la huella de carbono.

3 Evaluación de la huella de carbono

A continuación, se muestra el procedimiento a seguir para la evaluación de la huella de carbono de la pasarela peatonal:

1. Obtención de los factores de emisión de cada unidad de obra.
2. Obtención de las mediciones de cada unidad de obra.
3. Obtención de la huella de carbono de las unidades de obra y capítulos.
4. Obtención de la huella de carbono del proyecto.

Cabe destacar que la base de datos no proporciona ni el factor de emisión de los apoyos elastoméricos de la pasarela ni de la unidad de obra referente a revegetación de la zona de trabajo. Dada la escasa relevancia de estas partidas en la huella de carbono total, se ha decidido excluiras del análisis.

3.1 Factores de emisión de las unidades de obra

| 01 | CAPÍTULO | ACTUACIONES PREVIAS | Rendimiento | kg de CO2-e |
|-----|----------|-------------------------------|--|--------------|
| A01 | Partida | m2 | DESBROCE Y LIMPIEZA | 0,300 |
| | | h | Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ . | 0,015 20,015 |
| 02 | CAPÍTULO | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | Rendimiento | kg de CO2-e |
| A02 | Partida | m3 | EXCAVACIÓN DE ZANJAS | 13,615 |
| | | h | Retroexcavadora hidráulica sobre neumáticos, de 115 kW | 0,38 35,829 |
| A03 | Partida | m2 | COMPACTACIÓN MECÁNICA DE FONDO DE EXCAVACIÓN | 0,840 |
| | | h | Compactador monocilíndrico vibrante autopulsado, de 74 kW, de 7,42 t, anchura de trabajo 167,6 cm. | 0,022 27,555 |
| | | h | Camión cisterna, de 8 m ³ de capacidad. | 0,005 46,769 |

| 03 | CAPÍTULO | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | Rendimiento | kg de CO2-e |
|-----|----------|---------------------------------|--|---------------|
| A04 | Partida | m | MARCAS VIALES PROVISIONALES | 0,091 |
| | | l | Pintura para exterior, a base de resinas acrílicas, color amarillo, acabado satinado, textura lisa | 0,285 0,004 |
| | | h | Barredora remolcada con motor auxiliar. | 0,001 28,06 |
| | | h | Máquina autopulsada, para pintar marcas viales sobre la calzada. | 0,001 61,775 |
| A05 | Partida | ud | SEÑALIZACIÓN DE OBRA | 8,662 |
| | | ud | Señal provisional de obra de chapa de acero galvanizado, de reglamentación y prioridad, circular, Ø=120 cm, con retroreflectancia nivel 2 (H.I.), según la Instrucción 8.3-IC. | 0,200 9,362 |
| | | m3 | Hormigón HM-20/P/20/X0, fabricado en central. | 0,027 251,450 |
| 04 | CAPÍTULO | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | Rendimiento | kg de CO2-e |
| A06 | Partida | m3 | HORMIGÓN DE LIMPIEZA | 246,750 |
| | | m3 | Hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central. | 1,05 235 |
| A07 | Partida | m3 | ZAPATAS PILAS | 325,063 |
| | | m3 | Hormigón HA-30/B/20/XS1, fabricado en central. | 1,1 265,55 |
| | | kg | Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros. | 45 0,722 |
| | | kg | Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro. | 0,2 2,341 |
| A08 | Partida | m3 | PILAS DE HORMIGÓN PRINCIPALES | 326,405 |
| | | m3 | Hormigón HA-30/B/20/XS1, fabricado en central. | 1,1 265,55 |
| | | kg | Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros. | 45 0,722 |
| | | kg | Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro. | 0,2 2,341 |
| | | h | Bomba para hormigonar a una altura inferior a 20 metros | 0,067 20,03 |
| A09 | Partida | m3 | PILAS DE HORMIGÓN RAMPAS Y ESCALERAS | 322,795 |
| | | m3 | Hormigón HA-30/B/20/XS1, fabricado en central. | 1,1 265,550 |
| | | kg | Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros. | 40 0,722 |
| | | kg | Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro. | 0,2 2,341 |
| | | h | Bomba para hormigonar a una altura inferior a 20 metros | 0,067 20,030 |
| 05 | CAPÍTULO | SUPERESTRUCTURA | Rendimiento | kg de CO2-e |
| A10 | Partida | u | APARATO DE APOYO POT | |

| | | | | | |
|------------|-----------------|----|---|--------------------|--------------------|
| | | | Apoyo elastomérico armado, rectangular, de 300x300 mm de sección y 100 mm de espesor, tipo POT, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, para apoyos estructurales elásticos, colocado sobre base de nivelación (no incluida en este precio). | | |
| A11 | Partida | m3 | HORMIGÓN PRETENSADO HP-30/B/20/IIIa | 265,55 | |
| | | | Hormigón HP-30/B/20/IIIa fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), y vertido con bomba, para formación del tablero. | 1 | 265,550 |
| A12 | Partida | kg | ACERO ACTIVO EN TABLERO Y1860 S7 | 1,400 | |
| | | | Acero para pretensar de 1860 MPa de carga de rotura mínima, incluso parte proporcional de placa de anclaje, vaina, enfilado, tesado, inyección de la vaina y sellado de cajetines. | 1 | 1,400 |
| A13 | Partida | kg | ACERO PASIVO TABLERO | 0,722 | |
| | | | Acero UNE-EN 10080 B 500 S para elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y montaje en obra. Incluso alambre de atar y separadores. | 1 | 0,722 |
| A14 | Partida | m2 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TABLERO | 1,735 | |
| | | | Encofrado de tablero recuperable de acero, en paramentos vistos, incluso desencofrado posterior. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado. | 1 | 1,735 |
| A15 | Partida | m3 | VANOS DE HORMIGÓN DE RAMPAS Y ESCALERAS | 330,015 | |
| | | | Hormigón HA-30/B/20/XS1, fabricado en central. | 1,1 | 265,550 |
| | | | Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros. | 50 | 0,722 |
| | | | Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro. | 0,2 | 2,341 |
| | | | Bomba para hormigonar a una altura inferior a 20 metros | 0,067 | 20,030 |
| 06 | CAPÍTULO | | EQUIPAMIENTOS | Rendimiento | kg de CO2-e |
| A16 | Partida | m2 | CAPA DE PAVIMENTO | 11,75 | |
| | | | Hormigón HM-20/B/20/X0, fabricado en central | 0,05 | 235 |
| A17 | Partida | u | SUMIDERO SIFÓNICO DE PVC | 0,7975 | |
| | | | Tubo de PVC rígido 50 mm | 0,25 | 3,190 |
| A18 | Partida | m3 | HORMIGÓN HA-25/B/20/IIIa IMPOSTA | 251,45 | |
| | | | Hormigón HA-25/B/20/IIIa fabricado en central. | 1 | 251,450 |
| A19 | Partida | m | BARANDILLA CICLOPEATONAL | 37,8 | |

Barandilla ciclopeatonal en forma recta, de 100 cm de altura, formada por: bastidor compuesto de barandal superior e inferior de cuadrado de perfil macizo de acero pudelado de 14x14 mm y montantes de tubo cuadrado de perfil hueco de acero laminado en frío de 20x20x1,5 mm con una separación de 135 cm entre sí.

1 37,800

| | | | | |
|------------|-----------------|----|--|--------------------|
| 07 | CAPÍTULO | | TAREAS FINALES | kg de CO2-e |
| A20 | Partida | m2 | REVEGETACIÓN DE LA ZONA DE TRABAJO | |
| | | | Revegetación de la zona de trabajo con especies autóctonas, incluyendo transporte y plantación | |

3.2 Mediciones

| | | | | |
|------------|-----------------|----|----------------------------|-----------------|
| 01 | CAPÍTULO | | ACTUACIONES PREVIAS | MEDICIÓN |
| A01 | Partida | m2 | DESBROCE Y LIMPIEZA | 1120 |
| | | | LONGITUD | ANCHURA |
| | Zona sur | 70 | 8 | 560 |
| | Zona norte | 70 | 8 | 560 |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------------|----|--------------------------------------|-----------------|---------|-------------|
| 02 | CAPÍTULO | | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | MEDICIÓN | | |
| A02 | Partida | m3 | EXCAVACIÓN DE ZANJAS | 346,5 | | |
| | | | UNIDADES | LONGITUD | ANCHURA | PROFUNDIDAD |
| | Zapatas pilas principales | 2 | 5 | 3 | 1,75 | 52,5 |
| | Zapatas pilas rampas y escaleras | 14 | 4 | 3 | 1,75 | 294 |

| | | | | | |
|------------|----------------------------------|----|---|----------|---------|
| A03 | Partida | m2 | COMPACTACIÓN MECÁNICA DE FONDO DE EXCAVACIÓN | 42 | |
| | | | UNIDADES | LONGITUD | ANCHURA |
| | Zapatas pilas principales | 2 | 5 | 3 | 30 |
| | Zapatas pilas rampas y escaleras | 14 | 4 | 3 | 12 |

| | | | | |
|------------|-----------------|---|--|-----------------|
| 03 | CAPÍTULO | | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | MEDICIÓN |
| A04 | Partida | m | MARCAS VIALES PROVISIONALES | 1500 |
| A05 | Partida | u | SEÑALIZACIÓN DE OBRA | 8 |

| 04 | CAPÍTULO | | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | | | MEDICIÓN |
|------------|----------------------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------|---------|----------|
| A06 | Partida | m3 | HORMIGÓN DE LIMPIEZA | | | 19,8 |
| | | UNIDADES | LONGITUD | ANCHURA | ESPEJOR | |
| | Zapatas pilas principales | 2 | 5 | 3 | 0,1 | 3 |
| | Zapatas pilas rampas y escaleras | 14 | 4 | 3 | 0,1 | 16,8 |
| A07 | Partida | m3 | ZAPATAS PILAS | | | 158,4 |
| | | UNIDADES | LONGITUD | ANCHURA | ESPEJOR | |
| | Zapatas pilas principales | 2 | 5 | 3 | 0,8 | 24 |
| | Zapatas pilas rampas y escaleras | 14 | 4 | 3 | 0,8 | 134,4 |
| A08 | Partida | m3 | PILAS DE HORMIGÓN PRINCIPALES | | | 26,4 |
| | Hormigón | VOLUMEN (m3) | | | | |
| | HA-30/B/20/IIIa | 13,2 | | | | |
| | Acero pasivo | DIÁMETRO | Nº BARRAS | LONGITUD | kg/m | |
| | Armadura inferior | Ø20 | 12 | 8,25 | 2,47 | 244,15 |
| | Armadura superior | Ø20 | 12 | 8,25 | 2,47 | 244,15 |
| | Armadura de esperas | Ø6 | 6 | 8,25 | 1,86 | 91,92 |
| | | | | TOTAL kg por pila | | 580,22 |
| | | | | kg/m3 hormigón | | 43,96 |
| | | | | Nº Pilas | | 2 |
| A09 | Partida | m3 | PILAS DE HORMIGÓN RAMPAS Y ESCALERAS | | | 23,79 |
| | Hormigón | VOLUMEN (m3) | | | | |
| | HA-30/B/20/IIIa | 1,98 | | | | |
| | Acero pasivo | DIÁMETRO | Nº BARRAS | LONGITUD | kg/m | |
| | Armadura inferior | Ø16 | 4 | 4,41 | 1,58 | 27,84 |
| | Armadura superior | Ø16 | 4 | 4,41 | 1,58 | 27,84 |
| | Armadura de esperas | Ø6 | 37 | 3,12 | 2,04 | 18,03 |
| | | | | TOTAL kg por pila | | 73,71 |
| | | | | kg/m3 hormigón | | 37,18 |
| | | | | Nº Pilas | | 12 |
| 05 | CAPÍTULO | | SUPERESTRUCTURA | | | MEDICIÓN |

| A10 | Partida | u | APARATO DE APOYO POT | | | 4 |
|------------|--------------------------------|--------------|---|-------------------|-------|----------|
| A11 | Partida | m3 | HORMIGÓN PRETENSADO HP-30/B/20/IIIa | | | 16,90 |
| A12 | Partida | kg | ACERO ACTIVO EN TABLERO Y1860 S7 | | | 459,38 |
| A13 | Partida | kg | ACERO PASIVO TABLERO | | | 1139,37 |
| | | DIÁMETRO | Nº BARRAS | LONGITUD | kg/m | |
| | Armadura longitudinal inferior | Ø16 | 4 | 22,1 | 1,58 | 139,52 |
| | Armadura longitudinal superior | Ø10 | 10 | 22,1 | 0,62 | 136,25 |
| | Armadura ala inferior | mallazo Ø4 | - | 22,1 | 1,34 | 59,23 |
| | Armadura ala superior rasante | Ø16 | 221 | 2 | 31,57 | 697,62 |
| | Armadura de cortante | Ø12 | 45 | 2,72 | 4,83 | 106,74 |
| A14 | Partida | m2 | ENCOFRADO Y DEENCOFRADO TABLERO | | | 177,5 |
| A15 | Partida | m3 | VANOS DE HORMIGÓN DE RAMPAS Y ESCALERAS | | | 120,88 |
| | Hormigón | VOLUMEN (m3) | | | | |
| | HA-30/B/20/IIIa | 8,63 | | | | |
| | Acero pasivo | DIÁMETRO | Nº BARRAS | LONGITUD | kg/m | |
| | Armadura inferior | Ø20 | 12 | 10,25 | 2,47 | 303,34 |
| | Armadura superior | Ø12 | 9 | 10,25 | 0,89 | 81,90 |
| | Armadura de esperas | Ø10 | 146 | 6 | 10,57 | 108,33 |
| | | | | TOTAL kg por vano | | 493,57 |
| | | | | kg/m3 hormigón | | 57,17 |
| | | | | Nº vanos | | 14 |
| 06 | CAPÍTULO | | EQUIPAMIENTOS | | | MEDICIÓN |
| A16 | Partida | m2 | CAPA DE PAVIMENTO | | | 299 |
| A17 | Partida | u | SUMIDERO SIFÓNICO DE PVC | | | 4 |
| A18 | Partida | m3 | HORMIGÓN HA-25/B/20/IIIa IMPOSTA | | | 3,48 |
| A19 | Partida | m | BARANDILLA CICLOPEATONAL | | | 300 |
| 07 | CAPÍTULO | | TAREAS FINALES | | | MEDICIÓN |
| A20 | Partida | m2 | REVEGETACIÓN DE LA ZONA DE TRABAJO | | | 80 |
| | | LONGITUD | ANCHURA | | | |
| | Zona sur | 10 | 4 | | 40 | |
| | Zona norte | 10 | 4 | | 40 | |

