



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el
barranco de Santa Ana, T. M. de Benissa (Alicante)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: San Lorenzo Molins, Francisco Javier

Tutor/a: Garrido de la Torre, María Elvira

Cotutor/a: Monleón Cremades, Salvador

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Universidad Politécnica de Valencia

AUTOR: Francisco Javier San Lorenzo Molins

Tutor: Salvador Monleón Cremades

Cotutora: María Elvira Garrido de la Torre

Curso Académico: 2022/2023



Documento nº1:
Memoria



Índice de la Memoria

1. INTRODUCCIÓN	3
2. ANTECEDENTES	3
3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA	4
4. TRABAJOS PREVIOS	5
4.1. CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA.....	5
4.2. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....	5
4.3. GEOLOGÍA.....	5
4.4. SISMOLOGÍA.....	6
5. MODELO DEL TERRENO PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO	7
6. INPUT DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMPROBACIONES TÉCNICAS	8
6.1. PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES Y SOLUCIÓN FINAL PARA CIMENTACIONES DE TORRES.....	8
6.2. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS	10
6.3. APOYOS ESLASTOMÉRICOS	11
6.4. JUNTA DE DILATACIÓN	12
6.5. ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL EMPLAZAMIENTO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA	12
6.6. MOVIMIENTO DE TIERRAS A REALIZAR	13
7. MEDIO AMBIENTE Y SOSTENIBILIDAD.....	14
7.1. PROCEDIMIENTO DE RESTITUCIÓN DE LA VEGETACIÓN.....	14
7.2. PROPUESTA DE LA RESTAURACIÓN DEL PAISAJE EN LA ZONA DE TRABAJO	14
7.2.1. DEFINICIÓN DE LA ZONA AFECTADA.....	14
7.3. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS).....	15
8. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	15
8.1. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	16
8.2. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	16
8.3. ANÁLISIS DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA.....	17

Índice de Figuras

Figura 1. Visual desde aguas arriba del Puente del Quisi, ubicación aproximada de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.....	3
Figura 2. Vista en alzado de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.....	4
Figura 3. Vista en planta de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.	4
Figura 4. Vista en planta de una sección tubular de una torre con su correspondiente retenida. Fuente: Elaboración propia.....	4
Figura 5. Perfil de elevación de la zona de estudio.....	5
Figura 6. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME.....	5
Figura 7. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME.....	6
Figura 8. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional.	6
Figura 9. Perfil estratigráfico definido. Fuente: Elaboración propia.	8
Figura 10. Identificación de los materiales del perfil. Fuente: Elaboración propia.	8
Figura 11. Croquis del solape de los bulbos de presiones. Fuente: Elaboración propia.....	9
Figura 12. Dimensiones en metros del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes. Fuente: Elaboración propia.	10
Figura 13. Vista en alzado del diseño propuesto del estribo. Fuente: Elaboración propia.....	10
Figura 14. Vista en 3D del estribo. Fuente: Elaboración propia.	11
Figura 15. Acotación del apoyo MPF a emplear de la marca comercial Mekanogumba. Fuente: Mekanogumba.....	11
Figura 16. Acotación del apoyo fijo MPF a emplear de la marca comercial Mekanogumba. Fuente: Mekanogumba.....	11
Figura 17. Junta de dilatación T-160. Fuente: Catálogo CETEC.....	12
Figura 18. Resultado del análisis en el margen izquierdo con la solución y movimiento de tierras que proporciona un coeficiente de seguridad superior al mínimo exigido.	12
Figura 19. Resultado del análisis en el margen derecho con la solución y movimiento de tierras que proporciona un coeficiente de seguridad superior al mínimo exigido.	13
Figura 20. Diseño de la cimentación (encepado de pilotes) en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.	13
Figura 21. Diseño del estribo en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.	13
Figura 22. Zona a restaurar. Fuente: Elaboración propia.....	14
Figura 23. Subdivisión de zonas a restaurar. Fuente: Elaboración propia.....	14
Figura 24. % U. Obra respecto al PEM. Fuente: Elaboración propia.....	16

Índice de Tablas

Tabla 1. Comportamiento sísmico último de cálculo.	6
Tabla 2. Comportamiento sísmico frecuente de cálculo.....	7
Tabla 3. Presupuesto de ejecución material, PEM. Fuente: Elaboración propia.	16
Tabla 4. Presupuesto base de licitación, PBL. Fuente: Elaboración propia.....	16
Tabla 5. Ratio del PEM respecto el metro cuadrado de tablero	17
Tabla 6. Ratio por unidad de obra.....	17

1. INTRODUCCIÓN

La finalidad de este documento es sintetizar la información de mayor relevancia que se desarrolla con mayor profundidad en los distintos anejos del presente Trabajo de Fin de Máster (en adelante TFM), elaborado para cumplir con los requisitos necesarios para obtener la titulación de Ingeniería de Caminos Canales y Puertos.

Permite tener una idea global de la información, los distintos procesos y metodologías empleadas para proponer una solución al problema que plantea el presente trabajo, es decir, analizar el terreno y proponer un diseño de cimentaciones y estribos para una pasarela ciclopeatonal atirantada en el barranco de Santa Ana en Benissa (Alicante).

Este TFM se ha realizado en la modalidad Taller y, además, del diseño geotécnico objeto de este documento, se ha realizado el diseño estructural de la mencionada pasarela que constituye otros TFM que defiende el alumno Andrés H. Lluch Antón.

El objetivo que se pretende alcanzar con este TFM es desarrollar una solución eficiente y eficaz, desde el punto de vista técnico, para las cimentaciones y los estribos de esta estructura sin dejar de lado el punto de vista estético y de integración en el entorno.

Es importante mencionar la razón por la cual se ha abordado esta problemática. La realización del diseño de las cimentaciones y estribos para una estructura singular como la que se está tratando, podría ser un claro ejemplo de trabajo ingenieril, en el que no solo intervienen variables como la del diseño, sino que intervienen otras como la integración paisajística, la estética, la belleza, la restauración del paisaje entre otros. Se ha escogido el formato Taller con el objetivo de experimentar la forma habitual de trabajo en equipo en el desarrollo profesional del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

El diseño geotécnico, el cual incluye también el movimiento de tierras necesario y una restauración del paisaje, ha tratado de seguir la línea de la estética y mantener una integración paisajística adecuada. Esto se ha trabajado en el diseño de los estribos y en la elección de la vegetación elegida para la restauración del paisaje, buscando la sintonía entre paisaje y estructura.

2. ANTECEDENTES

La zona de estudio donde se pretende construir la pasarela objeto de este trabajo se ubica al sur de Benissa Alicante, más concretamente en el Barranco de Santa Ana, aguas arriba del Puente del Quisi.

Este viaducto ferroviario se inauguró en el año 1915 siguiendo en uso actualmente para la línea 9 de Tram de Alicante. Este es un hecho que ha provocado que tenga un gran valor patrimonial.

Por ello, la propuesta de realizar una pasarela curva atirantada, aguas arriba de este puente, resulta atractiva. Con este diseño se pretende proyectar una estructura elegante y estética, que aumente el valor del paisaje de la zona, se integre en ella y que además sirva como mirador al Puente del Quisi y el frente mediterráneo que se divisa desde este emplazamiento.

Además, esta pasarela, va a servir de conexión entre dos sendas, las cuales en la actualidad son frecuentadas por personas que realizan un ocio rural, haciendo senderismo, ciclismo o simplemente, pasear por la zona apreciando el Puente del Quisi y la visual de la costa de Alicante que se observa desde la zona de actuación.

Por tanto, el objetivo de esta pasarela es doble, por un lado, resulta una solución para conectar estas sendas y, por otro lado, actúa como mirador y como elemento potenciador del valor paisajístico de la zona.

La Figura 1 muestra una visual a nivel de la superficie del terreno, que se tiene del Puente del Quisi y del entorno desde la ubicación aproximada de la pasarela.



Figura 1. Visual desde aguas arriba del Puente del Quisi, ubicación aproximada de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

Antes de proceder a realizar un estudio de soluciones, es necesario conocer la estructura que se pretende cimentar y diseñar los estribos.

Se trata de una pasarela atirantada con trazado curvo, con una longitud de 300 metros aproximadamente, cóncava desde aguas abajo del Puente del Quisi. Esta pasarela, se compone de un tablero, tirantes, dos estribos, dos torres, las cuales están formadas por dos secciones tubulares y cuatro retenidas, dos por torre que llegan hasta la cimentación.

Se puede apreciar en las siguientes figuras, el alzado de la pasarela (Figura 2) y la vista en planta de la misma (Figura 3).

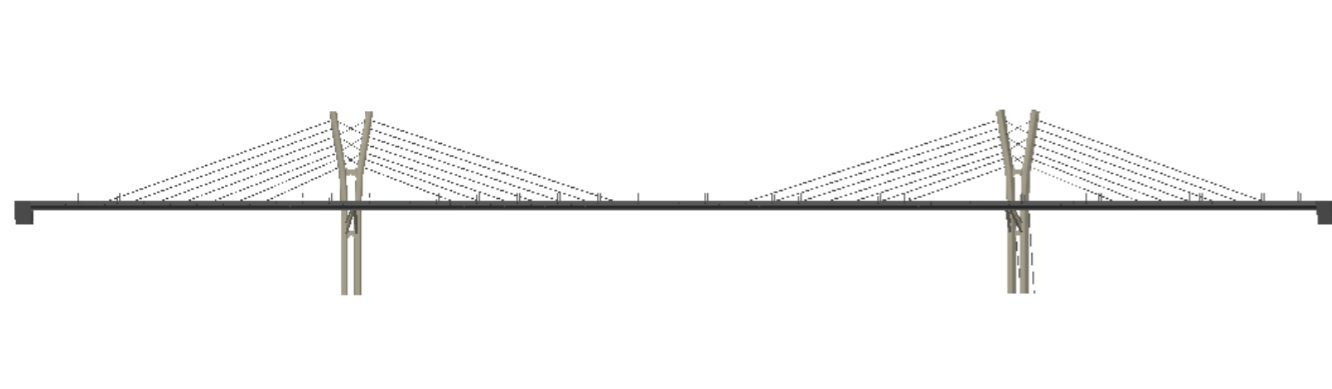


Figura 2. Vista en alzado de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

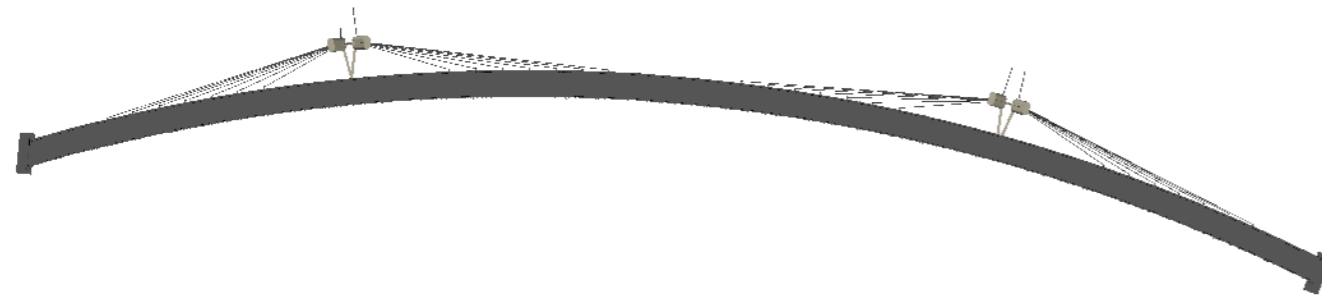


Figura 3. Vista en planta de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

Las retenidas llegan a la cimentación y se anclan, mientras que las torres presentan una forma que es necesaria explicar. La sección transversal de la pila de cada una de las torres es un rectángulo con las

esquinas redondeadas que circunscribe las dos secciones circulares de los pilares tubulares que se mencionaban anteriormente, esto se puede observar en la siguiente figura (acotación en metros):

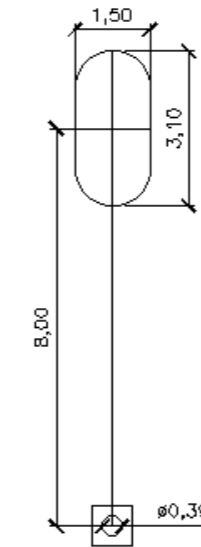


Figura 4. Vista en planta de una sección tubular de una torre con su correspondiente retenida. Fuente: Elaboración propia.

4. TRABAJOS PREVIOS

Para llevar a cabo el objeto principal de este trabajo, es decir, el diseño de las cimentaciones y los estribos de la pasarela es necesario realizar una serie de trabajos previos con el fin obtener cierta información que podría influir en el diseño de los distintos elementos, así como en el proceso que se siga en este trabajo.

Se van a explicar en los siguientes subapartados aquellos aspectos más importantes de estos trabajos, ya que existe un mayor detalle de la información en su correspondiente anejo.

4.1. CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA

Como se ha mencionado la zona de trabajo se ubica en Alicante, donde existe un clima mediterráneo. Este clima se caracteriza por tener periodos de sequía prologados con lluvias torrenciales, cada vez más frecuentes. En cuanto a las temperaturas, son las propias de este clima, en los meses calurosos, desde mitad de junio hasta mitad de septiembre se tiene una temperatura media de 27°C. Mientras que, en los meses fríos, desde mitad de noviembre a mitad de abril, se tiene una temperatura media de 7°C.

La importancia de realizar este estudio está relacionada con la tipología de infraestructura que se pretende diseñar, pues se trata de una pasarela que va a salvar un barranco.

Con este estudio, se observa que el barranco de Santa Ana tiene un caudal estacionario, solo con las precipitaciones estacionales. Además, se comprueba cual es la disposición más adecuada de las torres de la pasarela de forma que no influyan ni aguas debajo de la pasarela ni aguas arriba de la misma. Este estudio se ha realizado mediante la aplicación informática HEC-RAS

4.2. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.

En este apartado se obtiene información de la situación topográfica de la zona de estudio.

También se observa la superficie topográfica de trabajo, así como el perfil de elevación del terreno que se tiene en la zona, el cual presenta una forma de V abierta, con zonas casi horizontales, en los márgenes del barranco, donde se puede empezar a pensar que podría ser la zona idónea para la ubicación de las torres de la pasarela.

La siguiente figura (Figura 5) muestra el perfil del terreno existente en la zona de estudio, donde se observa la diferencia de cotas que deberá salvar la pasarela y aguas debajo de esta. Esta figura proporciona la profundidad del barranco, estando el lecho del mismo a cota 94 m.s.n.m. y la cota de la rasante de la nueva pasarela a 130 m.s.n.m.

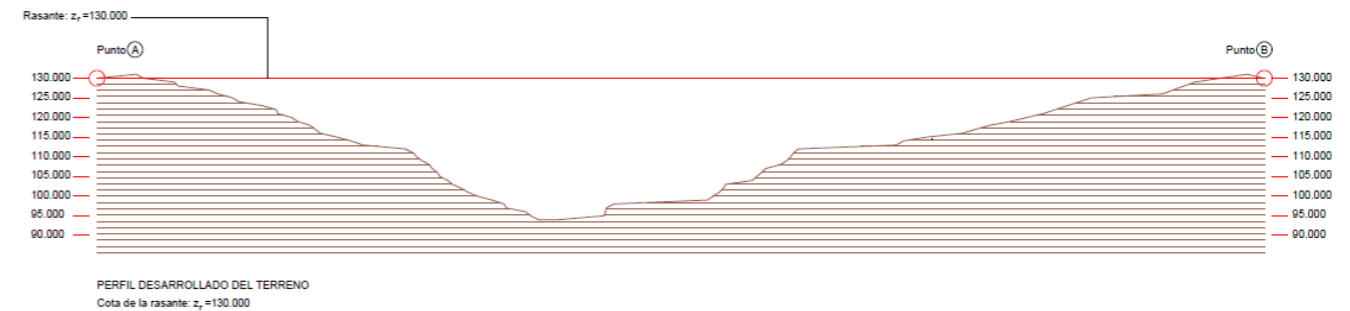


Figura 5. Perfil de elevación de la zona de estudio.

4.3. GEOLOGÍA

En este apartado se pretende caracterizar la zona de estudio dentro del ámbito geológico. Para ello se utiliza la información que proporciona el Instituto Geológico y Minero de España (IGME), más concretamente en la hoja N° 822-Magna a una escala de 1/50000.

Con esta información se obtiene que alrededor del barranco se pueden identificar materiales pertenecientes al Mioceno medio-superior. Además, aunque de una forma más localizada, existen materiales más antiguos, aunque también de edad terciaria, correspondientes a formaciones del Paleógeno.

Seguidamente se pueden observar dos figuras, la primera (Figura 6) de ellas identifica cada zona según la información que se puede encontrar en el IGME, la segunda (Figura 7) muestra una vista de la zona de estudio con la información del IGME donde se muestra que los materiales que predominantemente afloran en el entorno de la zona de estudio están constituidos principalmente por margas aunque en el fondo del barranco es común encontrar además materiales granulares de origen coluvial.

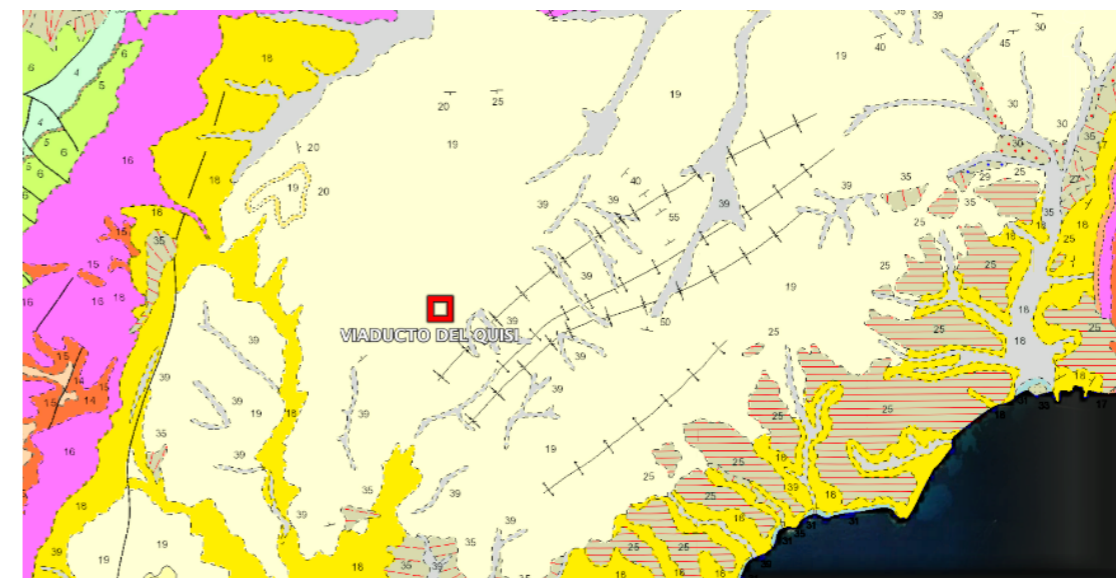


Figura 6. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME.

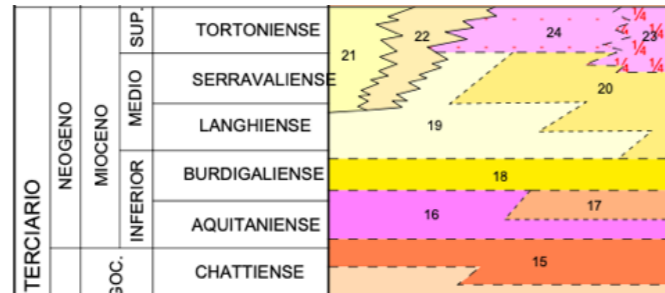


Figura 7. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME.

Además, se realiza una descripción de la situación tectónica de la zona, así como de la geomorfología, donde se puede concluir que:

- **TECTÓNICA:** En la Hoja de Benissa no se detectan estructuras de interferencia, si bien existen direcciones de pliegues NO-SE y ONO-ESE que se pueden observar en la Figura 4, similares a los de las Sierras de Aixorta, Oro, Bernia y Mongó. Estos pliegues están estrechamente ligados a sistemas de fallas dextrales. Este tipo de estructuras geológicas no afectan directamente a la zona donde se prevé ubicar la pasarela.
- **GEOMORFOLOGÍA:** La zona de estudio se caracteriza por ser una zona deprimida, con la formación de zonas con relieves no muy acusados, pero que no llega a considerarse una llanura, esta morfología favorece la creación de barrancos por donde discurre la escorrentía de la lluvia. Por lo general apenas hay zonas montañosas o que tengan una elevación considerable, por lo que a pesar de lo que se ha mencionado anteriormente referida a la, diferencia de elevación entre Benissa y la zona de estudio es de 130 metros aproximadamente, dos zonas que se encuentran a una distancia aproximada de 2 km, también se puede considerar que es una zona sin demasiados accidentes geológicos. Por lo que se encuentra una superficie regular.

4.4. SISMOLOGÍA

El estudio de la sismología resulta esencial, pues según la zona tendrá mayor o menor relevancia. La finalidad es la caracterización del espectro de respuesta elástica del terreno frente a sismo, esta acción, dependiendo de la zona de territorio español, tendrá una mayor relevancia o no en las posteriores comprobaciones de cálculo y diseño de los diferentes elementos de las estructuras.

La normativa vigente en lo que se refiere al diseño de puentes y pasarelas es la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07), indica que el área de actuación se encuentra en una zona con una aceleración sísmica mayo al límite que se establece en 0,04g (Figura 8).

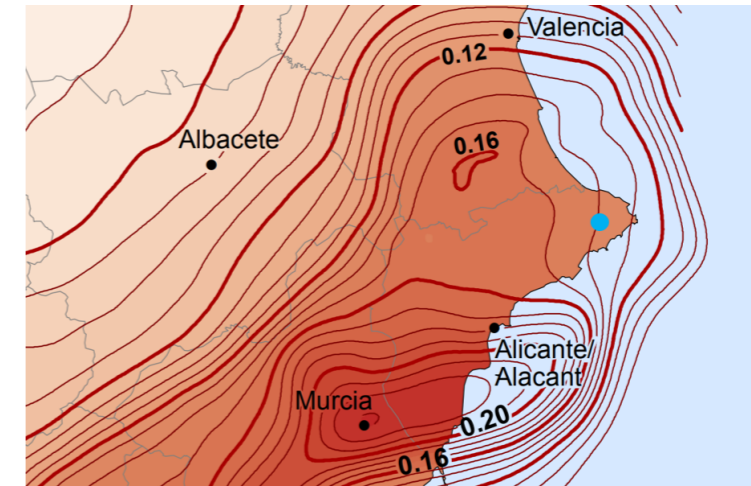


Figura 8. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

Después de realizar los cálculos correspondientes, se obtienen los parámetros sísmicos que se muestran en las siguientes tablas.

La primera de ellas corresponde al sismo último de cálculo correspondiente a un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 1. Comportamiento sísmico último de cálculo.

Comportamiento sísmico último de cálculo		
Aceleración sísmica básica	a_b (m ² /s)	1,569
Factor de importancia estructural	γ_l	1
Período de retorno	P_R (años)	500
Factor período de retorno	γ_{ll}	1
Coefficiente de riesgo	ρ	1
Coefficiente del terreno	C	1,3
Coefficiente de amplificación del terreno	S	1,04
Coefficiente de contribución	K	1
Aceleración sísmica de cálculo	a_c (m ² /s)	1,632
Tramos del espectro de cálculo	T_A	0,13
	T_B	0,52
	T_C	3,30
Índice de amortiguamiento	ζ	4
Factor de amortiguamiento	ν	1,09
Velocidad horizontal máxima superficie terreno	v_c (m/s)	0,170
Desplazamiento horizontal máxima superficie terreno	d_c (m)	0,070

Por otra parte, la segunda tabla ilustra los valores correspondientes a el sismo frecuente de servicio asociado a un periodo de retorno de 100 años.



Tabla 2. Comportamiento sísmico frecuente de cálculo.

Comportamiento sísmico frecuente/de servicio de cálculo		
Aceleración sísmica básica	a_b (m ² /s)	1,569
Factor de importancia estructura	γ_I	1
Período de retorno	P_R (años)	100
Factor período de retorno	γ_{II}	0,525
Coefficiente de riesgo	ρ	0,525
Coefficiente del terreno	C	1,3
Coefficiente de amplificación del terreno	S	1,04
Coefficiente de contribución	K	1
Aceleración sísmica de cálculo	a_c (m ² /s)	1,632
Tramos del espectro de cálculo	T_A	0,065
	T_B	0,26
	T_C	1,65
Índice de amortiguamiento	ζ	2
Factor de amortiguamiento	ν	1,44
Velocidad horizontal máxima superficie terreno	v_c (m/s)	0,084
Desplazamiento horizontal máxima superficie terreno	d_c (m)	0,017

5. MODELO DEL TERRENO PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO

En este apartado se procede a analizar de forma detallada la información obtenida de la campaña geotécnica y posteriores ensayos realizados en el Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante, única fuente de información disponible en el momento de redactar este documento.

La finalidad de este análisis es parametrizar el terreno sobre el que se va a apoyar la estructura y establecer un perfil lito-estratigráfico del mismo.

Después de este análisis, el perfil del terreno se puede sintetizar en los siguientes estratos:

- **Nivel 1:** Correspondiente a suelo vegetal y margas alteradas. Se estima que la potencia media de dicho nivel es de 2,60 metros y en cuanto a su valor de resistencia es bajo pues al tratarse de una mezcla de suelo vegetal, el cual no posee propiedades de resistencia y de unas margas muy alteradas no van a contribuir a la resistencia.
 - Resistencia a compresión simple: 750 kPa.
 - Ángulo de rozamiento: 28°.
 - Densidad seca: 1,91 g/cm³.
 - Densidad aparente: 2,14 g/cm³.
 - Densidad saturada: 2,19 g/cm³.

- **Nivel 2:** En este nivel se observa una alternancia de margas, margocalizas y calizas, siendo el espesor de las calizas de unos 40 centímetros. La potencia media de este nivel es de 1,25 metros y se localiza a partir de una profundidad de 2,60 metros y su muro se encuentra en 3,85 metros de profundidad, aproximadamente. La parametrización que se adjudica a este nivel es la siguiente:
 - Resistencia a compresión simple 20 MPa.
 - Densidad seca: 2,55 g/cm³.
 - Densidad saturada: 2,61 g/cm³.
 - Densidad sumergida: 1,61 g/cm³.
 - Porosidad: 5,6%.
 - Índice de poros: 0,059
 - RMR: 65.

- **Nivel 3:** Este estrato se localiza entre 3,85 y 5,25 metros de profundidad, presentado una potencia media de 1,4 metros. El estrato se compone principalmente de margocaliza y calizamargosa. Este estrato presenta los siguientes parámetros:
 - Resistencia a compresión simple 20 MPa.
 - Densidad seca: 2,55 g/cm³.
 - Densidad saturada: 2,61 g/cm³.
 - Densidad sumergida: 1,61 g/cm³.
 - Porosidad: 5,6%.
 - Índice de poros: 0,059
 - RMR: 65.

- **Nivel 4:** Este último estrato, empieza a 5,25 metros y termina a 13 metros de profundidad, en los sondeos cercanos a la zona donde se ubicará la pasarela. Pero esto se debe a que los sondeos finalizan a esta profundidad. En otros sondeos de la misma campaña geotécnica más cercanos al cauce del barranco, hasta una profundidad de 22,5 metros (sondeo más profundo), e observa que aún siguen apareciendo calizas a esta profundidad. Por lo tanto, dada la homogeneidad geológica del entorno en la zona donde se prevé el futuro emplazamiento de la pasarela se puede suponer que después de los 13 metros de profundidad seguirá habiendo caliza. Los valores que se le adjudican a este nivel son los que se muestran a continuación:

- Resistencia a compresión simple: 50 MPa
- Densidad: $2,65 \text{ g/cm}^3$.
- Densidad saturada: $2,61 \text{ g/cm}^3$.
- Porosidad: $< 2\%$.
- RMR: 85

Se muestra a continuación el perfil estratigráfico que se ha deducido de los resultados de la mencionada campaña geotécnica, que muestra los niveles anteriormente referidos.

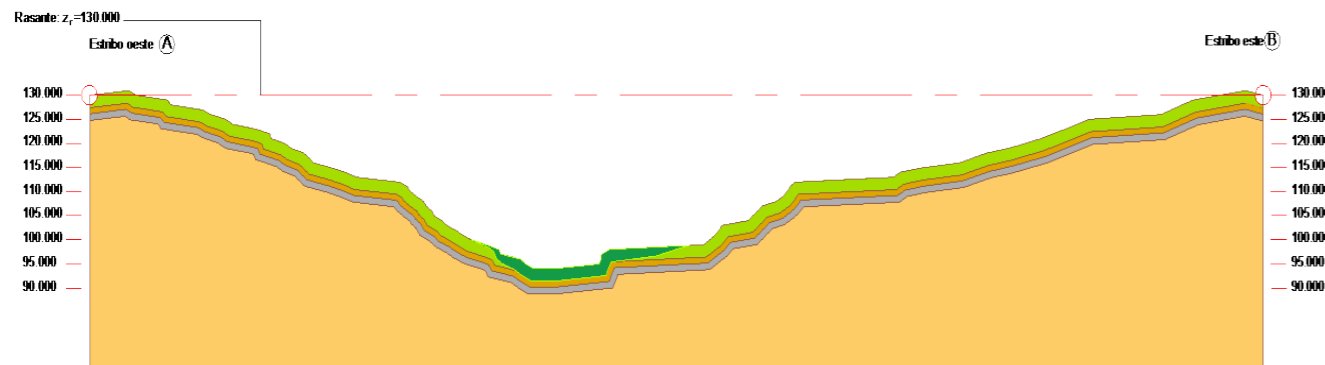


Figura 9. Perfil estratigráfico definido. Fuente: Elaboración propia.

LEYENDA		
MATERIAL	CÓDIGO	ESPESOR DEL NIVEL
RELLENO COLUMIAL		2.6 m
SUELO VEGETAL		2.6 m
ALTERNANCIA MARGAS Y CALIZAS ALTERADAS		1.25 m
MARGOCALIZA Y CALIZA MARGOSA		1.4 m
CALIZAS		10 m

Figura 10. Identificación de los materiales del perfil. Fuente: Elaboración propia.

6. INPUT DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMPROBACIONES TÉCNICAS

La finalidad de este apartado es describir el proceso seguido para elegir la tipología de cimentación y tipo de estribos a diseñar para la pasarela objeto de este trabajo. Se va a describir de forma general este proceso, pues en el *Anejo 7. Input del análisis estructural y diseño de cimentaciones* se encuentra este proceso de forma detallada.

Para llevar a cabo la elección del diseño óptimo de las cimentaciones de las torres y el diseño de los estribos, es necesario tener en cuenta todos los condicionantes previos derivados de los estudios previos enumerados anteriormente y de la propia concepción estructural de la pasarela. Del análisis de estos condicionantes, se concluye que el presente trabajo va a tener dos premisas fundamentales:

- No influir de forma significativa en el entorno, es decir, que se tenga que actuar lo menos posible en la zona.
- Restaurar la zona de actuación, con el objetivo de dejarla lo más parecido a antes de la actuación.

6.1. PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES Y SOLUCIÓN FINAL PARA CIMENTACIONES DE TORRES

Con los objetivos mencionados anteriormente, se procede a realizar un planteamiento de soluciones, donde en primer lugar se estudia la viabilidad de realizar una cimentación directa o una indirecta. Posteriormente, se procede a descartar tanto las tipologías de cimentación directa e indirecta que no resultan viables, bien sea por el volumen de material a emplear, condicionantes geométricos, la tipología de la cimentación no es adecuada para la magnitud de las cargas que se transmiten, o simplemente el procedimiento constructivo a partir de simples comprobaciones de predimensionamiento.

En este punto del análisis, son tres las tipologías que a priori parecen viables, estas tipologías son las siguientes:

- Zapatas con viga de atado.
- Zapatas aisladas para torres y retenidas.
- Encepado de pilotes.

Para comprobar la viabilidad de cada alternativa viable, se han llevado a cabo comprobaciones de predimensionamiento de la siguiente forma. Se ha utilizado la carga axil que transmite la estructura a las cimentaciones y la presión admisible del terreno, con ello se obtenía una aproximación del área requerida para cada solución.

Mediante esta comprobación y estudiando si existe solape de los bulbos de presiones de ambas zapatas, las zapatas con viga de atado quedan descartadas, pues se obtiene un área considerable, se muestra esta comprobación seguidamente:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{A}$$

Donde:

- σ_{adm} : Presión sobre el terreno.
- N: Axil, transmitido a la cimentación.
- A: Área mínima necesaria para soportar el axil.

Por lo tanto, como se conoce la σ_{adm} y N, se puede hacer un primer predimensionamiento que nos indique las dimensiones de la zapata, necesitando en total la siguiente área para las torres:

$$A = 80 \text{ m}^2$$

Para las retenidas se tendría la siguiente área:

$$A = 25 \text{ m}^2$$

Para la obtención de la profundidad de los bulbos de presiones se han obtenido los siguientes resultados, a partir de la carga correspondiente:

Zapata de las retenidas

$$2 * 5 = 10 \text{ m}$$

Zapata de las torres

$$2 * 9 = 18 \text{ m}$$

Ante los resultados obtenidos y como se observa en la Figura 11 (acotada en metros) se produce un solape de los bulbos de presiones de ambas zapatas que podría ocasionar problemas de asientos diferenciales entre los dos cimientos, razón por la cual esta tipología de cimentación quedaría descartada.

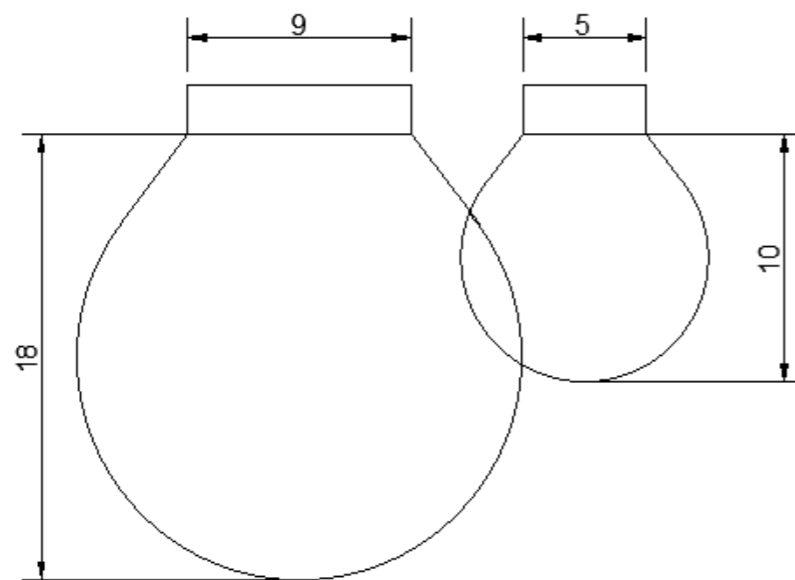


Figura 11. Croquis del solape de los bulbos de presiones. Fuente: Elaboración propia.

Por este motivo se comprueba la opción de utilizar una zapata conjunta que recoja los esfuerzos transmitidos por la torre con su correspondiente retenida. La comprobación previa es similar a la anterior, se trata de determinar las dimensiones mínimas que tendría que presentar esta zapata común.

Por lo tanto, como se conoce la σ_{adm} y el axil máximo, se puede hacer un primer predimensionamiento que proporcione unas dimensiones de la zapata, necesitando en total un área de 105 m^2 que no sería viable por que existe una limitación geométrica en las zonas más llanas del perfil del barranco, donde van a ir colocadas las torres. Esta limitación impide que la cimentación pueda crecer en la dirección X, o la perpendicular al eje del barranco, por lo que si se eligiera esta solución, la zapata tendría unas dimensiones considerables en dirección Y.

Ante los resultados obtenidos, cuando es inviable la ejecución de una cimentación directa, se pasa al diseño de una cimentación indirecta. En este caso, se ha decidido que la que resulta idónea para una estructura de este tipo, que transmite unos esfuerzos tan elevados es llevar a cabo un pilotaje con un encepado común que reciba los esfuerzos tanto de la torre como de su correspondiente retenida.

Para desarrollar esta solución se siguen las indicaciones de la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera.

El proceso seguido para correcto diseño de esta cimentación indirecta ha sido el siguiente:

- Se han probado diversas configuraciones de grupos de pilotes en planta, como 2x3, 2x4 o 2x4 con un pilote en el centro del encepado.
- Con cada configuración se ha estudiado los esfuerzos que recibe cada pilote y se ha exigido que los esfuerzos se repartan de una forma lo más uniformemente posible entre los distintos pilotes que conforman el grupo.
- Una vez se obtiene la configuración adecuada, en este caso ha sido la configuración formada por dos filas de pilotes con cuatro pilotes cada una más un pilote en el centro del encepado, de forma que los pilotes trabajan la gran mayoría de forma uniforme, se procede a establecer la longitud exacta y el diámetro. Hay que destacar, que para llevar a cabo las configuraciones anteriores se han utilizado siempre los mismo radios y diámetros, pues la finalidad era encontrar la configuración que mejor trabajase. Finalmente se han dimensionado pilotes con un diámetro de 1 metro y una longitud de 6 metros. Este pilote irá empotrado en la roca, trabajando en gran parte por punta.

Finalmente se obtiene la configuración de pilotes que se muestra a continuación, con unas dimensiones del encepado de 8 metros de ancho, 18 metros de largo y 3 metros de canto (Figura 12).