3.3 Huella de carbono de las unidades de obra y los capítulos

| 01 | CAPÍTULO | ACTUACIONES PREVIAS | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
|-----|------------|--|----------|----------|-----------------|
| A01 | Partida m2 | DESBROCE Y LIMPIEZA | 1120 | 0,300 | 336,25 |
| | | | | | 336,25 |
| 02 | CAPÍTULO | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
| A02 | Partida m3 | EXCAVACIÓN DE ZANJAS | 346,5 | 13,615 | 4717,60 |
| A03 | Partida m2 | COMPACTACIÓN MECÁNICA DE FONDO DE EXCAVACIÓN | 42 | 0,840 | 35,28 |
| | | | | | 4752,89 |
| 03 | CAPÍTULO | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
| A04 | Partida m | MARCAS VIALES PROVISIONALES | 1500 | 0,091 | 136,46 |
| A05 | Partida u | SEÑALIZACIÓN DE OBRA | 8 | 8,662 | 69,29 |
| | | | | | 205,75 |
| 04 | CAPÍTULO | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
| A06 | Partida m3 | HORMIGÓN DE LIMPIEZA | 19,8 | 246,750 | 4885,65 |
| A07 | Partida m3 | ZAPATAS PILAS CENTRALES | 158,4 | 325,063 | 51490,00 |
| A08 | Partida m3 | PILAS DE HORMIGÓN PRINCIPALES | 26,4 | 326,405 | 8617,09 |
| A09 | Partida m3 | PILAS DE HORMIGÓN RAMPAS Y ESCALERAS | 23,79 | 322,795 | 7680,07 |
| | | | | | 72672,81 |
| 05 | CAPÍTULO | SUPERESTRUCTURA | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
| A10 | Partida u | APARATO DE APOYO POT | 4 | 0 | 0 |
| A11 | Partida m3 | HORMIGÓN PRETENSADO HP-30/B/20/IIIa | 16,90 | 265,550 | 4487,76 |
| A12 | Partida kg | ACERO ACTIVO EN TABLERO Y1860 S7 | 459,38 | 1,400 | 643,13 |
| A13 | Partida kg | ACERO PASIVO TABLERO | 1139,37 | 0,722 | 822,62 |
| A14 | Partida m2 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TABLERO | 177,5 | 1,735 | 307,96 |
| A15 | Partida m3 | VANOS DE HORMIGÓN DE RAMPAS Y ESCALERAS | 120,88 | 330,015 | 39890,91 |
| | | | | | 46152,39 |
| 06 | CAPÍTULO | EQUIPAMIENTOS | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
| A16 | Partida m2 | CAPA DE PAVIMENTO | 299 | 11,750 | 3513,25 |
| A17 | Partida u | SUMIDERO SIFÓNICO DE PVC | 4 | 0,798 | 3,19 |
| A18 | Partida m3 | HORMIGÓN HA-25/B/20/IIIa IMPOSTA | 3,48 | 251,450 | 875,05 |
| A19 | Partida m | BARANDILLA CICLOPEATONAL | 300 | 37,800 | 11340,00 |
| | | | | | 15731,49 |
| 07 | CAPÍTULO | TAREAS FINALES | MEDICIÓN | kg CO2-E | TOTAL |
| A20 | Partida m2 | REVEGETACIÓN DE LA ZONA DE TRABAJO | 80 | 0 | 0 |
| | | | | | 0 |

3.4 Huella de carbono del proyecto

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO2-E | % |
|---|---------------------------------|-----------------|---------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336,25 | 0,24 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4752,89 | 3,40 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 205,75 | 0,15 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 72672,81 | 51,96 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 46152,39 | 33,00 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731,49 | 11,25 |
| 7 | TAREAS FINALES | NO CUANTIFICADO | - |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO2-E) | | 139851,6 | 100,00 |

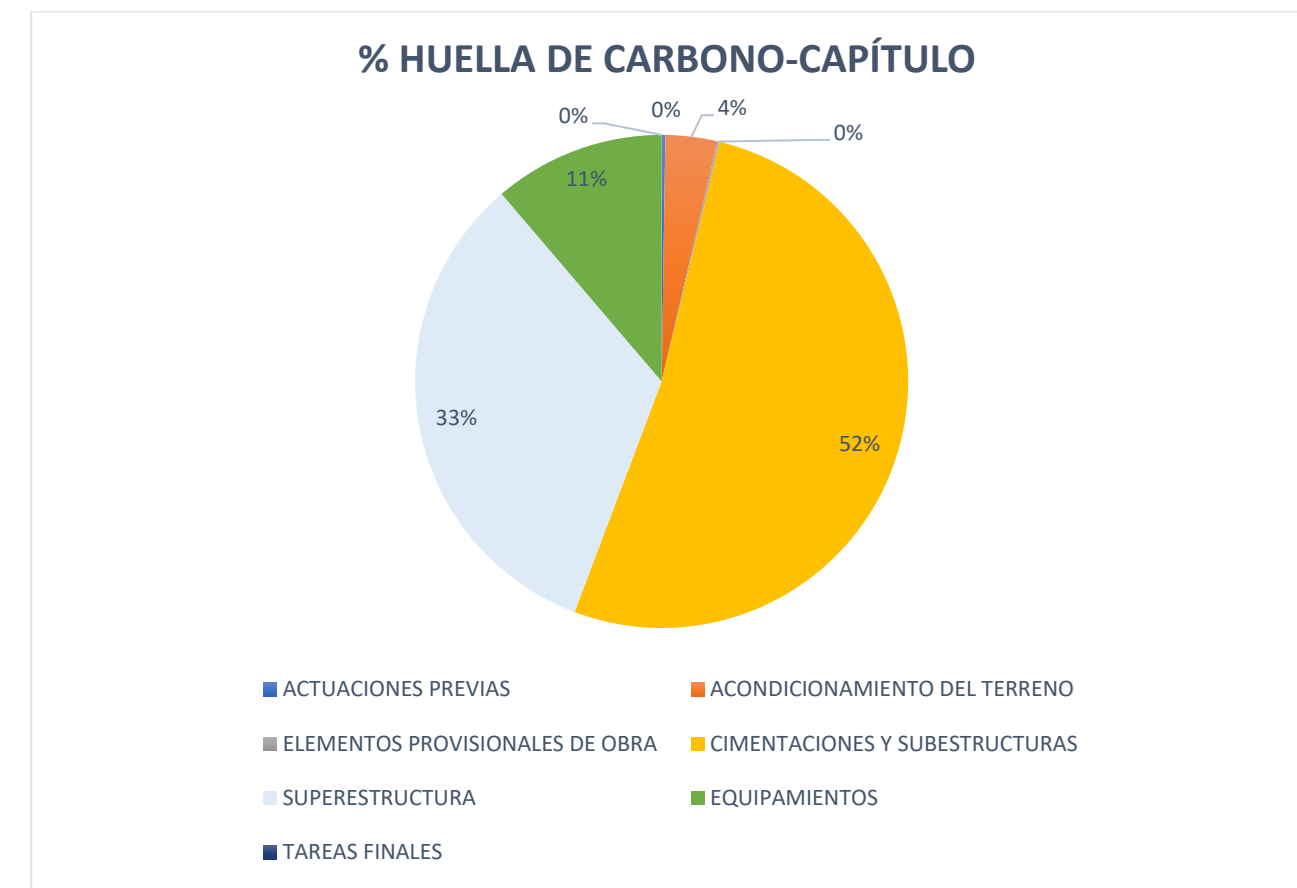


Gráfico 1. Porcentaje de huella de carbono de cada capítulo respecto al total del proyecto. Fuente: Elaboración propia.

4 Grado de incertidumbre

En la base de datos HueCO₂, cada factor de emisión tiene asociado una matriz de valoración de la incertidumbre para informar sobre la calidad de los valores. Esta matriz se compone de cuatro aspectos:

- La fuente del dato.
- La cobertura geográfica.
- La cobertura temporal.
- La metodología de cálculo seguida.

Cada aspecto se valora de 1 a 3, siendo 1 el grado de menor incertidumbre y 3 el grado de mayor incertidumbre. A continuación, se muestra el sistema de puntuación del grado de incertidumbre para cada uno de los cuatro aspectos.

| Puntuación | Criterios | | | |
|------------|----------------------------------|------------------------|-----------|---|
| | Fuente | Correlación Geográfica | Fecha | Metodología de cálculo |
| 1 | Reconocida y fiable en el sector | Nacional | < 5 años | Metodología reconocida (ISO 14040/64, PAS 2050, WBCSD/WRI GHG, ACV, IPCC Guidelines, DEFRA/DECC Guidelines, Bilan Carbone, etc. |
| 2 | Reconocida y fiable en general | Europeo | 5-10 años | Metodología propia validada / verificada por un organismo externo y independiente. |
| 3 | Poco reconocida y fiable | Global / Internacional | > 10 años | Metodología propia no reconocida ni verificada. Elaboración propia de HueCO ₂ . |

Figura 2. Sistema de puntuación del grado de incertidumbre. Fuente: Guía de usuario HueCO₂

El grado de incertidumbre final del factor de emisión se calcula como el promedio de las valoraciones de incertidumbre de los cuatro aspectos cuantificados. La base de datos HueCO₂ propone cuantificar el porcentaje de incertidumbre del factor de emisión en función de grado de incertidumbre obtenido:

- Mayor o igual a 1 y menor de 1,5 → +/-5%
- Mayor o igual a 1,5 y menor de 2 → +/-10%
- Mayor o igual a 2 y menor de 3 → +/-20%

Por lo que el resultado final de la huella de carbono estará comprendido en un rango entre +/- el porcentaje obtenido del cálculo total.

Agregando la incertidumbre de los distintos factores de emisión, se puede calcular el grado de incertidumbre del proyecto y un rango de variación en la estimación de la huella de carbono. Dicha agregación se ha realizado en este proyecto calculando la media ponderada del grado de incertidumbre de cada material, máquina y unidad de obra con respecto a su huella de carbono y a la huella de carbono total. Así pues, se obtiene un rango de huella de carbono acotado y representativo.

A continuación, se muestran los grados de incertidumbre obtenidos para cada capítulo y para el proyecto en general.

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO ₂ -E | GRADO DE CERTIDUMBRE |
|--|---------------------------------|-----------------------|----------------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336,25 | 2 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4752,89 | 2 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 205,75 | 1,7 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 72672,81 | 1,9 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 46152,39 | 1,9 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731,49 | 1,6 |
| 7 | TAREAS FINALES | 0 | 0 |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO₂-E) | | 139852 | |
| GRADO DE CERTIDUMBRE | | | 1,9 |

El grado de incertidumbre del proyecto (1,9) indica que es razonable considerar que la huella de carbono final de proyecto se encuentre entre +/-10% del resultado cuantificado, es decir, entre 126 y 154 toneladas de CO₂-e.

Para contrastar tanto el resultado medio como el rango de variación estimados en base a la base de datos HueCO₂, en el siguiente apartado se realizará un análisis de sensibilidad de la huella de carbono de los principales materiales del proyecto empleando distintos factores de emisión extraídos directamente de Declaraciones Ambientales de Producto (DAP) de los mismos materiales.

5 Análisis de huella de carbono basada en Declaraciones Ambientales de Producto

En este apartado se analizará la huella de carbono extraída de las Declaraciones Ambientales de Producto para los siguientes materiales que son responsables de más de 85% de la huella de carbono total:

- Hormigón HA-30/B/20/IIIa
- Acero B500S
- Acero Y1860S

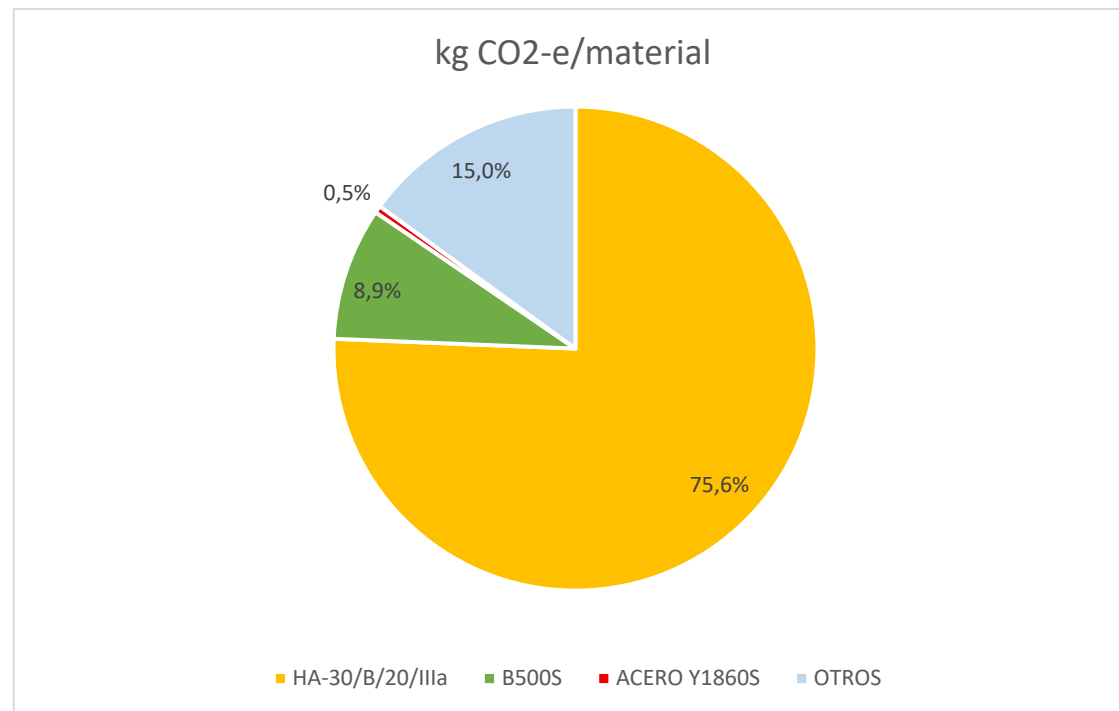


Gráfico 2. Porcentaje de CO2-e que genera cada material. Fuente: Elaboración propia.

De entre los materiales contemplados en el estudio de alternativas, se seleccionan para este estudio el material que tenga una mayor huella de carbono y el material que tenga una menor huella de carbono, con tal de ver el rango de variación. Es importante aclarar, que debido a que la base de datos HueCO₂ solo contempla la huella de carbono debida a las fases de producción, transporte y puesta en obra de los materiales, la comparativa se realizará considerando únicamente estas fases (en las DAP también se valora la huella de carbono de la etapa de uso y fin de vida). Es por ello por lo que los factores de emisión de cada producto y fabricante mostrados en este anejo no coinciden con los datos expuestos en el anejo de estudio de alternativas, ya que en ese estudio se contemplaron todas las fases de la vida del producto, incluido su reciclaje.

A continuación, se muestran los resultados de la comparativa entre los materiales con menor y mayor huella de carbono, y los materiales de la base HueCO₂:

| | | |
|---------------------|-------------|-----|
| HA-30/B/20/IIIa | kg CO2-e/m3 | % |
| AYMAR | 286,22 | 8 |
| ECOPACT HOLCIM | 187,90 | -29 |
| HUECO2 | 265,55 | |
| ACERO B500S | kg CO2-e/kg | % |
| XCARB ARCELORMITTAL | 0,30 | -58 |
| ARCELORMITTAL | 0,82 | 13 |
| HUECO2 | 0,72 | |
| ACERO Y1860S | kg CO2-e/kg | % |
| TYCSA | 0,93 | -34 |
| SOCITREL | 1,07 | -23 |
| HUECO2 | 1,40 | |

Tabla 1. Comparativa de kg de CO2-e de diferentes fuentes de datos. Fuente: Elaboración propia.

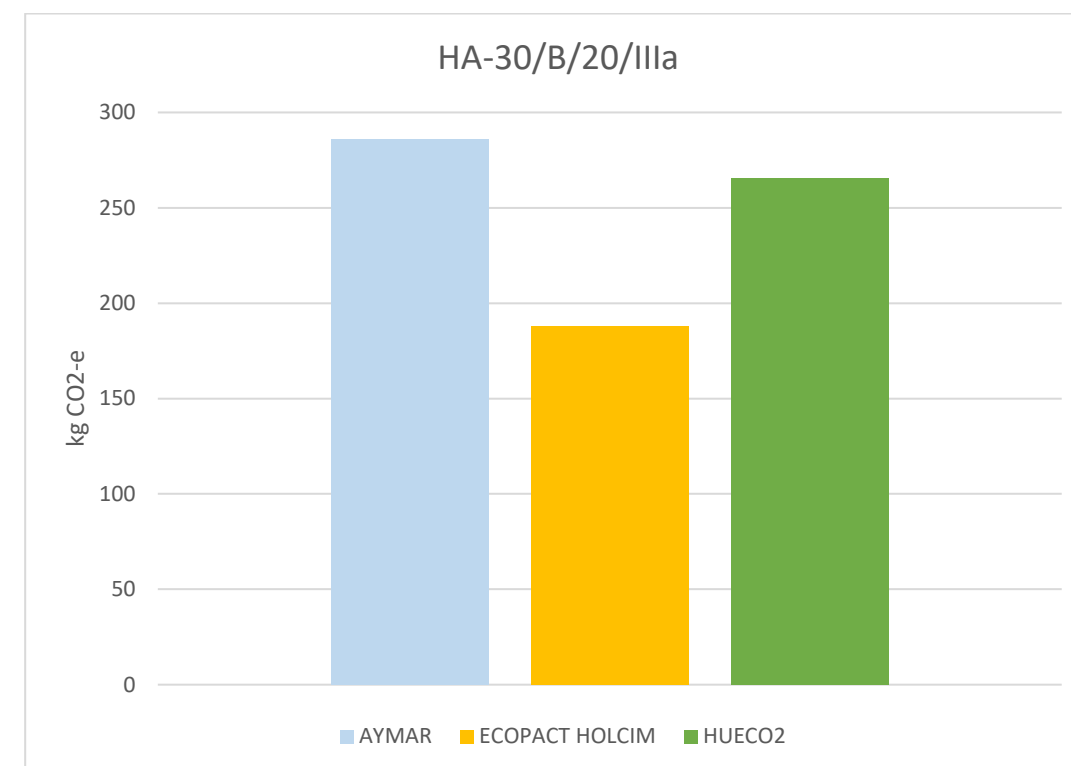


Gráfico 3. Comparativa de kg de CO2-e/m3 de hormigón. Fuente: Elaboración propia.

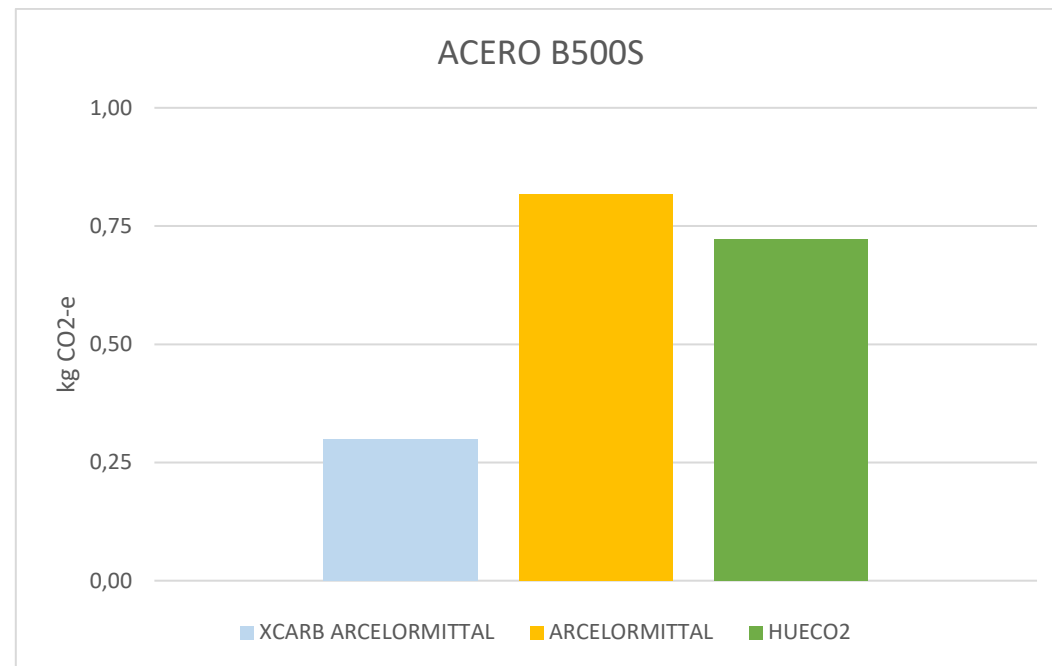


Gráfico 4. Comparativa de kg de CO2-e/kg de acero de armar. Fuente: Elaboración propia.

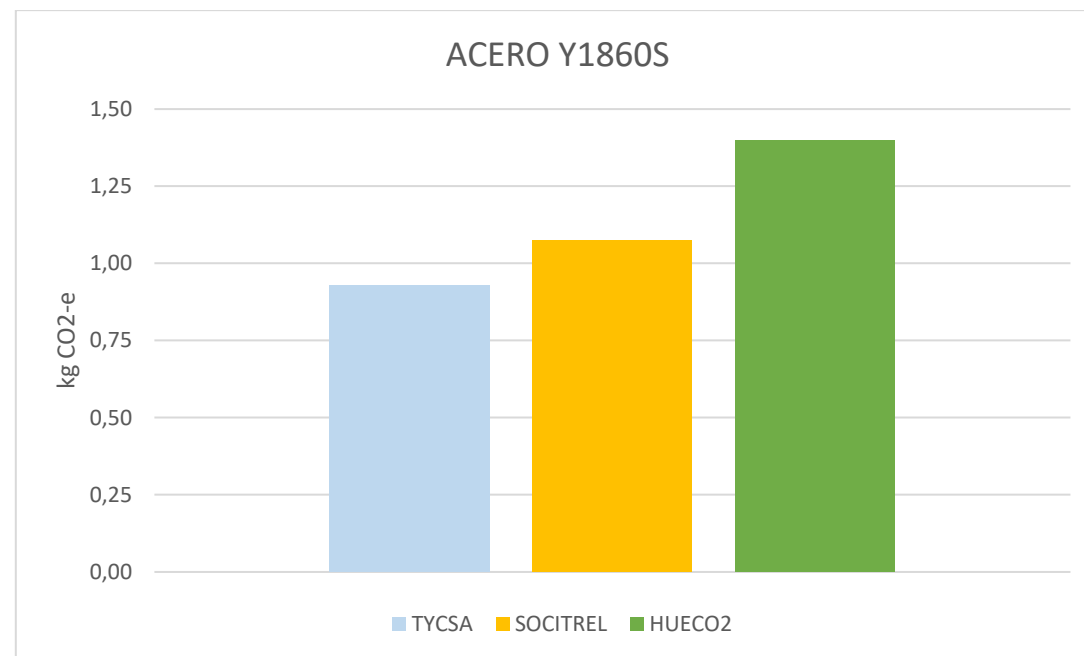


Gráfico 5. Comparativa de kg de CO2-e/kg de acero de pretensar. Fuente: Elaboración propia.

Los gráficos anteriores permiten visualizar de forma comparativa la variabilidad de los factores de emisión de los principales materiales empleados en el proyecto, según diferentes fabricantes. Se aprecia que los valores extraídos de Declaraciones Ambientales

de Producto pueden diferir notablemente de los incluidos en la base HueCO₂, con reducciones significativas en algunos casos. Esta dispersión confirma que la elección del proveedor y del tipo de producto puede influir considerablemente en la huella de carbono global del proyecto. Por tanto, estos gráficos respaldan la conveniencia de utilizar datos específicos y contrastados para mejorar la precisión del análisis y facilitar la toma de decisiones orientadas a las sostenibilidad desde la fase de diseño.

Finalmente, se realizará una comparativa de la huella de carbono del proyecto para el caso de que se usaran los materiales más “ecológicos” y para el caso de que se usaran los menos “ecológicos”, con la finalidad de obtener un nuevo porcentaje de variabilidad y compararlo con el obtenido con la base de datos de HueCO₂ (únicamente se modificarán las partidas que incluyan dichos materiales, el resto quedará conforme al cálculo basado en HueCO₂).

Las huellas de carbono del proyecto, en función del empleo de los materiales más, y menos, ecológicos se recogen en la Tabla 2 y Tabla 3.

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO2-E |
|---|---------------------------------|---------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336,252 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4752,89 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 205,75 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 50944,92 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 31268,20 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731,49 |
| 7 | TAREAS FINALES | 0 |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO2-E) | | 103240 |

Tabla 2. Huella de carbono del proyecto empleando los materiales más ecológicos. Fuente: Elaboración propia.

| CAPÍTULO | RESUMEN | kg CO2-E |
|---|---------------------------------|---------------|
| 1 | ACTUACIONES PREVIAS | 336,25 |
| 2 | ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO | 4752,89 |
| 3 | ELEMENTOS PROVISIONALES DE OBRA | 205,75 |
| 4 | CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS | 78305,27 |
| 5 | SUPERESTRUCTURA | 49789,71 |
| 6 | EQUIPAMIENTOS | 15731,49 |
| 7 | TAREAS FINALES | 0 |
| HUELLA DE CARBONO TOTAL (kg CO2-E) | | 149121 |

Tabla 3. Huella de carbono del proyecto empleando los materiales menos ecológicos. Fuente: Elaboración propia.

Para analizar la variabilidad de los resultados, se procede al cálculo del porcentaje de variación de la huella de carbono:

$$\% \text{ variabilidad opción más ecológica} = 100 - \frac{103239,5}{139851,6} * 100 = -26,2 \sim -26\%$$

$$\% \text{ variabilidad opción menos ecológica} = \frac{149121,4}{139851,6} * 100 - 100 = +6,6 \sim +7\%$$

Al comparar la huella de carbono considerando los valores obtenidos de la DAP con el resultado obtenido según la base de datos de HueCO₂ (que suponía un margen de variabilidad de +/-10%), se observa que el uso de los materiales más ecológicos permitiría una reducción de la huella de carbono del orden del 26% con respecto a la valoración inicial con HueCO₂, mientras que el empleo de materiales con mayor huella de carbono implica un aumento del 7% respecto al escenario de referencia.

La reducción del 26% no solo es significativa, sino que supera ampliamente el umbral de variabilidad esperada del cálculo base. Esto demuestra que la reducción no es atribuible a un margen de error o incertidumbre estadística.

6 Conclusiones

El estudio realizado cuantifica la huella de carbono del proyecto de la pasarela peatonal, resultando en un total de 140 toneladas de CO₂ equivalente. El análisis identifica que la mayor parte de las emisiones se concentra en tres capítulos: cimentaciones y subestructuras (52%), superestructura (33%) y equipamientos (11%), que en conjunto representan más del 96% del impacto total. La evaluación se ha evaluado utilizando la base de datos HueCO₂, lo que implica una estimación del porcentaje de variabilidad del +/-10%.

Además, se ha llevado a cabo una comparativa con Declaraciones Ambientales de Producto de diferentes fabricantes, lo que ha permitido constatar que la selección de materiales puede tener un efecto muy significativo en la huella final del proyecto. El uso de los materiales más sostenibles podría reducir las emisiones en al menos, un 26%, mientras que el uso de materiales menos sostenibles podría llegar a suponer un incremento de, al menos, un 7%. Esta diferencia supera claramente el margen de incertidumbre teórico de la base de datos HueCO₂ y demuestra que la elección de productos sostenibles es una medida eficaz y verificable para reducir emisiones de GEI. Aunque no es objetivo del presente TFM, se debería de cuantificar el coste económico que supondría reducir al 26% la huella de carbono para poder tomar decisiones técnicas en proyectos reales.

Dado que el capítulo de cimentaciones y subestructuras es el que mayor porcentaje de huella de carbono genera, resulta especialmente relevante optimizar su diseño estructural. Perfeccionar el dimensionamiento y cálculo de las cimentaciones, ajustando al máximo sus dimensiones y materiales, se podría reducir sustancialmente la huella total del proyecto. Esta medida técnica, aplicada en fases tempranas del diseño, permite lograr mejoras

ambientales sin necesidad de alterar la funcionalidad ni la seguridad de la infraestructura proyectada.

En el contexto de estos resultados, también se plantea una recomendación clave para la contratación de obra pública: además de las especificaciones técnicas de los materiales, sería interesante exigir el cumplimiento de valores máximos de factores de emisión para cada material y unidad de obra. Esta exigencia permitiría incorporar criterios ambientales objetivos y cuantificables en la fase de redacción de proyectos y pliegos de condiciones, lo cual supondría una herramienta eficaz para la reducción progresiva de las emisiones en el sector de la construcción. Asimismo, incentivaría la innovación en la industria de los materiales y fomentaría el uso de soluciones más sostenibles, alineándose con los objetivos de descarbonización establecidos a nivel nacional e internacional.