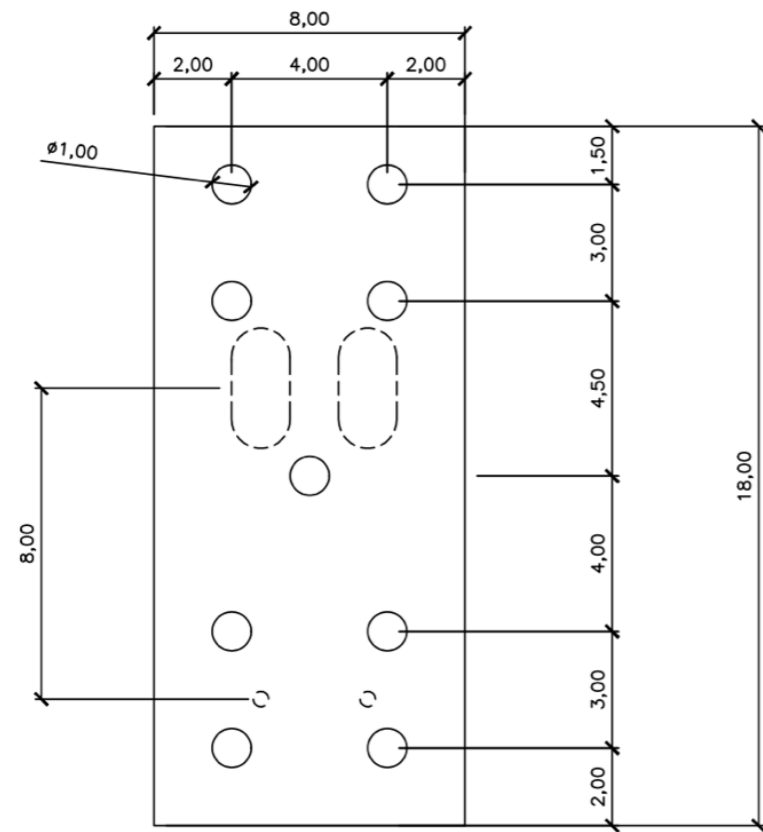


Figura 12. Dimensiones en metros del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes. Fuente: Elaboración propia.

6.2. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Con la cimentación resuelta, se procede al diseño de los estribos. Para llevar a cabo el diseño de los estribos, donde el tablero de la pasarela va a apoyarse y transmitirá una carga de 1433 kN, según se ha obtenido en el diseño estructural de la pasarela.

Ante una carga tan baja y estando en un terreno con una resistencia bastante elevada, se decide realizar el dimensionamiento del estribo utilizando la aplicación informática CypeCad, la cual ante las condiciones que se tienen resulta idónea para este diseño.

Previamente, se ha realizado un análisis estudiando la tipología más adecuada decidiendo finalmente diseñar los estribos cerrados, pues cumple además de las funciones principales de un estribo. En este diseño se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Esta tipología de estribo se apoya sobre el terreno natural, y por la calidad del terreno es idóneo aprovechar esta característica.
2. Una de sus ventajas es que no sea necesario verter tierras en la parte frontal del estribo, cumpliendo así con los requisitos estéticos que se pretenden conseguir con el diseño de los estribos.

3. Por funcionalidad, es una de las tipologías más usadas hoy en día, y para las dimensiones del tablero, que va a quedar apoyado sobre este y las cargas que va a tener que soportar lo hacen a priori la opción más viable técnica y económicamente.

Finalmente se obtiene el siguiente estribo, el cual cumple a los requerimientos necesarios para que sea válido.

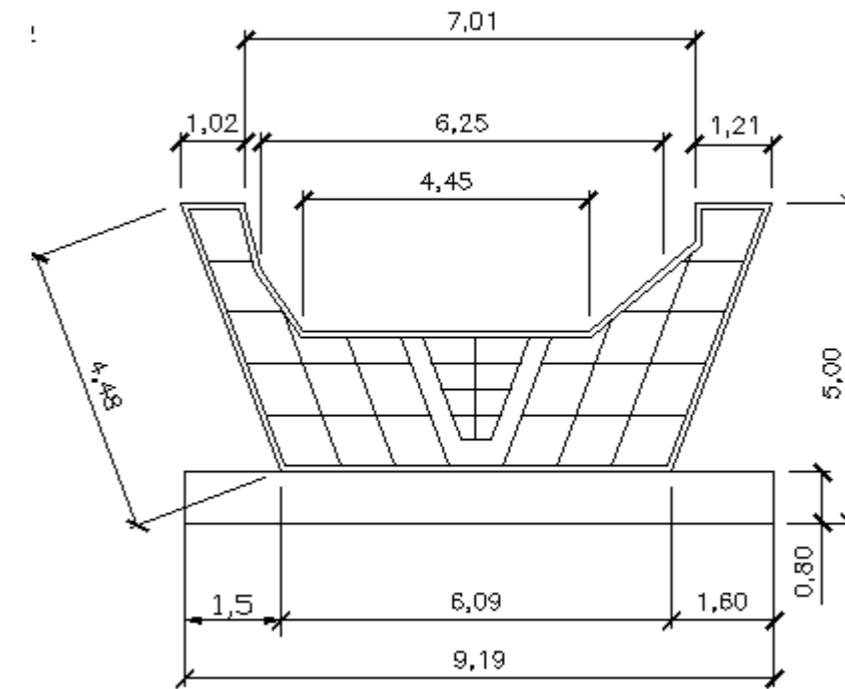


Figura 13. Vista en alzado del diseño propuesto del estribo. Fuente: Elaboración propia.

Además, uno de los objetivos de este trabajo es tener en cuenta la consideración estética a la hora de proponer un diseño. En este apartado, se van a realizar una serie de comentarios referentes al estribo y a su valor estético.

Como se ha comentado se ha optado por una tipología de estribo cerrado. A continuación, se muestra el diseño final del estribo, (Figura 14) donde se pueden comentar las siguientes características que dotan de un valor estético a este elemento.

- La forma que adopta el estribo se asemeja a una vid, un cultivo propio de la zona donde se encuentra. Esto hace que la estructura entre en armonía con el entorno.
- El color del estribo, se integra en el paisaje, sin resaltar en exceso por el color.
- Los berenjenos horizontales dispuestos en el estribo, así como su oblicuidad le dotan a este elemento de una sensación de movimiento.
- Los berenjeno, contribuye a que en el elemento se perciba la repetición y con ellos se consigue que exista un ritmo.

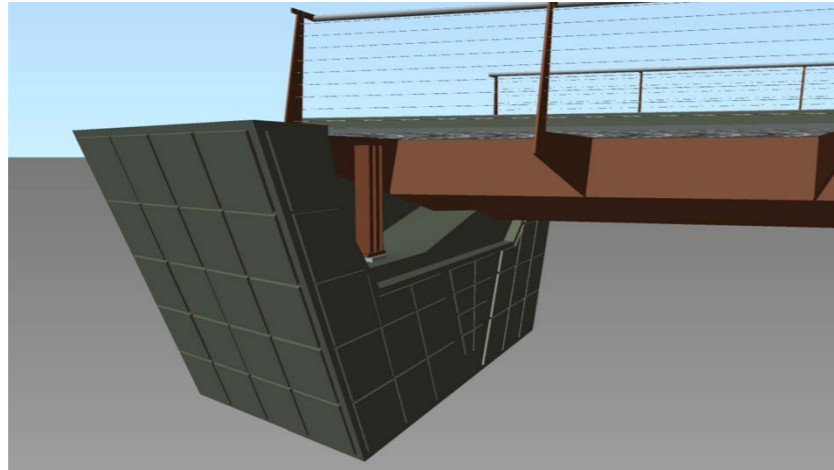


Figura 14. Vista en 3D del estribo. Fuente: Elaboración propia.

6.3. APOYOS ESLASTOMÉRICOS

Con los estribos diseñados, el siguiente paso es el diseño de los apoyos elastoméricos, los cuales van a servir de elemento de conexión entre el tablero y el estribo. Tras un análisis previo, donde se han estudiado las distintas tipologías de apoyos elastoméricos existentes, se ha considerado que la más adecuada es una tipología C1. Se decide la colocación de cuatro neoprenos en cada estribo, dos verticales en los laterales del tablero y otros dos horizontales ubicados en la base del tablero.

Es necesario destacar que existen chapas metálicas que actúan de conector entre el neopreno y el estribo, como en el caso de los neoprenos verticales, y otras chapas que funcionan de elemento de transición entre el neopreno y el tablero, como ocurre en los elementos horizontales.

A continuación, se muestran unos modelos genéricos de estos estribos y las dimensiones elegidas a partir del valor de carga vertical que se ha obtenido del catálogo comercial Mecanogumba.

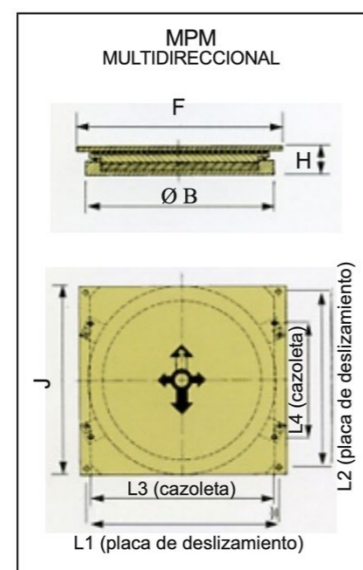


Figura 15. Acotación del apoyo MPF a emplear de la marca comercial Mecanogumba. Fuente: Mecanogumba

Por lo tanto, se tendrán las siguientes dimensiones:

En alzado:

- $F=350 \text{ mm}$
- $H=66$
- $\varnothing B = 253 \text{ mm}$

En planta:

- $J=300 \text{ mm}$
- $L1=317 \text{ mm}$
- $L2 \text{ (placa de deslizamiento)} =267 \text{ mm}$
- $L3 \text{ (cazoleta)} =298 \text{ mm}$
- $L4 \text{ (cazoleta)} =205 \text{ mm}$

Quedan así dimensionados los apoyos elastoméricos ubicados en la parte inferior del tablero, se pueden observar más detalles de estos como su colocación, o separación en el plano correspondiente.

Para los apoyos verticales que se ubican en los laterales del tablero se va a utilizar, de la misma marca comercial, teniendo además los mismos elementos que conforman los apoyos fijos MPF.

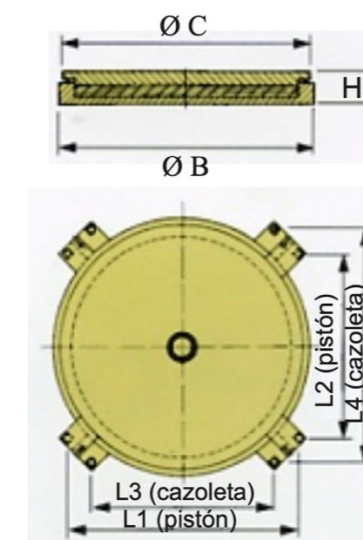


Figura 16. Acotación del apoyo fijo MPF a emplear de la marca comercial Mecanogumba. Fuente: Mecanogumba

Este apoyo queda definido por las siguientes medidas:

En alzado:

- $H=46,5 \text{ mm}$
- $\varnothing C = 263 \text{ mm}$
- $\varnothing B = 254 \text{ mm}$

En planta:

- L1 (pistón) =302 mm
- L2 (pistón) =198 mm
- L3 (cazoleta) =198 mm
- L4 (cazoleta) =302 mm

Quedan así perfectamente definidos los apoyos elastoméricos que se dispondrán de forma vertical, en los laterales de la pasarela a una altura aproximada de 2/3 de la altura donde se apoyará el tablero.

6.4. JUNTA DE DILATACIÓN

Es necesario, proponer un elemento de transición, como es la junta de dilatación del catálogo comercial CETEC, del tipo T-160. Se muestra un croquis acotado en metros de la junta de dilatación a disponer.

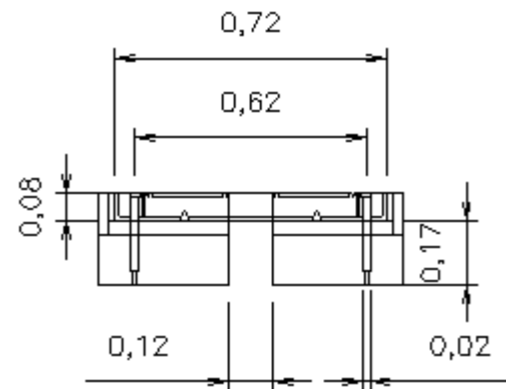


Figura 17. Junta de dilatación T-160. Fuente: Catálogo CETEC.

6.5. ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL EMPLAZAMIENTO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Una vez definidos los elementos de cimentación y de los estribos, es necesario comprobar si con esta solución la ladera en su conjunto es estable. Para ellos se ha realizado un análisis de la estabilidad de taludes mediante la aplicación informática Slide2 de la casa comercial Rocscience.

Con este análisis se comprueba que la solución adoptada puede dar lugar a ciertas inestabilidades, por lo que es necesario realizar actuaciones que garanticen la estabilidad de la zona. Después de realizar varios análisis, se ha llegado a la conclusión de que las opciones que pueden garantizar la estabilidad de la ladera son dos:

1. Realizar una serie de anclajes en las zonas conflictivas.
2. Modificar la geometría de la ladera.

Ambas soluciones garantizan la estabilidad, pero se decide escoger la segunda opción por los siguientes motivos:

- El coeficiente de seguridad que se obtiene es mayor del mínimo requerido por el *Manual de taludes del IGME* de 1,5. Siendo en el análisis del margen izquierdo de 4,81 y en el margen derecho de 2,31.
- Se consigue en ambos casos solamente con una modificación de la geometría del perfil topográfico del barranco una estabilidad global óptima. El movimiento de tierras consistiría en eliminar completamente el nivel de margas, margocalizas y caliza de las zonas donde se obtienen coeficientes de seguridad menores de 1,5. Con ello se consigue una buena estabilidad, ya que al ser este el material más propenso a sufrir inestabilidades, si se elimina de las zonas donde van a existir cargas importantes se elimina el riesgo de inestabilidad.
- La afección al medio va a ser menor que con la colocación de anclajes a lo largo de los márgenes del barranco.
- Esta solución a nivel funcional es correcta.

Se muestra el resultado obtenido en ambos márgenes con el resultado derivado de las consideraciones mencionadas anteriormente.

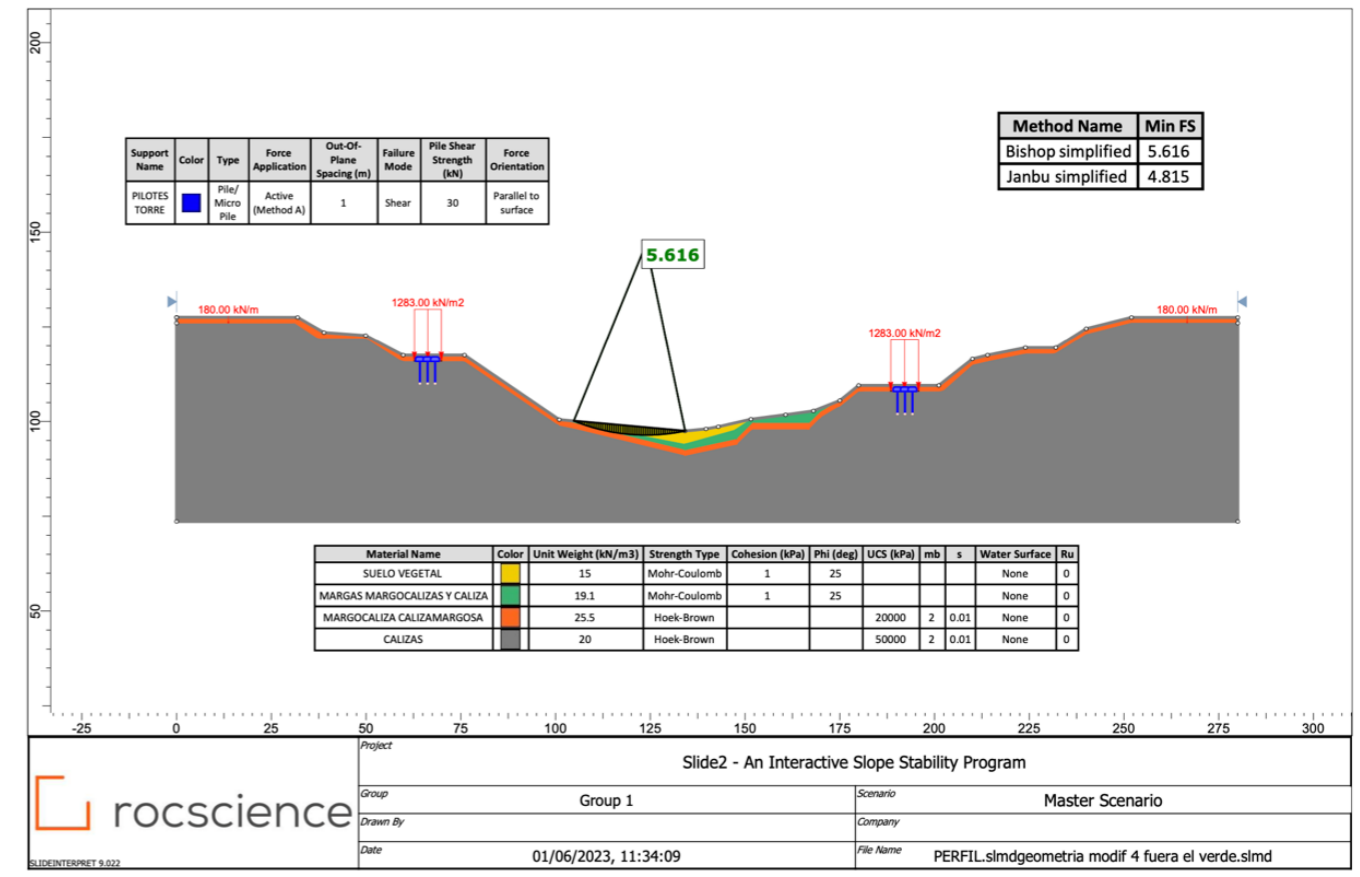


Figura 18. Resultado del análisis en el margen izquierdo con la solución y movimiento de tierras que proporciona un coeficiente de seguridad superior al mínimo exigido.

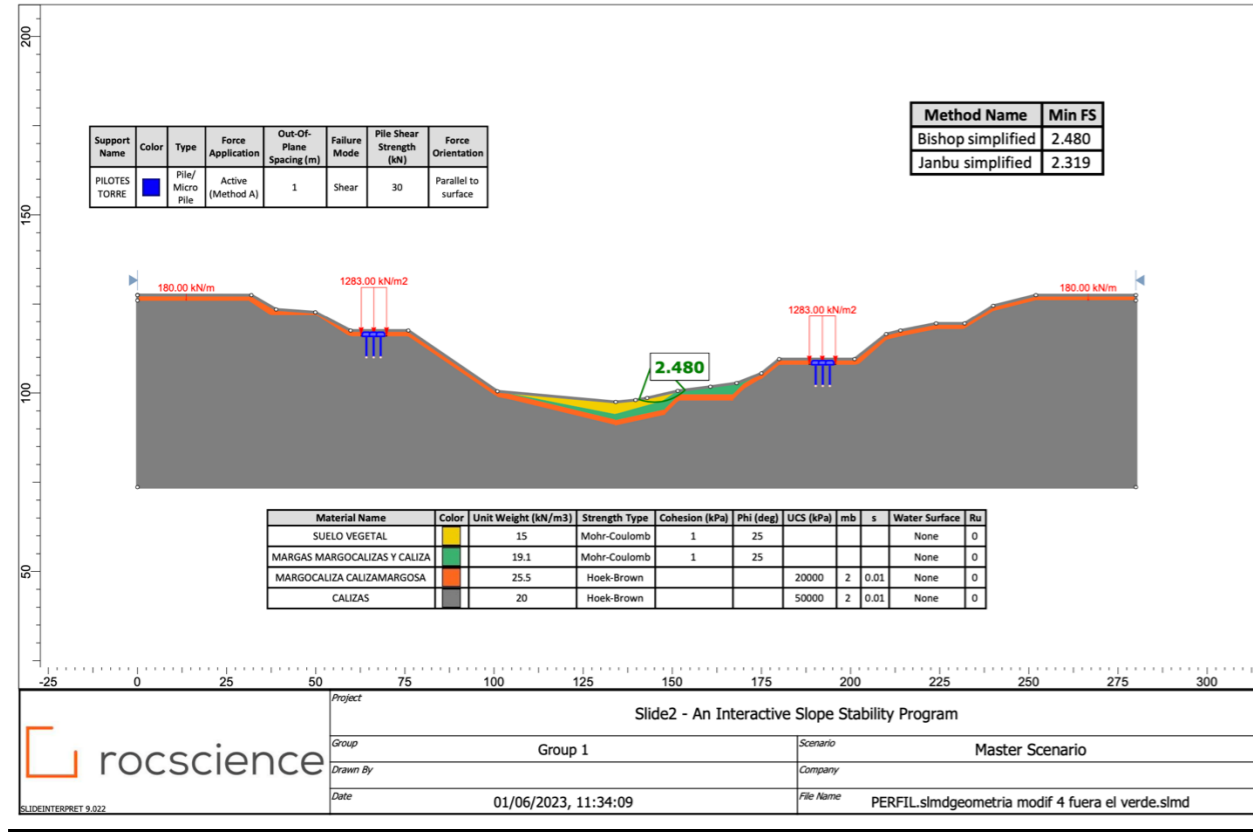


Figura 19. Resultado del análisis en el margen derecho con la solución y movimiento de tierras que proporciona un coeficiente de seguridad superior al mínimo exigido.

6.6. MOVIMIENTO DE TIERRAS A REALIZAR

Con la estabilidad de la zona garantizada, se ha establecido un procedimiento de movimiento de tierras a realizar que se ha dividido en seis fases:

1. La primera tarea a realizar es el desbroce, el cual consiste en eliminar la cubierta vegetal de la zona de actuación, así aflorará el terreno natural, sin obstáculos, malezas, árboles o basura. Para ello se podrá utilizar una retroexcavadora.
2. La segunda fase donde ya se ha “limpiado” la zona de actuación se procede a realizar una excavación de los dos primeros niveles.
3. Realización de la excavación para la construcción de los elementos diseñados. Para cada cimentación destinada a las torres y retenidas. Hay que destacar que, al tratarse de dos encepados con pilotes idénticos, la excavación a realizar será la misma.
4. Excavación en zona rocosa de calidad importante con la utilización de Ripper.
5. Enrase de la zona destinada a los estribos y a las cimentaciones con posterior colocación de los pilotes.
6. Recuperar del acopio correspondiente el material extraído en la fase 4 y extenderlo en el entorno de la cimentación, pues se debe de recordar que se ha realizado una excavación mayor a la del elemento a ejecutar por comodidad.

Por último, se realiza un estudio de las cimentaciones y estribos en el emplazamiento. Donde se pretende definir las actuaciones realizadas en el propio terreno que se muestra a continuación, el encepado con pilotes (Figura 20) y el estribo (Figura 21).

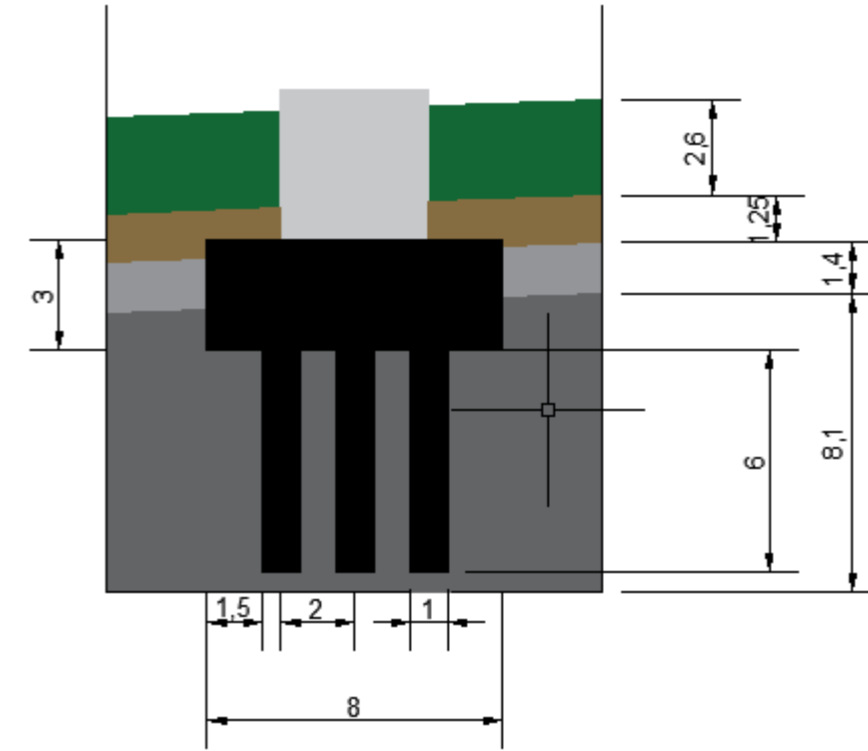


Figura 20. Diseño de la cimentación (encepado de pilotes) en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.

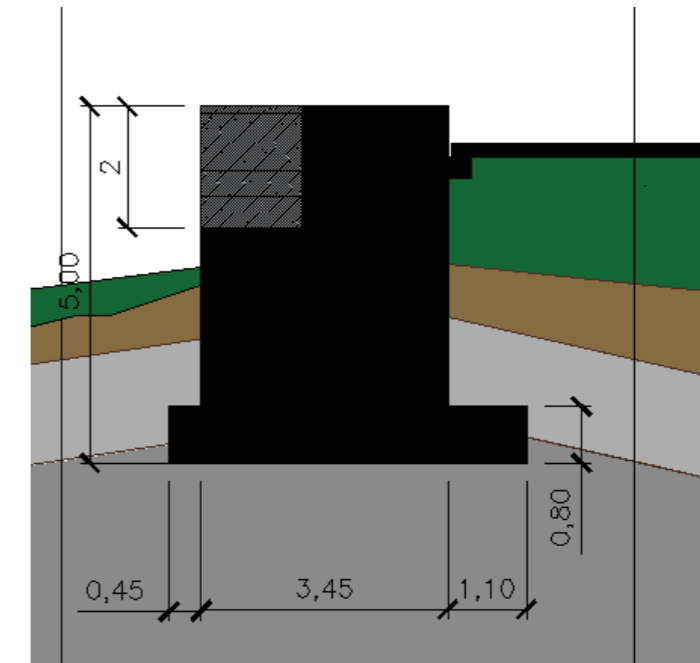


Figura 21. Diseño del estribo en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.

7. MEDIO AMBIENTE Y SOSTENIBILIDAD

La fase final de esta actuación es la restauración del paisaje, para que cuando finalicen las obras sobre la zona esta muestre el menor grado de afección posible por los trabajos realizados en esta zona.

Para llevar a cabo esta propuesta de restauración del paisaje se ha seguido a modo de guía las recomendaciones que se encuentran en el *Manual para la restauración de canteras de roca caliza en clima mediterráneo* (Jorba, M, Vallejo Calzada, V. R. 2010.), así como la normativa vigente en cuanto a especies susceptibles de ser utilizadas en restauración de paisajes de la Conselleria de Medi Ambient de la Comunitat Valenciana

7.1. PROCEDIMIENTO DE RESTITUCIÓN DE LA VEGETACIÓN

Para llevar a cabo este proceso es necesario establecer la cronología de las tareas a realizar, están son las que se muestran a continuación:

1. Dotar a la zona afectada de la morfología adecuada.
2. Proponer un sistema de drenaje.
3. Obtener los sustratos
4. Realizar siembras.
5. Llevar a cabo plantaciones.
6. Mantenimiento.

7.2. PROPUESTA DE LA RESTAURACIÓN DEL PAISAJE EN LA ZONA DE TRABAJO

En una obra de estas características, no solo va a quedar afectada la zona donde se ejecutan las cimentaciones o los estribos, sino que va a existir una zona de influencia, la cual podría ser a priori de 15 metros aguas arriba de la pasarela y 15 metros aguas abajo de la pasarela. Esta zona quedará totalmente afectada y será necesario llevar a cabo tareas de restauración del paisaje, cumpliendo así con uno de los objetivos de este trabajo que es conservar el valor paisajístico del entorno, pues hay que recordar que aguas debajo de la pasarela se sitúa un puente de ferrocarril de gran valor patrimonial, y que la pasarela diseñada, en parte actúa también como mirador hacia este puente

7.2.1. DEFINICIÓN DE LA ZONA AFECTADA

A continuación, se muestra en la siguiente figura, una aproximación de la zona afectada, en color verde y que debe restaurarse.



Figura 22. Zona a restaurar. Fuente: Elaboración propia.



Figura 23. Subdivisión de zonas a restaurar. Fuente: Elaboración propia.

Hay que destacar, que para llevar a cabo la restauración del paisaje, se van a utilizar especies arbóreas como pino u olivos y arbustivas, como la vid, todas ellas especies autóctonas, su uso es imprescindible para contribuir a la homogeneidad del paisaje y que este resulte lo más parecido posible al existente antes de la actuación.



7.3. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)

En este apartado se detalla con que Objetivos de Desarrollo Sostenible (en adelante ODS) establecidos en la Agenda 2030, se alinea el presente TFM. Para comprobarlo se enumera cada ODS, en base a la definición que establece la Agenda 2030, y se después de analizar la convergencia dentro de cada objetivo con el trabajo realizado y la meta que busca lograr el ODS.

Los ODS con los que en mayor o menor medida se alinea el presente TFM.

- N°9: Industria innovación e infraestructura
- N°12: Producción y consumos responsables.
- N°13: Acción por el clima.
- N°15: Vida de ecosistemas terrestres.

Después de comprobar que las actuaciones propuestas se alinean con estos objetivos de desarrollo sostenible, se puede concluir que, dada la ubicación estratégica de la pasarela atirantada, desde el inicio del proyecto se ha buscado asegurar su perfecta integración en el entorno natural. Además, se ha aprovechado el material autóctono disponible en la zona, lo que implica un uso eficiente y sostenible de los recursos locales. Así mismo, se propone reproducir el perfil del cauce una vez terminada la actuación, utilizando terreno proveniente de la misma área y se ha procedido a la plantación de vegetación en estas, logrando una completa integración paisajística y dotando a la zona de una mayor estabilidad.

Este proyecto ejemplifica cómo es posible alcanzar objetivos en el campo de la ingeniería civil sin comprometer el medio ambiente, asegurando que con un estudio adecuado de la ubicación y condiciones que se tienen tanto por la zona o por las características de la tipología estructural, la solución aplicada se desarrolla en armonía con el entorno. Además, se ha logrado la reutilización del material excavado, evitando así su transporte y reduciendo las emisiones de dióxido de carbono (CO₂).

Por todas estas razones, este Trabajo de Fin de Máster se alinea con diversos objetivos de desarrollo sostenible, destacando la importancia de la integración paisajística como factor clave en la elección de la solución final.

8. VALORACIÓN ECONÓMICA

Para finalizar se lleva a cabo una valoración económica de las obras a realizar en la ejecución de las cimentaciones y estribos diseñadas a lo largo de este trabajo. Con esta estimación de los costes se podrá tener una idea global del coste del diseño recomendado.

Para llevar a cabo la valoración considerarse han considerado los siguientes puntos:

- Identificación y definición de las unidades de obra que intervienen.
- Medición correspondiente con cada unidad de obra definida anteriormente.
- Obtención del precio unitario de cada unidad de obra. Para ello, se ha utilizado el generador de precios de Cype.
- Calcular el precio total, es decir, multiplicar el precio unitario de cada unidad de obra por su medición.
- Obtener el presupuesto de ejecución material, también conocido como PEM.
- Aplicar los porcentajes correspondientes de los gastos generales, el beneficio industrial sobre el impuesto sobre el valor añadido, IVA para obtener el presupuesto base de licitación, PBL.

Se pueden identificar las siguientes unidades de obra:

1. Desbroce.
2. Reexcavación.
3. Drenaje.
4. Estribos.
5. Cimentaciones.
6. Restauración del paisaje.

8.1. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

Para el cálculo del presupuesto de ejecución material (en adelante PEM) se ha procedido a realizar el sumatorio de la medición por el coste unitario de cada unidad de obra, El resultado final se muestra en la Tabla 3

Tabla 3. Presupuesto de ejecución material, PEM. Fuente: Elaboración propia.

5. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL		
1	DESBROCE	35.100,00 €
2	REEXCAVACIÓN	397.542,00 €
3	DRENAJE	587,34 €
4	ESTRIBOS	58.889,81 €
5	CIMENTACIÓN TORRES	1.142.149,36 €
6	RESTAURACIÓN DEL PAISAJE	252.175,60 €
Total PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL:		1.886.444,11 €
El presupuesto de ejecución material asciende a la cantidad de:		
UN MILLON OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y CAUTRO EUROS Y ONCE CÉNTIMOS		

El presupuesto de ejecución material asciende a la cantidad de: **UN MILLON OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y CAUTRO EUROS Y ONCE CÉNTIMOS**

La Figura 22 muestra el % de coste de cada unidad de obra respecto al PEM total.

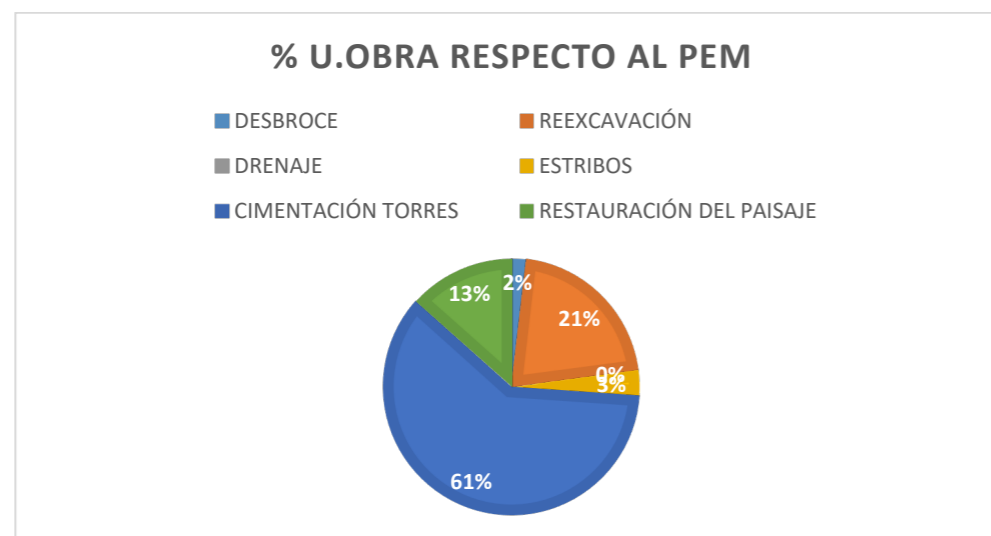


Figura 24. % U. Obra respecto al PEM. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que más de la mitad del PEM corresponde a la cimentación de las torres, quedando el resto de las unidades de obra bastante distanciadas de esta en lo que a coste se refiere.

8.2. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN

Para obtener este presupuesto se han aplicado al PEM obtenido en el apartado anterior los porcentajes correspondientes de:

- Gastos generales: GG → 13%
- Beneficio industrial: BI → 6%

Una vez se obtienen estos porcentajes se suman al PEM y se le aplica el 21% del impuesto sobre el valor añadido, IVA.

En la Tabla 4 se muestra el presupuesto base de licitación.

Tabla 4. Presupuesto base de licitación, PBL. Fuente: Elaboración propia.

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN		
Presupuesto de ejecución material (PEM)		1.886.444,11 €
Gastos generales GG	13%	245.237,73 €
Beneficio industrial BI	6%	113.186,65 €
Total (PEM+GG+BI)		2.244.868,49 €
IVA	21%	471.422,38 €
Presupuesto base de licitación		2.716.290,88 €
El presupuesto base de licitación asciende a la cantidad de		
DOS MILLONES SETECIENTOS DIECISÉIS MIL DOSCIENTOS NOVENTA EUROS Y OCHENTA Y OCHO CÉNTIMOS		



8.3. ANÁLISIS DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA

Analizando el resultado de esta valoración económica empleando el ratio por metro cuadrado de tablero, respecto al PEM, se obtiene un valor que puede determinar si una obra es viable económicamente o no y, además, permite compararla con otras obras.

A continuación, en la Tabla 5 se muestra este ratio que indica que con el análisis económico realizado, se obtiene una coste de 1055,06 €/m².

El autor del proyecto:

Tabla 5. Ratio del PEM respecto el metro cuadrado de tablero

RATIO TOTAL	
PEM	1.886.444,11 €
m2 tablero	1788
Ratio	1.055,06 € /m ²

Se ha determinado este mismo ratio por cada unidad de obra, respecto a los metros cuadrados de tablero, los resultados obtenidos se pueden observar en la tabla 6.

Tabla 6. Ratio por unidad de obra.

RATIO POR UNIDAD DE OBRA €/m ²		
	PEM	RATIO Ud. Obra
DESBROCE	35.100,00 €	19,63
REEXCAVACIÓN	397.542,00 €	222,34
DRENAJE	587,34 €	0,33
ESTRIBOS	58.889,81 €	32,94
CIMENTACIÓN TORRES	1.142.149,36 €	638,79
RESTAURACIÓN DEL PAISAJE	252.175,60 €	141,04

Los valores obtenidos son elevados pero razonables, pues no se debe de olvidar que se trata de una estructura singular.