7 Bibliografía

- HERRAMIENTA WEB HUECO₂
[HueCO2 | Huella de carbono de la construcción de obras públicas](#)
- GUIA DE USUARIO DE HUECO₂
[GUIA DE USUARIO](#)
- CYPE Ingenieros. (s.f.). *Generador de precios de la construcción.*
<https://generadordeprecios.info/>
- DAP del hormigón H30 de AYMAR.
[R-DCP-004](#)
- DAP del hormigón H30 de HOLCIM.
[dap-holcim-ecopact-h-30.pdf](#)
- DAP del acero de armar B500S de ARCELORMITTAL.
[Reinforcing steel - standard rebars - ArcelorMittal Europe Long Products--83f444c1ed444acc27f71d4c1d4e4b3e.pdf](#)
- DAP del acero de armar XCARB B500S De ARCELORMITTAL.
[XCarb Recycled and renewably produced Reinforcing steel in bars and coils--e79fb1adbe3110be5550c5e1eb017ae7.pdf](#)
- DAP del alambre pretensado Y1860 de TYCSA.
[EPD-GSW TYCSA.pdf](#)
- DAP del alambre pretensado Y1860S de SOCITREL
[Microsoft Word - DAP EN STRAND socitrel v7 final 202408.docx](#)

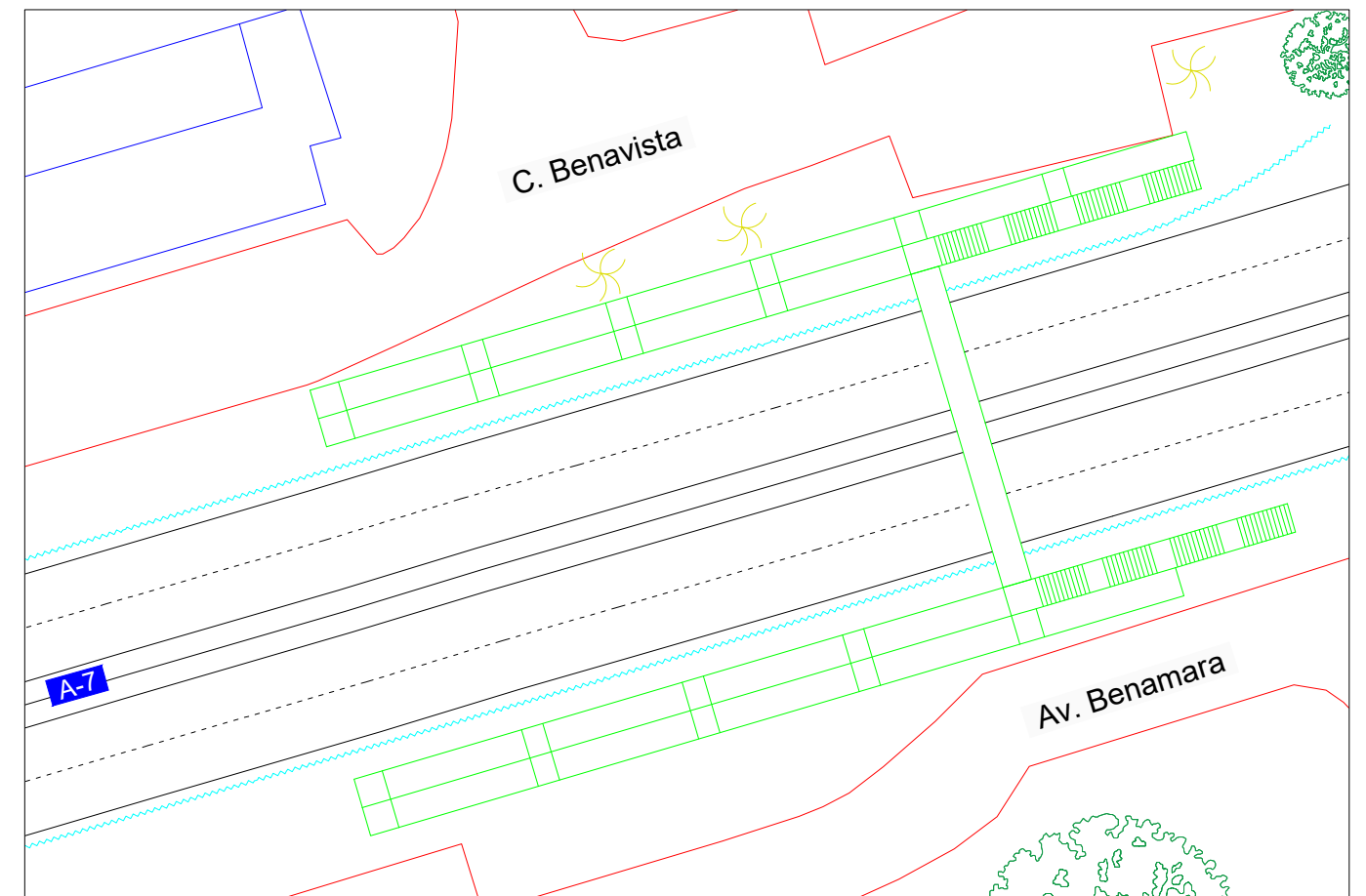
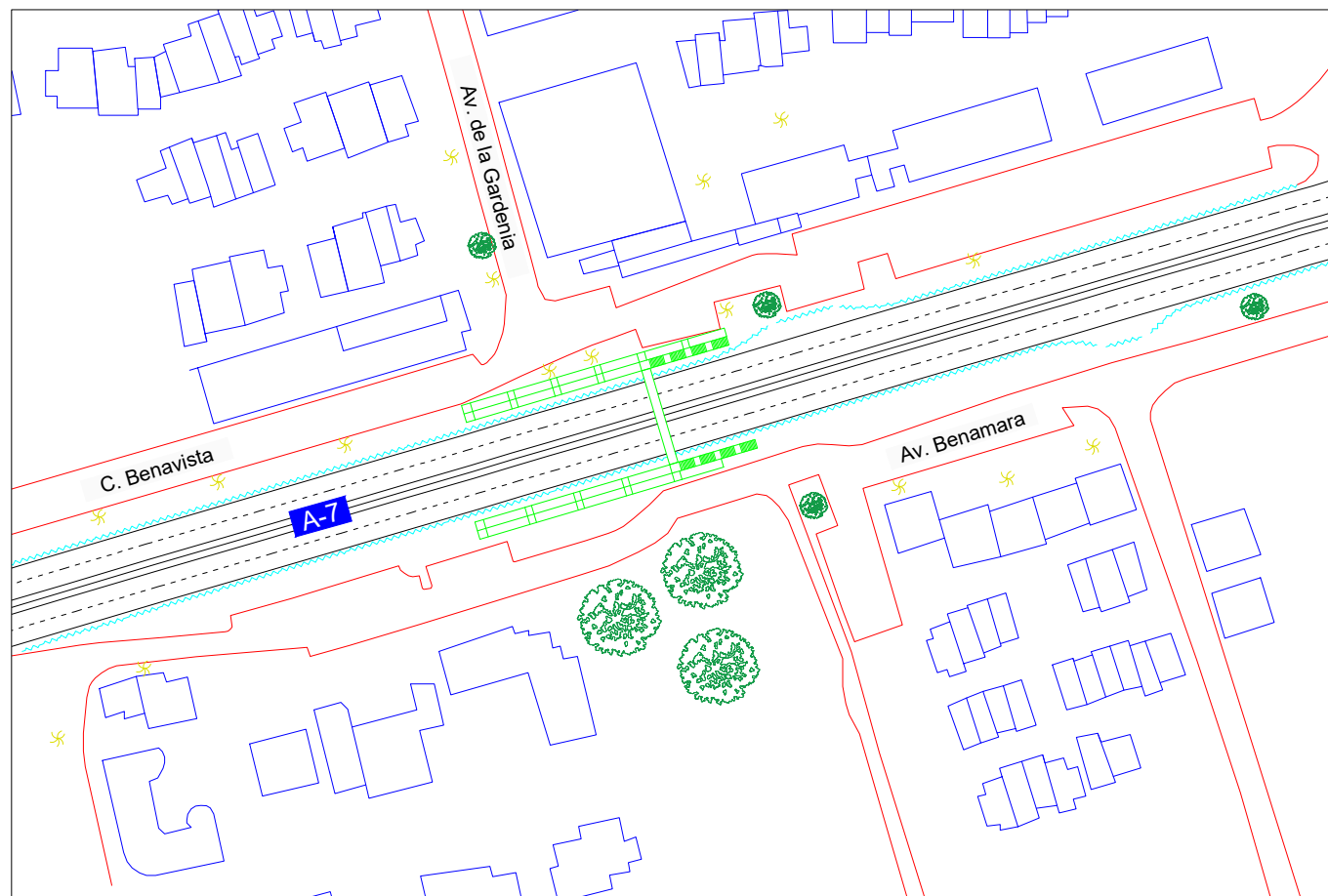



DOCUMENTO N°2: PLANOS

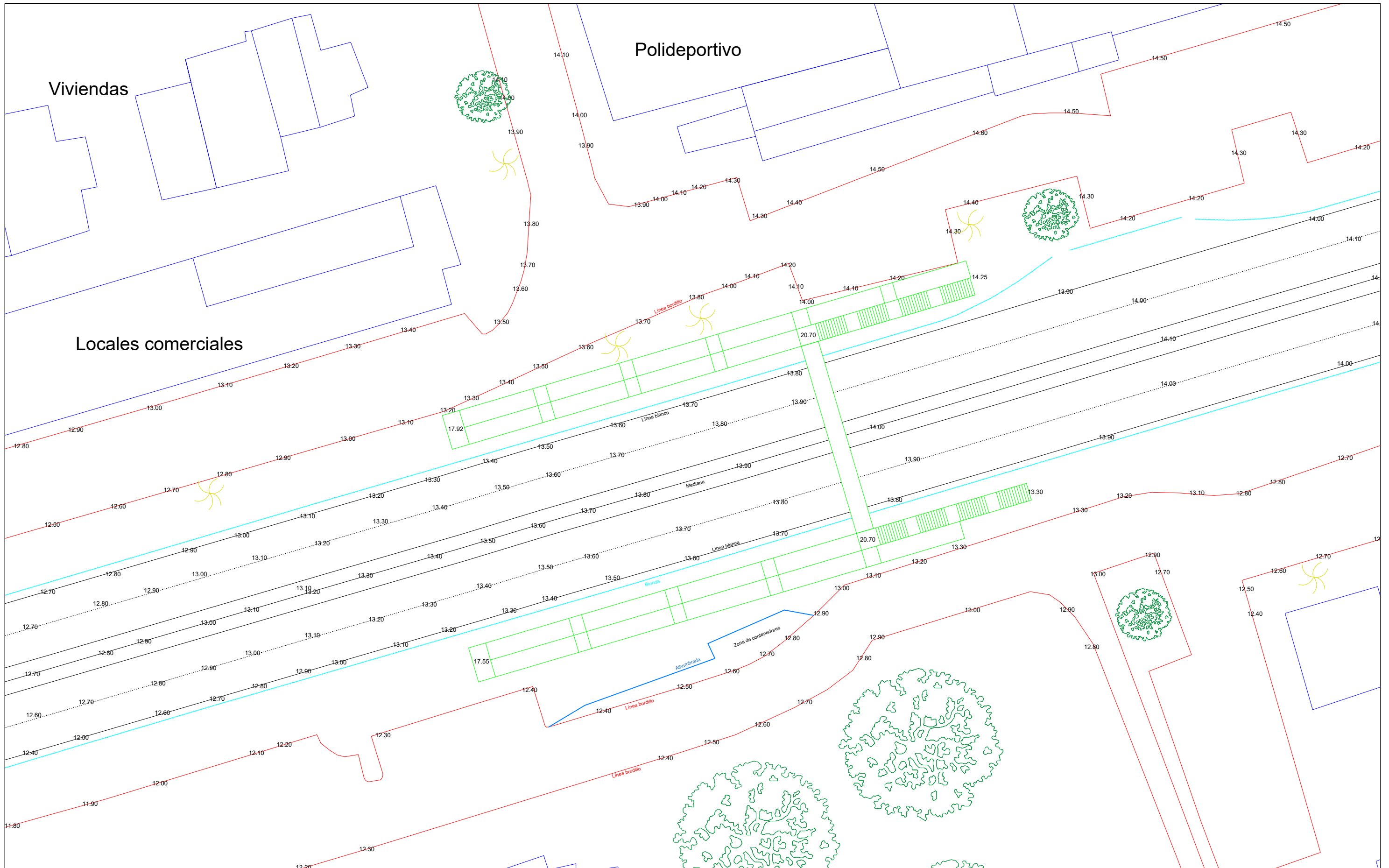




ÍNDICE

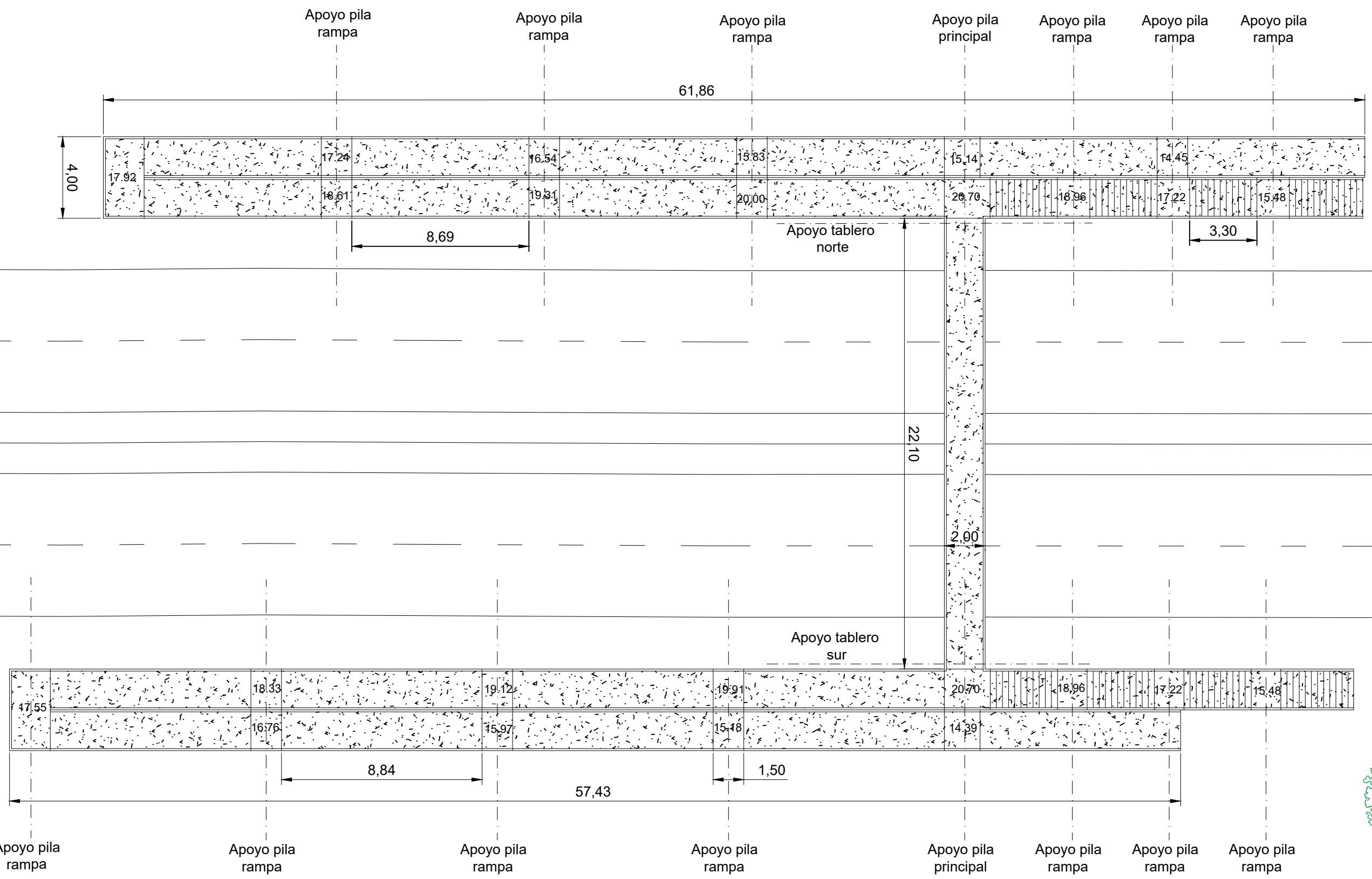
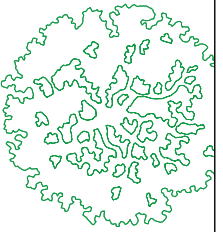
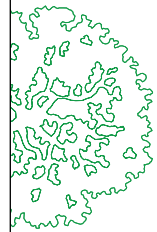
1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
 2. PLANTA TOPOGRÁFICA
 - 3.1 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PLANTA
 - 3.2 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. ALZADO
 - 3.3 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PERFIL NORTE
 4. CORTE GEOLÓGICO
 5. CIMENTACIONES. PLANTA GENERAL
 - 6.1 CIMENTACIONES PILAS PRINCIPALES.
DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
 - 6.2 CIMENTACIONES PILAS INTERMEDIAS.
DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
 - 7.1 CIMENTACIONES PILAS PRINCIPALES. ARMADO
 - 7.2 CIMENTACIONES PILAS INTERMEDIAS. ARMADO
-