Anejo nº1:
Antecedentes



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	3
1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS	3
1.2. SITUACIÓN ACTUAL	4
1.3. DEFINICIÓN DEL PROYECTO	4
2. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO	4
3. ACCESOS.....	5
4. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.....	6

Índice de Figuras

Figura 1. Mapa de la Línea del Trenet de la Marina en 1915. Fuente: Geografía de los Ferrocarriles Españoles.....	3
Figura 2. Puente del Quisi en 1915. Fuente: Fotografía Cayetano Cervera	3
Figura 3. Situación del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia sobre imagen satélite de Google Earth.....	4
Figura 4. Emplazamiento de la Nueva Pasarela. Fuente: Google Earth	5
Figura 5. Senda Molí del Quisi. Fuente: Benissa.net	5
Figura 6. Vista general del puente del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia	6
Figura 7. Presencia de agua en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia	6
Figura 8. Vista del Viaducto del Quisi aguas abajo. Fuente: Elaboración propia.....	6
Figura 9. Situación de la zona de estudio aguas arriba del puente. Fuente: Elaboración propia.....	6
Figura 10. Vista de la parte derecha del Viaducto del Quisi desde aguas abajo. Fuente: Elaboración propia	7
Figura 11. Detalle de pilas con su cruz de San Andrés y del tablero con celosía tipo Pratt. Fuente: Elaboración propia.....	7
Figura 12. Entorno del emplazamiento de la obra. Fuente: Elaboración propia	7
Figura 13. Vista del puente desde aguas abajo, estribo este(derecha). Fuente: Elaboración propia.....	7
Figura 14. Vista del Viaducto del Quisi desde estribo este. Fuente: Elaboración propia	8
Figura 15 Vista general de la zona de estudio donde se observa el tipo de suelo de tonos grises típico de esta zona. Fuente: Elaboración propia	8
Figura 16 Continuación del trazado de ferrocarril con el puente. Fuente: Elaboración propia.....	8
Figura 17 Vista desde la entrada de la zona de trabajos del puente (estribo este), desde aguas arriba. Fuente: Elaboración propia.....	8

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto que se va a desarrollar en este trabajo final de máster consiste en un diseño geotécnico de la cimentación de las pilas y estribos de una pasarela ciclopeatonal atirantada cuyo diseño estructural se ha presenta en un trabajo final de máster análogo a este, ambos trabajos se han desarrollado en modo taller conjunto. La mencionada pasarela se ha previsto construirla sobre el Barranco de Santa Ana, aguas arriba del Barranco del Quisi, entre las sendas de Molí del Quisi y Benissa-Ferrocarril en el término municipal de Benissa (Alicante).

En este proyecto se plantearán una serie de condicionantes técnicos, naturales y administrativos, que condicionarán el diseño de la pasarela cuyo objetivo es dar continuidad a una travesía rural inconexa. Se pretende fomentar el desarrollo de las vías verdes en consonancia con los objetivos de desarrollo sostenibles promovidos por la Unión Europea. Con este proyecto se consigue dotar a la zona de una mejora a nivel paisajístico ya que actuará como un elemento singular e integrado en el paisaje reconocible a nivel tanto estético como funcional.

Otra de las características es que el diseño se realizará consecuentemente para otorgar una visual limpia del actual viaducto ferroviario denominado Puente del Quisi, cuyo valor patrimonial es de notoria importancia. Además de visualizar el puente, se podrá contemplar una panorámica de la costa mediterránea.

Atendiendo al reclamo de los habitantes de la zona de mantener el Puente del Quisi original, ya que se planteaba una posible demolición o reemplazo del mismo, con esta pasarela se consigue mantener el viaducto original, proporcionando también un acceso inexistente hasta la fecha para contemplar uno de elementos emblemáticos de este municipio en particular y de la red ferroviaria española en general.

1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El Puente del Quisi (o Viaducto de Santa Ana) es un viaducto cuya importancia histórica se perpetuó siendo considerado por el Comité Internacional de Patrimonio Industrial como uno de los “100 elementos de patrimonio industrial de España”. Este puente tiene una longitud de 162 metros y forma parte de la red de ferrocarril de ancho métrico que conecta Alicante con Denia denominada “Trenet de la Marina” formada por 92 km de longitud. En la Figura 1 se puede observar el Mapa de la Línea del Trenet de la Marina mencionada anteriormente.

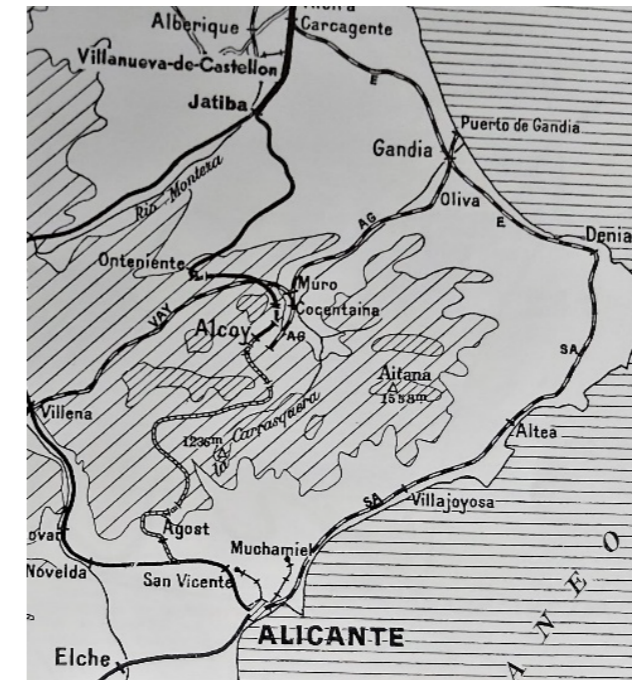


Figura 1. Mapa de la Línea del Trenet de la Marina en 1915. Fuente: Geografía de los Ferrocarriles Españoles

Esta red se construyó en dos tramos (Alicante-Altea y Altea-Denia) para inaugurarse finalmente en 1915. La Compañía de los Caminos de Hierro Estratégicos y Secundarios de Alicante (E.S.A.) fue la sociedad encargada de dicha obra.

El Puente del Quisi, como se muestra a continuación en la Figura 2 consta de 6 vanos, dos centrales con un canto mayor al de los otros cuatro vanos. El tablero está formado por una celosía tipo “Pratt”. Las pilas son de ancho variable, decrecientes en sentido ascendente, estando las cuatro vigas exteriores que le dan la forma rectangular unidas mediante cruces de San Andrés.



Figura 2. Puente del Quisi en 1915. Fuente: Fotógrafo Cayetano Cervera

Se trata de una de las pocas infraestructuras ferroviaria (el Puente del Ferrandet presentaba una tipología similar, pero tuvo que ser reemplazado) en la Comunidad Valenciana con tablero y pilas metálicas que se conservan y continúan en uso. Las dimensiones del viaducto tanto en longitud como en altura, el empleo de los materiales y su integración en el entorno, así como la historia del lugar hace de este puente una de las obras de la época industrial más importante de la comunidad. Todo esto ha sido reconocido por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, pasando a formar parte Patrimonio industrial y ferroviario valenciano y Patrimonio histórico en el campo de la Ingeniería Civil (este último mérito fue otorgado por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Comunidad Valenciana).

1.2. SITUACIÓN ACTUAL

El entorno en el que se ubica la pasarela objeto de este proyecto presenta unas características singulares dentro del paisaje mediterráneo. La posible realización de dicho proyecto ensalza la belleza paisajística y fomenta la realización de actividades lúdicas.

Además, enlaza una ruta de senderismo del municipio de Benissa en una tramo intermedio entre la población de Benissa y el final de la ruta.

Actualmente existe un proyecto en el Barranco de Santa Ana de un nuevo puente ferroviario para el tranvía (Línea 9 TRAM) situado aguas abajo del actual Puente del Quisi dado que dicha estructura está próxima a fallos derivados de la fatiga estructural y no es adecuado para la circulación del tranvía.

La realización de esta pasarela parte de un supuesto en el que no se realiza dicho proyecto y se mantiene la circulación por el actual Puente del Quisi, dotando a la zona de un mayor valor visual y estético, tanto como usuario de la pasarela, como usuario del tranvía.

1.3. DEFINICIÓN DEL PROYECTO

El objetivo general del trabajo en taller es realizar un diseño estructural y geotécnico adecuado a los condicionantes mencionados anteriormente. Se plantearán diversas tipologías estructurales tanto de la subestructura como de la infraestructura y se optará por aquella que cumpla con el carácter funcional y estético que reclama el entorno.

En cuanto al diseño de la pasarela, se desarrollarán diferentes alternativas, ya sea un puente viga o atirantado (con las variaciones pertinentes) y se escogerá la solución que cumpla los objetivos que se plantean alcanzar en este proyecto, es decir, que cumpla los estándares de economía, eficiencia y elegancia, sumado a una aceptación social importante.

El objetivo específico de este trabajo final de máster es el diseño geotécnico relacionado con la pasarela. Dependiendo de la solución conceptual y estructural adoptada y atendiendo a las características del terreno, se desarrollarán alternativas de cimentación (superficiales o profundas) que se adapten mejor a las solicitaciones del proyecto. Los estribos se plantearán de la forma que mejor se adapte a la estratificación del barranco evitando posibles deslizamientos o problemáticas de estabilidad, sin perder de vista el aspecto estético y de integración con la estructura y con el entorno.

2. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

Como se ha descrito anteriormente, el emplazamiento de la obra será en el Barranco de Santa Ana, dentro del término municipal de Benissa, en la provincia de Alicante. Se puede observar en la Figura 3 una vista general de la zona de estudio, el Barranc del Quisi y las zonas cercanas, como: Benissa, la Senda Benissa-Ferrocarril y la Senda Molí del Quisi.



Figura 3. Situación del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia sobre imagen satélite de Google Earth

La pasarela se situará aguas arriba del mencionado Puente del Quisi, puente de ferrocarril de FGV y dispondrá de un trazado en planta curvo de un radio aproximado de 400 metros entre el estribo oeste (Punto A de la Figura 4) localizado en las coordenadas geográficas X=765 532.63; Y=4 287 432.09) y el estribo este (punto B de la figura 4) localizado en las coordenadas geográficas X=765 822.63; Y=4 287 405.87. La distancia entre estribos será de 298 metros. En la Figura 4 se observa el detalle de la localización del emplazamiento.



Figura 4. Emplazamiento de la Nueva Pasarela. Fuente: Google Earth

En cuanto al trazado en alzado, la estructura se tiene una rasante en ambos estribos de +130.00 m.s.n.m.

3. ACCESOS

Para acceder a la zona de realización del proyecto existen dos posibles caminos que desembocan en el barranco de Santa Ana.

En el estribo oeste (punto A), se encuentra la Senda Benissa-Ferrocarril que sigue un trazado paralelo al antiguo Trenet de la Marina y termina conectando la zona donde se realizaría la obra con la población costera de Calpe.

En el estribo este (punto B) la Senda Molí del Quisi, cuyo recorrido bordea el barranco de Santa Ana y llega hasta Benissa. Esta ruta, se puede apreciar en la siguiente figura (trazado naranja de la Figura 5). Hay que destacar que se caracteriza por un elevado interés cultural y natural de carácter Mediterráneo.

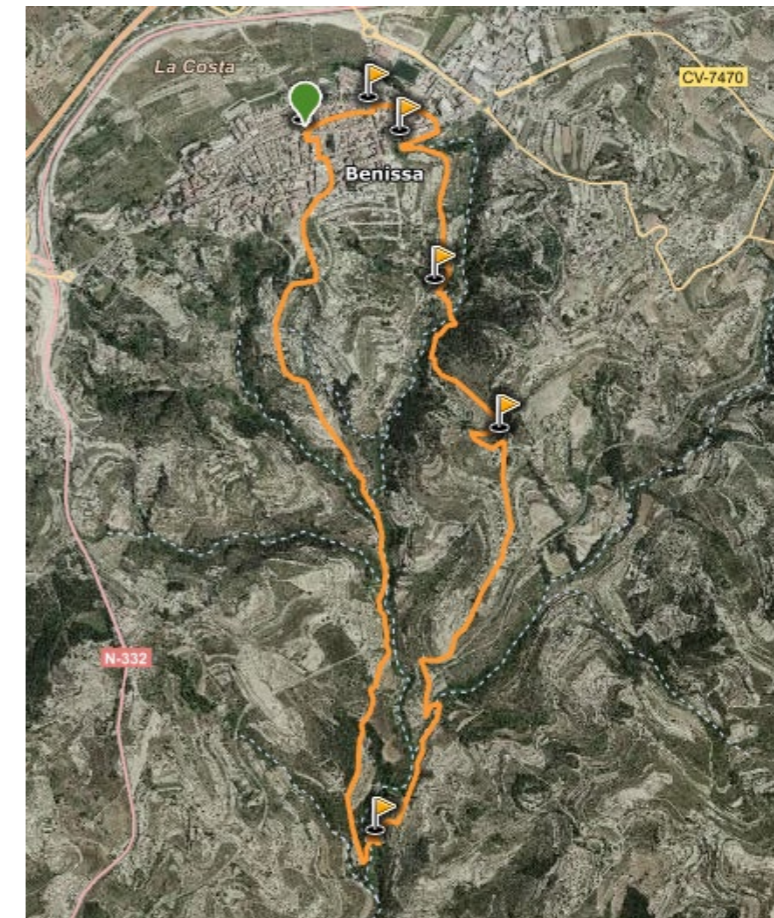


Figura 5. Senda Molí del Quisi. Fuente: Benissa.net

4. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

Se muestran las fotografías de la zona de estudio del emplazamiento realizadas en las visitas de campo para observar el entorno en el que se ubica el proyecto y así poder valorar las alternativas de diseño más adecuadas que se adapten con los requerimientos funcionales y paisajísticos.

También se consigue con ello obtener una perspectiva global del área de influencia del proyecto.



Figura 6. Vista general del puente del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia



Figura 7. Presencia de agua en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia



Figura 8. Vista del Viaducto del Quisi aguas abajo. Fuente: Elaboración propia



Figura 9. Situación de la zona de estudio aguas arriba del puente. Fuente: Elaboración propia



Figura 10. Vista de la parte derecha del Viaducto del Quisi desde aguas abajo. Fuente: Elaboración propia



Figura 12. Entorno del emplazamiento de la obra. Fuente: Elaboración propia



Figura 11. Detalle de pilas con su cruz de San Andrés y del tablero con celosía tipo Pratt. Fuente: Elaboración propia



Figura 13. Vista del puente desde aguas abajo, estribo este(derecha). Fuente: Elaboración propia



Figura 14. Vista del Viaducto del Quisi desde estribo este. Fuente: Elaboración propia



Figura 16 Continución del trazado de ferrocarril con el puente. Fuente: Elaboración propia



Figura 15 Vista general de la zona de estudio donde se observa el tipo de suelo de tonos grises típico de esta zona. Fuente: Elaboración propia



Figura 17 Vista desde la entrada de la zona de trabajos del puente (estribo este), desde aguas arriba. Fuente: Elaboración propia



Anejo nº2:
Climatología e Hidrología



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ESTUDIO	4
2. ESTUDIO DE INUNDABILIDAD	4
3. CLIMATOLOGÍA	5
3.1. TEMPERATURAS	5
3.2. PLUVIOMETRÍA	6
3.3. ESTIMACIÓN DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS	6
3.3.1. P_{MAX} DIARIA MEDIANTE DISTRIBUCIÓN TIPO GUMBEL	7
3.3.2. P_{MAX} DIARIA MEDIANTE EL MÉTODO ESTADÍSTICO SQRT-ET _{máx}	7
4. HIDROLOGÍA.....	9
4.1. CUENCAS VERTIENTES	9
4.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE AVENIDA	9
4.2.1. OBTENCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA.....	9
4.2.2. DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN	9
4.2.3. DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA.....	10
4.2.4. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE REFERENCIA	11
4.3. ESTUDIO HIDRÁULICO	11

Índice de Figuras

Figura 1. Cartografía de Inundaciones. La zona de estudio se marca mediante un óvalo rojo. Fuente: Gobierno de España (GeoPortal).....	4
Figura 2. Cartografía de inundaciones según PATRICOVA. Fuente: Institut Cartogràfic Valencià.....	5
Figura 3. Gráfico de temperatura promedio en Benissa. Fuente: weatherspark.com	5
Figura 4. Insolación media anual y temperatura media anual en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana.....	6
Figura 5. Temperaturas máximas y mínimas absolutas en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana.....	6
Figura 6. Precipitación media y máxima absoluta anual en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana.....	6
Figura 7. Mapa de isóneas para la obtención de P_m y C_v (región 4-4). Fuente: Dirección General de Carreteras	8
Figura 8. Cuencas vertientes en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.	9
Figura 9. Mapa peninsular para la obtención de I_1/I_d . Fuente: CAUMAX	10
Figura 10. Mapa para obtención del coeficiente " β ", corrector del umbral de escorrentía P_0 . Fuente: CEDEX.....	10
Figura 11. Usos del suelo para las cuencas de estudio. Fuente: CORINE Land Cover	11
Figura 12. Sección del estudio hidráulico del emplazamiento de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS).....	12
Figura 13. Modelo de HEC-RAS del cauce a estudiar. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS).....	12



Índice de Tablas

Tabla 1. Estación seleccionada para estimar la precipitación máxima diaria.	6
Tabla 2. Registro de precipitaciones máximas diarias (en mm) en estación Benissa-Convento, indicativo 8043.	7
Tabla 3. Valores de precipitación máxima diaria mediante Gumbel.	7
Tabla 4. Valores de precipitación máxima diaria mediante SQRT-ETmax.	8
Tabla 5. Comparativa entre valores de precipitación máxima diaria asociada a distintos periodos de retorno mediante funciones Gumbel y SQRT-ETmax.	8
Tabla 6. Precipitación máxima diaria escogida para periodo de retorno de 500 años.	9
Tabla 7. Parámetros geométricos de las cuencas.	10
Tabla 8. Intensidad media de precipitación para un periodo de retorno de 500 años.	10
Tabla 9. Cálculo del coeficiente de escorrentía para las cuencas de estudio.	11
Tabla 10. Tabla resumen para la obtención del caudal de avenida total.	11

1. OBJETO DEL ESTUDIO

El objeto del presente anejo es determinar el comportamiento climatológico e hidráulico del cauce que transcurre por el barranco de Santa Ana.

Se analizan las condiciones de temperatura y precipitaciones del entorno para valorar las posibles soluciones en cuanto al diseño de secciones, pendientes, desagües y materiales empleados en la estructura.

Para el análisis hidrológico se ha modelado mediante el software HEC-RAS el caudal que fluye por el cauce para distintos periodos de retorno lo que permitirá analizar la influencia de la ubicación de los elementos de la nueva pasarela y su posible afección aguas abajo.

2. ESTUDIO DE INUNDABILIDAD

Antes de realizar la caracterización climática e hidrológica, se analiza la cartografía de riesgo por inundación del entorno de la obra empleando dos visores web públicos.

- **Cartografía de Zonas Inundables del Ministerio (GeoPortal)**

Este visor web proporcionado por los Ministerios de Agricultura, Pesca y Alimentación y por el de Transición Ecológica y el Reto Demográfico muestra la cartografía de Benissa y alrededores.

Se puede comprobar, tal y como se observa en la Figura 1 que, para un periodo de retorno de 500 años, no existe riesgo alguno de inundación (lo mismo para 100 y 10 años).

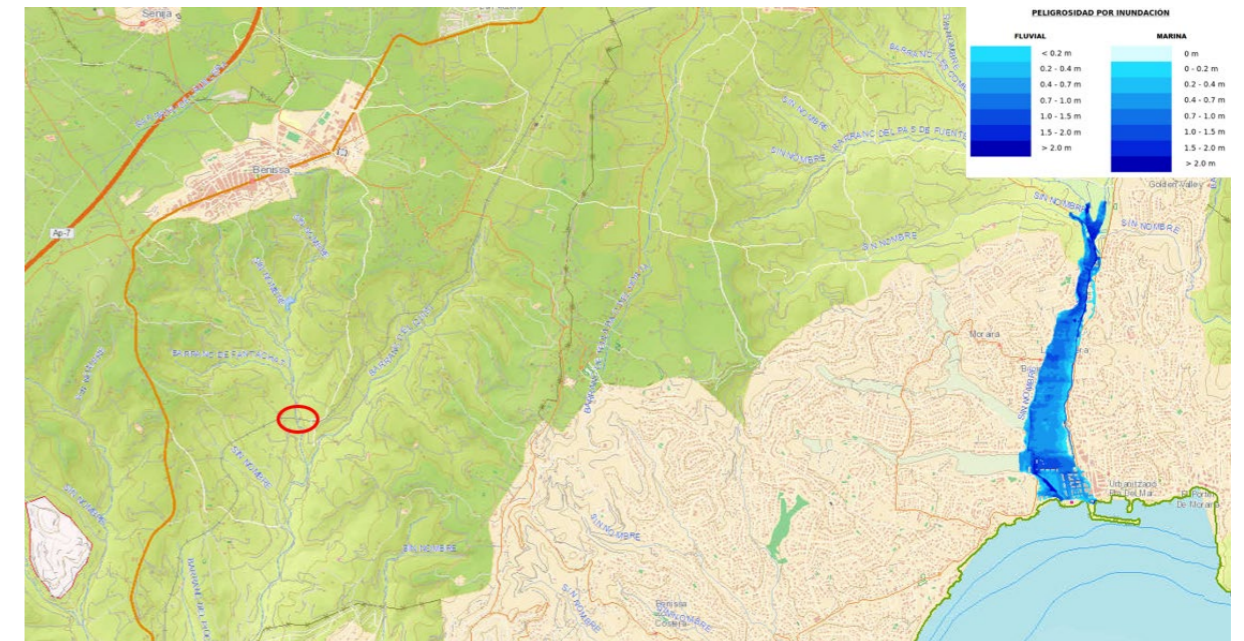


Figura 1. Cartografía de Inundaciones. La zona de estudio se marca mediante un óvalo rojo. Fuente: Gobierno de España (GeoPortal).

- **Institut Cartogràfic Valencià (PATRICOVA)**

Este visor facilitado por la Conselleria de Política Territorial, Obras Públicas y Movilidad proporciona la peligrosidad de la comarca de la Marina Alta en Alicante, zona donde se encuentra situado el emplazamiento de la obra.

En el visor se ha seleccionado la peligrosidad asociada a distintos periodos de retorno (25, 100 y 500 años) y con ello se ha comprobado que no existe riesgo alguno de inundación en el municipio de Benissa, al igual que en el visor anterior. Solo existe aguas debajo de la zona en estudio, como se puede ver en la figura adjunta (marcada con un punto rojo), la peligrosidad geomorfológica, la cual va haciéndose más notable según el cauce se va acercando a la desembocadura. Esto indica que sí que va a existir una erosión producida por el caudal (estacional) circulante por el cauce.



Figura 2. Cartografía de inundaciones según PATRICOVA. Fuente: Institut Cartogràfic Valencià.

3. CLIMATOLOGÍA

En el municipio de Benissa existen diferentes condicionantes que afecta al clima de la zona. La situación geográfica de la población con 250 m.s.n.m., mientras que en la zona de estudio se encuentra oscilando los 130 m.s.n.m., esto sitúa el emplazamiento de la pasarela en la zona de confluencia de todos los cauces que componen la cuenca de estudio.

Dada su proximidad al Mar Mediterráneo, tiene asociado un clima que se caracteriza por veranos cálidos, bochornosos, secos y con escasas precipitaciones. Mientras que los inviernos se caracteriza por ser fríos, parcialmente nublados, ventosos y, cada vez más frecuentes, las precipitaciones extremas.

3.1. TEMPERATURAS

Debido a la situación geográfica del municipio, las temperatura no alcanzan valores excesivamente extremos, teniendo una media de 27°C en el mes más caluroso y de 7°C en el mes más frío. En la Figura 3 se adjunta una gráfica de temperatura media en el municipio de Benissa en el que se puede observar las fechas de cambios de temporada fresca, calurosa y templada.

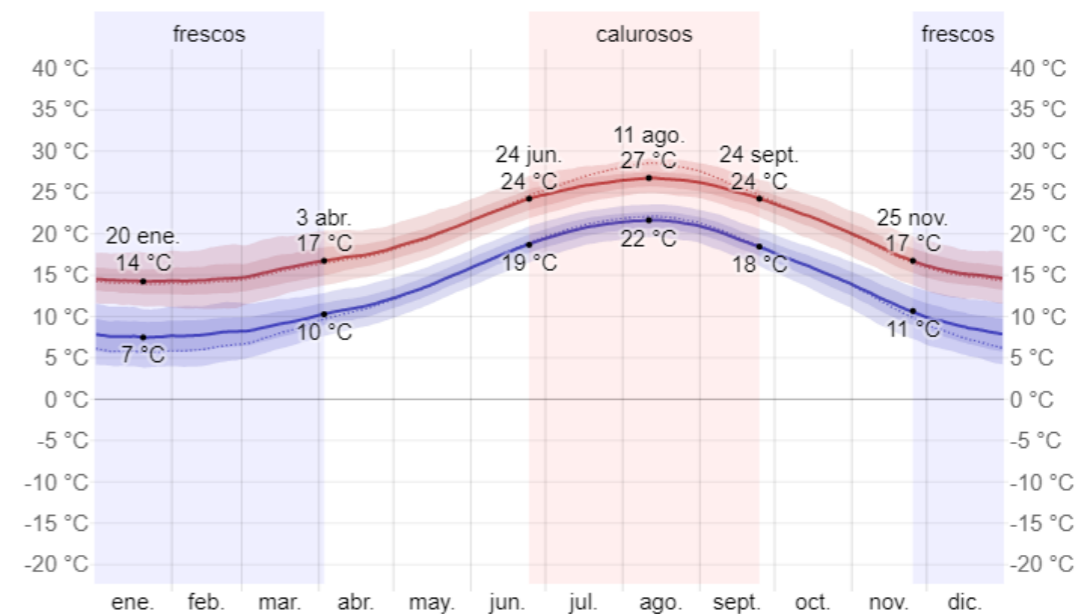


Figura 3. Gráfico de temperatura promedio en Benissa. Fuente: weatherspark.com

En esta zona una de las características más destacada es la insolación, es sabido que la provincia de Alicante una de las provincias españolas con mayor grado de insolación media anual. Por ello, Benissa, al encontrarse en el segundo mayor intervalo de insolación (ver Figura 4), cuenta con una insolación media anual oscilante entre 2900 y 3000 horas. Este factor es uno de los condicionantes que proporcionan a Benissa el régimen de temperaturas que se puede observar en la Figura 3.



diarias que se hayan dado en un año correspondan a las 24 horas del día, sino a un intervalo de tiempo comprendido en ese día.

Tabla 2. Registro de precipitaciones máximas diarias (en mm) en estación Benissa-Convento, indicativo 8043.

Año	Pd. Max	Año	Pd. Max
1943	146.0	1983	65.0
1944	116.0	1984	55.0
1949	84.0	1985	107.0
1955	99.0	1986	176.0
1969	123.0	1987	120.0
1970	36.2	1988	200.0
1971	249.0	1989	88.0
1972	52.0	1990	69.4
1973	146.0	1991	64.2
1974	46.0	1992	134.0
1975	64.0	1993	103.0
1976	47.0	1994	82.0
1977	61.0	1995	73.4
1978	85.0	1996	85.0
1979	43.0	1997	120.5
1980	95.0	1998	76.1
1981	49.0	1999	71.8
1982	55.0		

Se emplearán los dos ajustes de las series pluviométricas más empleados en la península, la función de distribución tipo Gumbel y la SQRT-ETmáx.

3.3.1. P_{MAX} DIARIA MEDIANTE DISTRIBUCIÓN TIPO GUMBEL

Los periodos de retorno contemplados son 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años y la función de distribución de probabilidad Gumbel se define de la siguiente forma.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha \cdot (x-\beta)}}$$

Donde “α” y “β” son parámetros que, según las indicaciones de Aparicio Mijares (1989) se definen de la siguiente manera para muestras relativamente pequeñas (100 registros o menos).

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{s}; \beta = s - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Se obtienen a continuación los valores de las expresiones anteriores. Para las expresiones σ_y y μ_y se recurrirá al libro “Cálculo de caudales en las redes de saneamiento” de Fernando Catalá Moreno (1990) en el cual se muestra una tabla que, dependiendo del número de registros, asigna valores a las expresiones necesarias para obtener “α” y “β”. En este caso concreto los valores son:

$$N = 35; \sigma_y = 1.1285; \mu_y = 0.5403$$

La desviación típica se obtiene mediante una hoja de cálculo usando la función DESVEST.M para toda la muestra.

$$s = 47.05$$

Finalmente se calculan los valores “α” y “β” con los parámetros obtenidos.

$$\alpha = \frac{1.1285}{47.05} = 0.0239; \beta = 47.05 - \frac{0.5403}{0.0239} = 24.4433$$

Para finalizar, se calcula la precipitación máxima diaria mediante la función de distribución Gumbel que responde a la siguiente expresión.

$$P_{máx}(T) = \beta - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Tabla 3. Valores de precipitación máxima diaria mediante Gumbel.

Periodo de retorno (T)	Pmax (Gumbel)	Prob max de excedencia
2	39.7	0.5
5	87.0	0.8
10	118.3	0.9
25	157.8	0.96
50	187.1	0.98
100	216.2	0.99
500	283.5	0.998

3.3.2. P_{MAX} DIARIA MEDIANTE EL MÉTODO ESTADÍSTICO SQRT-ETmáx

Contemplando los mismos periodos de retorno para el ajuste Gumbel, se procede a realizar el ajuste por el método estadístico más extendido en la península (SQRT-ETmax). Para ello se emplea la publicación de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, “Máximas luvias diarias en la España Peninsular” (1999).

En este documento se proporcionan mapas zonales de España del que se puede obtener los dos parámetros necesarios para la obtención de la precipitación máxima diaria en la zona de estos (el coeficiente de variación “Cv” y Precipitación media “Pm”). En este caso concreto estos parámetros toman los siguiente svalores:

$$Pm \approx 90; C_v = 0.51$$

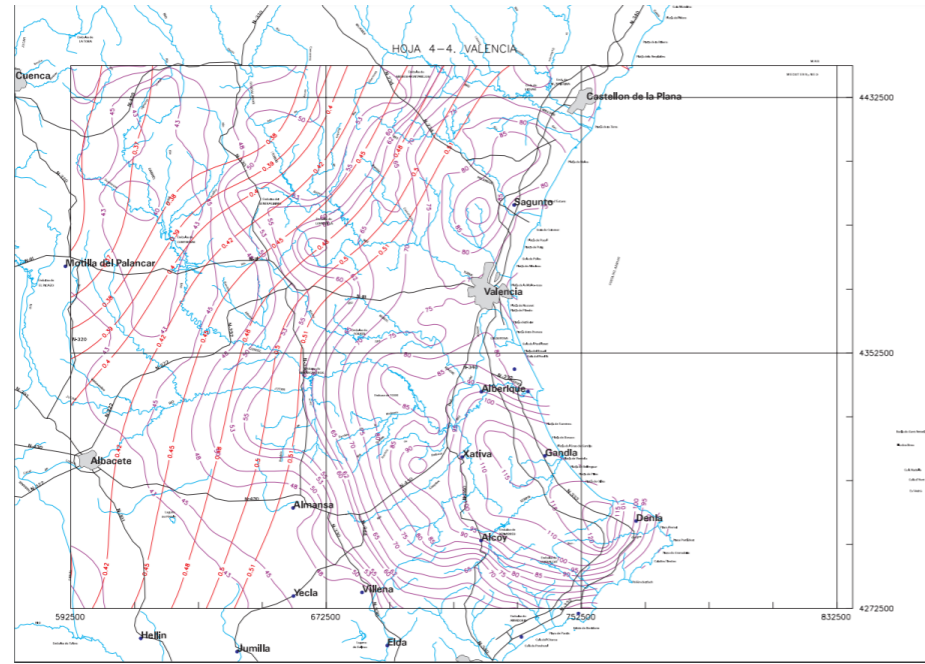


Figura 7. Mapa de isólinas para la obtención de Pm y Cv (región 4-4). Fuente: Dirección General de Carreteras

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (en adelante CEDEX) desarrolló una aplicación haciendo uso de la publicación citada anteriormente para calcular en una localización cualquiera la precipitación máxima diaria a partir de las coordenadas UTM, y el periodo de retorno (además del “Cv” y “Pm”, de sencilla obtención en la publicación de la DGC).

Los valores de precipitación máxima diaria mediante un ajuste SQRT-ETmax se han obtenido a partir de la herramienta STORM (esta herramienta deriva de MAXPLU, la aplicación desarrollada a partir de la publicación de “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”).

Las coordenadas UTM serán las coincidentes con la estación Benissa-Convento para analizar posteriormente en conjunto los valores obtenidos mediante el ajuste Gumbel y SQRT-ETmax.

El valor de precipitación media obtenido según la publicación “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular” dista del valor empleado para el ajuste mediante SQRT-ETmax, siendo el valor seleccionado el actualizado de 2022 (existen más de 20 años de diferencia entre los valores).

Tabla 4. Valores de precipitación máxima diaria mediante SQRT-ETmax.

UTMx	UTMy	T.Coord	T	Pmedia	Cv	Pmax(SQRT-Etmax)
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	2	112	0.518	98.3
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	5	112	0.518	146.4
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	10	112	0.518	182.7
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	25	112	0.518	233.6
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	50	112	0.518	274.9
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	100	112	0.518	319.0
00° 02' 32" E	38° 43' 09"	GMS	500	112	0.518	432.2

Los valores obtenidos mediante este método estadístico son muy superiores al obtenido mediante el ajuste Gumbel, por tanto, se emplearán los resultados de precipitación máxima diaria en la zona de

estudio obtenidos mediante el método SQRT-ETmax para el modelo hidrológico de las afecciones del proyecto al cauce existente.

Tabla 5. Comparativa entre valores de precipitación máxima diaria asociada a distintos periodos de retorno mediante funciones Gumbel y SQRT-ETmax.

T (años)	Pmax (Gumbel)	Pmax(SQRT-Etmax)
2	39.7	98.3
5	87.0	146.4
10	118.3	182.7
25	157.8	233.6
50	187.1	274.9
100	216.2	319.0
500	283.5	432.2

4. HIDROLOGÍA

En este apartado se establecerán las cuencas vertientes en la zona de estudio para posteriormente obtener el caudal y los parámetros necesarios para la implementación en el modelado de las cuencas en el software HECRAS. Este modelo permitirá analizar la afección de las estructuras derivadas del proyecto a realizar al cauce natural del Barranco de Santa Ana.

4.1. CUENCAS VERTIENTES

Para la delimitación de las cuencas se ha empleado el modelo digital de elevaciones LIDAR del Instituto Geográfico Nacional adoptando una resolución de 5 m. La delineación se ha realizado mediante la herramienta ArcGIS (ArchHidro Tools). Las cuencas obtenidas se muestran en la Figura 8.

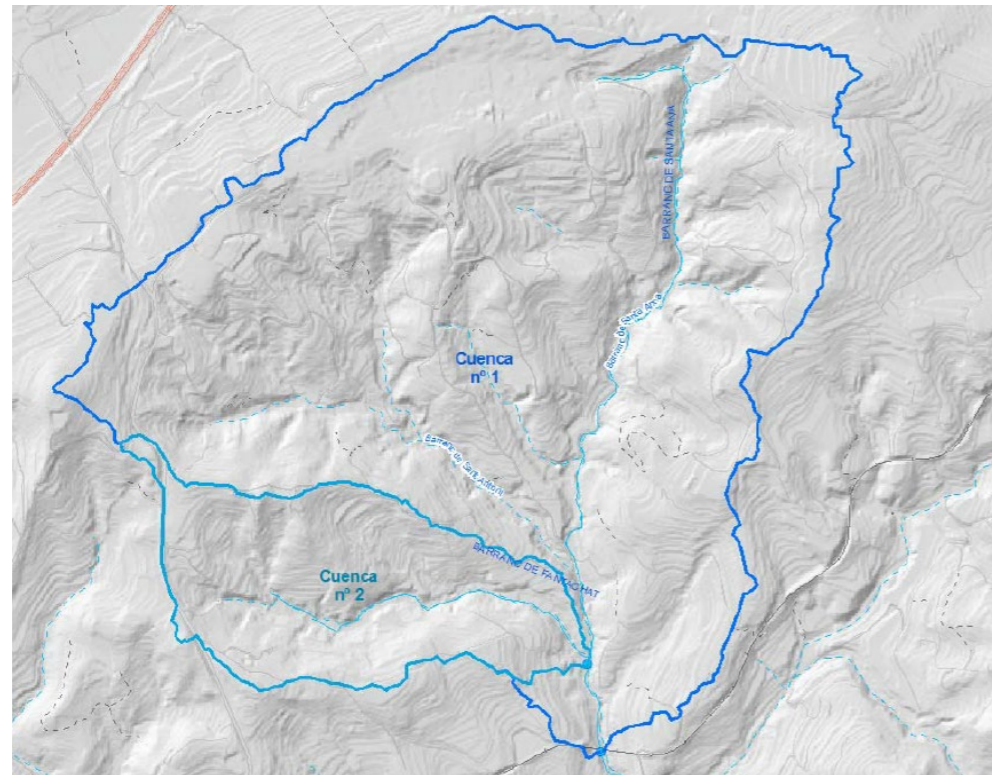


Figura 8. Cuencas vertientes en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

La cuenca 1 corresponde a la principal, es decir, la del Barranco de Santa Ana. La cuenca 2 corresponde al Barranco de Fantachat, cuyo punto de desagüe está situado aguas arriba de la localización del proyecto.

4.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE AVENIDA

Se calcula en este apartado los parámetros necesarios para modelar posteriormente las posibles afecciones del cauce para un periodo de retorno de 500 años. Se empleará el Método Racional, en concreto la modificación de Témez (Modelo de Témez, 1991) cuyo rango de aplicación son cuencas de superficie inferior a 3000 km².

Este modelo supone que el caudal máximo de salida es el que se genera por la precipitación con una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, siendo T_c el tiempo que tarda el agua en llegar desde donde precipita a la sección de salida de la cuenca por escorrentía directa.

El esquema a seguir en este apartado del Método Racional es el siguiente:

- Obtención de la precipitación máxima diaria
- Determinación de la intensidad media de precipitación "I_t"
- Determinación de los coeficientes de escorrentía
- Obtención de los caudales de referencia

4.2.1. OBTENCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA

Este parámetro ya se ha obtenido en el apartado 3.3.2 del presente anejo a partir de diferentes series y métodos estadísticos. Se ha optado por escoger los valores máximos asociados a cada periodo de retorno, coincidiendo todos con los obtenidos mediante el ajuste SQRT-ETmax. El valor necesario para los posteriores cálculos es la precipitación diaria máxima para un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 6. Precipitación máxima diaria escogida para periodo de retorno de 500 años.

T (años)	Pmax(mm/día)
500	432.2

4.2.2. DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN

Las fórmulas necesarias para determinar la intensidad media de precipitación (I_t) y el tiempo de concentración (T_c) se muestra a continuación.

$$\frac{I_t}{I_c} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}}$$

Se obtienen las expresiones necesarias para poder obtener "I_t".

$$I_c = \frac{Pd}{24}$$

La incógnita I₁ se calcula de la relación entre I_d/I₁ que se presenta en el mapa de isóneas de la Figura 9, realizado por la aplicación Mapa de Caudales Máximos (CAUMAX). De ahí se obtiene:

$$\frac{I_1}{I_d} = 11$$

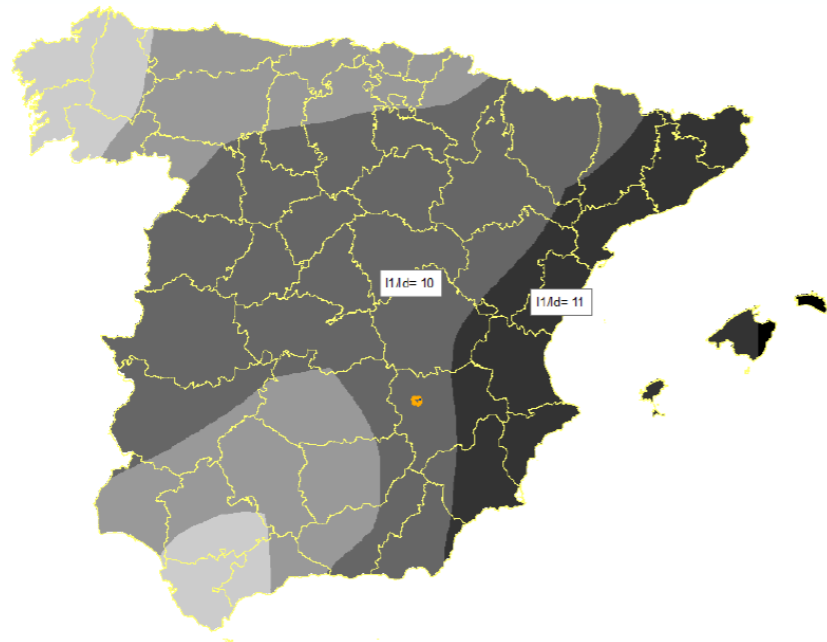


Figura 9. Mapa peninsular para la obtención de I1/Id. Fuente: CAUMAX

El último parámetro a obtener es el tiempo de concentración de la cuenca, que se define según la siguiente fórmula:

$$t = 0.3 \cdot \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right]$$

Siendo "L" la longitud lineal de la cuenca y "J" la longitud lineal de la cuenca dividido por la diferencia de altura.

$$J = \frac{L_R}{\Delta H}$$

Las tablas 7 y 8 presentan los valores definitivos calculados con la formulación anteriormente mostrada.

Tabla 7. Parámetros geométricos de las cuencas.

	Hmax (m)	Hmin (m)	ΔH (m)	Lc (km)	J (m/m)
Cuenca 1	223	94.10	129	2.75	0.047
Cuenca 2	241	97.95	143	1.47	0.097

Tabla 8. Intensidad media de precipitación para un periodo de retorno de 500 años.

	Pd (mm)	Ic (mm/h)	I1/Id	tc (h)	It (mm/h)
Cuenca 1	432.2	18.0	11	1.16	154.71
Cuenca 2	432.2	18.0	11	0.63	224.82

4.2.3. DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

La fórmula que define el coeficiente de escorrentía es la siguiente.

$$C = \frac{\left(\frac{P_d}{P_0} - 1 \right) \cdot \left(\frac{P_d}{P_0} + 23 \right)}{\left(\frac{P_d}{P_0} + 11 \right)}$$

Primeramente, se obtiene el coeficiente corrector del umbral de escorrentía "β" que ha sido definido por el CEDEX (Figura 10). El rango que proporciona el mapa para el coeficiente es de 2 a 2.519, para este trabajo se adopta 2.5 al ser más desfavorable.

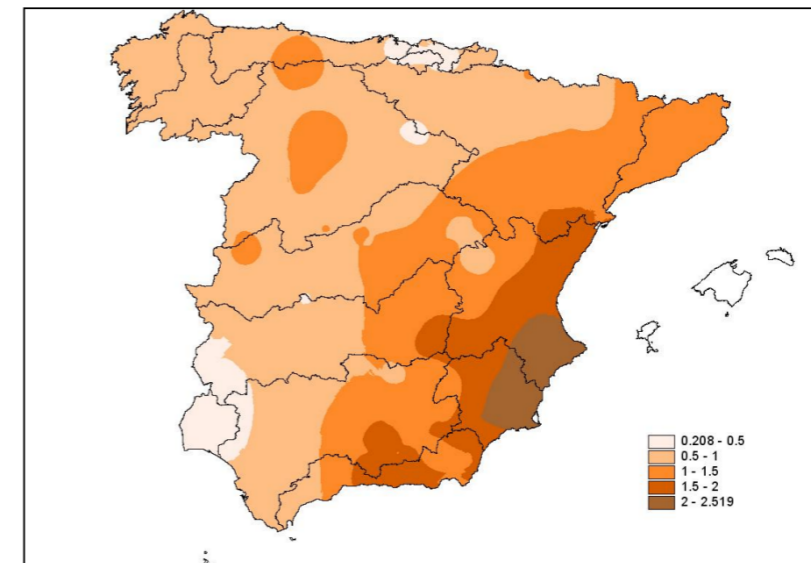


Figura 10. Mapa para obtención del coeficiente "β", corrector del umbral de escorrentía P0. Fuente: CEDEX

Los valores de los umbrales de escorrentía P0 vienen dado por el CORINE Land Cover, que es una base de datos de la Unión Europea donde se definen los usos del suelo de cada región. Empleando ArcGIS con el modelado digital de las cuencas de estudio se ha superpuesto el mapa de usos del suelo del CORINE (CLC2000) para obtener la Figura 11.

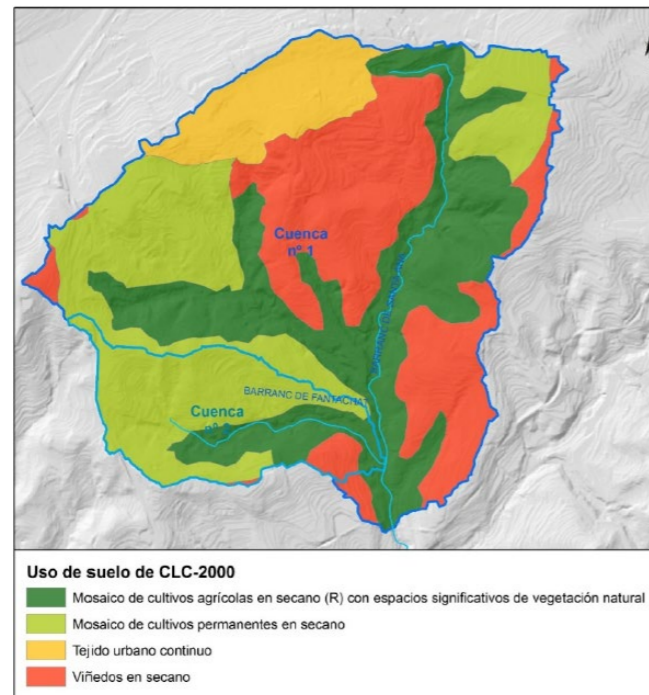


Figura 11. Usos del suelo para las cuencas de estudio. Fuente: CORINE Land Cover

La litología de la zona de estudio presenta una presencia homogénea de margas, calizas y margocalizas. Según la 5.2-IC (Instrucción de carreteras nacional de drenaje superficial) este tipo de terreno corresponde al grupo C, considerando su drenaje “imperfecto” (tabla 2.4 de la 5.2-IC).

La tabla 9 resume los valores que se han determinado, diferenciando usos del suelo, superficie del mismo y umbrales de escorrentía, para finalmente obtener los coeficientes de escorrentía de cada cuenca.

Tabla 9. Cálculo del coeficiente de escorrentía para las cuencas de estudio.

Código	Cuenca 1	Superficie (Has)	Po	Po corr	C (T=500 años)
24212	Mosaico de cultivos permanentes en seco >3%	78.8	15	37.5	0.669
22110	Viñedos en seco >3%	109.4	15	37.5	0.669
11100	Tejido urbano continuo	37.5	1	2.5	0.994
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en seco con espacios significativos de vegetación natural >3%	109.7	9	22.5	0.809
Promedio					0.785

*Siendo Po corr= Po · β

Código	Cuenca 2	Superficie (Has)	Po	Po corr	C (T=500 años)
24212	Mosaico de cultivos permanentes en seco >3%	47.2	15	37.5	0.669
22110	Viñedos en seco >3%	4.4	15	37.5	0.669
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en seco con espacios significativos de vegetación natural >3%	17.79	9	22.5	0.809
Promedio					0.716

4.2.4. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE REFERENCIA

Una vez calculadas las expresiones que intervienen en la formulación del caudal de avenida para ambas cuencas, se procede a aplicar la siguiente expresión.

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{3.60} \cdot K$$

El coeficiente corrector “K” de Témez se obtiene a partir del tiempo de concentración, anteriormente determinado.

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

La tabla 10 muestra un resumen final con todos los parámetros que intervienen en el cálculo del caudal de avenida total de referencia.

Tabla 10. Tabla resumen para la obtención del caudal de avenida total.

	A (km2)	Lc (km)	ΔH (m)	J(m/m)	Pd (mm)	It (mm/h)	C500	K	Q500 (m3/s)
Cuenca 1	3.3	2.75	129	0.047	432.2	154.71	0.785	1.08	120.27
Cuenca 2	0.69	1.47	143	0.097	432.2	224.82	0.716	1.04	32.07
TOTAL									152.34

4.3. ESTUDIO HIDRÁULICO

Se ha realizado un modelo sencillo en el software HEC-RAS 6.3.1 desarrollado por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos. Este programa permite simular como puede afectar el agua a estribos, pilas o torres de puentes (entre otras funcionalidades).

En este caso se ha simulado el cauce con los parámetros obtenidos en este Anejo, y se ha ubicado la sección del Pont del Quisi. Posteriormente se ha definido la sección donde se ubica la pasarela y se ha obtenido la cota de la avenida con periodo de retorno de 500 años.

La obtención del Q₅₀₀ en caso de superar los puntos donde se desea ubicar una pila, se deberá diseñar en consecuencia para evitar socavación o en colapso total del puente.

Se muestra a continuación la sección con la cota de la avenida de 500 años y el modelo competo de secciones transversales con el cauce del barranco.

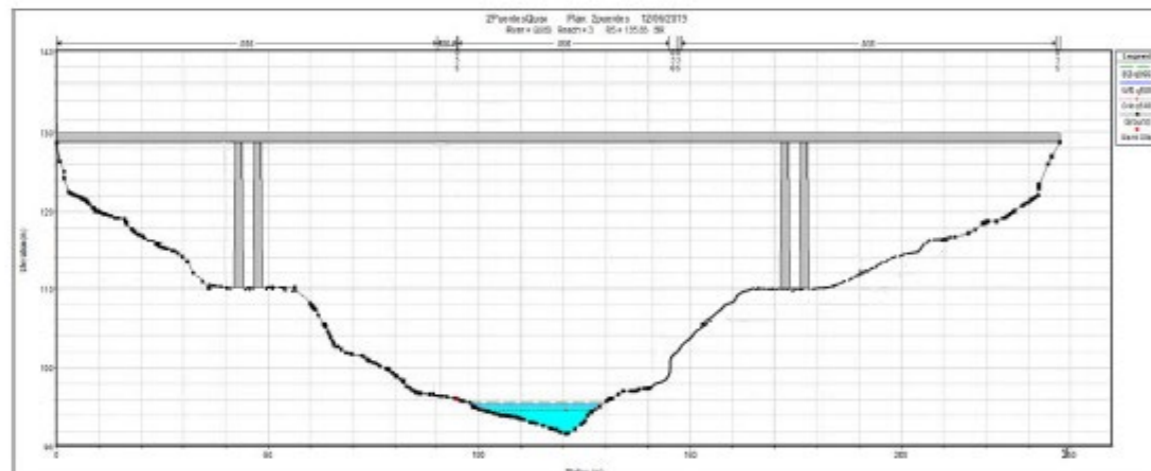


Figura 12. Sección del estudio hidráulico del emplazamiento de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS).

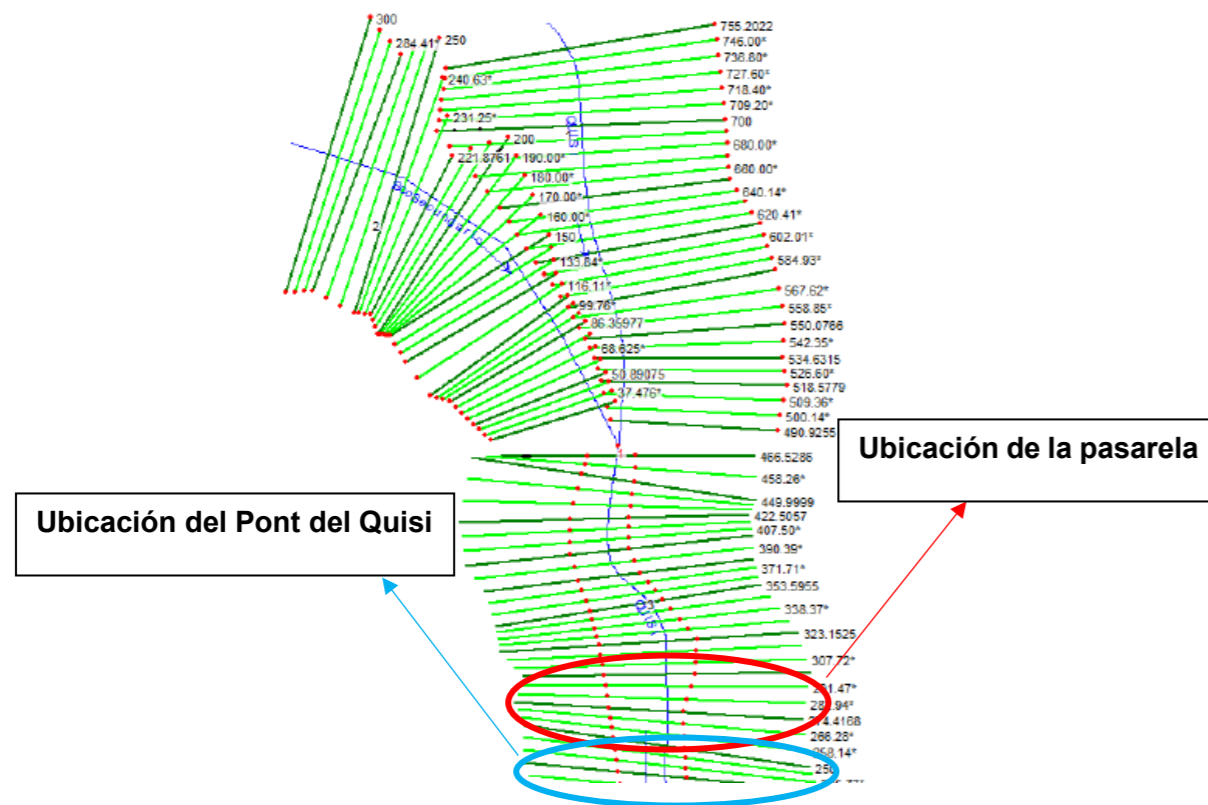


Figura 13. Modelo de HEC-RAS del cauce a estudiar. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS).



Anejo nº3:
Cartografía y Topografía



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ESTUDIO	3
2. SITUACIÓN DE LA OBRA	3
3. PLANOS DEL EMPLAZAMIENTO	3

Índice de Figuras

Figura 1. Mapa de España, situación de la obra. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix).....	3
Figura 2. Cartografía de Benissa. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix).....	3
Figura 3. Cartografía de Barranco de Santa Ana (ubicación de la obra). Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix).....	3
Figura 4. Topografía de la ubicación de la obra con curvas de nivel. Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)	4
Figura 5. Perfiles del terreno y elevación de la nueva pasarela (perfil superior) y del Viaducto del Quisi (perfil inferior). Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD).....	4

1. OBJETO DEL ESTUDIO

La finalidad del presente anejo es describir aquellos elementos topográficos y cartográficos que han sido necesarios para llevar a cabo el desarrollo del presente estudio. En particular y principalmente han resultado de ayuda para aquellos relacionados con el replanteo, conexiones entre los caminos existentes con la pasarela y ubicación de la cota de cimentación.

No se han desarrollado por razones obvias, levantamientos topográficos, implantación de bases de replanteo, estaquillado del eje u otros trabajos que puedan servir para complementar la topografía y detallar zonas especiales.

Para este estudio se han empleado la topografía del terreno en AutoCAD proporcionada por Salvador Monleón Cremades. Con este archivo se obtienen las curvas de nivel de la zona de obra, así como los perfiles del Puente de Quisi de ferrocarril y la nueva pasarela objeto de este proyecto. Con el IberPix, un visor web del Instituto Geográfico Nacional, se completa la cartografía del municipio de Benissa, las edificaciones próximas, los caminos y las pedanías.

Los planos detallados de la topografía y situación se adjuntan el Documento nº2: Planos.

2. SITUACIÓN DE LA OBRA

La obra se ubicará en el Barranco de Santa Ana, en el municipio de Benissa (Alicante, Comunidad Valenciana) la siguiente figura(Figura 1) muestra la situación general del emplazamiento (círculo rojo).



Figura 1. Mapa de España, situación de la obra. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)

3. PLANOS DEL EMPLAZAMIENTO

En las tres siguientes figuras, (Figura 2, 3 y 4) se puede observar la cartografía de la zona de estudio. En la primera de ellas se representa una cartografía general de la zona, con una mayor área, donde se puede ver desde la ubicación del emplazamiento y al norte la ciudad de Benissa. Todo el territorio tiene una orografía homogénea, siendo escasas las zonas llanas y predominando las pendientes, barrancos y zonas geológicamente accidentadas. En cuanto a la segunda y tercera figura, hace referencia a la zona de estudio, se observa que se cumplen las características mencionadas anteriormente. Los óvalos rojos corresponden al Puente del Quisi y el entorno en el que se ubica.

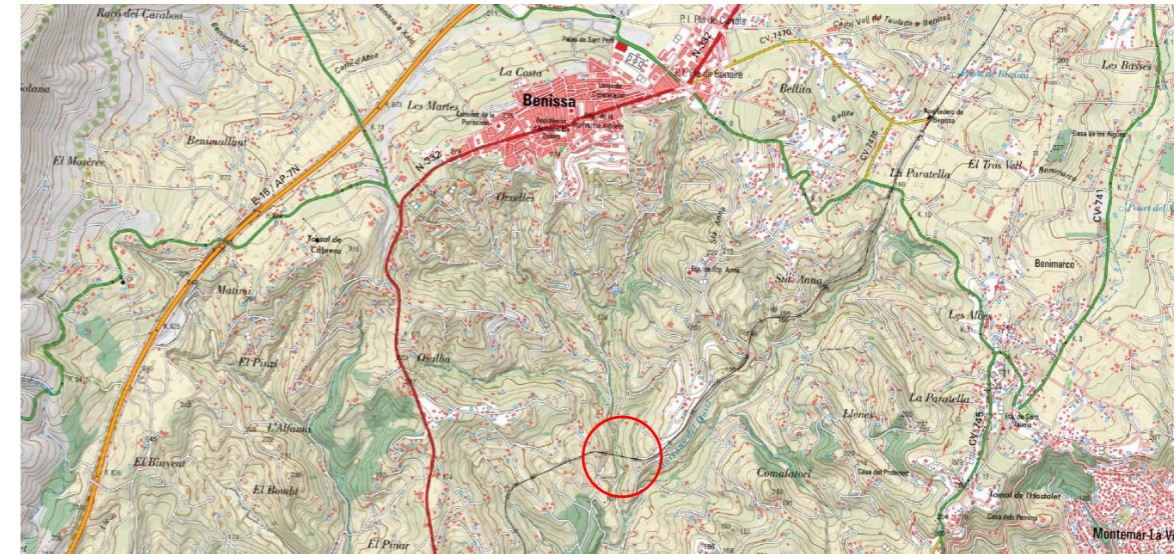


Figura 2. Cartografía de Benissa. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)

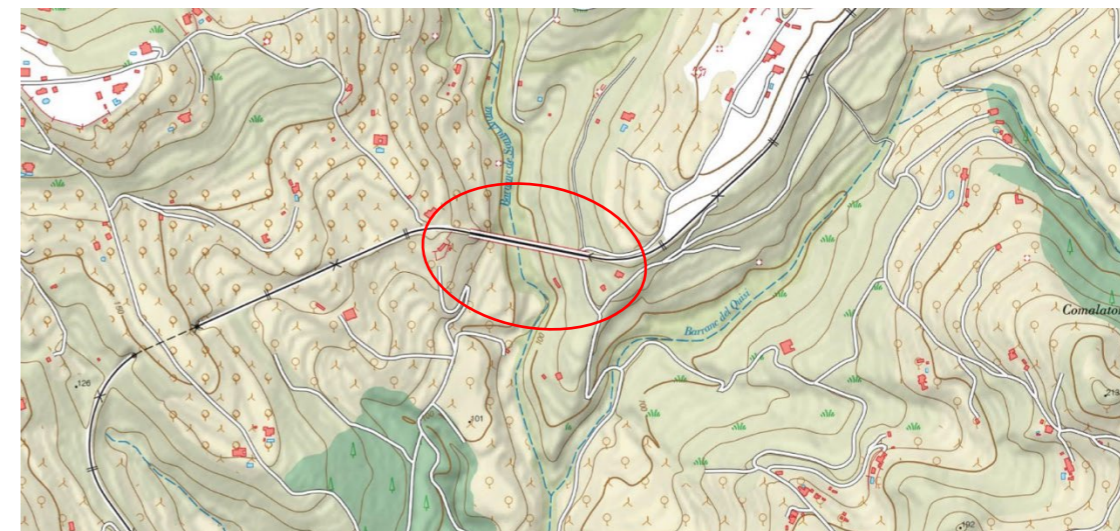


Figura 3. Cartografía de Barranco de Santa Ana (ubicación de la obra). Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)

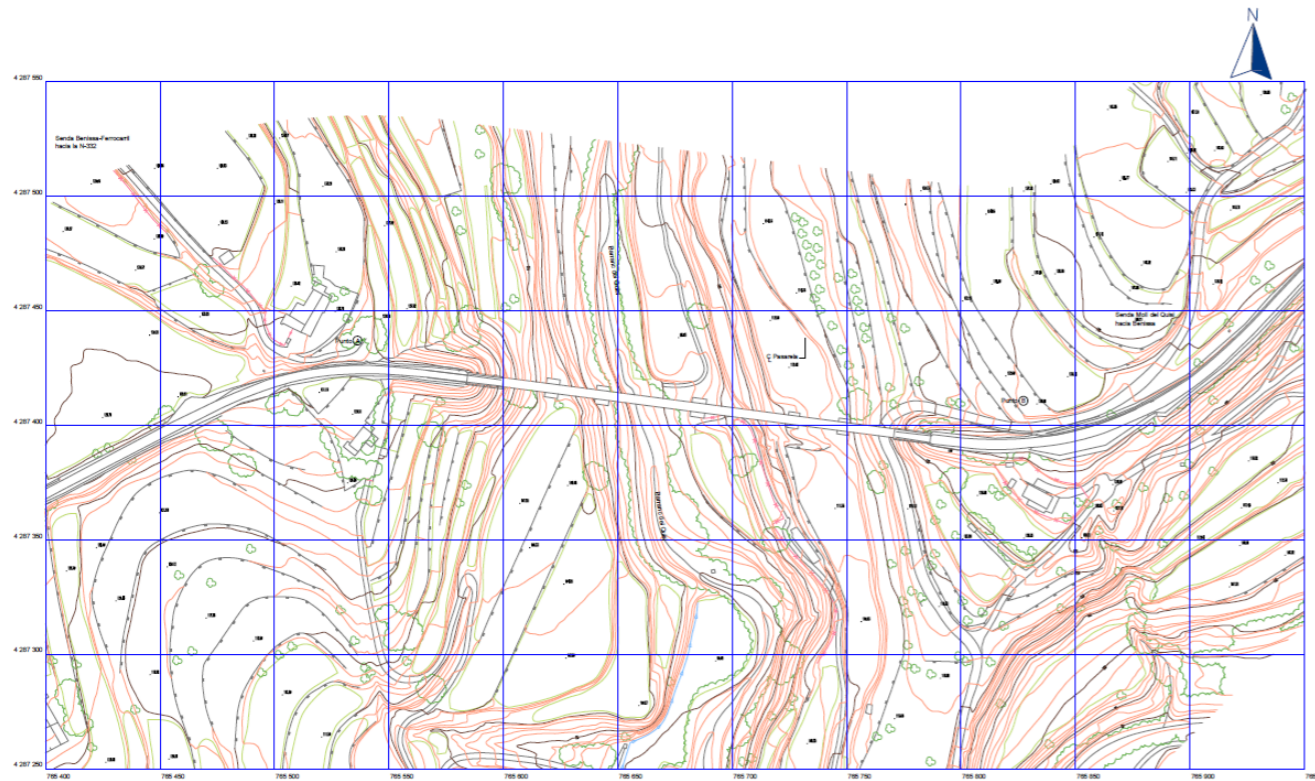


Figura 4. Topografía de la ubicación de la obra con curvas de nivel. Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)

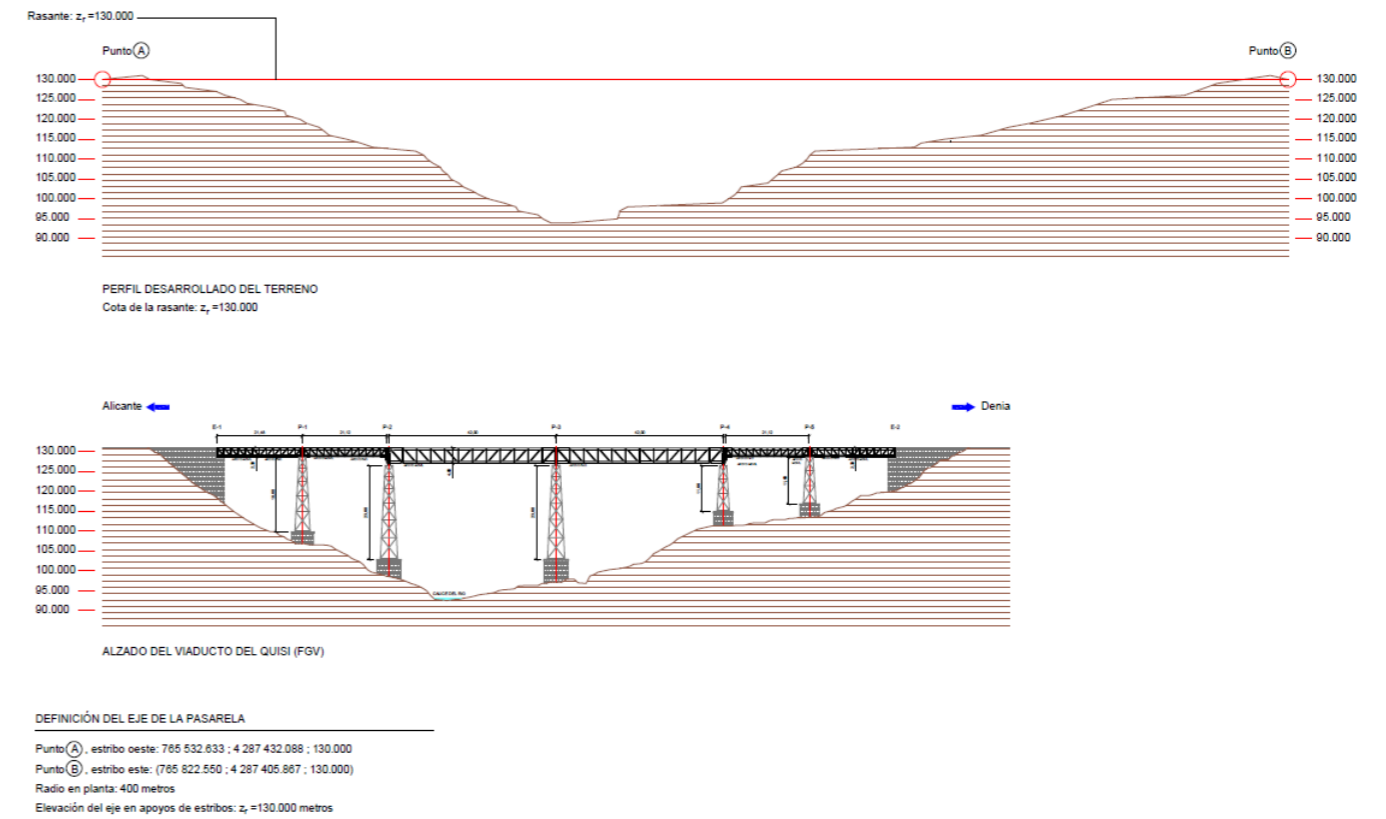


Figura 5. Perfiles del terreno y elevación de la nueva pasarela (perfil superior) y del Viaducto del Quisi (perfil inferior). Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)

La siguiente figura (Figura 5) muestra el perfil del terreno existente en la zona de estudio, donde se observa la diferencia de cotas que deberá salvar la pasarela y aguas debajo de esta, el perfil que salva el puente metálico de ferrocarril. Esta figura proporciona la profundidad del barranco, estando el lecho del mismo a cota 94 m.s.n.m. y la cota de la rasante de la nueva pasarela a 130 m.s.n.m.



Anejo 4: **Geología**



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ANEJO	3
2. METODOLOGÍA DE TRABAJO	3
3. MARCO GEOLÓGICO	3
4. TECTÓNICA	5
5. GEOMORFOLOGÍA.....	6

Índice de Figuras

Figura 1. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME.....	4
Figura 2. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME.....	5
Figura 3. Vista actual de la zona de estudio. Fuente: Google Earth.....	6



1. OBJETO DEL ANEJO

El presente anejo tiene como finalidad la caracterización del terreno existente en el marco geológico. Con esto, podremos establecer unas características que permitirán posteriormente, comprobar y diseñar los elementos de la subestructura de la pasarela.

Los trabajos a realizar son los siguientes:

- Descripción del área de estudio y sus datos generales.
- Caracterización geológica de los materiales presentes.
- Agresividad y alterabilidad de los materiales sobre las estructuras.
- Presencia de agua.
- Geomorfología, tectónica, hidrogeología.

2. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para la realización del presente anejo, se va a seguir la siguiente metodología de trabajo que se expone a continuación. Hay que destacar que se dispone del estudio geotécnico que se ha utilizado para realizar el *Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante*. Se ha tomado esta decisión, en base a que al tratarse de un Trabajo de Fin de Máster, no se disponen de los recursos necesarios para poder llevar a cabo la realización de una campaña geotécnica. Por lo tanto, se escogen los parámetros obtenidos en el Proyecto mencionado anteriormente, resultando ser estos valores muy similares a los que nos encontraríamos en nuestra zona de estudio, por ser muy muy próxima a nuestro emplazamiento. A pesar de disponer de dicha información, se han verificado todos los datos de los que se disponía. Finalmente se exponen las distintas tareas realizadas en el presente anejo.

- Estudio de la situación geológica de la zona, mediante la información que se proporciona en el Instituto Geológico Minero Español, a partir de ahora en este anejo IGME.
- Estudio y análisis del estudio geológico-geotécnico del *Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante*.
- Geomorfología y usos del suelo de la zona.
- Visita de campo, para familiarizarse con el entorno, la orografía que presenta la zona, la presencia de agua en la superficie, la geomorfología de la zona, así como para ver la geología superficial de la zona.

3. MARCO GEOLÓGICO

La zona de estudio se encuentra en el borde extremo del Prebético en la provincia de Alicante, formando parte del sector autóctono de la Zona Externa de la Cordillera Bética. Mayoritariamente los materiales que afloran en superficie son de edad terciaria.

Para realizar el estudio de la geología que caracteriza a la zona de estudio, se recurre al IGME, concretamente a la Hoja 822-Magna de Benissa con una escala de 1/50.000. En este mapa se comprueba que alrededor del barranco se pueden identificar materiales pertenecientes al Mioceno medio-superior. Además, aunque de una forma más localizada, existen materiales más antiguos, aunque también de edad terciaria, correspondientes a formaciones del Paleógeno.

Uno de los recursos que proporciona el IGME consiste en superponer la hoja geológica, elaborada por este organismo, sobre la herramienta Google Earth Pro, consiguiendo así la ubicación geológica de la zona de estudio con mayor grado de exactitud, ya que la escala que proporciona el IGME es demasiado alta para conseguir un cierto grado de detalle. Por lo tanto, en la zona es posible encontrar, de más antiguo a más modernos, los siguientes materiales:

- Mioceno inferior: Calizas arrecifales y brechas calcáreas (núm. 17 Hoja 822 IGME).

Esta unidad carbonatada, a escala regional representa un cambio lateral de la unidad anterior, Desde el punto de vista litológico se encuentra constituida por calizas organógenas, de tonos gris azulados, con abundantes restos de conchas y algas melobesias.

Lateralmente y dentro de un mismo cuerpo se 'puede llegar a comprobar la existencia de arrecifes y de barras de destrucción, así como la presencia de brechas calcáreas, en las que son frecuentes los bioclastos de algas,

En la carretera nacional N-332, entre el P.K. 159 y 160, y en contacto mecánico con las calizas existe una formación carbonatada constituida por calizas areno-limosas tableadas, de tonos gris blancas, todo ello atribuido al Mioceno inferior.

- Mioceno inferior: Alternancias de margas azules y areniscas finas ("Flysch") (núm. 18 Hoja 822 IGME).

Esta unidad que aflora en el corte realizado en la Sierra de Benitachell, sobre las calizas organógenas representa otro brusco cambio secuencial en la Serie Neógena, y se dispone discordantemente sobre formaciones más inferiores del Mioceno y del Oligoceno.

Presenta buenos afloramientos en la carretera de Alcalalí a Pedreguer, entre los puntos kilométricos 1 y 4, así como a lo largo de la carretera nacional N-332, entre los P.K.141 y 144.

Sin embargo, los mejores afloramientos de esta unidad que se pueden observar se encuentran en los taludes de la autopista A-7, a la salida de los túneles del Mascarat.

En todos estos puntos las facies son muy similares, se ven como un conjunto de margas gris-azuladas, arriñonadas en ocasiones y con texturas hojosas en otras. Alternan con cuerpos de areniscas de variado espesor y de tonos amarillentos. No presentan ningún tipo de estructuras, si bien son masivas, y es frecuente la aparición de trazas de asfalto.

En el perfil de Benitachell la unidad se caracteriza por presentarse bajo alternancias de margas y margocalizas gris-azuladas algo arenosas,

Desde el punto de vista sedimentológico, estas facies se corresponden con sedimentos depositados en frentes deltaicos dentro de una plataforma externa somera.

- Mioceno medio, Margas blancas y niveles turbidíticos (núm. 19 Hoja 822 IGME)

El Mioceno marino de la Hoja de Benissa culmina con una fuerte acumulación de sedimentos margosos, que rellenan las depresiones tectónicas dejadas tras los fuertes movimientos Oligo-Miocenos.

Esta serie margosa, se apoya en supuesta discordancia sobre las facies de la unidad anterior y litológicamente se encuentra constituida por margas grises, nodulosas y desagregadas, de naturaleza arcillo-limosa y que en superficie presentan una tonalidad blanquecina. Presentan por lo general una mala estratificación y se encuentran bastante replegadas.

Los mejores afloramientos de esta unidad se pueden encontrar entorno a la localidad de Benissa, en concreto, en toda la depresión de este mismo nombre. Sin embargo, también se encuentran repartidas por casi todas las depresiones, de carácter tectónico, que aparecen en la Hoja.

De gran dificultad es el realizar un perfil de la unidad, dado que, por su grado de alterabilidad, la mayoría de los barrancos y cortes naturales se encuentran cubiertos por sus propios derrubios. Por este motivo, la unidad ha sido reconocida mediante la recogida de muestras puntuales y cortes parciales realizados preferentemente en: La depresión de La Marina, en las proximidades de Vall D'Ebo, y en el cauce del río Jalón, junto a la localidad de Benichembla. En todos los lugares que se ha reconocido la unidad, sus características han resultado similares.

. Es importante destacar que en casi todas las muestras recogidas aparecen una gran cantidad de formas bentónicas.

- Mioceno medio, Turbiditas (núm. 20 Hoja 822 IGME)

Esta unidad se corresponde lateralmente con la formación margosa en facies "tap", que ha sido descrita anteriormente. Aparecen afloramientos localizados de depósitos turbidíticos de gran desarrollo vertical y no tanto horizontal.

Esta unidad presenta una típica morfología de talud, en la que se observan discordancias internas. Esta morfología se desarrolla a partir de los relieves cretácicos y su espesor es del orden de 150 a 170 metros. Se encuentra constituida, desde el punto de vista litológico, por alternancias de margocalizas limo-arenosas y margas arcillo-limosas de tonos grises y a veces blancos, estratificadas en capas generalmente homométricas.

En la zona cercana a Benissa, estos depósitos son de naturaleza más arenosa y con gran cantidad de formas fósiles que proceden de procesos tempestíficos.