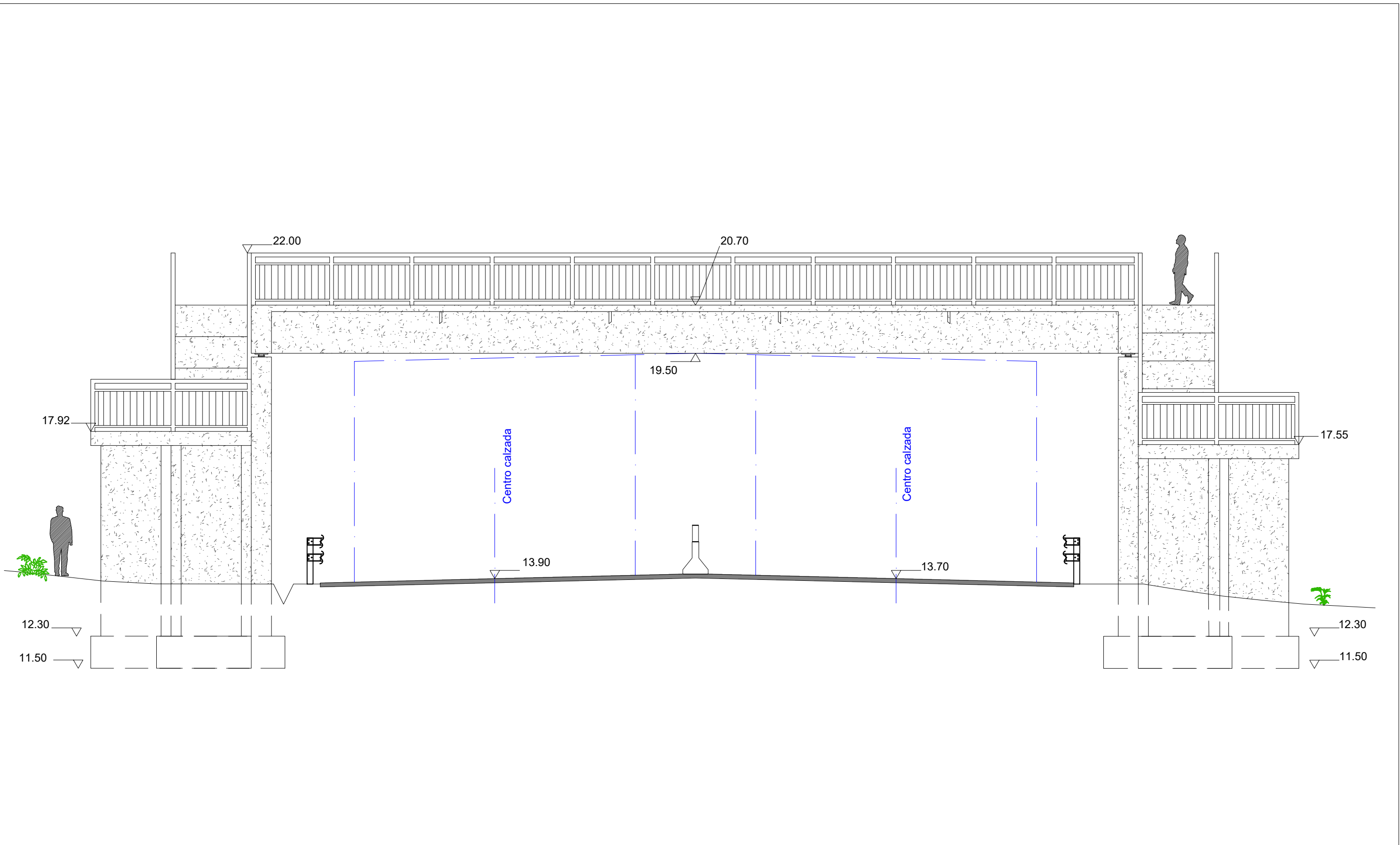
| | | | | | | |
|---|--|---------------------------------------|---|---|--|---|
| <p>TRABAJO FIN DE MÁSTER - MICCP</p> <p>CAMINOS UPV</p>  <p>UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA</p> | <p>Autores:</p> <p>SANTIAGO MANZANO HARMER MANUEL CARRASCO MARTINEZ</p> | <p>Fecha:</p> <p>MAYO 2025</p> | <p>Título:</p> <p>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PASARELA SOBRE LA AUTOVÍA A-7 EN ESTEPOÑA (MÁLAGA)</p> | <p>Escala:</p> <p>SIN ESCALA</p> | <p>Título del plano:</p> <p>SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO</p> | <p>Plano Nº:</p> <p>01</p> <p>HOJA 1 DE 1</p> |
|---|--|---------------------------------------|---|---|--|---|





| | | | | | | |
|--|---|------------------------------------|--|---------------------------------|--|--|
| <p>TRABAJO FIN DE MÁSTER - MICCP</p>   | <p>Autores: SANTIAGO MANZANO HARMER MANUEL CARRASCO MARTINEZ</p> | <p>Fecha: MAYO 2025</p> | <p>Título: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PASARELA SOBRE LA AUTOVÍA A-7 EN ESTEPOÑA (MÁLAGA)</p> | <p>Escala: 1/400</p> | <p>Título del plano: PLANTA TOPOGRÁFICA</p> | <p>Plano N°: 02 HOJA 1 DE 1</p> |
|--|---|------------------------------------|--|---------------------------------|--|--|

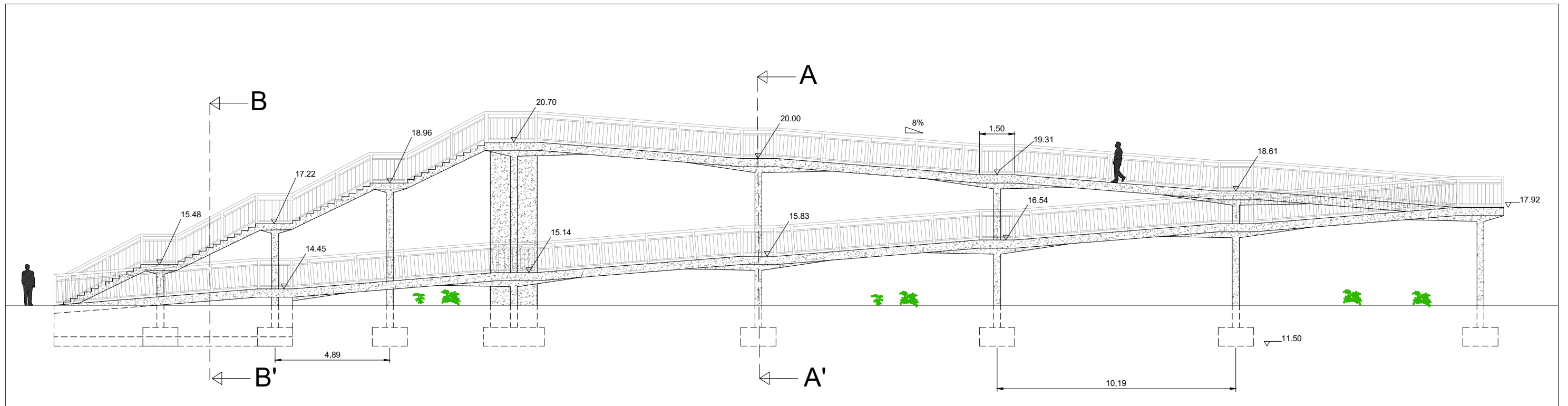


Nota: Cotas en metros



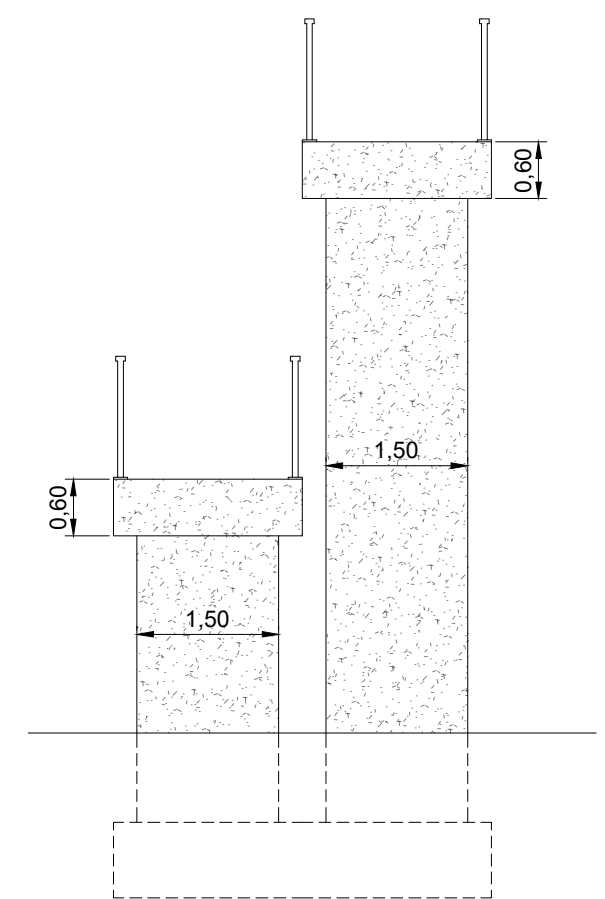
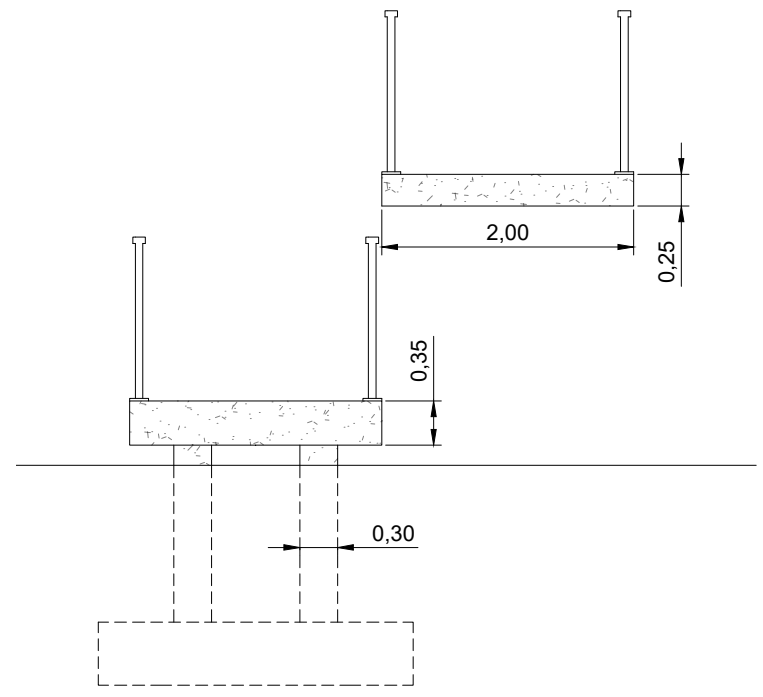
Nota: Cotas en metros

| | | | | | | |
|--|---|------------------------------------|--|--------------------------------|---|---|
| <p>TRABAJO FIN DE MÁSTER - MICCP</p>   | <p>Autores: SANTIAGO MANZANO HARMER MANUEL CARRASCO MARTINEZ</p> | <p>Fecha: MAYO 2025</p> | <p>Título: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PASARELA SOBRE LA AUTOVÍA A-7 EN ESTEPOÑA (MÁLAGA)</p> | <p>Escala: 1/90</p> | <p>Título del plano: DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. ALZADO</p> | <p>Plano N°: 03.02 HOJA 1 DE 1</p> |
|--|---|------------------------------------|--|--------------------------------|---|---|