- Mioceno medio-superior

Al pie de las Sierras de Aixorta y Oro, así como en las faldas de la Sierra de Bernia, y dentro de lo que es hoy la depresión de Tárben y el Sinclinal de Benissa respectivamente, existen depositados sobre y dentro de las denominadas facies "tap", frentes masivos constituidos por calizas del Eoceno superior-Oligoceno (21) y por margas y calizas gris azuladas del Oligoceno-Mioceno inferior (22).

Algunos de estos olistolitos saltan a la vista por su expresión en la cartografía geológica y las observaciones de detalle realizadas en el campo. "In situ", son reconocidos a lo largo de la carretera de Tárben a Castell de Castells, así como en las pistas que suben de ésta a la Sierra de Aixorta.

Las calizas (21) se encuentran muy fracturadas y plegadas, y en ellas aparecen todas las microfacies que han sido descritas en apartados anteriores. Son calizas muy fosilíferas, sobre todo en grandes foraminíferos de los grupos de los nummulites y de las alveolinas.

En lo que se refiere a facies y tramos olistolíticos de edad superior, son observables también masas alternantes de calizas y margas de tonos gris-azuladas (22), entremezclados y en contacto mecanizado con los depósitos margosos en facies "tap". También es frecuente encontrar bloques de naturaleza conglomerática y brechificada dentro de los cuerpos olistolíticos.

Desde el punto de vista cronoestratigráfico, éste evento se realiza durante todo el Mioceno, si bien en la región que ocupa la Hoja de Benissa, la edad se atribuye al Mioceno medio-superior (Incluyendo probablemente el Tortoniense). En definitiva, toda esta sucesión de movimientos gravitacionales se lleva a cabo en el tiempo de colmatación de las cuencas miocenas.

A continuación, (Figura 1) se observa la representación de la geología de la zona a partir del mapa que proporciona el IGME y la aplicación de Google Earth.

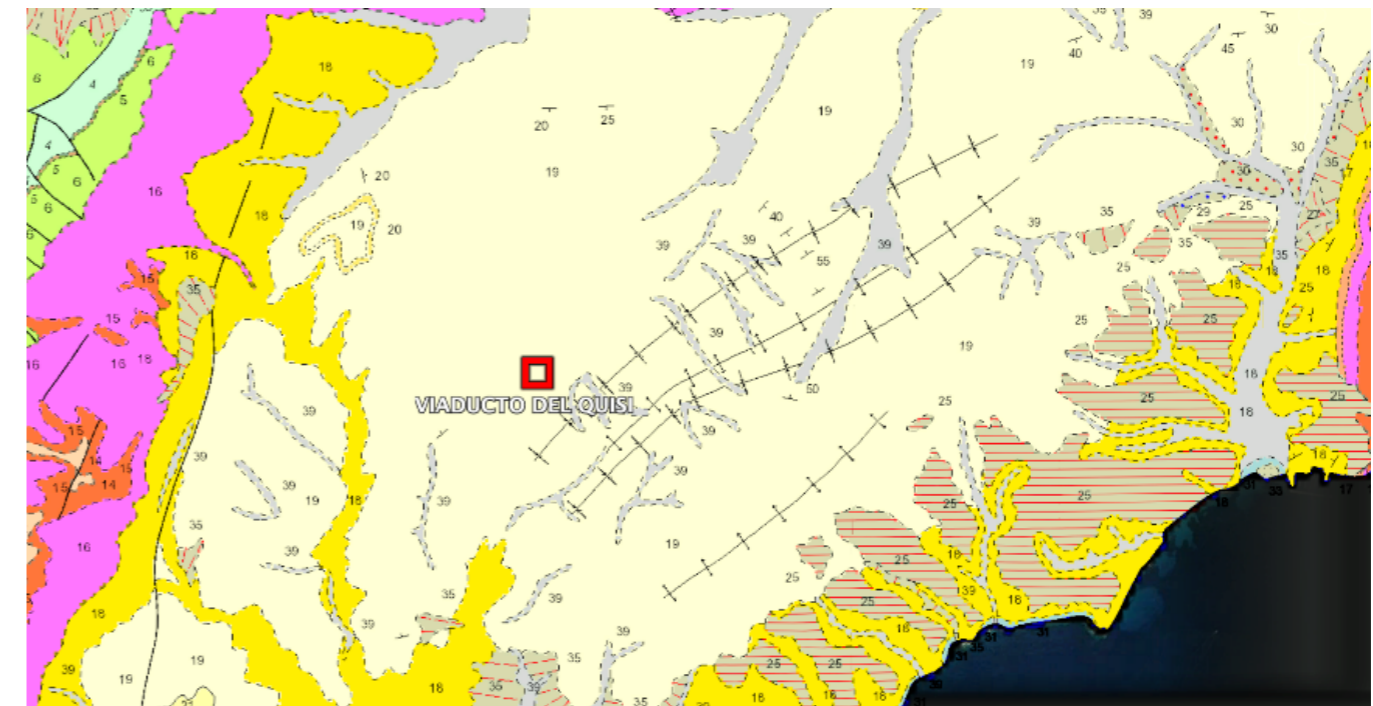


Figura 1. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME.

En las dos siguientes figuras (Figura 2) (Figura 3) se puede identificar cada zona que se muestra en la figura anterior.

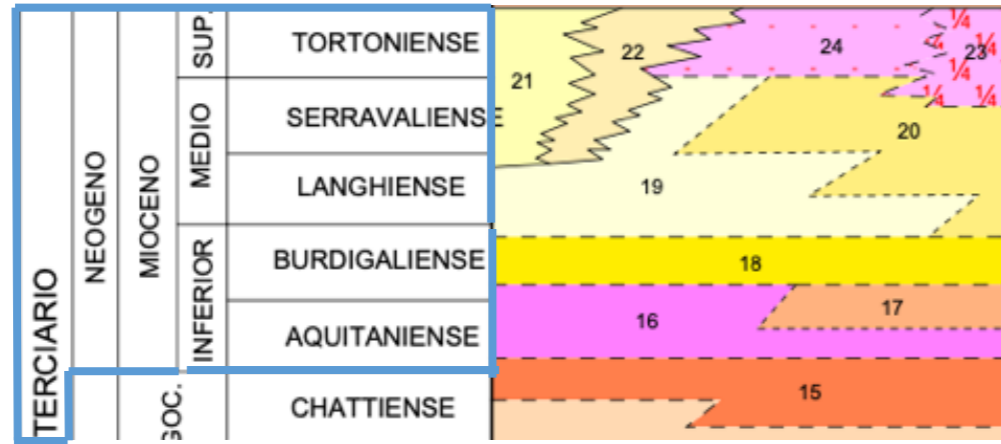


Figura 2. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME.

En el apéndice de este anejo, se encuentra la información geológica proporcionada por el IGME, de la hoja N°822 de Benissa.

4. TECTÓNICA

En la Hoja de Benissa no se detectan estructuras de interferencia, si bien existen direcciones de pliegues NO-SE y ONO-ESE, similares a los de las Sierras de Aixorta, Oro, Bernia y Mongó. Estos pliegues están estrechamente ligados a sistemas de fallas dextrales. En cuanto a los flancos meridionales de las Sierras de Aixorta y Bernia se encuentran truncados por una zona de falla ONO-ESE, dextral subvertical, que forma el borde septentrional del Diapiro de Altea.

El Triásico en facies Keuper, ha jugado un papel fundamental en la estructuración de la región. Los efectos directos e indirectos (cabalgamientos y diapirismo), en los que se encuentran envueltas estas facies, han favorecido direcciones anómalas en las principales unidades de la zona, así como deslizamientos gravitacionales y extrusiones de materiales más competentes.

Las principales direcciones estructurales que aparecen en la región son propias de la Cordillera Bética (NESO), pues dentro de la Hoja se pueden apreciar direcciones anómalas, como por ejemplo los casos de las Sierras del Mongó, Aixorta y Oro y la estructura de la Sierra del Ferrer, e incluso la zona central dominada por el diapiro del Jalón, el cual aflora a partir de una gran falla de desgarre, que recorre la Hoja de Este a Oeste.

La Hoja de Benissa está dominada por estructuras de plegamiento y fallas que siguen las directrices generales del Prebético Alicantino, es decir por direcciones OSO-ENE y SO-NE. Estas orientaciones se manifiestan prácticamente en toda la Hoja, siendo las más destacadas: El Sinclinal de Benissa, Las Sierras de la Carrasca y Mediodía, Sierra de Tierra Nueva y Peñetes Roches (Segaria), Sierra de Castell de la Solana, etc. Existen además, otras unidades que aparecen en la Hoja y que se encuentran claramente afectadas por procesos de naturaleza diapírica, dando lugar a direcciones anómalas. Estas estructuras son las que presentan las Sierras de Aixorta y Oro, Sierra del Peñón y la Sierra Del Ferrer. Los accidentes tectónicos de mayor relevancia son el desgarre o falla direccional del Jalón y la falla del río Guadalest. En ambas estructuras han tenido lugar procesos de diapirismo intenso en casi todas las fases tectónicas acaecidas en la región.

Estos movimientos se inician a partir Cretácico inferior, teniendo su máximo desarrollo durante todo el Neógeno. En cuanto a la unidad estructural que domina la zona es la denominada Área Sur-Oriental: Depresión de Benissa. Se sitúa en el cuadrante sur-oriental de la Hoja. Su borde occidental está limitado por los relieves cretácicos de la Sierra del Cao. En su borde oriental se sitúa la Sierra de Benitachell, y en sus bordes septentrional y meridional las Sierras de Soldetes y Tosal Gros, por un lado y el Mar Mediterráneo y Sierra Bernia por otro. Tiene una forma alargada, con una longitud aproximada de 15 a 17 Kms, y una anchura de unos 10 Kms. Su estructura la constituye un amplio sinclinorio, con dirección SW-NE, y con una ligera vergencia hacia el NW.

La práctica totalidad de la depresión se encuentra rellena por diferentes formaciones del Oligoceno superior al Mioceno superior. El contacto entre todas sus unidades es discordante, así como el contacto con todas las unidades que la circundan ó delimitan, si bien en algunos puntos, como el contacto con la Sierra de Bernia, aparece una fuerte mecanización.

5. GEOMORFOLOGÍA

La zona que se va a estudiar se ubica en la provincia de Alicante, más concretamente al sur de Benissa. Benissa se encuentra a 265 msnm aproximadamente, mientras que la zona de estudio, pese a estar relativamente cerca, unos 2 Km, existe un descenso de aproximadamente unos 130 metros, situándose el emplazamiento a unos 105 msnm. Esto ocurre al tratarse de una zona con una depresión considerable, pero no brusca, que va desde Benissa hasta desembocar en el Mar Mediterráneo. Además, esta depresión, acompañada de otros fenómenos geológicos ha favorecido la formación del barranco por donde transcurre el agua en episodios de lluvia.

Ahora bien, por una parte, tenemos una pendiente media, calculada desde Benissa hasta 1,5 Km aguas abajo del viaducto del 8.8% en sentido ascendente y del -11% en sentido descendente. Mientras que en el sentido del eje de la estructura que se va a diseñar se tiene una pendiente media del 14,3% en sentido ascendente y del -15% en sentido descendente, para llevar a cabo esta medición se ha cogido un tramo de 1 Km en sentido perpendicular al eje del barranco y usando como referencia el viaducto existente.

La zona de estudio se caracteriza por ser una zona deprimida, con la formación de zonas con relieves no muy acusados, pero que no llega a considerarse una llanura, esta morfología favorece la creación de barrancos por donde discurre la escorrentía de la lluvia. Por lo general a penas, hay zonas montañosas o que tengan una elevación considerable, por lo que a pesar de lo que se ha mencionado anteriormente, diferencia de elevación de 100 metros aproximadamente, se puede considerar que es una zona sin demasiados accidentes geológicos. Por lo que se encuentra una superficie regular.

En cuanto a los principales fenómenos geomorfológicos se pueden atribuir a la actuación del hombre, pues la zona se caracteriza por tener campos de cultivo, viviendas de segunda residencia, carreteras comarcales y caminos rurales (Figura 4).

Como se ha comentado anteriormente, la escorrentía fluye por los distintos barrancos que se encuentran en la zona, confluyendo todos en un único barranco (Barranco de Santa Ana). Esta escorrentía fluye por el terreno sobre el material que se encuentra y se va infiltrando poco a poco. Un claro ejemplo de esto es que la superficie del barranco de Santa Ana no tiene la presencia de agua, pero en ciertas zonas, sí que se detecta un tono más oscuro del terreno, el cual indica la presencia de agua estacional. Además, la escorrentía fluye de forma natural, por las pendientes que posee el terreno, teniendo este una inclinación variable entre 25-30°. También es importante destacar la erosión que se produce en el cauce del barranco mencionado anteriormente propia de la escorrentía. Además, esto se puede observar con las capas superficiales que existen de materiales aluviales-coluviales.

También hay que destacar que en esta zona se encuentran espacios destinados al sector primario, es decir, agricultura sobre todo y algo de ganadería y también hay espacios, donde hay vegetación autóctona de la zona, siendo estos significativos (Figura 4). Por lo que existe en la zona un equilibrio entre el desarrollo de la agricultura y la conservación de la fauna y la flora propia de la zona. Este equilibrio ha favorecido que en el paisaje no existan formaciones geológicas forzadas.

Por lo tanto, la geomorfología responde a la caracterización realizada en el apartado 3. MARCO GEOLÓGICO.

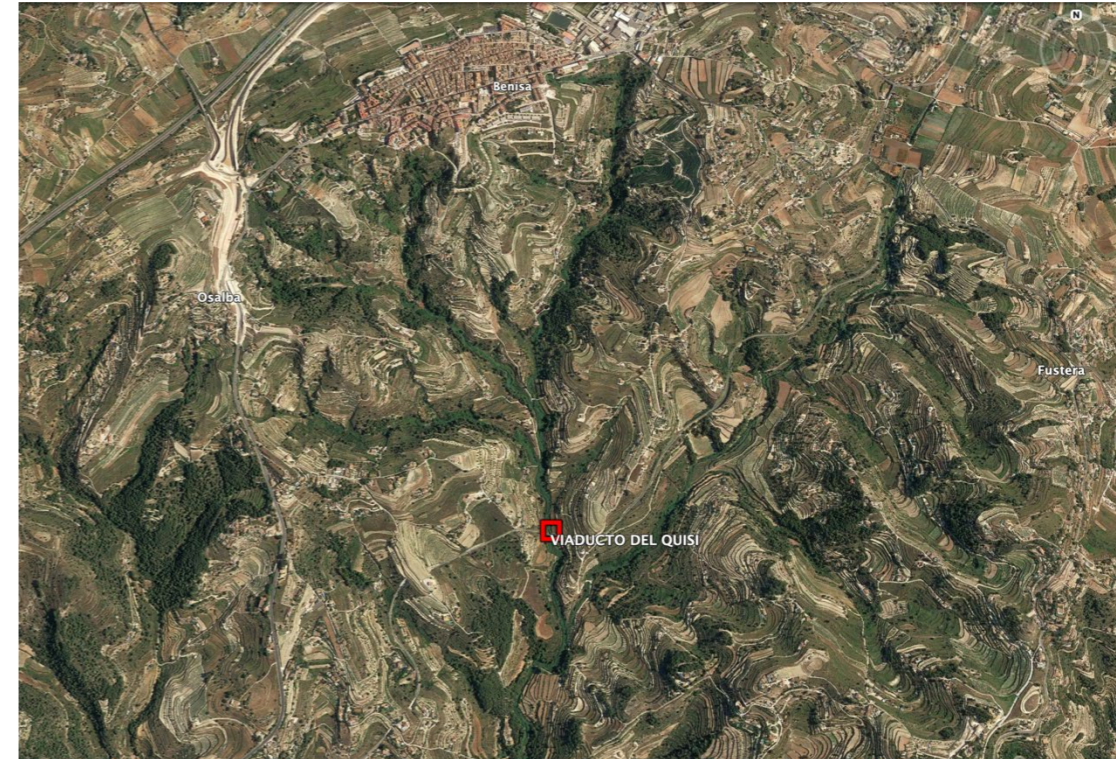
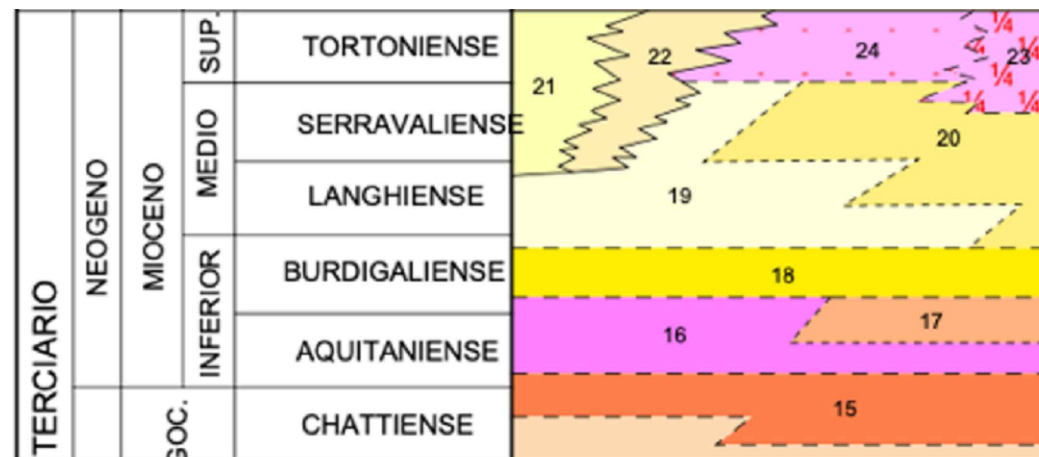
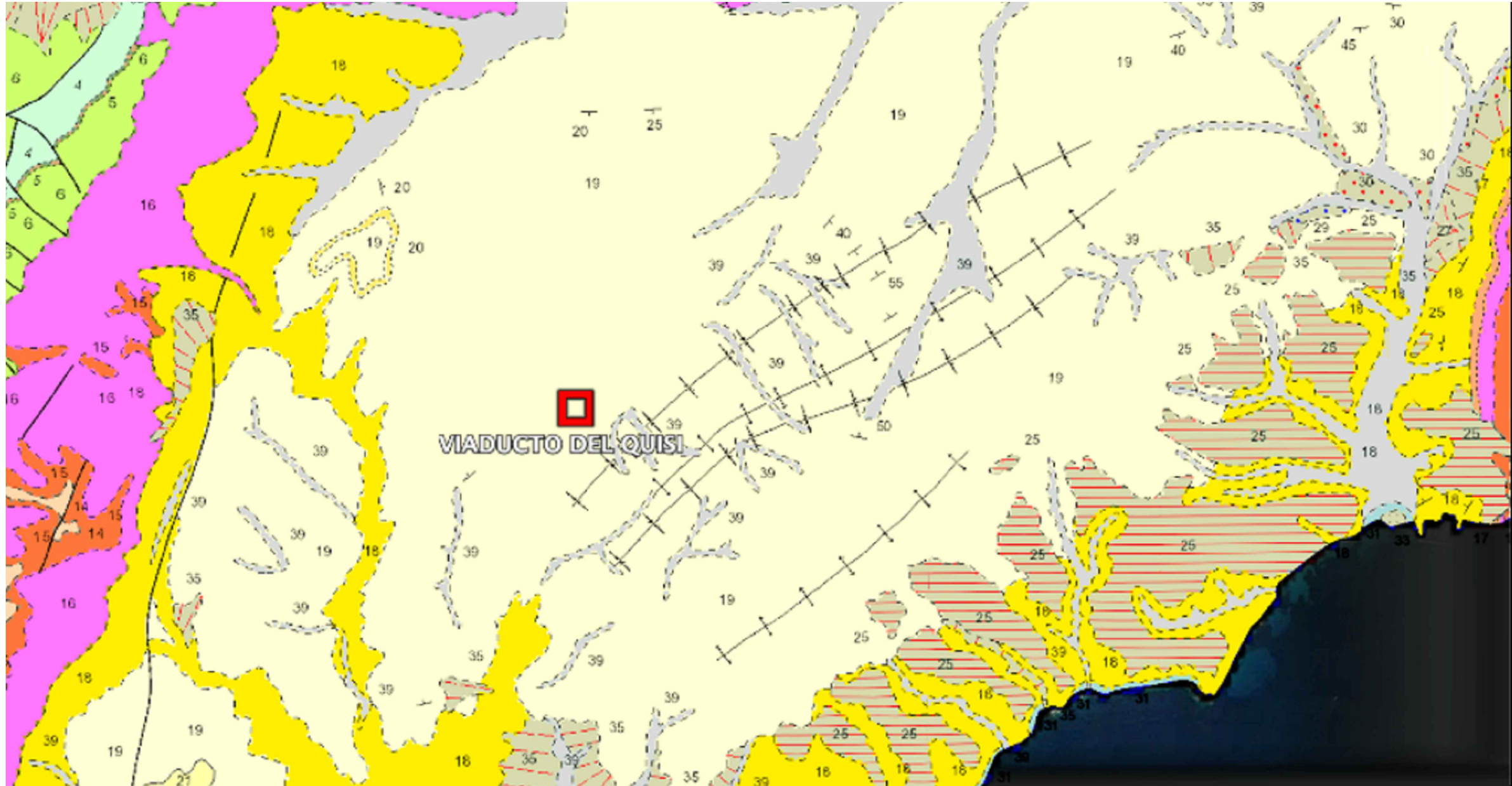


Figura 3. Vista actual de la zona de estudio. Fuente: Google Earth



**APÉNDICE: INFORMACIÓN GEOLÓGICA DEL INSITUTO
GEOLÓGICO Y MINERO DE ESPAÑA, HOJA 822, BENISSA**





Anejo nº5: **Sismología**



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ESTUDIO	3
2. CONSIDERACIONES PREVIAS	3
3. CÁLCULO DE LA ACCIÓN SÍSMICA.....	3
4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA	4
4.1. ESPECTRO DE ACELERACIONES	4
4.1.1. COMPONENTES HORIZONTALES.....	4
4.1.2. COMPONENTE VERTICAL	5
4.1.3. ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS.....	5
4.1.4. VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL TERRENO.....	5
5. RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS	5
6. ESPECTROS DE RESPUESTA.....	6

Índice de Figuras

Figura 1. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional. 3

Índice de Tablas

Tabla 1. Comportamiento sísmico último de cálculo. 5
Tabla 2. Comportamiento sísmico frecuente de cálculo..... 5

Índice de Gráficas

Gráfica 1. Espectro último de respuesta. Fuente: Elaboración propia..... 6
Gráfica 2. Espectro frecuente de respuesta. Fuente: Elaboración propia..... 6

1. OBJETO DEL ESTUDIO

El objetivo del anejo es la caracterización del espectro de respuesta elástica del terreno frente a sismo, esta acción, dependiendo de la zona de territorio español, tendrá una mayor relevancia o no en las posteriores comprobaciones de cálculo y diseño de los diferentes elementos de las estructuras. En este estudio, se caracteriza el sismo.

La normativa vigente en lo que se refiere al diseño de puentes y pasarelas es la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

En caso de que la aceleración sísmica de cálculo sea inferior al umbral fijado por dicha norma, no se considera la acción sísmica en el proyecto. Para determinar este valor, se recurre al Mapa de Peligrosidad Sísmica de España para un periodo de retorno de 475 años.

En la siguiente figura (Figura 1) podemos comprobar que la zona de estudio está por encima del umbral (0.04·g), por lo que habrá que considerar el sismo.

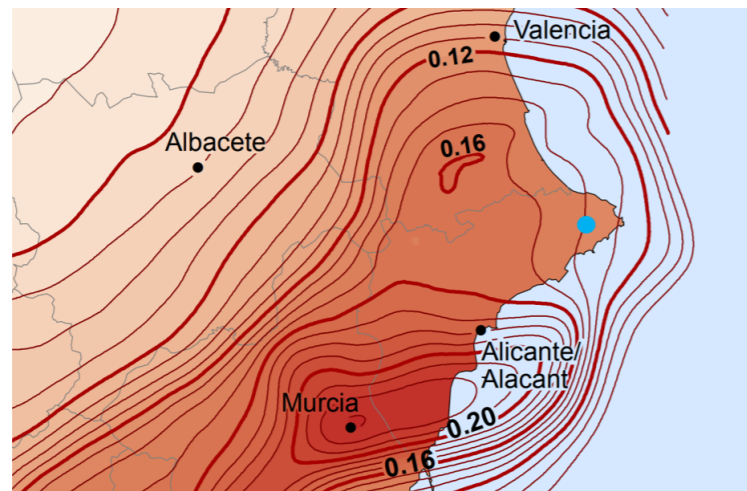


Figura 1. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

2. CONSIDERACIONES PREVIAS

Antes de proceder con el cálculo de la acción sísmica, se caracteriza la pasarela en función de su importancia, siguiendo los criterios de la IAP-11 (apartado 5.3) y la NCSP-07 (apartado 2.3). Al tratarse de una pasarela, cuya destrucción no conlleva una elevada pérdida social al estar ubicada en un barranco y con pocas edificaciones colindantes, se define este proyecto como un “puente de importancia normal”, adquiriendo así un parámetro denominado factor de importancia $\gamma_I = 1$.

La NCSP-07 es de obligado cumplimiento para “puentes de importancia normal y especial”, por lo que se procede con la obtención de los espectros de sismo.

Todas las referencias de artículos y apartados del presente Anejo corresponden a la NCSP-07.

Según la caracterización del terreno definida en el apartado 3.2 de la NCSP-07, atendiendo al Anejo 4: Geología y Geotecnia de este proyecto, se clasifica el terreno como de tipo II (Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro).

3. CÁLCULO DE LA ACCIÓN SÍSMICA

ACELERACIÓN SÍSMICA HORIZONTAL DE CÁLCULO

La aceleración sísmica de cálculo, obtenida a partir de los criterios que especifica el apartado 3.4 de la NCSP-07 como se muestra a continuación.

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

Siendo:

- a_b : Aceleración sísmica básica.
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, obtenido como el producto de dos factores: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$
- γ_I : Factor de importancia, función de la importancia del puente, cuyo valor figura en el apartado 2.3 de la NCSP-07.
- γ_{II} : Factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente de 500 años. A falta de un estudio, de forma aproximada, puede suponerse:

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

- S: Coeficiente de amplificación de terreno. Toma el valor:
- Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$

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

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

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

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

$$S = 1$$

- C: Coeficiente del terreno definido en el apartado 3.2 de la NCSP-07.

Seguidamente se procede a la obtención de los parámetros definidos al inicio del presente apartado para obtener así la aceleración sísmica de cálculo.

Se obtienen el coeficiente adimensional de riesgo, suponiendo periodos de retorno de 100 y 500 años.

$$P_R = 500 \text{ años} \rightarrow \gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4} = 1 \rightarrow \rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} = 1$$

$$P_R = 100 \text{ años} \rightarrow \gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4} = 0,525 \rightarrow \rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} = 0,525$$

Atendiendo a la expresión de la aceleración sísmica de cálculo, resulta más desfavorable considerar un periodo de retorno mayor, ya que esto nos proporciona un coeficiente adimensional de riesgo mayor. En



caso de emplear el coeficiente para un periodo de retorno de 100 años, la aceleración de cálculo se disminuiría a casi la mitad.

Atendiendo al tipo de terreno situado en los primeros 30 metros por debajo de las cimentaciones del proyecto, se obtiene el coeficiente del terreno "C" en la tabla 3.1 de la NCSP-07.

Al tener un estrato homogéneo tipo 19 (según el Mapa Geológico de España, hoja nº 822) "margas blancas y niveles turbidíticos" componiendo un estrato de más de 100 metros de profundidad.

Este tipo de terreno corresponde a un terreno Tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro, siendo su coeficiente del terreno de 1,3.

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} = \frac{1,3 \cdot 30}{30} = 1,30$$

Se obtiene ahora el coeficiente de amplificación del terreno a partir del coeficiente del terreno obtenido anteriormente.

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,30}{1,25} = 1,04$$

Se calcula la aceleración sísmica de cálculo a partir de los valores ya obtenidos previamente.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,04 \cdot 1 \cdot 0,16g = 0,01664 \cdot g = 1,632 \text{ m/s}^2$$

Siendo $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA

4.1. ESPECTRO DE ACELERACIONES

4.1.1. COMPONENTES HORIZONTALES

Según el apartado 3.5.1.1. de la NCSP-07 se consideran las siguientes expresiones para el espectro de respuesta elástica de aceleraciones (correspondiente a un oscilador lineal simple).

$$- 0 \leq T \leq T_A$$

$$S_a(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 \cdot \nu - 1) \right] a_c$$

$$- T_A \leq T \leq T_B$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot \nu \cdot a_c$$

$$- T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot \nu \cdot \frac{T_B}{T} \cdot a_c$$

$$- T_C \leq T$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot \nu \cdot \frac{T_B \cdot T_C}{T^2} \cdot a_c$$

Siendo:

- ν : Factor corrector dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura, que puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$\nu = (5/\zeta)^{0,4} \geq 0,55 \text{ válido para } \zeta > 1\%$$

- ζ : Es el índice de amortiguamiento, en porcentaje, cuyo valor figura en el apartado 4.2.3.3 para cada tipo de sismo y de estructura.
- T_i : siendo i (A, B, C). Valores del periodo que delimitan el espectro. Estos valores, que depende del tipo de sismo de cálculo y del tipo de terreno de cimentación del puente, se obtienen de las expresiones indicadas en la tabla 3.2.
- K: Coeficiente de contribución, que se indica en la figura 3.1 y en el Anejo 1.
- C: Coeficiente del terreno que se define en el apartado 3

Se procede a calcular los parámetros que intervienen en la formulación definida al comienzo de este apartado.

Los periodos se obtienen para el sismo último y frecuente de cálculo según la tabla 3.2 de la NSCP-07. El coeficiente de contribución "K" se obtiene en la Figura 3.1 de la misma norma. $K = 1$

- Sismo último de cálculo

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 0,13 ; T_B = K \cdot \frac{C}{2,5} = 0,52 ; T_C = K \cdot (2 + C) = 3,30$$

- Sismo frecuente de cálculo/Sismo de construcción

$$T_A = K \cdot \frac{C}{20} = 0,065 ; T_B = K \cdot \frac{C}{5} = 0,26 ; T_C = K \cdot (2 + C) = 1,65$$

El factor de corrección dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura depende del índice de amortiguamiento, cuya obtención se realiza en la tabla 4.2. de la NCSP-07.

$$\text{Puente de acero, HP, mixto} \rightarrow \zeta_{rec} = 2\% ; \zeta_{ult} = 4\%$$

- Sismo último de cálculo

$$v = \left(\frac{5}{\zeta}\right)^{0,4} = \left(\frac{5}{4}\right)^{0,4} = 1,09$$

- Sismo frecuente de cálculo/Sismo de construcción

$$v = \left(\frac{5}{\zeta}\right)^{0,4} = \left(\frac{5}{2}\right)^{0,4} = 1,44$$

4.1.2. COMPONENTE VERTICAL

A falta de estudios más detallados, la norma (apartado 3.5.1.2.) establece que la componente vertical se obtenga ponderando por un coeficiente reductor de 0,7 la componente horizontal.

4.1.3. ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS

El espectro de la respuesta elástica de desplazamiento “S_d” se puede obtener a partir del espectro de aceleraciones “S_a” mediante la siguiente expresión.

$$S_d(T) = S_a(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

4.1.4. VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL TERRENO

Las fórmulas de obtención de la velocidad y desplazamiento horizontales máximos de la superficie del terreno pueden estimarse de la siguiente manera.

$$v_c = 0,2 \cdot T_B \cdot a_c$$

$$d_c = 0,025 \cdot T_B \cdot T_C \cdot a_c$$

5. RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

Se muestra a continuación, (Tabla 1) la tabla con los valores obtenidos para el sismo último de cálculo correspondiente a un periodo de retorno de 500 años. El comportamiento de la pasarela a nivel estructural para este sismo debe ser dúctil o esencialmente elástico.

Tabla 1. Comportamiento sísmico último de cálculo.

Comportamiento sísmico último de cálculo		
Aceleración sísmica básica	a_b (m ² /s)	1,569
Factor de importancia estructura	γ_I	1
Período de retorno	P_R (años)	500
Factor período de retorno	γ_{II}	1
Coeficiente de riesgo	ρ	1
Coeficiente del terreno	C	1,3
Coeficiente de amplificación del terreno	S	1,04
Coeficiente de contribución	K	1
Aceleración sísmica de cálculo	a_c (m ² /s)	1,632
Tramos del espectro de cálculo	T_A	0,13
	T_B	0,52
	T_C	3,30
Índice de amortiguamiento	ζ	4
Factor de amortiguamiento	v	1,09
Velocidad horizontal máxima superficie terreno	v_c (m/s)	0,170
Desplazamiento horizontal máxima superficie terreno	d_c (m)	0,070

Se sigue el mismo procedimiento con el sismo frecuente de servicio asociado a un periodo de retorno de 100 años. El comportamiento de la estructura ante este sismo debe ser elástico puro. Se muestra la tabla correspondiente al comportamiento sísmico frecuente de cálculo (Tabla 2).

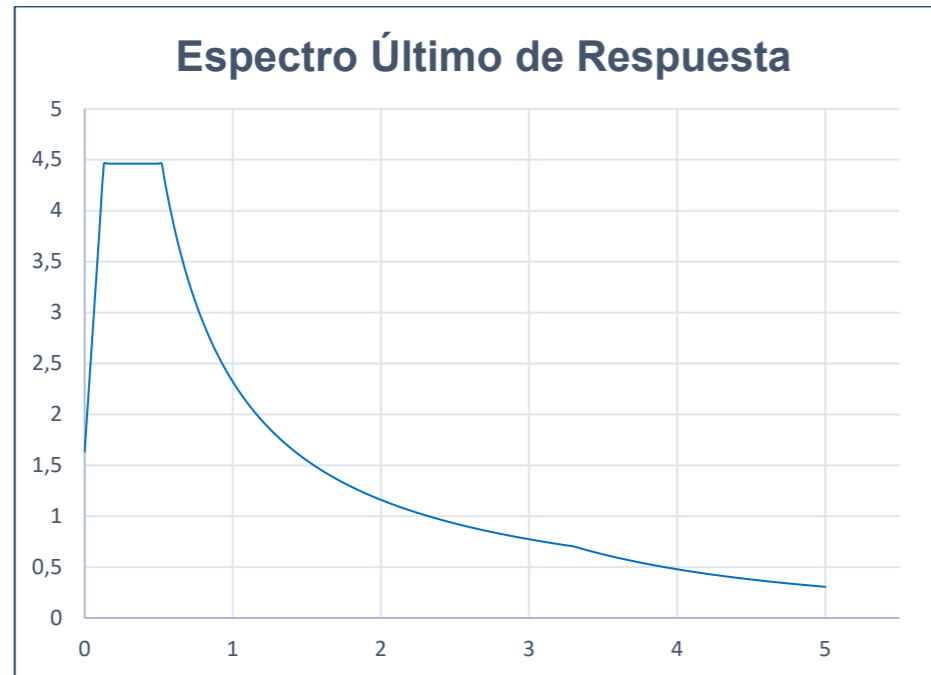
Tabla 2. Comportamiento sísmico frecuente de cálculo.

Comportamiento sísmico frecuente/de servicio de cálculo		
Aceleración sísmica básica	a_b (m ² /s)	1,569
Factor de importancia estructura	γ_I	1
Período de retorno	P_R (años)	100
Factor período de retorno	γ_{II}	0,525
Coeficiente de riesgo	ρ	0,525
Coeficiente del terreno	C	1,3
Coeficiente de amplificación del terreno	S	1,04
Coeficiente de contribución	K	1
Aceleración sísmica de cálculo	a_c (m ² /s)	1,632
Tramos del espectro de cálculo	T_A	0,065
	T_B	0,26
	T_C	1,65
Índice de amortiguamiento	ζ	2
Factor de amortiguamiento	v	1,44
Velocidad horizontal máxima superficie terreno	v_c (m/s)	0,084
Desplazamiento horizontal máxima superficie terreno	d_c (m)	0,017

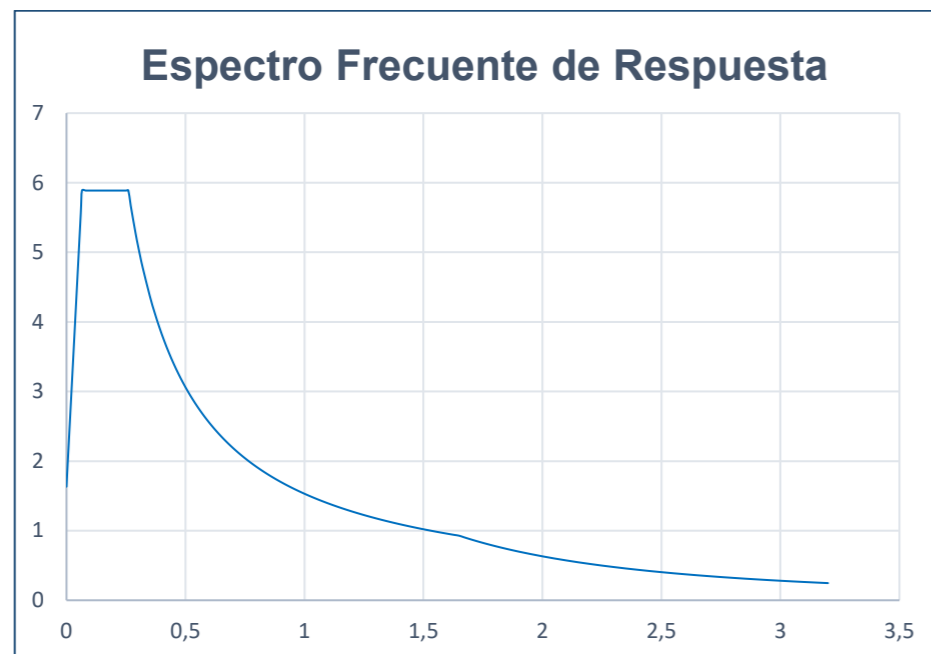


6. ESPECTROS DE RESPUESTA

Se obtiene a partir de las dos tablas del apartado anterior el espectro último de respuesta (Gráfica 1) y el espectro frecuente de respuesta (Gráfica 2), información necesaria para las comprobaciones pertinentes de sismo en el diseño estructural.



Gráfica 1. Espectro último de respuesta. Fuente: Elaboración propia



Gráfica 2. Espectro frecuente de respuesta. Fuente: Elaboración propia



Anejo nº6:
Modelos de Suelos para el Diseño Geotécnico



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	4
2. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO Y ENSAYOS.....	4
2.1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA.....	4
2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	5
3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....	6
3.1. NIVELES DEFINIDOS.....	6
3.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	7
4. AGUA SUBTERRÁNEA	8
5. PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO.....	9

Índice de Figuras

Figura 1 Ubicación de los sondeos realizados en la campaña geotécnica. Fuente: PBC Viaducto del Quisi	4
Figura 2 Testigo de limos arcillosos con aspecto margosos del nivel I. Fuente: PBC Viaducto del Quisi	6
Figura 3 Testigo del nivel II. Fuente: PBC Viaducto del Quisi	7
Figura 4. Caja de testigo correspondiente al sondeo de la pila 7. Fuente: PBC Viaducto del Quisi.....	10
Figura 5. Caja de testigo correspondiente al sondeo de la pila 4. Fuente: PBC Viaducto del Quisi.....	10
Figura 6. Caja de testigo correspondiente al sondeo de la pila 5. Fuente: PBC Viaducto del Quisi.....	10



Índice de Tablas

Tabla 1 Tipo de materiales perforados.	5
Tabla 2 Distribución de los ensayos in-situ.	5
Tabla 3 Distribución de los niveles geotécnicos.....	6
Tabla 4 Nivel 1: Coluvial. Parámetros geotécnicos calculados y estimados.	7
Tabla 5 Nivel 2: Margas. Parámetros geotécnicos calculados y estimados.	8
Tabla 6 Nivel 2. Margas y margocalizas. Parámetros geotécnicos calculados y estimados.....	8

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es mostrar de forma clara toda la información geotécnica que corresponde al terreno de la zona de estudio, que se ha obtenido tras realizar un análisis crítico de toda la información geotécnica recogida en el Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante (en adelante PBC Viaducto del Quisi).

En primer lugar, se comentan los aspectos y valores relacionados con el reconocimiento del terreno y los ensayos realizados. Una vez se ha realizado esto, lo siguiente será definir los niveles estratigráficos.

Posteriormente se analizan estos datos y se procede a parametrizar el terreno, es decir, otorgar valores coherentes y justificados a las propiedades de los distintos estratos que se utilizarán para realizar el diseño y comprobaciones necesarias para las cimentaciones y los estribos de la pasarela objeto de este Trabajo de Fin de Máster.

2. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO Y ENSAYOS

En el presente apartado se procede a explicar en que ha consistido la campaña geotécnica y los resultados que ha obtenido, a partir de los cuales se puede caracterizar el tipo de terreno que aflora en la zona estudiada. Además, se comentan aspectos relacionados con los ensayos de campo, necesarios para poder parametrizar el terreno y, si fuera necesario, recomendar métodos de mejora del terreno o refuerzo del mismo con la finalidad de que sean admisibles las cargas transmitidas por la estructura proyectada.

2.1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Para realizar el reconocimiento del terreno en el PBC Viaducto del Quisi se han llevado a cabo un total de 8 sondeos mecánicos a rotación y con recuperación continua de testigo. Es importante comentar que a la hora de emitir el informe geotécnico solo se han ejecutado cinco y un sexto sondeo está en proceso. También destaca que los sondeos que se iban a realizar en las pilas 1 y 2, así como el sondeo correspondiente al estribo 1 no se han podido ejecutar aún. Esto se debe a que en la zona existe una vivienda, la cual no ha dejado todavía ejecutar estos sondeos.

Los sondeos se han realizado con las dos máquinas, concretamente un ROLATEC RL -400 y un ROLATEC RL -36, las cuales cuentan con equipo de penetración dinámica y están montadas sobre camión.

La ubicación de cada sondeo se puede observar a continuación. (Figura 1) Además la pasarela objeto de este trabajo se sitúa aguas arriba del Puente del Quisi. Estos sondeos que se observan corresponden a los que se han realizado aguas abajo del puente mencionado, por lo que por la cercanía se puede aprovechar la información que se obtenga a partir de estos sondeos.

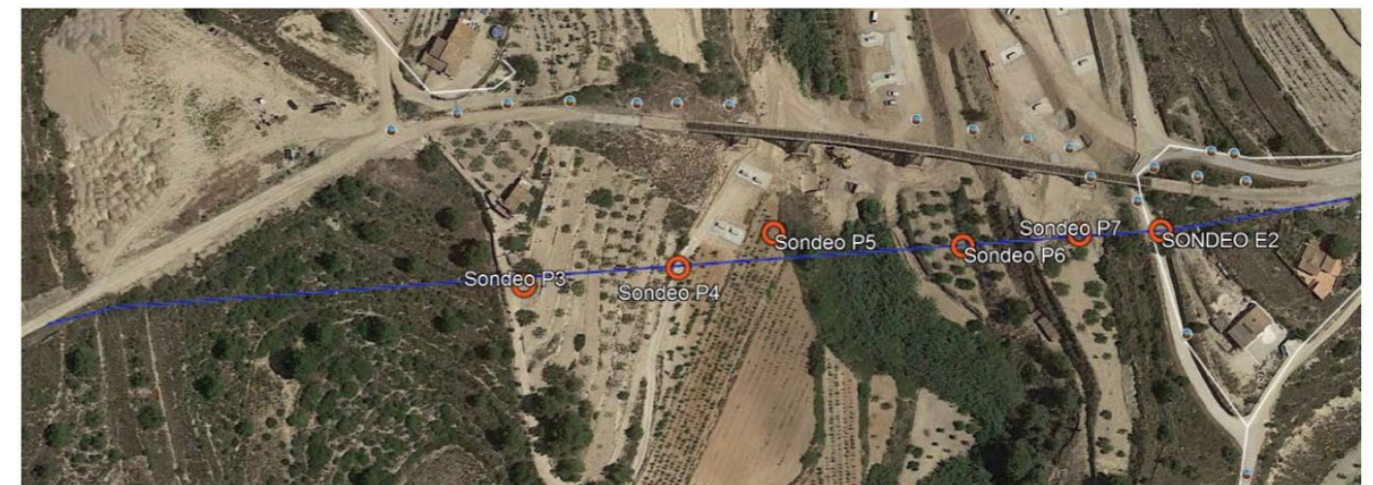


Figura 1 Ubicación de los sondeos realizados en la campaña geotécnica. Fuente: PBC Viaducto del Quisi

Los resultados que se han obtenido de los cuatro sondeos se muestran en la Tabla 1. En la cual se puede comprobar que la perforación total ha sido de 78.3 ml y los distintos tipos de materiales extraídos además a su distribución de en el terreno.

Tabla 1 Tipo de materiales perforados.

Tipo de materiales perforados							
Sondeos	Rellenos/Capa de alteración		Suelos		Roca		Total
	m.l.	%	m.l.	%	m.l.	%	m.l.
Estribo 1							
Pila 7	2,6	20	-	-	10,4	80	13
Pila 6	0,3	2	4,7	31,8	9,5	64,2	14,8
Pila 5	1,2	5,3	12,8	56,9	8,5	37,8	22,5
Pila 4	2,6	17,3	-	-	12,4	82,7	15
Pila 3	0,5	3,8	1,1	8,5	11,4	87,7	13
Total							

2.2. ESAYOS DE LABORATORIO

Es importante hacer mención de que cuando se redactó el documento que se está utilizando, Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante, se estaban realizando simultáneamente los correspondientes ensayos de laboratorio. Por lo tanto, la caracterización geotécnica del terreno se lleva a cabo con los datos obtenidos de la bibliografía existente sobre otras obras y campañas geotécnicas realizadas en la zona, donde previamente se ha comprobado que las características del terreno son muy similares.

Por otra parte, durante el avance de las perforaciones se llevan a cabo 9 ensayos de penetración dinámica estándar, siguiendo la norma UNE EN ISO 22476-3:2006 con la finalidad de proporcionar el grado de competencia del terreno, así como la recuperación de la muestra para posteriormente de someterla a ensayos de laboratorio. Por las características de los estratos atravesados, solo se han podido tomar dos muestras inalteradas (XP P 94-202).

En la siguiente tabla se muestra la profundidad de los ensayos y los valores de golpeo (Tabla 2).

Tabla 2 Distribución de los ensayos in-situ.

Distribución de ensayos in-situ						
Sondeo	Ensayo	Profundidad (m)	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₃₀
Estribo 1						
Pila 7	SPT	1,5-1,95	17	28	40	-
Pila 6	SPT	2,15-2,6	7	9	10	-
	SPT	4,1-4,55	14	12	15	-
Pila 5	INAL	2-2,6	12	18	22	25
	SPT	4-4,45	18	23	25	-
	SPT	6-6,45	9	9	14	-
	SPT	8-8,45	5	5	6	-
	INAL	10-10,6	9	12	15	17
Pila 4	SPT	12-12,45	6	7	10	-
	SPT	14-14,1	50	-	-	-
	SPT	2,1-2,55	9	10	10	-
						Rechazo
						20

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

En el presente apartado se procede a exponer las características de los materiales, los niveles encontrados, así como llevar a cabo la parametrización geotécnica del terreno.

3.1. NIVELES DEFINIDOS

Con los sondeos que se han llevado a cabo, las características geológicas mencionadas a lo largo de presente documento quedan definidos tres niveles, de los cuales se muestran las características más relevantes en la siguiente tabla (Tabla 3).

Tabla 3 Distribución de los niveles geotécnicos.

Distribución de los niveles geotécnicos			
Sondeo	Nivel/Subnivel	Profundidad (m)	Espeor (m)
Estribo 1	0		
	I		
	II		
Pila 7	0	Rellenos (margas alteradas)	0.00-2.60
	I	Coluvial	-
		Margas y margocalizas	2.60-3.45
		Caliza	3.45-3.85
	II	Margocaliza	3.85-4.05
		Caliza margosa	4.05-5.25
Caliza		5.25-13.00 (fin sondeo)	
Pila 6	0	Rellenos + suelo vegetal	0.00-0.30
	I	Coluvial: Limo arcilloso con grava	0.30-5.30
	II	Margocalizas	5.30-14.80
Pila 5	0	Suelo Vegetal	0.00-1.20
	I	Coluvial: Limos arcillosos	1.20-4.45
		Coluvial: Limo arcilloso con nódulos	4.45-8.00
		Coluvial: Limo arcilloso con gravas	8.00-14.00
	II	Caliza	14.00-15.50
		Margocaliza y caliza	15.50-16.60
Caliza		16.60-22.50 (fin sondeo)	
Pila 4	0	Suelo vegetal	0.00-0.60
	I	Margas alteradas	0.60-2.60
		Margocaliza	2.60-3.00
		Caliza	3.00-5.70
	II	Margocaliza	5.70-6.40
		Caliza y caliza margosa	6.40-7.10
Margocaliza		7.10-7.80	
Pila 3	0	Suelo Vegetal	0.00-0.50
	I	-	-
	II	Margocaliza (algo alterada)	0.50-1.60
	Calizas	1.60-13.00	12.50

A continuación, se procede a definir cada uno de los tres niveles estratigráficos que se han identificado en los sondeos realizados.

- Nivel 0: Rellenos, suelo vegetal y suelos alterados

Se ha observado que la existencia de materiales de relleno antrópico es insuficiente para que estos puedan condicionar las obras a realizar en el emplazamiento, exceptuando los muros de piedra seca de separación de los abanalamientos no se han detectado modificaciones del relieve por causas antrópicas.

En cuanto al suelo vegetal, sí existe una fina capa que se puede apreciar a lo largo de toda la traza del viaducto, pero por lo general, esta vegetación no supera el metro de espesor. En cambio, hay que destacar la existencia de una capa alterada del sustrato margoso en ciertos puntos. Sobre todo, en las zonas abancaladas y las más próximas al eje del barranco. Se puede por lo tanto identificar una capa de margas alteradas con un espesor de unos 2,60 metros como máximo.

Este nivel superficial posee una baja compacidad y calidad geotécnica, por lo tanto, sobre ella no se podrá apoyar la cimentación de los estribos y de las pilas de la pasarela en proyecto.

- Nivel 1: Coluvial: Limos arenoso y limos arcillosos

En este nivel se detecta una variabilidad de espesor, siendo esta considerable en los sondeos realizados cerca del cauce y menor en las proximidades a las laderas, en las que se pueden apreciar alternancias de sedimentos, normalmente finos, donde predominan las fracciones limosas junto con proporciones variables de arenas y arcillas, las cuales engloban nódulos carbonatados.

La procedencia de estos materiales está vinculada con la erosión y la sedimentación de las rocas margosas principalmente y por los aportes intermitentes del cauce del barranco, por esta razón, algunas de las capas de este nivel tienen materiales removilizados junto con el posterior proceso diagénico de cementación y formación de nódulos por la ascensión del agua intergranular además de la precipitación de las sales.

A continuación, se muestra (Figura 2) un testigo correspondiente al nivel I.



Figura 2 Testigo de limos arcillosos con aspecto margosos del nivel I. Fuente: PBC Viaducto del Quisi

En cuanto a los ensayos SPT, que se han realizado, se observan valores oscilantes entre 11 en situaciones de humedad elevada y sin presencia de gruesos y entre 50 al llegar a los tramos pseudocementados.

Por lo tanto, en este nivel, para poder adoptarse un valor medio de N_{30} conservador de 18 golpes, lo cual nos indica que este nivel tiene una compacidad media.

- Nivel 2: Rocas: Margocalizas, calizas y margas

En este nivel, se encuentran los materiales correspondientes al Tap y al flysch del Mioceno que se han comentado en el apartado 3. Marco geológico del anejo 4. Geología. En este nivel, predominan las calizas con componente margosa, las calizas y las margocalizas y con menor presencia también se han detectado margas.

En cuanto a los materiales calizo-margosos y los calizos, son estables al quedar expuestos a la intemperie, por otra parte, las rocas con un porcentaje considerable de margas y margocalizas presentan un grado de alterabilidad mayor cuando se quedan expuestos a la intemperie. A Continuación, se puede observar el aspecto de la roca que se ha extraído en los sondeos (Figura 3).



Figura 3 Testigo del nivel II. Fuente: PBC Viaducto del Quisi

Hay que destacar que ninguna de las margas presenta una plasticidad elevada, además el porcentaje de finos que presentan es bastante elevado, por lo tanto, para estos tramos se propone adoptar las siguientes clasificaciones:

1. AASHTO: A-6, es decir, predomina el grano fino.
2. ASTM: CL, es decir, un suelo de grano fino, con un límite plástico menos o igual a 50

En cuanto a la competencia de este nivel, hay que destacar que al tratarse de una roca en buen estado presenta una compacidad elevada, que además es favorecida también por los valores de resistencia compresión que se alcanzan en los tramos margosos que son los menos competentes, cuyo valor es de 750 KPa, lo cual es aceptable. Por otra parte, en las rocas margocalizas da unos valores de resistencia compresión de 17 MPa y las calizas margosas unos valores de 35 MPa.

Por otra parte, los tramos en los que se tienen margas y margocalizas tienen un grado de alterabilidad elevado, pues los incrementos de humedad o desecaciones producidas al estar en contacto con el medio favorecen su degradación hasta en ocasiones perder la compacidad rocosa. Para evitar que esto suceda, estos materiales no deben de sufrir cambios bruscos de humedad. Con esto se evitará reducir la probabilidad de degradación acelerada del material e incluso evitar caídas de materiales finos y rocosos, coladas de barro, siendo estos últimos propios de materiales que han quedado expuestos a la intemperie.

3.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

A continuación, se pueden observar en las 3 siguientes tablas los parámetros geotécnicos calculados y estimados en los niveles 1 y 2. Estos datos, son necesarios para realizar el cálculo de los recalces que se estimen necesarios.

En primer lugar, se observa la tabla que hace referencia al nivel I (Tabla 4).

Tabla 4 Nivel 1: Coluvial. Parámetros geotécnicos calculados y estimados.

Nivel I: Coluvial. Parámetros geotécnicos calculados y estimados			
Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Grava (2.0-60.0 mm) % peso	1.7-37.5	Densidad sumergida g/cm^3	1.17
Arena (0.06-2.0 mm) % peso	7.9-30.8	Porosidad %	30.2
Limo (0.002-0.06 mm) % peso	31.7-88.1	Índice de poros	0.433
Arcilla (<0.002 mm) % peso		Humedad %	10.2
Límite líquido	NP-41.9	Grado de saturación %	63.1/saturado
Índice de plasticidad	NP-22.4	Valor medio N_{30} SPT	18
Clasificación USCS	SM/CL	Resistencia a compresión KPa	-
Clasificación AASTHO	A2-4/A4	Compacidad	Media
Peso específico de partículas sólidas	2.68	Ángulo de rozamiento interno ^o	15-20
Densidad seca g/cm^3	1.87	Cohesión kg/cm^2	0.1-0.4
Densidad aparente g/cm^3	2.06	Módulo de deformación kg/cm^2	150-200
Densidad saturada g/cm^3	2.17	Coefficiente de balasto kg/cm^2	6.5-8.0

De la tabla anterior hay que destacar los siguientes aspectos:

- El resultado de la compacidad se ha obtenido según el *Código Técnico de la Edificación, CTE*.
- El valor del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión es a corto plazo.
- Los valores del módulo de deformación y del coeficiente de balasto se han tomado según *Jiménez Salas (1980). Coeficiente de balasto para placa de 1 pie²*.

Las dos siguientes tablas, (Tabla 5, Tabla 6) hacen referencia al nivel 2, mostrando la primera de ellas parámetros de las margas y la segunda tabla, parámetros de las margas y margocalizas.

Tabla 5 Nivel 2: Margas. Parámetros geotécnicos calculados y estimados.

Nivel II: Margas. Parámetros geotécnicos calculados y estimados			
Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Grava (2.0-60.0 mm) % peso	0	Densidad sumergida g/cm^3	1.19
Arena (0.06-2.0 mm) % peso	44.2	Porosidad %	27.9
Limo (0.002-0.06 mm) % peso	55.8	Índice de poros	0.387
Arcilla (<0.002 mm) % peso		Humedad %	11.8
Límite líquido	27.7	Grado de saturación %	80.7
Índice de plasticidad	10.3	Valor medio N_{30} SPT	50
Clasificación USCS	CL	Resistencia a compresión simple KPa	750
Clasificación AASTHO	A6	Consistencia	Dura
Peso específico de partículas sólidas	2.650	Ángulo de rozamiento interno ^o	25-28
Densidad seca g/cm^3	1.91	Cohesión kg/cm^2	0.5-1.5
Densidad aparente g/cm^3	2.14	Módulo de deformación kg/cm^2	500-890
Densidad saturada g/cm^3	2.19	Coefficiente de balasto kg/cm^2	150-180

4. AGUA SUBTERRÁNEA

Durante las distintas perforaciones que se han realizado sobre el terreno no se ha detectado la presencia de agua subterránea. Sin embargo, su presencia es prácticamente segura en la zona de contacto de la roca y los materiales aluviales-coluviales. Sobre todo, en aquellos sondeos que estén más cercanos al eje del barranco, por ser esta zona la más propensa a encauzar la escorrentía superficial y subterránea. Este nivel que asegura la presencia de agua se encuentra prácticamente en la superficie del cauce del barranco, tal y como se ha visto en el apartado 3.1 Niveles definidos del presente anejo.

De la tabla anterior hay que destacar los siguientes aspectos:

- El resultado de la consistencia se ha obtenido según el *Código Técnico de la Edificación, CTE*.
- El valor del coeficiente de balasto se ha tomado según *Jiménez Salas (1980)*. *Coefficiente de balasto para placa de 1 pie²*.

Tabla 6 Nivel 2. Margas y margocalizas. Parámetros geotécnicos calculados y estimados.

Nivel II: Margas y margocalizas. Parámetros geotécnicos calculados y estimados			
Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Peso específico de las partículas sólidas	2.700	N_{30} SPT	50
Densidad seca g/cm^3	2.55	RMR	65
Densidad saturada g/cm^3	2.61	Calidad	Buena
Densidad sumergida g/cm^3	1.61	Ángulo de rozamiento interno ^o	39.6-50.3
Porosidad %	5.6	Cohesión MPa	2.3-9.2
Índice de poros	0.059	Módulo de deformación kg/cm^2	5000-8000
Resistencia a compresión MPa	17.0-50.3	Coefficiente de balasto kg/cm^3	150-220

5. PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO

En este último apartado del presente anejo se procede a realizar una parametrización del terreno, después de haber analizado los datos que se han ido mostrando a lo largo de este anejo.

Además, esta parametrización es necesaria, pues con ella se le van a dar valores concretos de las principales propiedades del terreno que van a ser necesarias para realizar las comprobaciones técnica desde el punto de vista geotécnico. Por lo tanto, en este apartado solamente se muestran los datos que a posterior vayan a ser relevantes para realizar los cálculos pertinentes de las cimentaciones de las pilas y de los estribos de la pasarela.

Como se ha podido observar en la Tabla 3 de este documento, el terreno presenta una cierta continuidad horizontal, es decir los estratos son persistentes y no se han detectado materiales distintos entre los sondeos realizados. Desde el punto de vista geotécnico esto es bueno, ya que el terreno, a priori presentará propiedades similares.

Se ha dividido el terreno sobre el que se va a trabajar en los siguientes 4 niveles, cogiendo como referencia los datos que se proporcionaban de la pila 7 en la Tabla 3:

- **Nivel 1:** Correspondiente a suelo vegetal y margas alteradas. Se estima que la potencia media de dicho nivel es de 2,60 metros y en cuanto a su valor de resistencia, es mínimo, pues al tratarse de una mezcla de suelo vegetal, el cual no posee propiedades de resistencia y de unas margas muy alteradas no van a contribuir a la resistencia. Por otra parte, todo este nivel 1, será eliminado con el pertinente movimiento de tierras inicial.
- **Nivel 2:** En este nivel se encuentran encontrar una alternancia de margas, margocalizas y calizas, siendo el espesor de las calizas de unos 40 centímetros. La potencia media de este nivel es de 1,25 metros y se localiza a una profundidad de 2,60 metros y termina en 3,85 metros. La parametrización que se le ha decidido dar a este nivel es la siguiente:
 - Resistencia a compresión simple: 750 kPa.
 - Ángulo de rozamiento: 28°.
 - Densidad seca: 1,91 g/cm^3 .
 - Densidad aparente: 2,14 g/cm^3 .
 - Densidad saturada: 2,19 g/cm^3 .

Se ha decidido escoger ese valor de resistencia a compresión simple del nivel por el siguiente motivo. En la Tabla 5, se puede observar que da unos valores estimados y calculados para las margas, y dicen que se tratan de aquellas que hay en el nivel II, ahora bien, si se observa en la Tabla 3, no aparece ninguna marga en el nivel II. Por lo tanto, se ha optado por lo siguiente: en esta zona de la Comunidad Valencia, este terreno formado por la alternancia de margas y calizas es muy común y presentando la roca caliza una calidad tan elevada y al no haber detectado la presencia de agua, que podría alterar significativamente la marga, se opta por darle el valor de 750 kPa, pues el nivel presenta calizas de muy buena calidad lo que compensaría la baja resistencia de las margas en el caso que estuvieran muy deterioradas.

- **Nivel 3:** Este estrato se localiza desde 3,85 metros hasta 5,25 metros de profundidad, con una potencia media de 1,4 metros. El estrato se compone principalmente de margocaliza y calizamargosa. Este estrato presenta los siguientes parámetros:

- Resistencia a compresión simple 20 MPa.
- Densidad seca: 2,55 g/cm^3 .
- Densidad saturada: 2,61 g/cm^3 .
- Densidad sumergida: 1,61 g/cm^3 .
- Porosidad: 5,6%.
- Índice de poros: 0,059
- RMR: 65.

Más adelante se justifican los valores que se han adjudicado a este nivel.

- **Nivel 4:** Este último estrato, empieza a 5,25 metros y termina a 13 metros de profundidad, en los sondeos cercanos a la zona donde se ubicará la pasarela. Pero esto se debe a que los sondeos finalizan a esta profundidad, pues si se observa la Tabla 3 en la pila 5, la cual coincide con el cauce del barranco, el sondeo se realiza hasta una profundidad de 22,5 metros (sondeo más profundo), y se observa que aún siguen apareciendo calizas a esta profundidad. Por lo tanto, en la pila 7 (más cercana a la zona donde se ubicará la pasarela) se puede suponer que después de los 13 metros de profundidad seguirá habiendo caliza. Los valores que se le han proporcionado al terreno en este nivel son los que se muestran a continuación:

- Resistencia a compresión simple: 50 MPa
- Densidad: 2,65 g/cm^3 .
- Densidad saturada: 2,61 g/cm^3 .
- Porosidad: < 2%.
- RMR: 85

En el apéndice del correspondiente anejo, se observa el perfil del terreno explicado.

A continuación, se procede a justificar la elección de estos valores y los del nivel 3:

En la Tabla 3, se puede observar que el nivel II está formado de margocaliza, calizasmargosas y calizas. Estas últimas se encuentran a partir de los 5,25 metros del sondeo.

En cuanto a los datos que parametrizan a las margocalizas y margas que se proporcionan en la Tabla 6, llama la atención el gran intervalo de valores (17-50,3 MPa) que se le proporciona a la resistencia a compresión simple. Por ello, este es el principal motivo por el que este nivel se ha traducido en dos niveles. Siendo el nivel 3 y el nivel 4.

El nivel 3, por estar a menos profundidad, puede suponerse que la roca puede presentar un grado de alteración mayor que la del nivel 4. Además, no hay que olvidar que este nivel 3 tiene un cierto porcentaje de margas, mientras que el nivel 4 está formado exclusivamente por calizas. Las cuales presentan un aspecto muy bueno como se puede observar en las cajas de testigos que se muestran en la Figura 4, donde se puede ver la caja de testigo correspondiente a la pila 7:



Figura 4. Caja de testigo correspondiente al sondeo de la pila 7. Fuente: PBC Viaducto del Quisi.



Figura 6. Caja de testigo correspondiente al sondeo de la pila 5. Fuente: PBC Viaducto del Quisi..

Esta observación sobre la calidad de las calizas se puede justificar con otros sondeos realizados, como los que se muestran a continuación, en las cajas de testigos correspondientes a las pilas 4 que llega hasta 15 metros y la pila 5 que llega hasta 22,5 metros, se muestran las partes finales de los sondeos 4 (Figura 5) y 5 (Figura 6) correspondientes.



Figura 5. Caja de testigo correspondiente al sondeo de la pila 4. Fuente: PBC Viaducto del Quisi..

Adicionalmente, estas cajas sirven también para justificar el razonamiento que se ha realizado al principio del siguiente apartado, en el cual se pretendía decir que el terreno presenta un perfil continuo, donde al final, van a haber calizas.

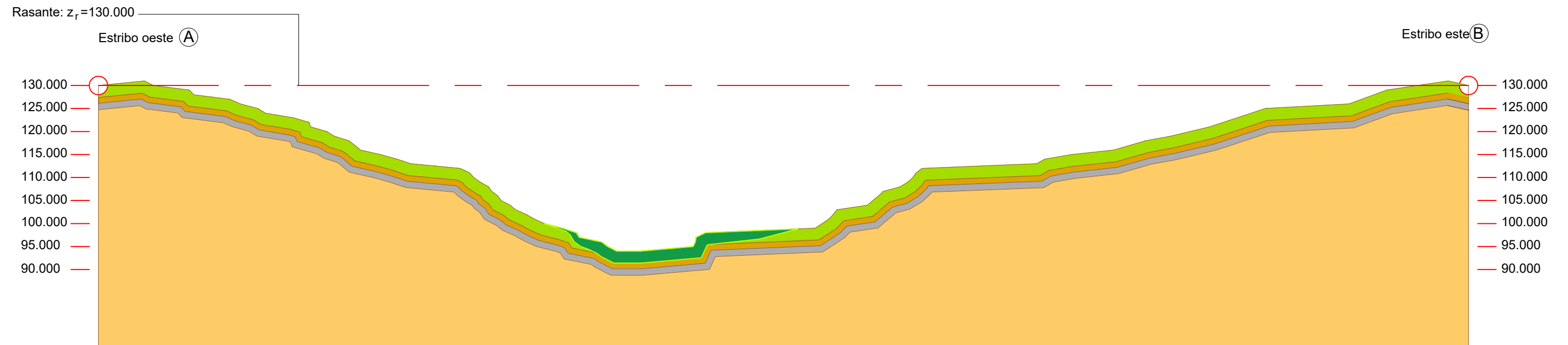
Por lo tanto, como muestran las figuras anteriores, donde se ve que a mayor profundidad, la roca de la caliza presenta mayor calidad y continuidad, lo que está relacionado con su resistencia, se decide dar el valor de 20 MPa al nivel 3 y al nivel 4 por estar a una profundidad mayor y por lo tanto estar más sana se le da un valor de 50 MPa.

Para el valor del RMR, el cual indica la calidad del macizo rocoso, se ha seguido el mismo razonamiento que en caso anterior, es decir, a mayor profundidad se tendrá un RMR mayor.

En cuanto a los valores de densidad y la porosidad, se han tomado en el nivel 3 los establecidos en la tabla 6 pero para el nivel 4 se han incrementado un poco, para que estén relacionados con la resistencia a compresión simple que presenta el nivel 4.



APÉNDICE: SECCIÓN DEL PERFIL LITOESTRATIGRÁFICO



PERFIL DESARROLLADO DEL TERRENO

Cota de la rasante: $z_r=130.000$

Punto **(A)**, estribo oeste: (765 532.633 ; 4 287 432.088 ; 130.000)

Punto **(B)**, estribo este: (765 822.550 ; 4 287 405.867 ; 130.000)

LEYENDA		
MATERIAL	CÓDIGO	ESPESOR DEL NIVEL
RELLENO COLUVIAL		2.6 m
SUELO VEGETAL		2.6 m
ALTERNANCIA MARGAS Y CALIZAS ALTERADAS		1.25 m
MARGOCALIZA Y CALIZA MARGOSA		1.4 m
CALIZAS		10 m



Anejo nº7:
Input del Análisis Estructural y Diseño de Cimentaciones



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	6	5.1. SOFTWARE EMPLEADO	55
2. CONDICIONANTES.....	6	5.2. CRITERIO DE ROTURA	55
2.1. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS.....	6	5.3. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS Y RESULTADOS	57
2.2. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS Y TOPOGRÁFICOS.....	7	5.4. MEDIDA DE ESTABILIZACIÓN ADOPTADA.....	61
2.3. OTROS CONDICIONANTES	8	6. MOVIMIENTO DE TIERRAS A REALIZAR.....	62
3. PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES	9	6.1. INTRODUCCIÓN.....	62
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	9	6.2. PROCESO PROPUESTO PARA EL MOVIMIENTO DE TIERRAS	62
3.2. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN.....	10	6.2.1. PRIMERA FASE:.....	62
- LOSA DE CIMENTACIÓN.....	10	6.2.2. SEGUNDA FASE	63
- POZOS DE CIMENTACIÓN.....	10	6.2.3. TERCERA FASE.....	63
- ZAPATAS COMBINADAS Y CORRIDAS	11	6.2.4. CUARTA FASE	63
- ZAPATAS AISLADAS	11	6.2.5. QUINTA FASE	64
- CIMENTACIÓN MEDIANTE PILOTES	12	6.2.6. SEXTA FASE	64
□ ENCEPADO CON PILOTES Y VIGAS DE ATADO	12	7. CIMENTACIONES Y ESTRIBOS EN EL EMPLAZAMIENTO	65
□ ENCEPADO CON MICROPILOTES Y VIGAS DE ATADO	12	7.1. INTRODUCCIÓN.....	65
□ ENCEPADO CON PILOTES AISLADOS.....	12	7.2. CIMENTACIONES.....	65
□ ENCEPADO CON MICROPILOTES AISLADOS.....	12	7.3. ESTRIBOS	65
□ ENCEPADO CON MICROPILOTES PARA TORRES Y RETENIDAS.....	12	7.4. SOLUCIÓN PROPUESTA.....	65
3.3. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	12		
3.3.1. SOLUCIONES NO VIABLES.....	12		
3.3.2. SOLUCIONES VIABLES.....	14		
3.3.3. ANÁLISIS DE LAS SOLUCIONES VIABLES	14		
3.4. ELEMENTOS DE APOYO DEL TABLERO	31		
3.4.1. ESTRIBOS.....	31		
3.4.2. APOYOS ELASTOMÉRICOS	35		
3.5. MATERIALES	38		
3.5.1. MATERIALES PARA LA CIMENTACIÓN.....	38		
3.5.2. MATERIALES PARA LOS ESTRIBOS.....	38		
3.5.3. MATERIALES DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS	38		
4. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	39		
4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN ADOPTADA.....	39		
4.2. JUSTIFICACIÓN DE LOS ESTRIBOS	47		
4.2.1. SOFTWARE UTILIZADO	47		
4.2.2. RESULTADOS OBTENIDOS	48		
4.3. JUSTIFICACIÓN DE LOS NEOPRENO	52		
4.4. JUNTA DE DILATACIÓN	54		
5. ESTUDIO DE LA ESTABILIZACIÓN DEL EMPLAZAMIENTO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA	55		

Índice de Figuras

Figura 1. Sección transversal de la ubicación de la pasarela atirantada en el Barranco de Santa Ana. Fuente: AutoCad, elaboración propia.	7
Figura 2. Izquierda croquis de cimentación mediante pilotes flotantes y derecha croquis de cimentación mediante pilotes columna. Fuente: Código Técnico de la Edificación.	9
Figura 3. Vista en alzado de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.	10
Figura 4. Vista en planta de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.	10
Figura 5. Vista en planta de una sección tubular de una torre con su correspondiente retenida. Fuente: Elaboración propia.	10
Figura 6. Esquema de pozo de cimentación con relleno de hormigón ciclópeo. Fuente: Apartado 4.1.3. Pozos de cimentación del Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos.	11
Figura 7. Esquema de pozo de cimentación con plinto o enano. Fuente: Apartado 4.1.3. Pozos de cimentación del Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos.	11
Figura 8. Esquema de zapata aislada. Fuente: Construcción en seco, Blog.	12
Figura 9. Esquema de cimentación con viga de atado. Fuente: El blog de Víctor Yepes.	12
Figura 10. Código empleado en Python para la comprobación de zapatas. Fuente: Elaboración propia.	15
Figura 11. Output de los resultados que proporciona la programación en Python para las torres. Fuente: Elaboración propia.	15
Figura 12. Output de los resultados que proporciona la programación en Python para las retenidas. Fuente: Elaboración propia.	15
Figura 13. Croquis del solape de los bulbos de presiones. Fuente: Elaboración propia.	16
Figura 14. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	20
Figura 15. Dimensiones del encepado y configuración de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	20
Figura 16. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	24
Figura 17. Dimensiones del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes. Fuente: Elaboración propia.	24
Figura 18. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	26
Figura 19. Dimensiones del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes. Fuente: Elaboración propia.	26
Figura 20. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	29
Figura 21. Esquema de la configuración de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	29
Figura 22. Alzado frontal y planta de un estribo cerrado genérico. Fuente: Blog structuralia.	32
Figura 23. Sección transversal tipo de un estribo cerrado. Fuente: Blog structuralia.	32
Figura 24. Alzado frontal y sección transversal genérica de un estribo abierto: Fuente: Blog de Víctor Yepes.	33
Figura 25. Alzado frontal y sección tipo de una silla cargadero. Fuente: Blog structuralia.	33
Figura 26 Alzado frontal y detalle del muro cargadero del estribo de tierra armada. Fuente: Blog structuralia.	34
Figura 27. Esquema de un apoyo simple en neopreno. Fuente: Productos técnicos especializados.	36
Figura 28. Esquema de un apoyo simple en neopreno reforzado. Fuente: Productos técnicos especializados.	36
Figura 29. Esquema de un apoyo con anclaje o zunchado. Fuente: Productos técnicos especializados.	37
Figura 30. Esquema de un apoyo Slideflon. Fuente: Productos técnicos especializados.	37
Figura 31. Esquema de un apoyo pot. Fuente: Productos técnicos especializados.	38
Figura 32. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.	41
Figura 33. Dimensiones en metros de la planta del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes, con ubicación de torre y retenidas. Fuente: Elaboración propia.	41
Figura 34. Esquema de vigas en un suelo elástico tipo Winkler. Fuente: Blog geostru.	47
Figura 35. Comparación comportamiento modelo Winckler (arriba) con el comportamiento real (abajo). Fuente: Blog geostru.	47
Figura 36. Diseño final del estribo sin el tablero (alzado). Fuente: Elaboración propia.	51
Figura 37. Diseño final del estribo con el tablero y neoprenos (alzado). Fuente: Elaboración propia.	51
Figura 38. Vista del estribo. Fuente: Elaboración propia.	51
Figura 39. Vista del estribo. Fuente: Elaboración propia.	52
Figura 40. Apoyo elastomérico genérico. Fuente: Mecanogumba.	52
Figura 41. Acotación del apoyo MPF a emplear de la marca comercial Mecanogumba. Fuente: Mecanogumba.	53
Figura 42. Pistón del apoyo elastomérico. Fuente: Mecanogumba.	53
Figura 43. Cazoleta del apoyo elastomérico. Fuente: Mecanogumba.	53
Figura 44. Vista en planta del apoyo elastomérico. Fuente: Mecanogumba.	53
Figura 45. Acotación del apoyo fijo MPF a emplear de la marca comercial Mecanogumba. Fuente: Mecanogumba.	54
Figura 46. Junta de dilatación T-160. Fuente: Catálogo CETEC.	54
Figura 47. Valores del parámetro D utilizados en la fórmula de Hoek-Brown. Fuente: Hoek-Brown et all, 2002.	56
Figura 48. Valores del GSI basados en observaciones geológicas. Fuente: Hoek-brown et all, 2002.	57
Figura 49. Elección de los métodos de rebanadas que se usan. Fuente: Slide2.	57
Figura 50. Configuración del estudio. Fuente: Slide2.	58
Figura 51. Resultado del análisis en el margen izquierdo del barranco. Fuente: Slide2.	58
Figura 52. Resultado del análisis en el margen derecho del barranco. Fuente: Slide2.	59
Figura 53. Resultado del análisis en el margen izquierdo con la solución con anclajes y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.	59
Figura 54. Resultado del análisis en el margen derecho con la solución con anclajes y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.	60
Figura 55. Resultado del análisis en el margen izquierdo con la solución y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.	60
Figura 56. Resultado del análisis en el margen derecho con la solución y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.	61
Figura 57. Zonas de excavación. Fuente: Elaboración propia.	62
Figura 58. Zona a desbrozar. Fuente: Elaboración propia.	62
Figura 59. Diseño de la cimentación (encepado de pilotes) en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.	65
Figura 60. Diseño del estribo en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.	66