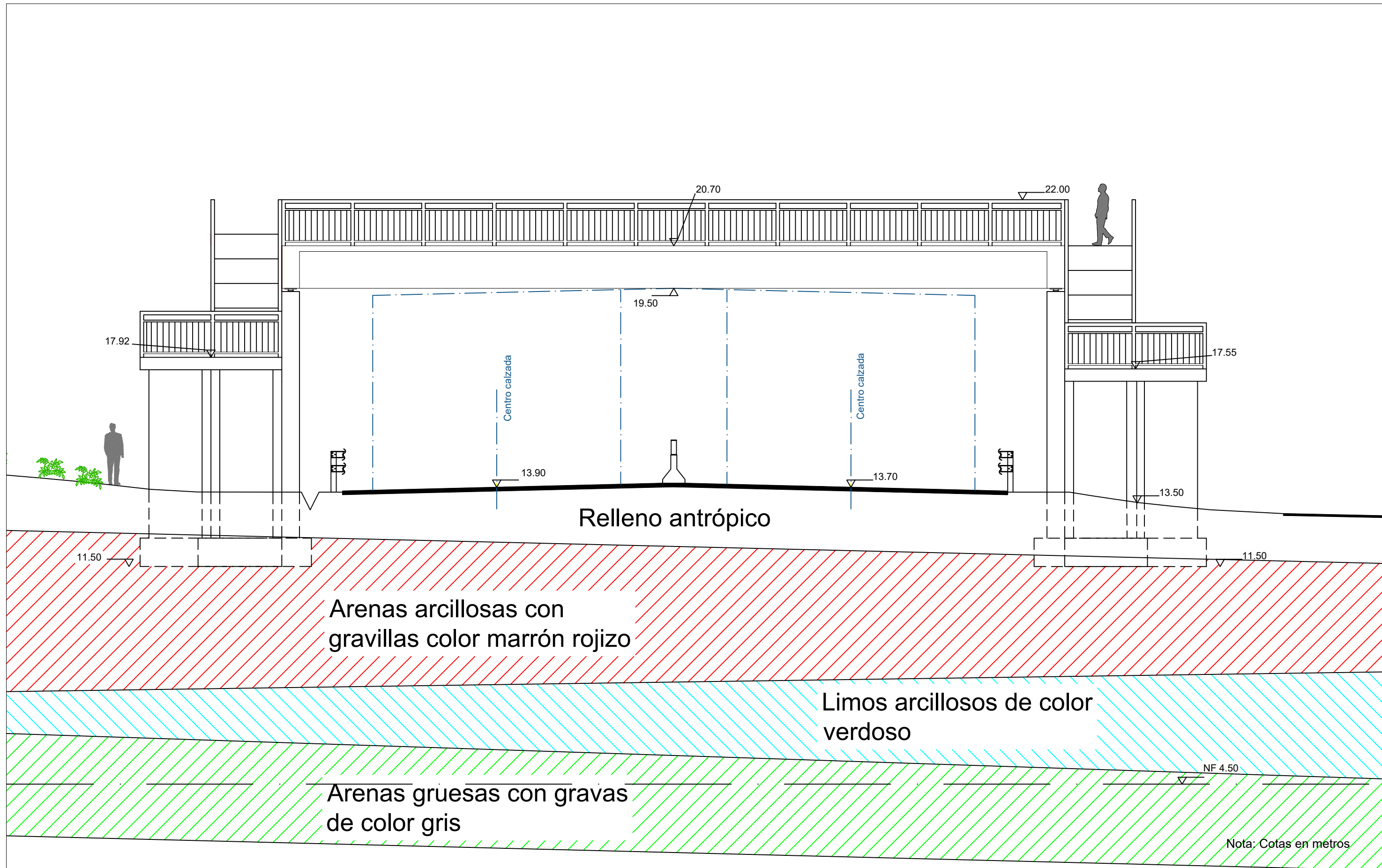
Sección A-A'
E 1:80

Sección B-B'
E 1:60

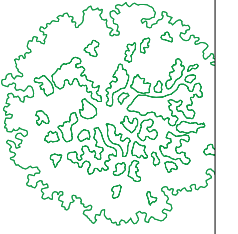
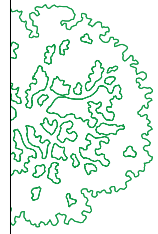


Nota: Cotas en metros

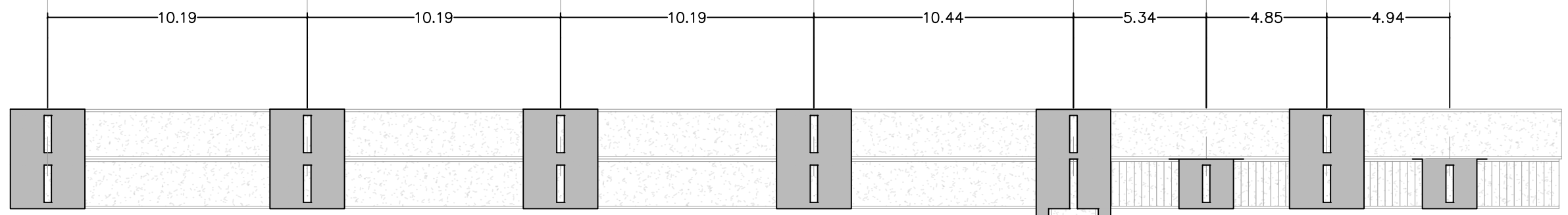
| | | | | | | |
|--|---|------------------------------------|--|---------------------------------|---|---|
| <p>TRABAJO FIN DE MÁSTER - MICCP</p>   | <p>Autores: SANTIAGO MANZANO HARMER MANUEL CARRASCO MARTINEZ</p> | <p>Fecha: MAYO 2025</p> | <p>Título: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PASARELA SOBRE LA AUTOVÍA A-7 EN ESTEPOÑA (MÁLAGA)</p> | <p>Escala: 1/170</p> | <p>Título del plano: DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN. PERFIL NORTE</p> | <p>Plano N°: 03.03 HOJA 1 DE 1</p> |
|--|---|------------------------------------|--|---------------------------------|---|---|



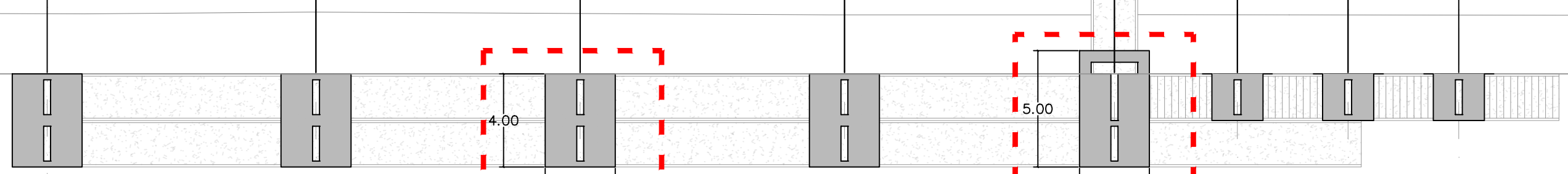
| | | | | | | |
|--|------------------------------------|----------------------|---|------------------|--------------------------------------|--------------------------------|
| | Autor: MANUEL CARRASCO MARTINEZ | Fecha: JULIO 2025 | Título: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PASARELA SOBRE LA AUTOVÍA A-7 EN ESTEPONA (MÁLAGA) | Escala: 1/100 | Título del plano: CORTE GEOLÓGICO | Plano N°: 04 HOJA 1 DE 1 |
|--|------------------------------------|----------------------|---|------------------|--------------------------------------|--------------------------------|



Cimentación pila rampa Cimentación pila rampa Cimentación pila rampa Cimentación pila rampa Cimentación pila principal Cimentación pila escalera Cimentación pila rampa y escalera Cimentación pila escalera



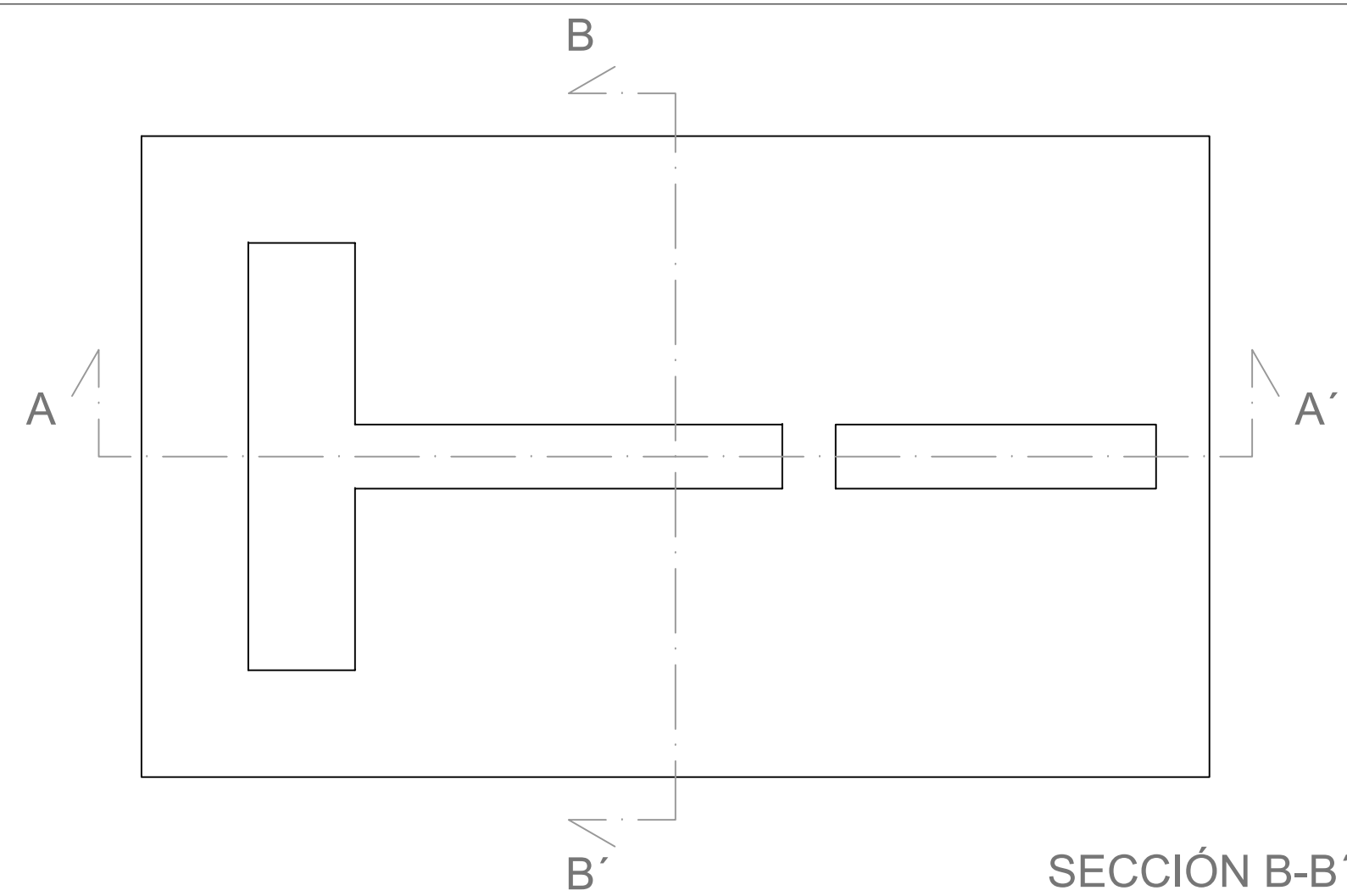
11.34 11.34 11.34 11.59 5.27 4.75 4.75



Cimentación pila rampa Cimentación pila rampa Cimentación pila rampa (estructuralmente verificada) Cimentación pila rampa Cimentación pila principal (estructuralmente verificada) Cimentación pila escalera Cimentación pila escalera Cimentación pila escalera

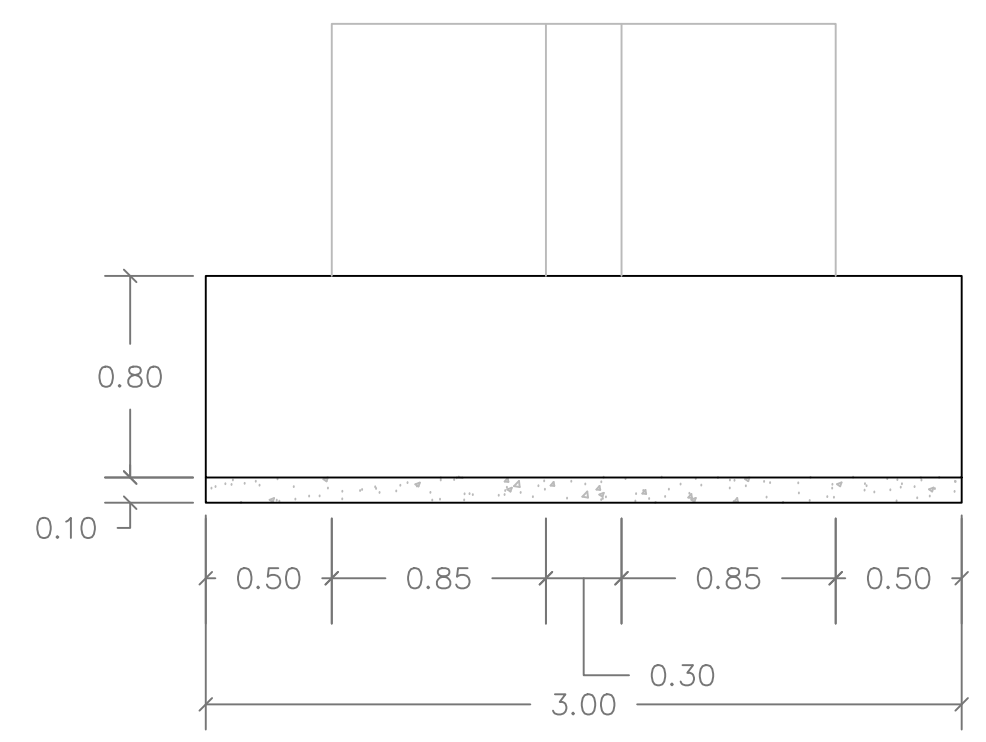
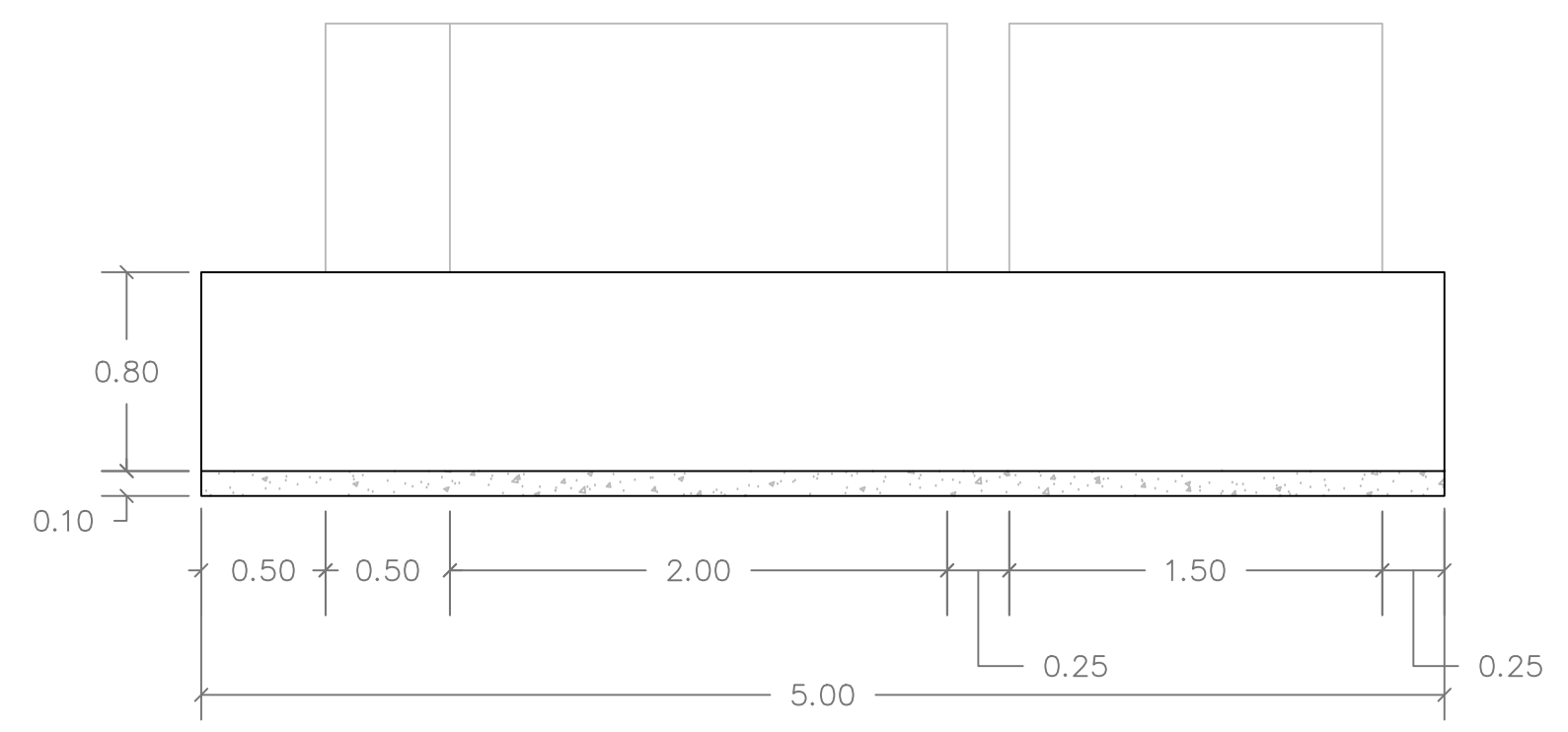
Nota: Cotas en metros