Índice de Tablas

Tabla 1. Valores de los esfuerzos en torre y retenidas empleados en el diseño de la cimentación. Fuente: Trabajo de Fin de Máster: Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal e el barranco de Santa Ana, t.m. de Benissa (Alicante), Andrés Hibernón Luch Antón.	11	Tabla 41. Centrado de las cargas correspondiente a las torres.	28
Tabla 2. Valores de los esfuerzos en torre y retenidas empleados en el diseño de la cimentación. Fuente: Trabajo de Fin de Máster: Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal e el barranco de Santa Ana, t.m. de Benissa (Alicante), Andrés Hibernón Luch Antón.	17	Tabla 42. Sumatorio de las cargas de las torres centradas.	28
Tabla 3. Parámetros geotécnicos del terreno.	18	Tabla 43. Cargas centradas de las retenidas.	28
Tabla 4. Dimensiones de los niveles.	18	Tabla 44. Sumatorio de las retenidas.	29
Tabla 5. Características geométricas del pilote del 1º diseño.	19	Tabla 45. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.	29
Tabla 6. Dimensiones del encepado.	19	Tabla 46. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.	29
Tabla 7. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.	19	Tabla 47. Características del pilote de la 1º iteración.	30
Tabla 8. Canto y vuelos del encepado.	19	Tabla 48. Síntesis de resultados de la 1º iteración.	31
Tabla 9. Características geométricas del encepado.	19	Tabla 49. Características del pilote de la 2º iteración.	31
Tabla 10. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.	20	Tabla 50. Síntesis de resultados de la 2º iteración.	31
Tabla 11. Características geométricas del pilote del 2º diseño.	22	Tabla 51. Características del pilote de la 2º iteración.	31
Tabla 12. Dimensiones del encepado.	22	Tabla 52. Síntesis de resultados de la 2º iteración.	31
Tabla 13. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.	22	Tabla 53. Valores de los esfuerzos en torre y retenidas empleados en el diseño de la cimentación. Fuente: Trabajo de Fin de Máster titulado “Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T. M. de Benissa (Alicante)” realizado por Andrés Hibernon Lluh Antón.	39
Tabla 14. Canto y vuelos del encepado.	23	Tabla 54. Parámetros geotécnicos del terreno empleados para el diseño de las cimentaciones.	39
Tabla 15. Características geométricas del encepado.	23	Tabla 55. Dimensiones de los niveles.	39
Tabla 16. Centro de gravedad del encepado y excentricidad de cargas. Fuente: Elaboración propia.	23	Tabla 56. Características geométricas del pilote del diseño adoptado.	39
Tabla 17. Centrado de las cargas correspondiente a las torres.	23	Tabla 57. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.	40
Tabla 18. Sumatorio de las cargas de las torres centradas.	23	Tabla 58. Canto y vuelos del encepado.	40
Tabla 19. Cargas centradas de las retenidas.	23	Tabla 59. Características geométricas del encepado.	40
Tabla 20. Sumatorio de cargas de las retenidas centradas.	23	Tabla 60. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.	40
Tabla 21. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.	23	Tabla 61. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.	41
Tabla 22. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.	24	Tabla 62. Características resistentes de los materiales y cuantía de armadura.	44
Tabla 23. Características geométricas del pilote del 3º diseño.	25	Tabla 63. Carga total que transmite cada pilote.	44
Tabla 24. Dimensiones del encepado.	25	Tabla 64. Área de apoyo equivalente para cimentación rectangular.	44
Tabla 25. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.	25	Tabla 65. Excentricidades y encepado equivalente.	44
Tabla 26. Canto y vuelos del encepado.	25	Tabla 66. Cuantía mínima de armadura geométrica y mecánica.	45
Tabla 27. Características geométricas del encepado.	25	Tabla 67. Cuantías de armado en cimentación equivalente y la real.	45
Tabla 28. Centro de gravedad del encepado y excentricidad de cargas.	25	Tabla 68. Propuesta de armado para B*H. Fuente: Elaboración propia.	45
Tabla 29. Centrado de las cargas correspondiente a las torres.	25	Tabla 69. Propuesta de armado para L*H. Fuente: Elaboración propia.	45
Tabla 30. Sumatorio de las cargas de las torres centradas.	26	Tabla 70. Características pilotes para el armado.	46
Tabla 31. Cargas centradas de las retenidas.	26	Tabla 71. Características resistentes y esfuerzo Nd.	46
Tabla 32. Sumatorio de cargas de las retenidas centradas.	26	Tabla 72. Armadura final a disponer.	46
Tabla 33. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.	26	Tabla 73. Propuesta de armado para los pilotes.	46
Tabla 34. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.	26	Tabla 74. Armado a tracción para el pilote 3.	46
Tabla 35. Características geométricas del pilote del 4º diseño.	27	Tabla 75. Datos generales.	48
Tabla 36. Dimensiones del encepado.	27	Tabla 76. Geometría del estribo ajustada por la aplicación.	48
Tabla 37. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.	27	Tabla 77. Descripción del armado propuesto en el estribo.	49
Tabla 38. Canto y vuelos del encepado.	28	Tabla 78. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.	49
Tabla 39. Características geométricas del encepado.	28	Tabla 79. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.	49
Tabla 40. Centro de gravedad del encepado y excentricidad de cargas.	28	Tabla 80. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.	50
		Tabla 81. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.	50
		Tabla 82. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.	50
		Tabla 83. Resultado de comprobaciones e información adicional.	50



Tabla 84. Dimensiones de neopreno en función de la carga vertical que recibe el apoyo elastomérico.
Fuente: Mecanogumba.....52

Tabla 85. Dimensiones de neopreno en función de la carga vertical que recibe el apoyo elastomérico.
Fuente: Mecanogumba.....54

Índice de Gráficas

Gráfica 1. Valores de compresión por pilote de la solución 2x3. 20

Gráfica 2. Valores de compresión por pilote de la solución 2x3 asimétrica. Fuente: Elaboración propia.
..... 24

Gráfica 3. Valores de compresión por pilote de la solución 2x4 simétrica. Fuente: Elaboración propia. 27

Gráfica 4. Valores de compresión por pilote de la solución 2x4 con pilote en el centro del encepado.
Fuente: Elaboración propia..... 30

. Gráfica 5. Valores de compresión por pilote de la solución 2x4 con pilote en el centro del encepado.
Fuente: Elaboración propia..... 42



1. INTRODUCCIÓN

El objeto de este anejo es obtener el diseño más adecuado para diseñar la cimentación y los estribos, cuya función es la transmisión al terreno, de forma eficiente y eficaz, de las cargas procedentes de la pasarela ciclopeatonal atirantada que se han diseñado en formato Taller junto con el alumno Andrés Hibernon. Lluch Antón y que se desarrolla en el Trabajo de Fin de Máster que presenta éste, titulado “*Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T. M. de Benissa (Alicante)*”.

Para ello se seguirá un procedimiento en el cual se revisarán los tipos de cimentación que podrían ejecutarse para las pilas y retenidas de esta pasarela y se comprueba cual resulta más adecuada por sus características. Una vez se haya elegido el tipo de cimentación a llevar a cabo, se procederá a desarrollar de la forma más amplia y detallada posible los distintos elementos estructurales que constituyen la tipología seleccionada.

En cuanto a los estribos se realizará un procedimiento similar, con el objetivo de embeber la estructura en el terreno y que está trabaje de forma eficiente, transmitiendo los esfuerzos al terreno, al mismo tiempo que se cuidará la estética de estos para que se integren perfectamente en el diseño conceptual de la pasarela.

2. CONDICIONANTES

En el presente apartado se estudian los distintos aspectos que se encuentran en la zona de estudio y que a su vez puedan condicionar de alguna manera la tipología de cimentación a emplear. Se van a analizar en mayor grado de detalle los siguientes condicionantes:

- Geotécnicos
- Geométricos
- Topográficos

Por último, se añaden otros condicionantes igualmente relevantes como la climatología, le movimiento de tierras necesario o el valor paisajístico, para elegir un tipo de cimentación u otra, que es necesario tener en cuenta.

2.1. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS

Para poder establecer los distintos condicionante geotécnicos que pueden influir en la selección de la tipología de cimentación a emplear, previamente se ha analizado con detalle la campaña geotécnica incluida en el *Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante*, que ha sido facilitada por los tutores y que constituye la única fuente de información referente a las características del terreno en la zona de estudio. El motivo principal de la elección de dicho proyecto, para comprobar los condicionantes geotécnicos que se encuentran en la zona son varios:

- El emplazamiento de la estructura que se está diseñando, se encuentra unos 100 metros aguas arriba del emplazamiento que se contempla en el proyecto mencionado anteriormente, por lo que las características geotécnicas serán muy similares.
- No se disponen de recursos ni medios para poder llevar a cabo una campaña geotécnica ad hoc que permitiera obtener los parámetros suficientes para parametrizar el terreno y así poder evaluar los condicionantes que este presenta para llevar a cabo una tipología de cimentación u otra.

Como el objeto de este subapartado, es únicamente enunciar los distintos condicionantes geotécnicos que se tienen en la zona, se va a emplear la información ya analizada en el *Anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico*.

Dentro de los condicionantes que se van a detallar a continuación, se van a encontrar algunos que van a tener un carácter beneficioso y otros limitantes.

En primer lugar, se van a tratar los condicionantes que van a suponer una menor complejidad a la hora de diseñar y calcular las cimentaciones y los estribos.

- La homogeneidad del terreno que se encuentra en la zona de estudio. Como se ha visto en la memoria *apartado 3. Caracterización geotécnica de los materiales*, en el *anejo 6. Modelos de suelos para diseño geotécnico*, la zona de estudio presenta alternancias de margas y calizas en general, estando estas un poco alteradas en la zona del cauce del barranco, pero esto es normal,

pues es la zona del terreno que más tiempo pasa en contacto con el agua y por lo tanto es la más alterada. También hay que destacar, que en ningún momento se plantea proyectar una pila en medio del cauce, ya que esto no resulta viable ni por el terreno que se tiene en el cauce ni por las afecciones hidráulicas que podrían producirse. Esta característica que presenta la zona será beneficiosa, pues a la hora de realizar movimientos de tierras o excavaciones o calcular asientos admisibles, se tendrá en toda la zona los mismos parámetros del terreno.

- La potencia de los estratos. En la memoria *apartado 3. Marco geológico del anejo 4. Geología* se observa que se tiene un material perteneciente al terciario del mioceno, con un espesor importante, aproximadamente de unos 100 metros. Esto facilitará al estudio de la geología y además, también se tendrán propiedades del terreno muy similares. Por lo tanto, podemos decir que se comparten los mismos beneficios mencionados en el punto anterior.
- En cuanto a los parámetros geotécnicos que permiten parametrizar el terreno, obtenidos en el *apartado 3.2. Parámetros geotécnicos del anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico* son unos valores que demuestran que la calidad del terreno sobre el que se pretende cimentar son bastante buenos. Esto va a facilitar el diseño, cálculo y comprobación de las cimentaciones y estribos. Además, descarta a priori la necesidad de llevar a cabo alguna mejora del terreno.
- En el *apartado 5. Parametrización del terreno del anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico*, se muestran los valores con los que se va a trabajar, los cuales, tal y como se esperaba después del análisis realizado en dicho anejo son adecuados.
- Hay que destacar que no se ha detectado agua en la zona, es decir, con los ensayos que se han realizado, no se detecta la presencia de nivel freático. Esto es muy beneficioso, pues las margas, al estar durante un periodo de tiempo prolongado en contacto con el agua, dejan de tener propiedades propias de una roca y se comportan como un suelo, de menor resistencia y mayor deformabilidad. También se observa que su contenido en humedad es bastante bajo. Además, presentan un valor de límite líquido bajo lo que casi descarta la posibilidad de que estas sufran hinchamiento.
- Por la buena calidad del terreno, resultará sencillo apoyar los estribos en un material con buenas características geomecánicas, así como en el caso de realizar una cimentación profunda, a priori no será necesario alcanzar una profundidad considerable de los pilotes.
- En cuanto a los resultados obtenidos en el SPT, vuelven a corroborar que se tiene un terreno de buena calidad

2.2. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS Y TOPOGRÁFICOS

En este apartado se analiza la geometría y la topografía desde la perspectiva en la que puedan condicionar de alguna forma el diseño, cálculo y comprobación de las cimentaciones y estribos de la estructura que se está diseñando.

En cuanto a la geometría, en primer lugar, se va a tratar la geometría de la estructura. Hay que explicar que la estructura para la que se pretenden diseñar la cimentación de pilas y retenidas así como de los estribos es una pasarela ciclo-peatonal en alineación curva en planta, más concretamente, tiene una

forma cóncava vista desde el puente de ferrocarril que ya existe. Que la estructura, presente esta geometría singular, implica que la cimentación debe acompañar este trazado curvo que presenta el tablero de la pasarela. Además, los estribos, no van a incidir de forma perpendicular sobre el terreno, a priori lo harán de forma oblicua.

Estos dos aspectos que presenta la geometría de la estructura son importantes a la hora del diseño de los estribos, por la oblicuidad. También a la hora de proponer la ubicación de las cimentaciones, por la singularidad de la estructura, habrá que comprobar cual es el rango óptimo para la colocación de la cimentación y torre en relación con la situación en planta y las características y morfología del terreno del terreno.

Por otra parte, tenemos la geometría transversal del cauce o barranco que se pretende salvar. Este presenta una forma en V tendida. Siendo las pendientes de ambos extremos más tendidas que el área central del cauce. Se observan incluso zonas prácticamente horizontales. (Figura 1)

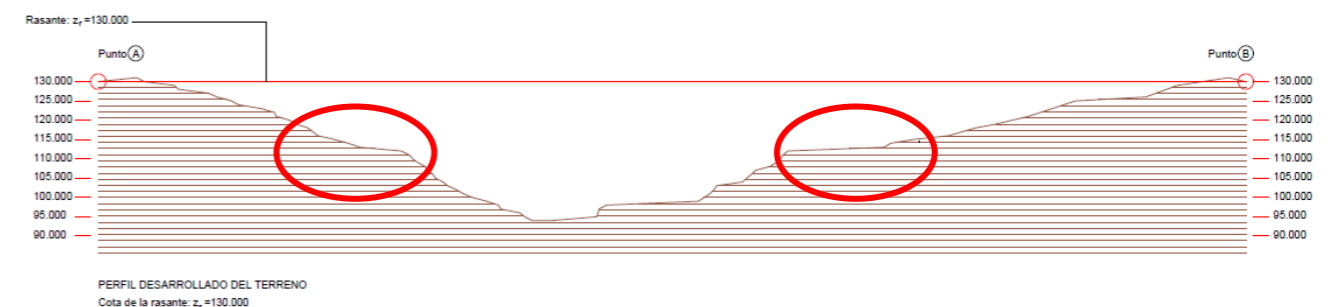


Figura 1. Sección transversal de la ubicación de la pasarela atirantada en el Barranco de Santa Ana. Fuente: AutoCad, elaboración propia.

Esta geometría perpendicular al eje del barranco supone lo siguiente:

- Al no ser una geometría en U, va a suponer que las torres sean de una menor dimensión. Ya que la configuración en V tiene la característica de que en los extremos, donde en un principio se van a disponer las pilas de la pasarela, ya hay terreno para cimentar, por lo que la cota de cimentación será mayor en el caso que se está tratando.
- El movimiento de tierras a realizar va a ser menor en comparación a si se tuviera una geometría en U. Reduciendo también el material de relleno, que habría que añadir de alguna cantera, por no disponer de suficiente material si la sección transversal tuviera forma de U.
- La existencia de taludes casi horizontales es favorable para la colocación de las pilas aunque será necesario un análisis de estabilidad del conjunto de la ladera a cada lado del fondo del barranco, a pesar de que la verticalidad en los taludes no es significativa. Pero las condiciones que se presentan por geometría y por el tipo de material hacen que sean una buena opción para la colocación de las torres. Además, la posición de estos taludes podría facilitar el procedimiento constructivo.
- En el entorno de la obra los taludes son estables de forma natural incluso con pendientes mucho mayores, pues no se ha detectado ninguna zona de rotura o de deslizamiento en estos cuando se realizó la visita de campo, por lo que no existen antecedentes que den pie a pensar que estos taludes son inestables.



- Se tiene una limitación en la geometría que presenta el perfil. Pues en las dos zonas llanas, que se van a aprovechar para disponer las torres de la pasarela, hay una dimensión limitante, esta es la dirección del eje del barranco (horizontal), la cual limitará el tipo de cimentación a realizar y obligará a aumentar en dirección perpendicular al eje del barranco.

En cuanto a la geometría siguiendo el cauce del barranco, se observa una pendiente del 4%, lo cual se considera no significativa, es decir no va a afectar a la tipología de la cimentación a diseñar. Además, hay que destacar que la sección transversal comentada anteriormente (Figura 1) se prolonga de forma regular a lo largo del cauce, esto es positivo, pues tenemos una morfología homogénea a lo largo del barranco.

2.3. OTROS CONDICIONANTES

A la hora de seleccionar el tipo de cimentación, hay otros condicionantes que también hay que tener en cuenta. Estos condicionantes, no son de menor importancia que los que se han explicado anteriormente, sino que su grado de detalle o estudio es menos complejo. Estos condicionantes son los siguientes:

- PRESENCIA DE AGUA EN LA ZONA

El agua es un factor a tener en cuenta a la hora de ejecutar una cimentación. Pues esta puede afectar tanto a la cimentación, de forma que se deteriore significativamente o bien puede afectar al propio terreno sobre el que se apoya cimentación, dando lugar un cambio importante en las propiedades del terreno que puede llevar al colapso de la cimentación.

En el caso que se está tratando en el presente trabajo, no se detectó la presencia del nivel freático en la superficie el día que se realizó la visita de campo, ni tampoco se pudieron observar indicios de que este estuviera cercano a la superficie, ya que no se vieron ni zonas húmedas, cambios de color en los materiales o moho.

- CLIMATOLOGÍA

La climatología tiene un papel fundamental, en el proceso de diseño, ya que proporcionará un cierto grado de información en lo referente a si la cimentación va a estar expuesta a periodos largos de lluvias, va a sufrir una posible erosión tanto superficial como subterránea debida a la escorrentía de la lluvia o va a sufrir procesos de hielo y deshielo. Al conocer esta información, se podrá diseñar de tal forma que los procesos posteriores como el proceso constructivo o la fase de explotación no se vean condicionados por un diseño inadecuado, evitando así posibles patologías y estableciendo una correcta ventana operativa.

Como se ha estudiado en el apartado 3. *Climatología del anejo 2. Climatología e hidrología* se trata de una zona con un clima mediterráneo, donde se tienen temperaturas moderadas a lo largo de todo el año. En cuanto a las precipitaciones, no son frecuentes, pero sí se suelen producir lluvias torrenciales.

Por lo tanto, ante esta información se concluye que la climatología al ser un clima donde no hay estaciones de lluvias, no va a producir efectos que puedan cambiar las propiedades del suelo, ni se han detectado drenajes naturales por los que el terreno evacue la escorrentía subterránea, por lo que a la hora de diseñar las cimentaciones es un factor para el que se tomaran medidas como colocar

impermeabilizaciones o drenajes y asegurar pendientes de la superficies que impidan la acumulación de agua en el entorno de la cimentación.

- MOVIMIENTO DE TIERRAS A REALIZAR

Todo tipo de cimentación lleva asociado un movimiento de tierras, por lo que a la hora de decidir si llevar a cabo una cimentación directa o indirecta, este aspecto influye con un peso significativo.

También influirá en la ubicación exacta de las pilas, pues no es lo mismo colocar una pila en una zona que requiera una excavación mínima que colocarla en un lugar donde para poder ejecutarla hay que realizar un movimiento de tierras considerable.

El movimiento de tierras a realizar para una cimentación debe de tener en cuenta la posterior restauración del paisaje que también se abordará en este trabajo. Cuando el volumen de tierras a movilizar sea mayor, la restauración del paisaje, con la finalidad de que la actuación llevada a cabo apenas quede vista en la zona será mayor.

- EXISTENCIA DE CANTERAS CERCANAS AL EMPLAZAMIENTO

La cercanía de canteras al emplazamiento va a favorecer a que no se deba de descartar un tipo de cimentación u otra. Pues en el caso de que existan estas canteras, no va a suponer un coste excesivo para el transporte de material de aporte si fuera necesario.

- VALOR PAISAJÍSTICO

Cuando se diseña una cimentación, durante el proceso se van a producir afecciones en el paisaje en mayor o menor medida. Por lo tanto, es importante tener en cuenta que una vez se finalicen los trabajos en el emplazamiento, este debe quedar lo más parecido al inicio de la obra, teniendo en cuenta la nueva estructura. Esto quiere decir que a lo mejor no es viable realizar un tipo cimentación que suponga que luego haya que realizar una restauración del paisaje considerable, que como mínimo, minimice los efectos de la intervención que se ha realizado en el emplazamiento.

Es también importante mencionar que junto con la consideración de mantener el valor paisajístico de la zona, se está realizando una estructura con el valor lúdico-paisajístico de permitir contemplara el viaducto del Quisi, el cual posee un gran valor patrimonial para los habitantes de la zona o sus visitantes. Por lo tanto, esto obliga a terminar la obra con la menor intervención posible.

Por lo tanto, el diseño que se lleve a cabo tendrá dos premisas fundamentales:

- No influir de forma significativa en el entorno, es decir, que se tenga que actuar lo menos posible en el entorno.
- Restaurar la zona de actuación, con el objetivo de que la actuación realizada pase lo más inadvertida posible.

3. PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES

En el presente apartado se procede a exponer y comparar las distintas soluciones que se contemplan para diseñar la cimentación y los estribos de la pasarela ciclopeatonal atirantada r sobre el barranco de Santa Ana, en el término municipal de Benissa,. Se analiza las ventajas y desventajas que ofrece cada tipología, para finalmente escoger aquella solución que se ajuste más a al diseño de la pasarela y a los condicionantes que se presentan en el entorno.

En este caso concreto los condicionantes a tener en cuenta son:

- Las cargas que se han obtenido del diseño estructural de la mencionada pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, son importantes y concentradas. Se trata de una estructura atirantada, donde la carga de toda la estructura va a transmitirse al terreno mediante dos torres y los dos estribos.
- La pasarela por su forma puede ser sensible a movimientos absolutos o diferenciales.
- Los estribos, pueden tener que actuar como elementos de contención del terreno natural.
- El movimiento de tierras necesario para ejecutar la cimentación así como el importante nivel de cargas que tendrá que adsorber el terreno va a necesitar de la realización de un estudio de estabilidad global de la ladera, donde se analizará la disposición idónea de las pilas y si fuera necesario emplear un sistema de contención adicional para lograr su estabilidad.
- Será necesario tener en cuenta que la cimentación debe resistir cargas horizontales, las cuales se combinarán con otras, resultando cargas inclinadas.

Las tipologías de cimentación más comunes con las que se llevan a cabo la gran mayoría de los proyectos son las cimentaciones directas o también conocidas como superficiales y las cimentaciones indirectas o profundas.

Una cimentación directa, es aquella que reparte las cargas a través de la superficie de ésta que se apoya en el terreno. Si bien no existe un criterio común que acote la profundidad a partir de la cual una cimentación deja de suponerse directa y pasa a ser indirecta, por lo general se considera que la transmisión de cargas es directa por la base de la estructura de cimentación al terreno mientras la profundidad del plano de apoyo es menor al ancho de la cimentación.

Estas cimentaciones, son las más económicas y las que constructivamente resultan más sencillas, por eso siempre son una opción que se debe considerar, sobre todo si se tiene un terreno competente y homogéneo, pues es importante que la superficie de contacto entre el plano de cimentación y el terreno en el que apoya sea homogéneo, pues así se conseguirá una efectiva repartición de cargas al terreno.

Una cimentación indirecta o profunda, se tiene en cuenta después de haber descartado la viabilidad de realizar una cimentación directa, pues las cimentaciones indirectas suponen un mayor coste económico y operacional. Se caracterizan por transmitir las cargas de una estructura al terreno tanto por la base como por la superficie lateral.

La mayoría de las cimentaciones indirectas se resuelve mediante pilotes. La forma de trabajar del pilote puede ser por punta (comúnmente denominado pilote columna) o por fuste (comúnmente denominado

pilote flotante) o por punta y fuste al mismo tiempo (comúnmente denominados pilotes mixtos) . (Figura 2). Aunque hay que destacar que el reparto de las cargas va a estar marcado por las rigideces relativas de los pilotes y del terreno, pero también se puede dar el caso de que un pilote también puede trabajar únicamente de una forma, como es el caso de los pilotes flotantes, los cuales solamente trabajan por fuste.

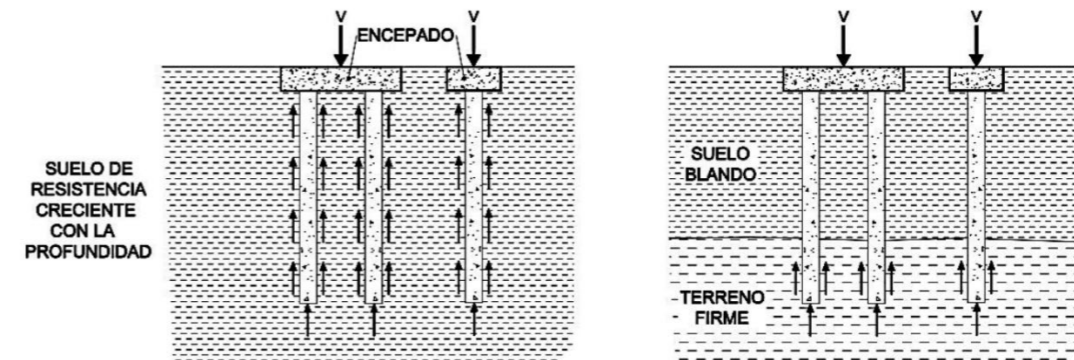


Figura 2. Izquierda croquis de cimentación mediante pilotes flotantes y derecha croquis de cimentación mediante pilotes columna. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

Este tipo de cimentación puede resultar idónea cuando los primeros metros de suelo tienen una mala calidad o están muy alterados y los estratos más competentes se encuentran a cierta profundidad.

Este tipo de cimentación se caracteriza por tener además de los pilotes un encepado. Este elemento estructural, se sitúa en la parte más cercana a la superficie, siendo el elemento que sirve de conexión para la transmisión de cargas entre la estructura y los pilotes (Figura 2).

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Antes de proceder a realizar un estudio de soluciones, es necesario conocer la estructura que se pretende cimentar y diseñar los estribos.

Se trata de una pasarela atirantada con trazado curvo, con una longitud de 300 metros aproximadamente, cóncava desde aguas abajo del Puente del Quisi. Esta pasarela, se compone de un tablero, tirantes, dos estribos, dos torres, las cuales están formadas por dos secciones tubulares y cuatro retenidas, dos por torre que llegan hasta la cimentación.

Se puede apreciar en las siguientes figuras, el alzado de la pasarela (Figura 3) y la vista en planta de la misma (Figura 4).

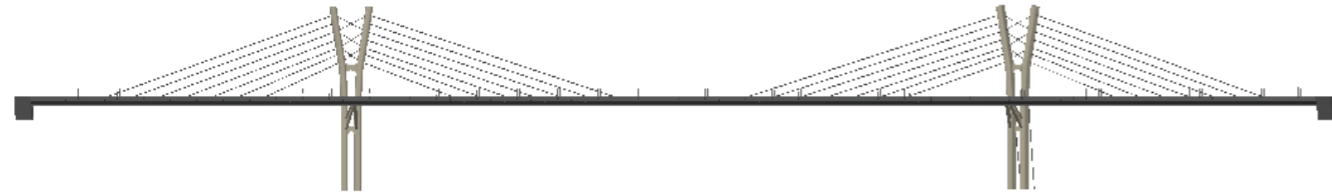


Figura 3. Vista en alzado de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

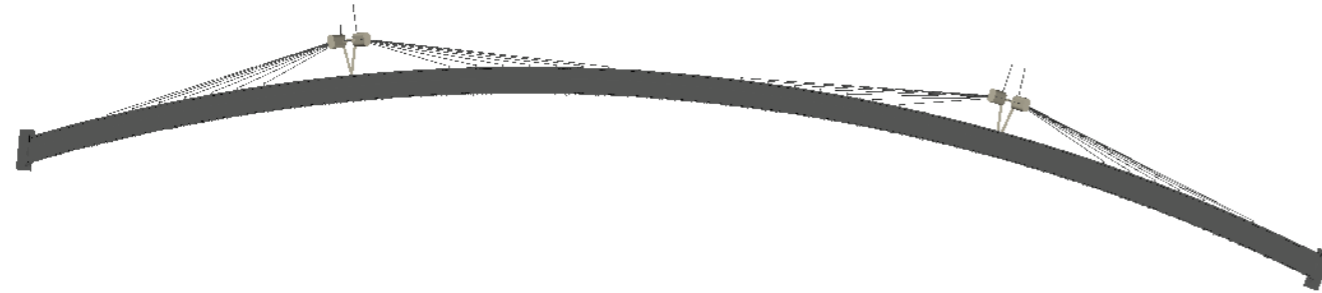


Figura 4. Vista en planta de la pasarela. Fuente: Elaboración propia.

Las retenidas llegan a la cimentación y se anclan, mientras que las torres presentan una forma que es necesaria explicar. La sección transversal de la pila de cada una de las torres es un rectángulo con las esquinas redondeadas que circunscribe las dos secciones circulares de los pilares tubulares que se mencionaban anteriormente, esto se puede observar en la siguiente figura (acotación en metros):

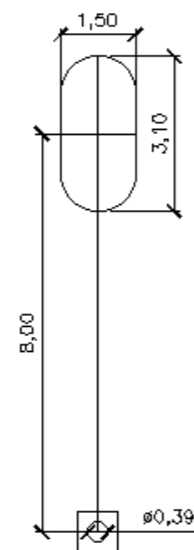


Figura 5. Vista en planta de una sección tubular de una torre con su correspondiente retenida. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se analiza un abanico amplio de posibilidades que incluye ambos tipos, cimentaciones directas e indirectas.

3.2. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN

Se contempla un amplio abanico de soluciones posibles:

- LOSA DE CIMENTACIÓN

Este primer caso de cimentación directa es propio para terrenos que cuentan con una baja capacidad portante o son un terreno que es heterogéneo, siendo esta última característica distinta a lo que se tiene en el emplazamiento que se está estudiando, tal y como se ha visto en el *Anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico*. Además, hay que añadir que esta tipología de cimentación queda muy condicionada a la deformabilidad que presente el terreno sobre el que se está trabajando. Estas losas de cimentación se nombran y se muestran a continuación:

La elección de llevar a cabo una losa de cimentación tiene la ventaja de que todos los elementos estructurales apoyan sobre ella, lo que producirá la mínima tensión unitaria a la máxima extensión de la cimentación, pero por el contrario esto producirá un bulbo de presiones muy amplio que tiene una influencia significativa en los posibles asentamientos que se puedan producir en el terreno.

Si bien este tipo de cimentación se emplea para minimizar los asentamientos diferenciales y totales que se a causa de descompensaciones significativas en las cargas que llegan al terreno, habrá que tener en cuenta hasta qué punto es viable, pues esto implica abarcar una mayor superficie de cimentación, pues este sistema va a solventar estas diferencias de carga.

- POZOS DE CIMENTACIÓN

Se trata de un caso de cimentación directa, donde las cargas se van a transmitir a una profundidad mayor que la que habitualmente se alcanza con zapatas asiladas. Este método por lo tanto puede resultar adecuado cuando solo la parte superficial más superficial del terreno tiene baja capacidad portante, por lo que se evitaría la ejecución de una cimentación profunda.

Los dos pozos de cimentación más habituales son:

- Pozos de cimentación con relleno de hormigón ciclópeo, en esta tipología, se realiza una excavación con su relleno posterior de hormigón pobre, siendo esta la cota de cimentación. Se observa un esquema en la Figura 6.

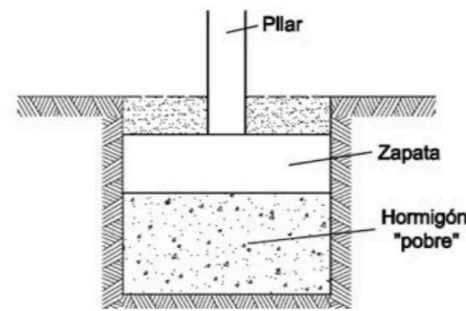


Figura 6. Esquema de pozo de cimentación con relleno de hormigón ciclópeo. Fuente: Apartado 4.1.3. Pozos de cimentación del Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos.

- Pozos de cimentación con plinto o enano, se realiza una excavación de forma análoga al método explicado anteriormente, la diferencia es que seguidamente, se eleva un plinto muy rígido para no tener pandeo. Esta tipología, supone un riesgo en el proceso constructivo, pues los operarios deben de trabajar desde el fondo del pozo, en el cual pueden producirse el desprendimiento de la excavación. Se muestra un esquema de la tipología comentada en la Figura 7.

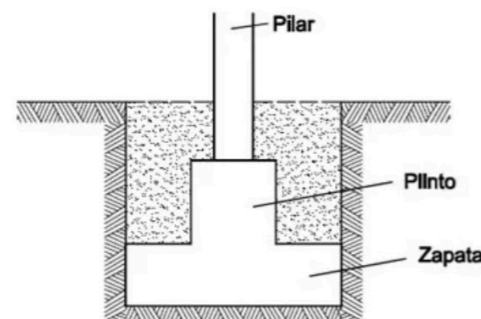


Figura 7. Esquema de pozo de cimentación con plinto o enano. Fuente: Apartado 4.1.3. Pozos de cimentación del Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos.

En ambos casos hay que tener en cuenta que este tipo de cimentaciones no siempre van a ser posible, tiene mucha influencia las características del terreno, ya que en los pozos de cimentación se producen inestabilidades fuertes en las paredes de la excavación.

- ZAPATAS COMBINADAS Y CORRIDAS

Se trata de un tipo de cimentación directa, cuya función es la transmisión de cargas de dos o más apoyos que se encuentran relativamente cerca. Este es el caso de la estructura de la pasarela donde se tiene a una distancia reducida de las pilas de cada la torre con sus retenidas.

Se trata de una tipología económica y de fácil ejecución.

Esta opción de zapatas combinadas se contempla para la parte de las dos secciones semejantes a una elipse alargada que forman cada torre y la cercanía a ambas retenidas que se encuentran en la parte de aguas arriba de la pasarela. Esta solución, es una alternativa cuando las zapatas aisladas son demasiado

cercanas o llegan incluso a solaparse, incluso da buenos resultados cuando se tienen diferencias de cargas notables como es el caso de este estudio, donde el terreno al que llegan las retenidas va a recibir una carga menor que la correspondiente a las pilas de las torres. Esta se observa a continuación en la siguiente tabla, donde se aprecia la diferencia de carga que transmite cada elemento.

Tabla 1. Valores de los esfuerzos en torre y retenidas empleados en el diseño de la cimentación. Fuente: Trabajo de Fin de Máster: Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal e el barranco de Santa Ana, t.m. de Benissa (Alicante), Andrés Hibernón Luch Antón.

Valores Env_ELU	Torre	Retenidas	Unidades
N	105000	34804	kN
Vx	9135	1505	kN
Vy	3528	6300	kN
Mx	123000	0	kN·m
My	-170000	0	kN·m
T	3916	0	kN·m

Este tipo de cimentación, concretamente, las zapatas corridas podrían ser viables para realizar los estribos de la pasarela atirantada, en cuyo caso se denominaría zapata combinada, ya que se estarían recogiendo tres o más pilares alineados.

- ZAPATAS AISLADAS

Este tipo de cimentación directa se lleva a cabo cuando el terreno más superficial tiene una capacidad portante media-alta. Esto favorece a que la carga axil que va a transmitir el apoyo, en el caso que se está estudiando, la torre, se pueda transmitir de forma directa al terreno.

Esta tipología de cimentación ofrece la posibilidad de que la zapata pueda unirse mediante vigas de hormigón armado con otras zapatas cercanas, las cuales van a actuar como una riostra. Esto es muy beneficioso pues va a minorar o evitar la existencia de desplazamientos laterales, así como de asentamientos diferenciales. En el caso que se está tratando, existe la posibilidad de que la parte que corresponde a las secciones tubulares de la torre, de lugar a un asiento diferencial importante, pues les va a llegar una carga mayor que a las retenidas.

A continuación, se muestran esquemas de zapatas aisladas (Figura 8) y de zapatas con viga de atado (Figura 9).