Nota: Cotas en metros

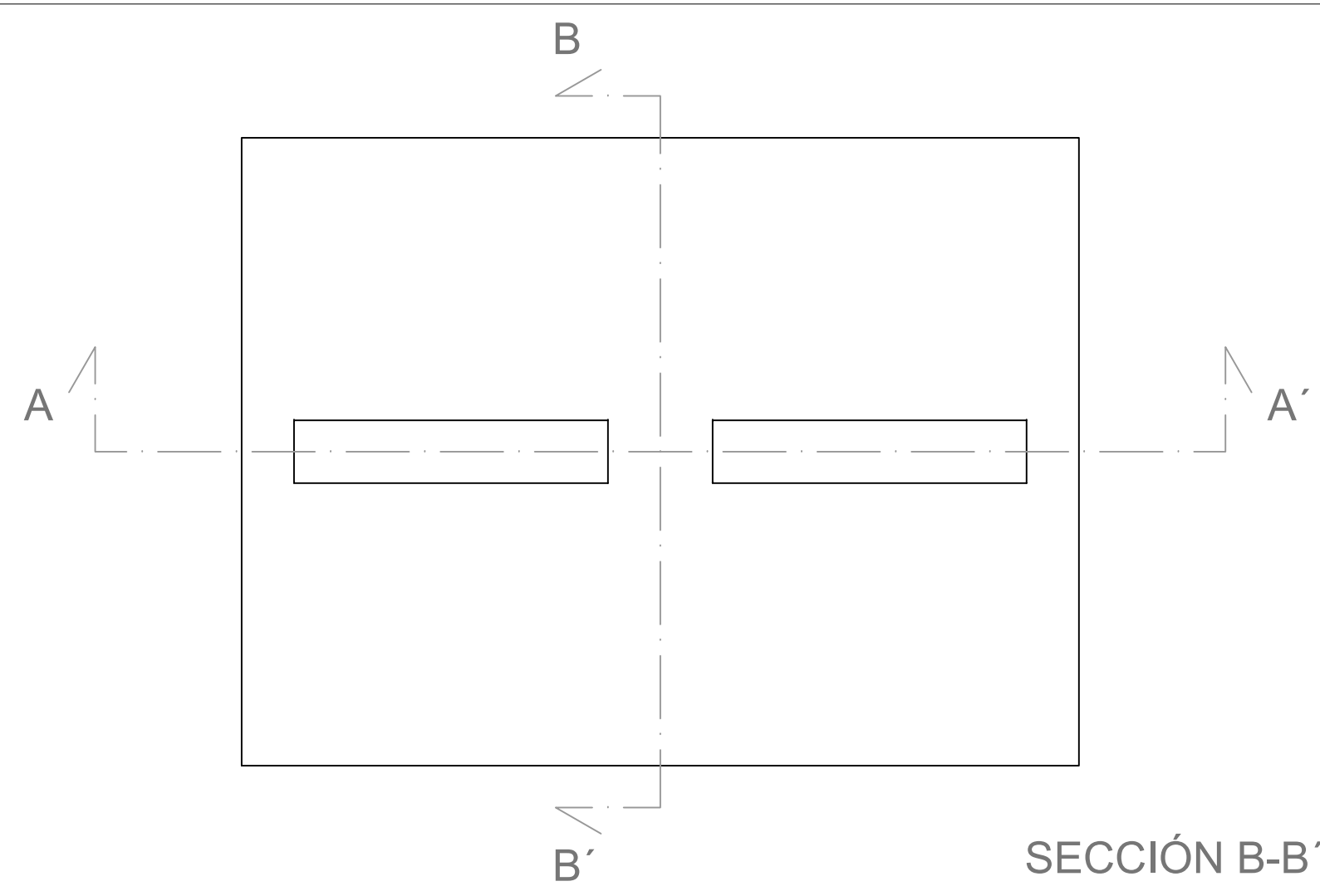


SECCIÓN A-A'

SECCIÓN B-B'

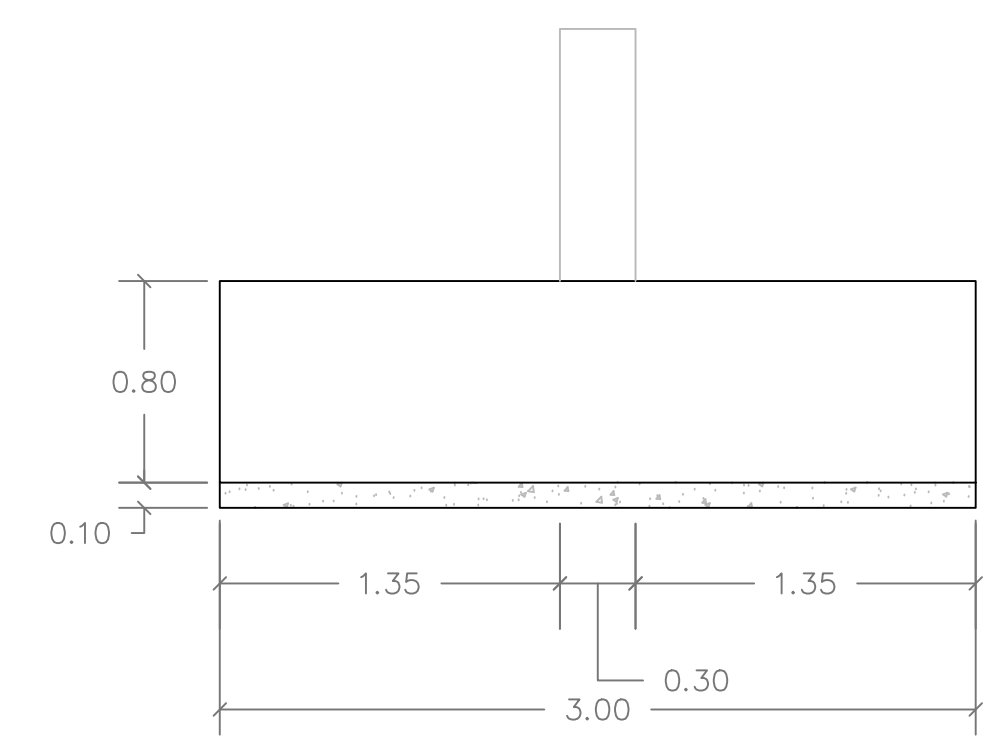
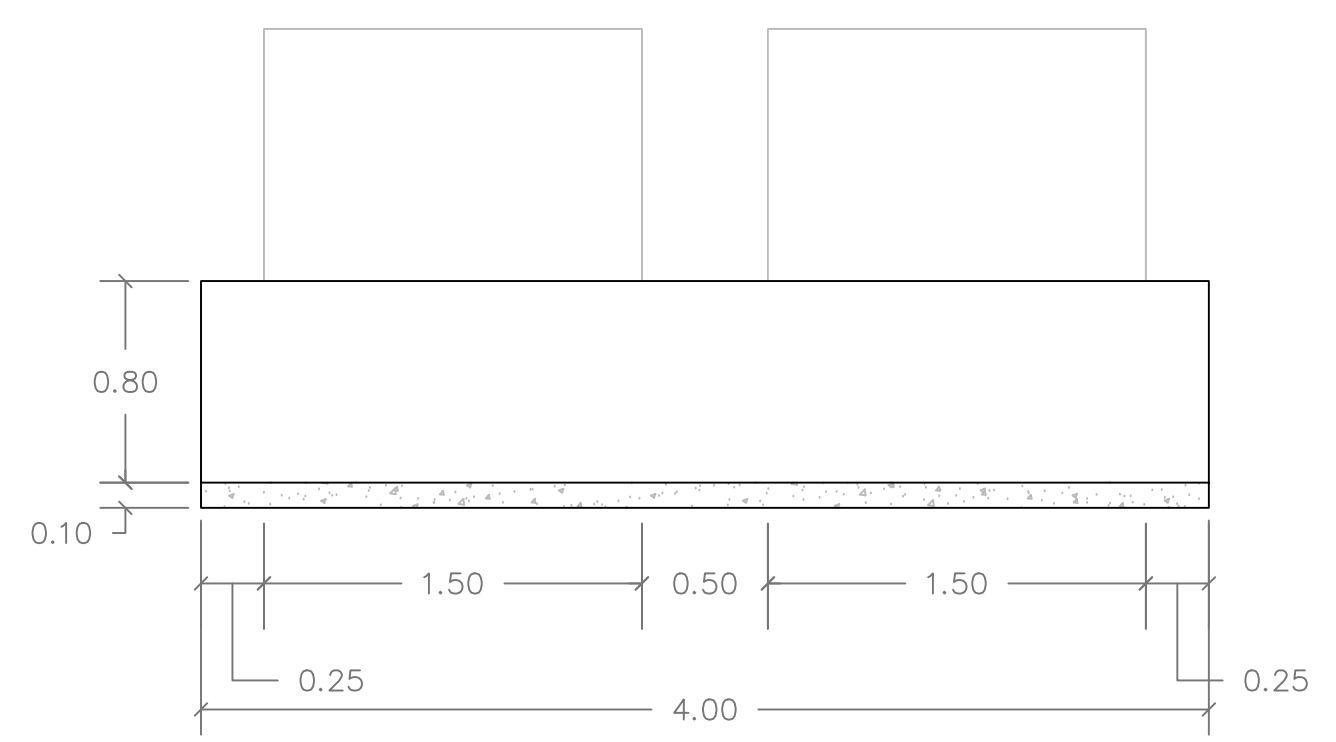


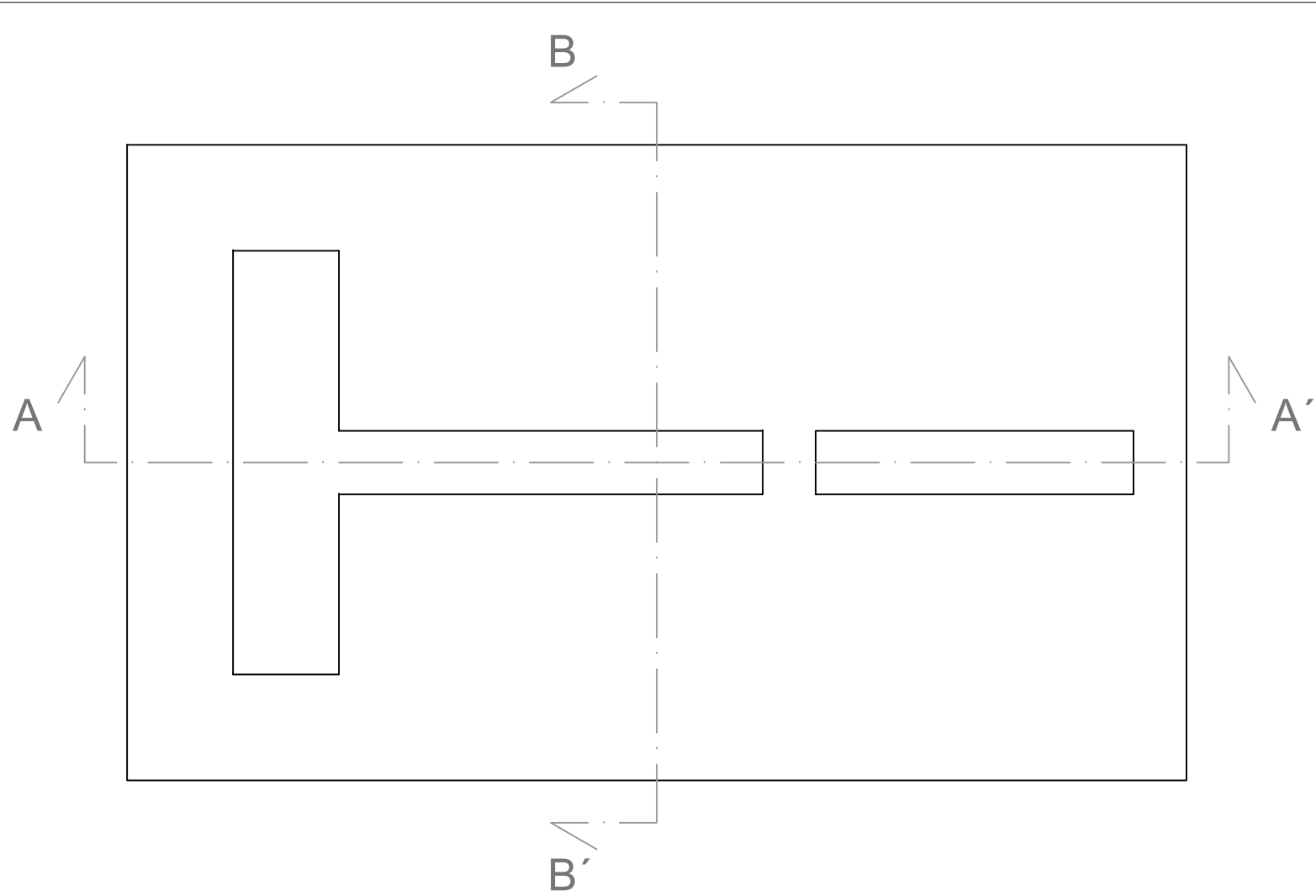
Nota: Cotas en metros



SECCIÓN A-A'

SECCIÓN B-B'

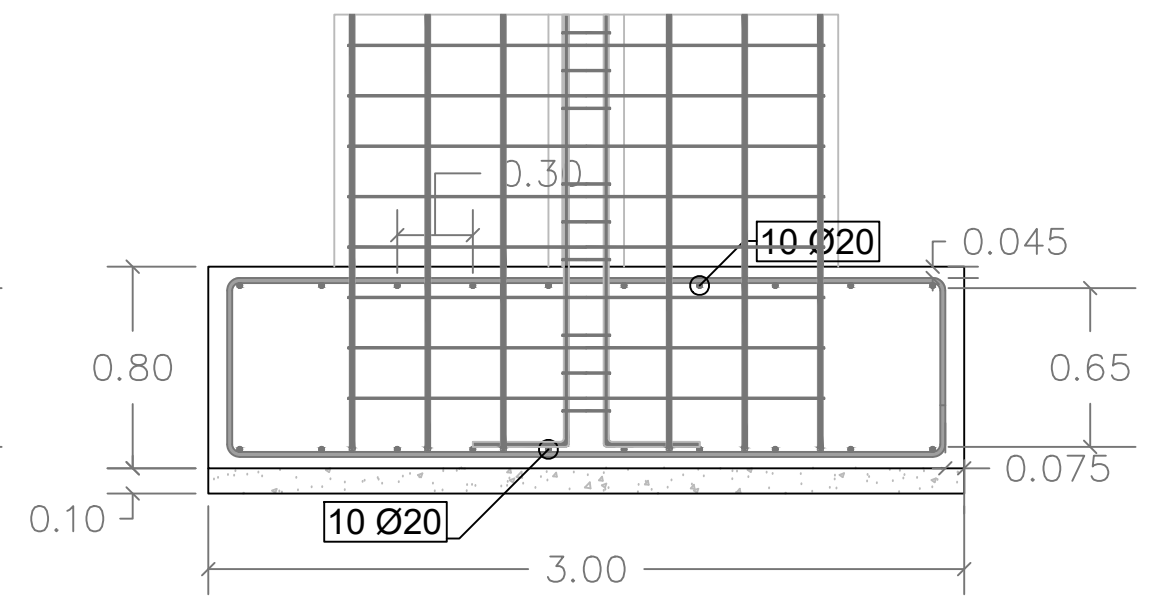
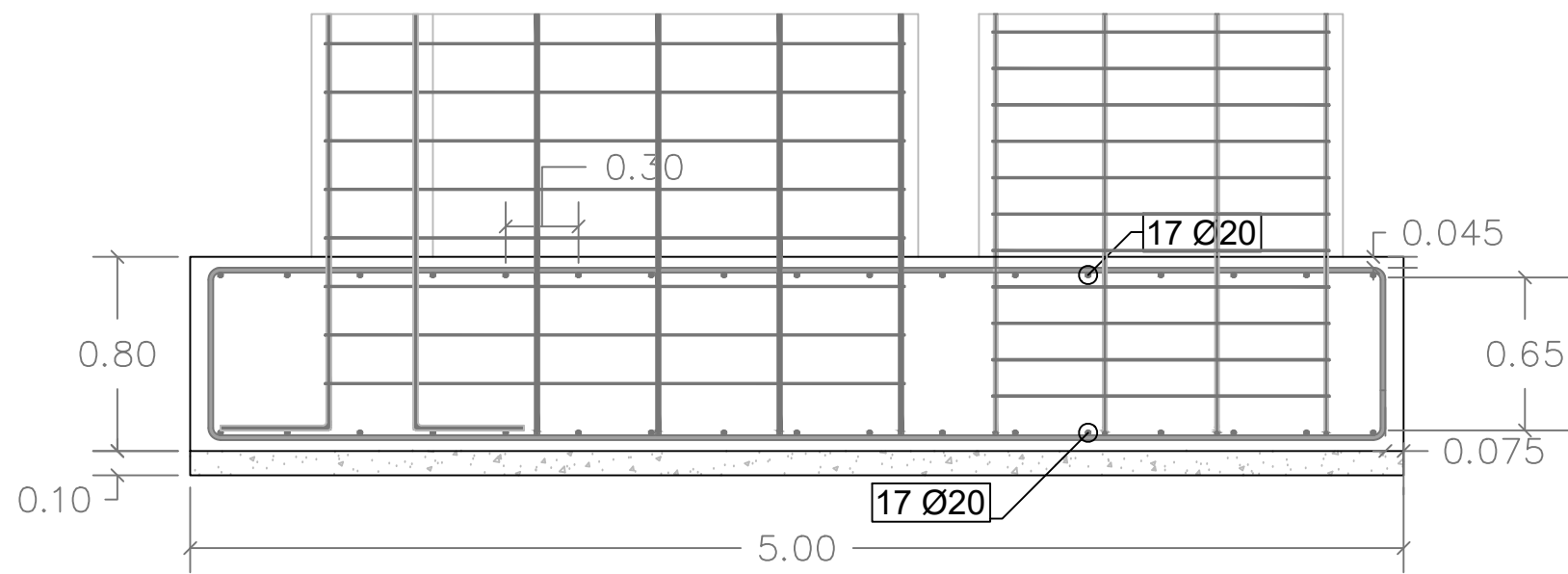




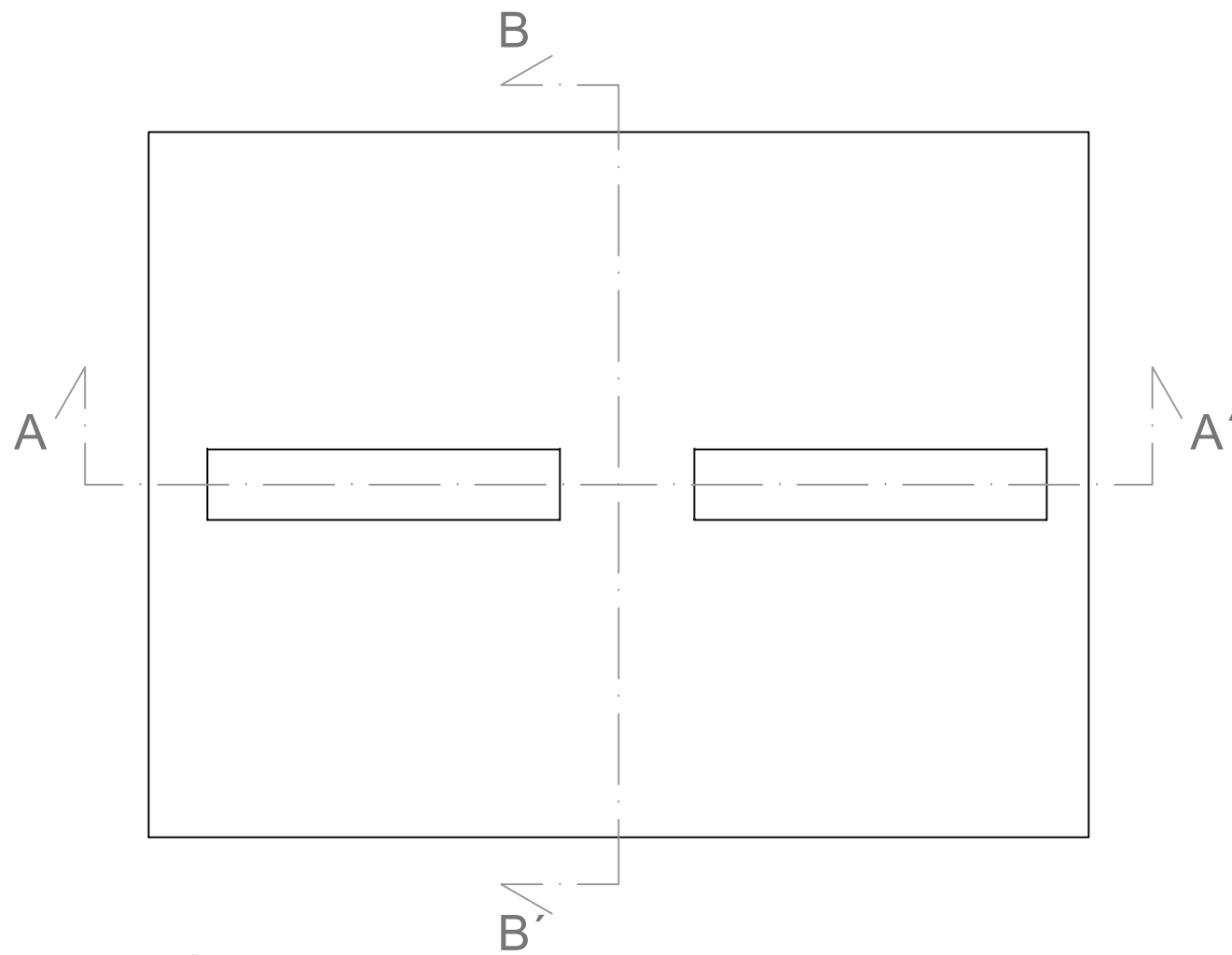
| Características de los materiales | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|---------------|--------------|----------------|-------------------|---------------------|-------------------|---------------|--------------|-------|
| Materiales | Hormigón | | | | | Acero | | | |
| | Control | | | Características | | Elemento | Nivel Control | Coef. Ponde. | Tipo |
| Elemento | Nivel Control | Coef. Ponde. | Tipo | Tamaño máx. árido | Exposición Ambiente | Barras corrugadas | Normal | 1,15 | B500S |
| Tablero | Normal | 1,5 | HA-30/B/20/IIb | 20 mm. | IIb | | | | |

SECCIÓN A-A'

SECCIÓN B-B'



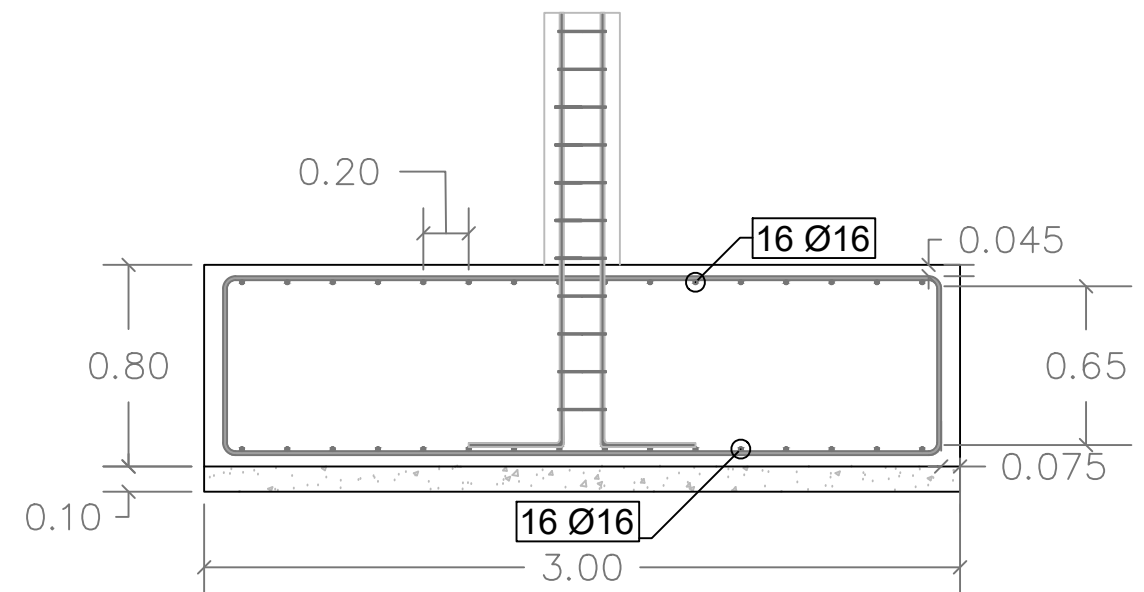
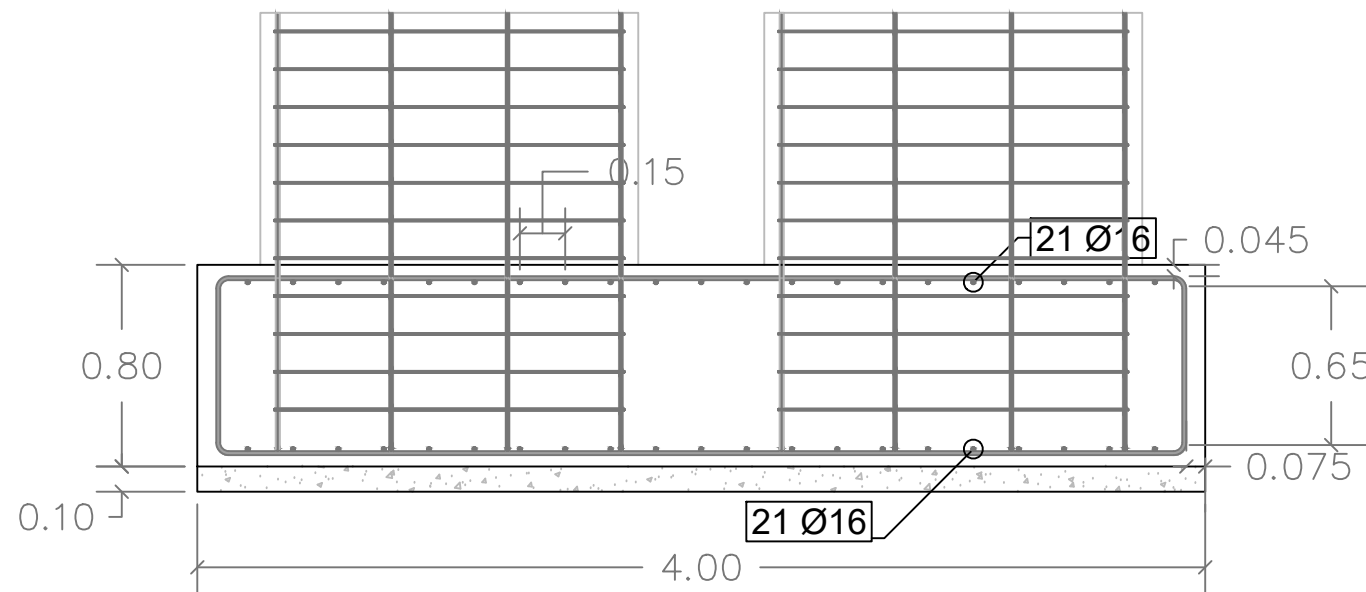
Nota: Cotas en metros



SECCIÓN A-A'

SECCIÓN B-B'

| Características de los materiales | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|---------------|--------------|-----------------|-------------------|---------------------|-------------------|---------------|--------------|-------|
| Materiales | Hormigón | | | | | Acero | | | |
| | Control | | Características | | | Elemento | Nivel Control | Coef. Ponde. | Tipo |
| Elemento | Nivel Control | Coef. Ponde. | Tipo | Tamaño máx. árido | Exposición Ambiente | Barras corrugadas | Normal | 1,15 | B500S |
| Tablero | Normal | 1,5 | HA-30/B/20/IIb | 20 mm. | IIb | | | | |



Nota: Cotas en metros