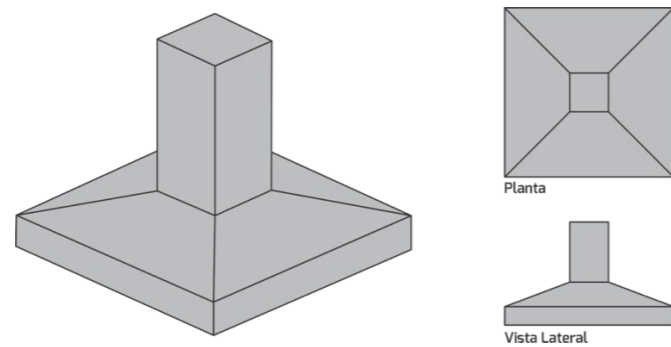


Figura 8. Esquema de zapata aislada. Fuente: Construcción en seco, Blog.

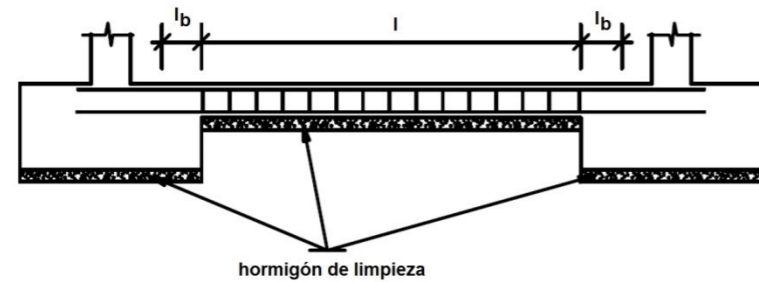


Figura 9. Esquema de cimentación con viga de atado. Fuente: El blog de Víctor Yepes.

– CIMENTACIÓN MEDIANTE PILOTES

• ENCEPADO CON PILOTES Y VIGAS DE ATADO

Se ha explicado al inicio del presente anejo cual es la función del encepado y donde se ubica, así como de forma general el funcionamiento de los pilotes en las cimentaciones indirectas, por lo tanto, en este apartado lo que se plantea como una opción más para realizar la cimentación de la pasarela atiranta que se está tratando en este trabajo, es la solución que consistiría en realizar un encepado para la torre y otro para sus correspondientes retenidas y se unirían los dos encepados de pilotes mediante una viga de atado, cuya función sería la de minimizar los movimientos diferenciales habida cuenta de la diferencia de cargas transmitida por las pilas y las retenidas.

• ENCEPADO CON MICROPILOTES Y VIGAS DE ATADO

Para esta solución, por similitud es aplicable todo el razonamiento que se ha explicado en el apartado anterior, destacando que la diferencia que existirá con los pilotes y los micropilotes es el diámetro, siendo menor el de estos últimos.

Esta solución a priori parece más apropiada para el problema que se está tratando, pues a la hora de la ejecución de los micropilotes, el procedimiento va a ser más sencillo, ya que la geometría que se tiene es un tanto restrictiva en cuanto al espacio para la maquinaria, sin olvidar que esta maquinaria además de ser más manejable también es menos pesada. Por otro lado, el principal inconveniente es que las cargas transmitidas son muy elevadas, el uso de micropilotes podría no ser suficiente para absorber

estas cargas. Además, hay que tener en cuenta que el número de micropilotes a utilizar sería bastante elevado

• ENCEPADO CON PILOTES AISLADOS

Esta solución, se incluye después de las dos anteriores a pesar de ser la precursora de estas. La diferencia con las anteriores es que en este caso cada apoyo estaría sustentado por un encepado con pilotes, es decir uno para cada torre y otro para cada par de retenidas sin unir los encepados.

• ENCEPADO CON MICROPILOTES AISLADOS

La configuración de esta solución sería la misma que la que se ha descrito en el apartado anterior, *Encepado con pilotes aislados*, pero con la diferencia del diámetro de los micropilotes, el cual sería menor que el de los pilotes. Además, hay que tener en cuenta lo que se ha mencionado de los micropilotes y las cargas tan elevadas que se tienen, esto se ha argumentado en el *Apartado Encepado con micropilotes y vigas de atado*.

• ENCEPADO CON PILOTES PARA TORRES Y RETENIDAS

Esta solución, correspondería a realizar una cimentación profunda, donde habría un encepado que recogería el conjunto de cada torre y a sus correspondientes retenidas. Ya se ha explicado.

• ENCEPADO CON MICROPILOTES PARA TORRES Y RETENIDAS

La última solución que se va a estudiar también es una cimentación profunda, sería igual que la alternativa que se ha explicado anteriormente, solo que al tratarse de micropilotes, el diámetro de estos será menor. En este caso, se deben de tener en cuenta las consideraciones mencionadas en la solución *Encepado con micropilotes y vigas de atado* de este anejo.

3.3. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Después de haber realizado una enumeración de las tipologías de cimentación más comunes para el objeto del presente trabajo, en primer término se va a proceder a descartar aquellas en las que no sea viable plantearse su diseño y elegir aquellas que por viabilidad técnica, constructiva y de diseño sí que constituyen una opción viable.

3.3.1. SOLUCIONES NO VIABLES

Las soluciones que en primer término se plantean serán descartadas son las siguientes:

• Losa de cimentación:

Esta alternativa, que corresponde a una cimentación directa se descarta, principalmente porque el terreno de la zona de estudio presenta una capacidad portante medio-alta y es prácticamente



homogéneo, tal y como se ha podido comprobar en el *Anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico*.

Se ha contemplado la opción de diseñar una losa de cimentación común para las dos torres y las retenidas pero esto implicaría utilizar un volumen de excavación y de hormigón armado considerable, que daría lugar a un incremento considerable del peso propio y, en consecuencia, provocar desde asientos diferenciales no admisibles hasta hundimiento. Además, hay que tener en cuenta la limitación que se tiene en la dirección X.

- Pozo de cimentación:

Este método, resultaría útil si la parte más superficial estuviera del terreno tuviera muy baja capacidad portante, ya que evitaría realizar una cimentación indirecta. No es el caso del terreno de la zona en estudio. Además, por su complejidad en el proceso constructivo, se puede decir que es un método que solamente se utiliza cuando no hay otra opción de realizar una cimentación directa.

Esta opción adicionalmente requeriría de un análisis exhaustivo de la estabilidad de las paredes de excavación de estos pozos en cada paso del proceso constructivo.

Por lo tanto, se descarta por complejidad constructiva y por las características del terreno.

- Zapatas aisladas para cada elemento:

Este tipo de cimentación directa a priori puede parecer una buena opción, por tener un terreno homogéneo, con una capacidad media-alta y por las cargas transmitidas al terreno. Hay que recordar que el material con capacidad resistente elevadas se encuentra a cierta profundidad, por lo que realizar este tipo de cimentación, sometida a los elevados esfuerzos que transmite la estructura objeto de este trabajo exige zapatas de gran extensión y volumen considerable, que aumentaría el peso propio de forma considerable. En este caso el plano de apoyo sería el estrato de margas alteradas, podría suponer que se produjeran asientos importantes o hasta hundimiento. Adicionalmente, se debe de recordar la limitación geométrica que se ha mencionado en el *apartado 2.2. Condicionantes geométricos y topográficos* de este anejo, donde existía una limitación en la dimensión X y solamente podríamos crecer en dirección Y (profundidad).

Por la más que probable existencia de asientos diferenciales entre las zapatas que transmiten las cargas de las retenidas y las zapatas que conectan las torres con el terreno descartan esta opción principalmente.

Otro motivo que no hace viable a priori esta opción es el posible solape de los bulbos de presiones de la zapata de la torre con la correspondiente zapata de las retenidas de esta torre. La diferencia de carga es considerable, y teniendo en cuenta a la distancia prevista en el diseño entre ambas, el bulbo de presiones de la zapata de la torre a buen seguro podría llegar a solaparse con el correspondiente a las retenidas.

Para solucionar esto, sería necesario realizar una única zapata que transmitiera en conjunto las cargas recibidas desde las retenidas y desde la torre, pero esto podría comprometer a la estabilidad de la pasarela por el incremento de peso propio que se produciría y posibles levantamientos por la disparidad de las cargas y su correspondiente excentricidad.

- Zapatas combinadas y corridas:

Esta alternativa es otra tipología de cimentación directa similar a la que se ha explicado anteriormente, pero con la diferencia que en este caso todos los elementos estén cerca. En el caso de estudio, se tiene esta situación, pues las retenidas están relativamente cerca de su correspondiente torre.

También es favorable para situaciones en las que existe una diferencia de carga, como es el caso que se tiene, en las torres y las retenidas.

Por lo tanto, esta opción parece la más viable puesto que cumple los principales requisitos que son:

- Minimiza los asientos diferenciales.
- Apropia para elementos relativamente cercanos, el bulbo de presiones sería común.
- Capacidad portante del terreno medio-alta.

Pero se vuelve a tener las limitaciones que se han considerado para las tipologías de cimentación directa, que son los siguientes:

- Volumen de material considerable.
- Limitación de aumentar las dimensiones en la dirección del eje del barranco.

Sin embargo, esta tipología sí que sería apropiada para el diseño de la cimentación de los estribos, por lo que se tendrá en cuenta en el dimensionamiento de esta.

- Encepado de pilotes con viga de atado:

Esta solución, por disponer la viga de atado, sí que va a resolver el problema de los asientos diferenciales. Pero, teniendo un terreno con buena capacidad portante y homogéneo relativamente superficial se descarta, ya que, el problema de los asientos diferenciales no es limitante en este caso. Una razón más por la que descartar la opción de la viga de atado es que al estar manejando esfuerzos elevados se requeriría de un canto muy importante para aguantar la flexión, lo que al final estaría más cercano a la ejecución de una losa, descartada desde el principio.

- Encepado de micropilotes con viga de atado:

Esta solución correspondiente a una cimentación indirecta no se considera viable. Por las características de la roca, la viga de atado carece de sentido tal y como se ha mencionado en la opción anterior, puesto que la función de la viga de atado será prácticamente la misma que se ha expuesto a lo largo de este documento, es decir, evitará que se produzcan asientos diferenciales en los encepados de las retenidas y de las torres

Como fortaleza se tiene que al ser el diámetro de los micropilotes menor, hace que sean más manejables y que el espacio no sea un condicionante.

Por la buena calidad que se tiene en este terreno homogéneo, los micropilotes se podrán empotrar bien a la profundidad requerida, por lo que trabajarán de forma adecuada. El inconveniente más importante es que por el nivel de carga transmitida podría ser necesario un elevado número de micropilotes que no podría mantener una separación mínima adecuada y elevaría el coste de ejecución.



- Encepado de micropilotes:

Principalmente, se descarta por la buena competencia que presentan los primeros metros del terreno, los cuales reúnen, a priori las condiciones para plantearse una cimentación directa.

A pesar de que esta solución sí que mejoraría la problemática del proceso constructivo ya que la maquinaria es menos pesada y más manejable, el problema de los asientos diferenciales sigue sin resolverse como en el caso del encepado de pilotes.

3.3.2. SOLUCIONES VIABLES

Las soluciones que después de un análisis técnico preliminar resultan viables para llevar a cabo la cimentación de la pasarela que se está tratando en el presente trabajo se van a desarrollar a continuación. Posteriormente se justificará de forma clara y sencilla, cual será la solución más adecuada de entre todas las posibles.

- Zapatas con viga de atado:

Esta solución corresponde a una cimentación directa. Consistiría en realizar una zapata de forma independiente para cada torre y correspondientes retenidas. Posteriormente se unirían mediante una viga de arriostramiento de hormigón armado, cada zapata de cada torre con su correspondiente zapata de retenidas. Con la viga de atado, se estaría solucionando el problema de los asientos diferenciales, en caso de que se siguieran produciendo, se debería de sobredimensionar la zapata correspondiente a las retenidas, para aumentar así su peso propio y que se asemejara al que transmite la zapata de la torre

Habría que realizar un estudio de las dimensiones de cada bulbo de presiones y su área de influencia, para comprobar que no existe interacción entre una zapata u otra porque esta situación descartaría directamente esta alternativa.

- Zapatas aisladas, para torre y retenidas:

Este tipo de cimentación que se plantea es muy similar al que se ha mencionado en el apartado anterior, la principal diferencia es que en esta alternativa se pretende diseñar una zapata común que recoja las cargas tanto de cada torre como de su correspondiente retenida.

Llevando a cabo esta solución se estaría resolviendo el problema de los solapes de zapatas de los distintos elementos, así como el problema del solape de los bulbos de presiones de cada zapata.

A simple vista se estarían solucionando dos problemas importantes, por lo que a pesar de que habría que estudiar las dimensiones de esta zapata y posibles asientos o levantamientos producidos por la diferencia de carga, es una solución a considerar.

- Encepado de pilotes:

Esta opción, se contempla, por el buen funcionamiento que han demostrado los pilotes cuanto se empotran en roca como es el caso del terreno de la zona de estudio. También se debe contemplar como alternativa viable en el caso de que se compruebe que las cimentaciones directas no suponen finalmente una solución viable.

El encepado de pilotes, no está tan limitado para aumentar la dimensión en la dirección del eje del barranco, pues existe una mayor flexibilidad a la hora de configurar la distribución de los pilotes.

Al tratarse de una cimentación indirecta, se tiene una longitud considerable del pilote en contacto con roca de buena calidad y, en consecuencia, la resistencia por punta sería muy elevada.

Por las cargas con las que se va a diseñar la cimentación, un encepado de pilotes es una opción, que por las características que presenta el terreno y el emplazamiento es una de las más adecuadas.

3.3.3. ANÁLISIS DE LAS SOLUCIONES VIABLES

En este apartado, se procederá a realizar las comprobaciones o explicaciones necesarias para determinar cuál de las tres opciones que se han mostrado viables en el apartado anterior se adopta como solución final.

Se irán analizando las soluciones viables de más superficial a más profunda y se irán descartando a medida que se encuentre algún impedimento técnico que demuestre que una alternativa no es viable.

Hay que hacer hincapié, en que las soluciones que ahora se van a chequear, recogen también algunos condicionantes de alguna de las soluciones ya descartadas. La diferencia es que en estas soluciones viables es necesario realizar algunas comprobaciones adicionales que permitan descartarlas definitivamente o en el caso de ser satisfactorias y que exista más de una solución viable, proponer un nuevo criterio de descarte como podría ser la facilidad constructiva o el impacto en el paisaje.

Zapatas con vigas de atado:

Para realizar esta comprobación, el condicionante que debe controlarse es el volumen de hormigón y la limitación en la dirección del eje del barranco que ya se ha comentado anteriormente.

Siguiendo la metodología habitual del diseño estructural, se mayorado el axil transmitido a la cimentación y se ha minorado la presión admisible del terreno por un coeficiente de seguridad igual a 1,3.

Para llevar a cabo esta comprobación se ha recurrido a la siguiente formulación:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{A}$$

Donde:

- σ_{adm} : Presión sobre el terreno.
- N: Axil, transmitido a la cimentación.
- A: Área mínima necesaria para soportar el axil.

Por lo tanto, como se conoce la σ_{adm} y N, se puede hacer un primer predimensionamiento que nos indique las dimensiones de la zapata, necesitando en total la siguiente área para las torres:

$$\frac{2683}{1,3} = \frac{120000 * 1,3}{A}$$

$$A = 80 \text{ m}^2$$

Para las retenidas se tendría la siguiente área:

$$\frac{2683}{1,3} = \frac{36000 * 1,3}{A}$$
$$A = 25 \text{ m}^2$$

Adicionalmente, se ha realizado una comprobación para un predimensionamiento, a partir de un código programado en Python, con las medidas que se proponen y teniendo en cuenta un canto razonable para cada zapata, se indica que no cumple la comprobación de hundimiento al tiempo que la aplicación devuelve las dimensiones para las cuales sí que cumpliría, hay que recordar que se trataría de una zapata cuadrada.

Los resultados obtenidos son similares a los predimensionamientos que se han realizado, lo cual permite avalar el resultado.

Se muestra a continuación a modo de ejemplo se muestra una parte del código en Python implementado para la comprobación de la cimentación mediante zapatas aisladas (Figura 10) y los resultados obtenidos (Figura 11).

```
70 #####
71 # PARÁMETROS INICIALES DE DISEÑO
72 #####
73 exposure_class= 'XC2' #si lo meto con dos comillas select_value no va
74 # exposure_class= input("Clase de exposición de la cimentación (XC1 a XC4):")
75
76 ancho_tubo= 5.5 #en m, viene de usuario
77 tipo_hormigon = select_value(exposure_class, exp_conc_tb) #Tipo de hormigón mínimo según exposición y características asoci
78 caract_hormigon = select_value(tipo_hormigon, conc_tb)
79 caract_acero = select_value("B500S", rbsteel_tb)
80 Materials= {
81 "RSteel": {"mat_acero": "B500S", "E_st": caract_acero[0], "fyk": caract_acero[1], "rho": caract_acero[2], "alpha_T": caract_acero[3]},
82 "Concrete": {"mat_concrete": tipo_hormigon, "nu": caract_hormigon[0], "fck": caract_hormigon[1], "rho": caract_hormigon[2], "alpha_T":
83 }
84 fck= Materials["Concrete"]["fck"] #en Mpa
85 fcm= fck+8. #en Mpa
86 fyk= Materials["RSteel"]["fyk"] #en Mpa
87 fcd=fck/1.5
88 fyd=fyk/1.15
89
90
91 fctm= 0.3*fck**(2./3.)
92 # betha_cc= exp(0.2*(1-(28/28)^0.5)) # asumiendo edad del hormigon 28 días; s=0,2 según tipo de cemento; da igual, da 1;3.1 ec2
93 # alpha_cc= 2/3 # para tiempo de curado superior a 28 días
94 # fctm_t= (betha_cc*alpha_cc)*fctm
95
96 # print(fck, fyk)
97
98 rho_min= (0.08*sqrt(fck)/fyk)
99
100 # Área Sección Dato
101
102 h_ini= 3000. # en mm
103 b_ini= 3000. # en mm
104
```

Figura 10. Código empleado en Python para la comprobación de zapatas. Fuente: Elaboración propia.

Se observa el resultado que proporciona esta aplicación para la cimentación directa de las torres (Figura 11) y de las retenidas (Figura 12).

```
9.5 9.5
La Cimentación Directa:
No Cumple a Hundimiento
Ahora Cumple a Hundimiento
11.5 11.5
No Cumple a Vuelco
Cumple a Deslizamiento
sigma_eq_adm= 1273.0 sigma_eq_ed= 17912.994071878562 sigma_k= 1106.003094270011 M_est= 105569.325 M_dest= 306000.0 tau_s= 3528.0 tau_r= 52251.235395970
21 11.5 11.5 132.25
Md= 66774.93681655191 Vd= -13354.98736331038 Td= 6548.235294117639 As_inf= 15.060941176470568 Vol_steel= 346.4016470588231 Total_steel= 27192.529294117
612
```

Figura 11. Output de los resultados que proporciona la programación en Python para las torres. Fuente: Elaboración propia.

```
5.0 2.0
La Cimentación Directa:
Cumple a Hundimiento
Ahora Cumple a Hundimiento
5.0 2.0
Cumple a Deslizamiento
sigma_eq_adm= 15000.0 sigma_eq_ed= 52508.032723679105 sigma_k= 3945.5219393928955 M_est= 31698.688319999997 M_dest= 0.0 tau_s= 2520.0 tau_r= 6275.67004
0143996 5.0 2.0 2.3202666666666665
Md= 41427.9803636254 Vd= 1775.4848727268036 Td= 926.4705882352953 As_inf= 2.130882352941179 Vol_steel= 14.916176470588253 Total_steel= 1170.91985294117
79
```

Figura 12. Output de los resultados que proporciona la programación en Python para las retenidas. Fuente: Elaboración propia.

observase comprueba que los resultados son bastante similares a los obtenidos mediante la comprobación manual. En ambos casos, la propuesta de dimensionamiento de zapata, de 11,5 m por 11,5 m en la programación con Python, es inviable por el tamaño y el volumen de hormigón.

Sin embargo, a pesar de que las dimensiones obtenidas ya son considerables, el elemento más condicionante, resuelto el problema del asiento diferencial entre distintos elementos de la cimentación es el bulbo de presiones de cada zapata, pues si estos se solapan esta opción quedaría descartada.

En primer lugar, hay que especificar que el bulbo de presiones es la zona del suelo donde se producen aumentos de carga vertical importantes debidos a la aplicación de una carga. Es decir, la carga que transmite cada torre y cada par de retenidas, más el peso de la propia zapata. También es importante recordar que en el caso de una cimentación directa, la presión va disminuyendo con la profundidad, y que el bulbo está formado por curvas de igual presión. La última consideración a tener en cuenta es la limitación que existe en el bulbo de presiones circunscrito que tiene influencia hasta el valor correspondiente al 10% de la carga vertical transmitida.

Por lo tanto, se va a realizar un cálculo que nos indique las dimensiones de cada bulbo de presiones.:

Se pueden emplear dos criterios para determinar las dimensiones del bulbo de presiones, o bien se extiende hasta 2B, siendo B el ancho de la zapata, o bien se extiende hasta que la variación de tensión que se transmite corresponde a l 10% de la carga total transmitida neta,

El bulbo de presiones tendrá las siguientes dimensiones, adoptando un ancho zapata de 5 metros para las retenidas y 9 metros para las torres:

Zapata de las retenidas

$$0,1 * q = x$$

$$2 * B = x$$

$$0,1 * 36000 = 3600 \text{ kN/m}$$

$$2 * 5 = 10 \text{ m}$$

Zapata de las torres

$$0,1 * 120000 = 12000 \text{ kN/m}$$

$$2 * 9 = 18 \text{ m}$$

Ante los resultados obtenidos y como se observa en la Figura 13 (acotada en metros) se produce un solape de los bulbos de presiones, por lo que habría que comprobar la opción de utilizar una zapata conjunta que recogiera a la torre con su correspondiente retenida, esta es la siguiente solución que se comprueba.

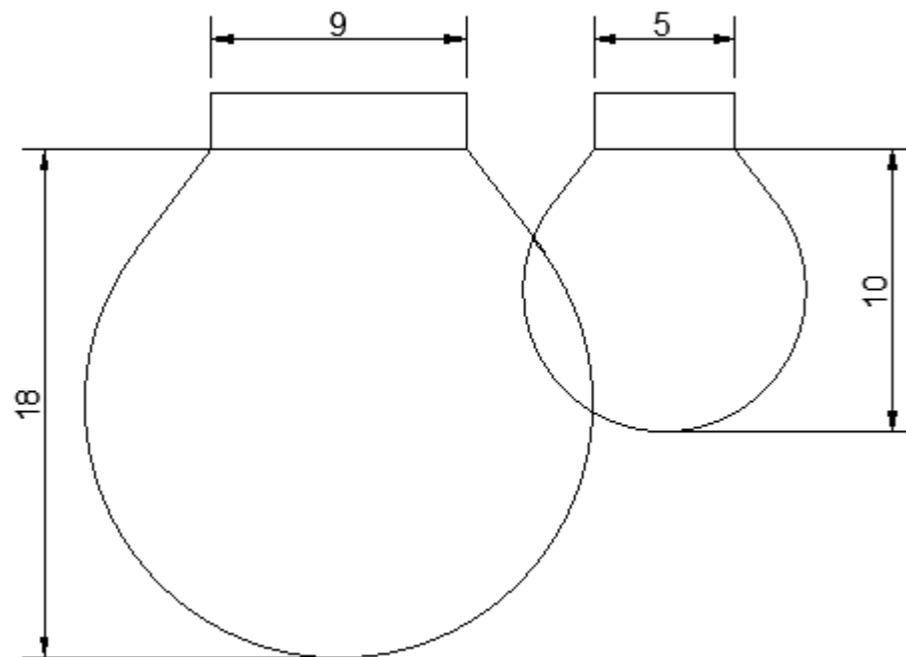


Figura 13. Croquis del solape de los bulbos de presiones. Fuente: Elaboración propia.

A consecuencia de este solape en esta zona del terreno se produciría una sobrecarga que daría lugar a asientos diferenciales importantes, razón por la cual esta tipología de cimentación quedaría descartada.

Zapatas combinadas para torres y retenidas:

Para realizar esta comprobación, el condicionante más determinante va a ser el volumen de hormigón y la limitación en la dirección del eje del barranco de la zona donde se pretenden disponer las torres, que a priori es la más adecuada por ser prácticamente horizontal.

Para ello se ha mayorado el axil transmitido a la cimentación y se ha minorado la presión admisible del terreno por un coeficiente de seguridad de 1,3.

Para llevar a cabo esta comprobación se ha recurrido a la siguiente formulación:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{A}$$

Donde:

- σ_{adm} : Presión sobre el terreno.
- N: Axil, transmitido a la cimentación.
- A: Área mínima necesaria para soportar el axil.

Por lo tanto, como se conoce la σ_{adm} y la N, se puede hacer un primer predimensionamiento que nos indique las dimensiones de la zapata, necesitando en total la siguiente área:

$$\frac{2683}{1,3} = \frac{160000 * 1,3}{A}$$

$$A = 105 \text{ m}^2$$

Ante los resultados obtenidos, esta opción se descarta por la superficie que ocuparía. Además, teniendo en cuenta la limitación que se tiene en la dirección del eje del barranco, una solución de este estilo obligaría a ampliar mucho las dimensiones de la zapata en esta dirección. Dicho de otro modo, solamente se tendría libertad para aumentar la superficie necesaria de la zapata en la dirección del eje del barranco, que siendo esta superficie tan elevada, podría entrar dentro de la zona de influencia de actual puente de ferrocarril.

Encepado de pilotes:

Una vez se han descartado las opciones de realizar una cimentación directa, es cuando se debe de valorar el realizar una cimentación indirecta. La opción más adecuada para llevar a cabo sería la de realizar un encepado de pilotes. La justificación del empleo de esta tipología queda reflejada más adelante.

Con las características geométricas y geomecánicas que se tienen en la zona de estudio y a consecuencia de las elevadas cargas que se reciben desde la estructura, diseñar una cimentación indirecta mediante pilotes parece la solución más adecuada frente a los micropilotes que por sus dimensiones y el elevado número que habría que disponer de estos se descarta. También se descarta ejecutar dos encepados (uno para las torres y otro para las retenidas) arriostrados mediante una viga de atado, también se descarta por los esfuerzos tan elevados y la excentricidad de los mismos.

Por lo tanto, decidida la tipología constructiva el procedimiento que se ha seguido es establecer el número de pilotes necesarios y su configuración. Hay que destacar que en cada análisis realizado, en primer lugar se muestran las dimensiones mínimas del encepado, para que el diseño sea óptimo, pero luego se observa un croquis con las dimensiones finales.

A continuación, se va a explicar el proceso seguido hasta llegar a la solución final recomendada, la cual se explicará de forma detallada más adelante en este mismo anejo.

Previamente, es necesario indicar algunas consideraciones e hipótesis realizadas a lo largo de este proceso:

- Para el cálculo del número de pilotes y longitud, así como para el encepado se ha utilizado la *Guía de cimentaciones de obras de carretera (en adelante GCOC) editada por el Ministerio de Fomento (2009)*.
- Solamente se va a dimensionar la cimentación de una torre, pues la diferencia de carga que transmite una torre y sus retenidas en comparación con los otros elementos es menor del 10%, por lo tanto se dimensionará la cimentación de la torre y retenidas más cargadas, estando así del lado de la seguridad
- Se adopta la recomendación de que el encepado va a ser rígido, por lo que los vuelos serán iguales a una vez el diámetro del pilote elegido.
- Los parámetros del terreno adoptados son los que se han establecido en el apartado 5. *Parametrización del terreno del anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico.*
- Al tratarse de una cimentación para una estructura singular, se han consultado proyectos similares a modo de comparación de los órdenes de magnitud de los resultados.
- Se ha utilizado el Código Estructural (RD 470/2021) para el diseño de los encepados.
- Para el cálculo del armado del encepado y de los pilotes se ha consultado la EHE-08.
- El procedimiento seguido en cada solución, referente al cálculo de pilotes, dimensiones del encepado y pilotes así como el armado de cada uno de los elementos, se ha realizado de forma análoga en cada caso, por lo tanto, este proceso se describirá una vez y después ya no se repetirá en cada alternativa.
- Como ya se ha hecho a lo largo de este anejo, en el momento una configuración de pilotes o un diseño deje de ser viable, se descartará, pasando a idear una nueva alternativa.

- Dado el grado de alteración de los metros más superficiales de roca caliza, se le ha asignado el mínimo valor de resistencia a compresión simple recogido en los ensayos de laboratorio, 750 kPa, quedando así del lado de la seguridad.
- La metodología que se va a seguir para el cálculo y dimensionamiento a de pilote, va a ser por tanteo de diámetros y longitudes de pilotes hasta encontrar la óptima. Recordando que en cuanto a la longitud que se debe prolongar un pilote, hay un límite a partir del cual la resistencia por punta no aumenta significativamente. Para comprobar esto se ha utilizado la formulación tradicional recogida por Jiménez Salas (1976).
- El diseño de cada alternativa se ha realizado con la implementación de una hoja de cálculo, la cual va calculando los distintos valores que se necesitan en función del diámetro y longitud adoptada del pilote
- En todos los casos, puesto que las cargas que estas transmiten al encepado no están centradas, se han determinado los esfuerzos concretos que recibiría cada pilote en función de su disposición dentro del grupo siguiendo las indicaciones de la *Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera*, según se muestra a continuación:

- Compresión: $N_i = \frac{A_i}{\sum A_i} * V - \frac{A_i * Y_i}{\sum A_i * Y_i^2} * Mx + \frac{A_i * X_i}{\sum A_i * X_i^2} * My$
- Cortante Hx_i : $Hx_i = \frac{A_i}{\sum A_i} * Hx - \frac{A_i^2 * Y_i}{\sum A_i^2 * (x_i^2 + Y_i^2)} * Mz$
- Cortante Hy_i : $Hy_i = \frac{A_i}{\sum A_i} * Hy - \frac{A_i^2 * x_i}{\sum A_i^2 * (x_i^2 + Y_i^2)} * Mz$

- Para todas las alternativas de diseño que se han comprobado, incluyendo la solución adoptada, se han utilizado los siguientes datos, que serán comunes a todas las alternativas:

Valores de los esfuerzos.

Tabla 2. Valores de los esfuerzos en torre y retenidas empleados en el diseño de la cimentación. Fuente: Trabajo de Fin de Máster: Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal e el barranco de Santa Ana, t.m. de Benissa (Alicante), Andrés Hibernón Luch Antón.

Valores Env_ELU	Torre	Retenidas	Unidades
N	105000	34804	kN
Vx	9135	1505	kN
Vy	3528	6300	kN
Mx	123000	0	kN·m
My	-170000	0	kN·m
T	3916	0	kN·m

Parámetros geotécnicos del terreno.

Estos parámetros, ya han sido determinados en el apartado 5. Parametrización del terreno del *anejo 6. Modelos de suelos para el diseño Geotécnico.*

Tabla 3. Parámetros geotécnicos del terreno.

Material	Característica	Valor	Unidades	
Margas Alteradas [M] Nivel 2	γ	19,1	kN/m ³	
	γ_{sat}	21,9	kN/m ³	
	R. Comp.	750	kPa	
Margas y Margocalizas [M1] Nivel 3	γ	19,1	kN/m ³	
	γ_{sat}	21,9	kN/m ³	
	R. Comp.	750	kPa	
Margocalizas y Calizas [R] Nivel 4	0-2 m	V	GradoAlteracion	
	< 2 m	II	GradoAlteracion	
	R. Comp.	50	Mpa	
	mi	16	#	
	Discon.	#1	1	m
		#2	1	m
		#3	0,4	m

Potencia de los niveles en la zona de estudio.

Tabla 4. Dimensiones de los niveles.

Dimensiones de los niveles			
Nivel 2	H1	1,25	m
Nivel 3	H2	1,405	m
Nivel 4	H3	15,35	m

Presión admisible del terreno.

La presión admisible del terreno va a ser otro dato común, para calcularla se usa la siguiente expresión, obtenida del *artículo 4.5.3. Cimentaciones superficiales sobre roca de la GCOC.*

$$P_{v,adm} = P_0 * \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \sqrt{\frac{q_u}{P_0}}$$

Donde:

- $P_{v,adm}$, es la presión admisible del terreno.
- P_0 , es la presión de referencia, la cual adopta un valor de 1 MPa, según recomendación de la GCOC.
- q_u , es la resistencia a compresión simple de la roca sana, es decir en este caso, la caliza con un valor de 50 MPa.
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$, son parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento entre litoclasa. Por lo tanto, según la GCOC esto coeficientes van a adoptar los siguientes valores:
 - $\alpha_1 = 0,6$, por tratarse de una roca con alternancia de calizas y margas según *la tabla 4.3 Valores según el tipo de roca de la GCOC.*
 - $\alpha_2 = 1$, según el *artículo 4.5.3.2. Influencia del grado de meteorización de la GCOC*, por tratarse de roca sana y fresca.
 - $\alpha_3 = 0,632$, aplicando la formulación que aparece en el *artículo 4.5.3.3. Influencia entre las litoclasas, de la GCOC.* Se muestra a continuación la formulación empleada.

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b})$$

Donde:

- $\alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} = \sqrt{\frac{0,4}{1m}} = 0,632$
- $\alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}} = \sqrt{\frac{85}{100}} = 0,921$
- S, indica el espaciamiento entre las litoclasas en metros. (Se escogerá el valor mínimo)
- 1m, se utiliza para que el parámetro sea adimensional.
- RQD, indica el valor de Rock Quality Designation, expresado en tanto por ciento. Se ha definido en el apartado 5. Parametrización del terreno del *anejo 6. Modelización de suelo para el diseño Geotécnico.*

Por lo tanto, el valor de la presión admisible del terreno es la siguiente:

$$P_{v,adm} = 1 * 0,6 * 1 * 0,632 * \sqrt{\frac{50}{1}} = 2,681 MPa$$

Una vez mencionadas estas consideraciones y parámetros comunes a cada alternativa, se procede a la explicación del proceso para diseñar la cimentación de torres y retenidas.



1º DISEÑO: 2 FILAS Y 3 COLUMNAS DE PILOTES, CONFIGURACIÓN SIMÉTRICA.

La primera propuesta que se realizó fue la de un encepado de pilotes con una configuración en planta de 2 filas y 4 columnas.

Las características geométricas del pilote son las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5. Características geométricas del pilote del 1º diseño.

Características geométricas del pilote			
Diámetro	B	1,5	m
Área	A	1,767	m ²
Perímetro	P	4,71	m
Longitud pilot	L	8	m

Donde:

- Diámetro se ha establecido utilizando como referencia proyectos que tuvieran una similitud con el que se está realizando y que transmiten esfuerzos del mismo orden de magnitud.
- Área de la base del pilote según la siguiente expresión:

$$A = \pi * r^2$$

- Perímetro del pilote se ha calculado con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{2 * \pi * B}{2}$$

- Para predimensionar la longitud del pilote se tiene en cuenta la existencia de roca sana con una buena resistencia.

Para obtener las dimensiones del encepado se ha tenido en cuenta el número de pilotes dispuestos en cada dirección o número de filas y columnas (n pilotes x, n pilotes y) y la separación entre ejes de pilotes, (sep eje pilotes x, sep eje pilotes y) (Tabla 6), esta configuración geométrica exige que las dimensiones del encepado sean como mínimo las que muestra la Tabla 7.

Tabla 6. Dimensiones del encepado.

DIMENSIONES ENCEPADO			
n pilotes x	2		
n pilotes y	3		
sep eje pilotes x	3	m	
sep eje pilotes y	4	m	

Por otra parte, la separación entre ejes de pilotes, es de como mínimo un diámetro de pilote, siguiendo así las recomendaciones de la GCOC.

Tabla 7. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.

Longitudes de encepado sin tener en cuenta vuelos	redondeado		
Lg (x)	4,5	4,5	m
Bg (y)	9,50	9,50	m

Para finalizar con el dimensionamiento del encepado, se procede a definir un canto del mismo, así como las dimensiones de los vuelos en ambas direcciones. En la siguiente tabla se pueden observar estos valores:

Tabla 8. Canto y vuelos del encepado.

Canto encepado	1,5	m
Vuelo x	1,5	m
Vuelo y	1,5	m

Donde:

- Canto del encepado se ha definido 1,5 para realizar un primer tanteo.
- Vuelo en ambas direcciones por recomendación de la GCOC se ha establecido que sea una vez el diámetro del pilote.

Se muestran (Tabla 9) las dimensiones y características del encepado propuesto para esta configuración de pilotes.

Tabla 9. Características geométricas del encepado.

Características geométricas del encepado		
Dimension x	7,5	m
Dimension y	12,5	m
Área encepado	93,75	m ²
Volumen encepado	140,625	m ³
densidad hormigón	25	kN/m ³
Peso encepado	3515,625	kN

Con las dimensiones resultantes del encepado, el predimensionamiento de los pilotes y su configuración dentro del grupo se obtiene el reparto de cargas óptimo entre pilotes que se muestra a continuación en la Tabla 10 y en (Figura 14Figura 15)

Tabla 10. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza							
Nº PILOTE	1	2	3	4	5	6	
DISTANCIA PILOTE EJE X (m)	4	0	-4	4	0	-4	
DISTANCIA PILOTE EJE Y (m)	1,5	1,5	1,5	-1,5	-1,5	-1,5	
COMPRESIÓN (N)	-31196,229	-10219,938	10756,354	-58529,563	-37553,271	-16576,979	kN
CORTANTE X (Vx)	1681,647	1029,657	1681,647	1865,019	2517,009	1865,019	kN
CORTANTE Y (Vy)	1882,496	1638,000	1393,504	1882,496	1638,000	1393,504	kN

DISTRIBUCIÓN PILOTES

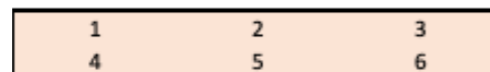


Figura 14. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

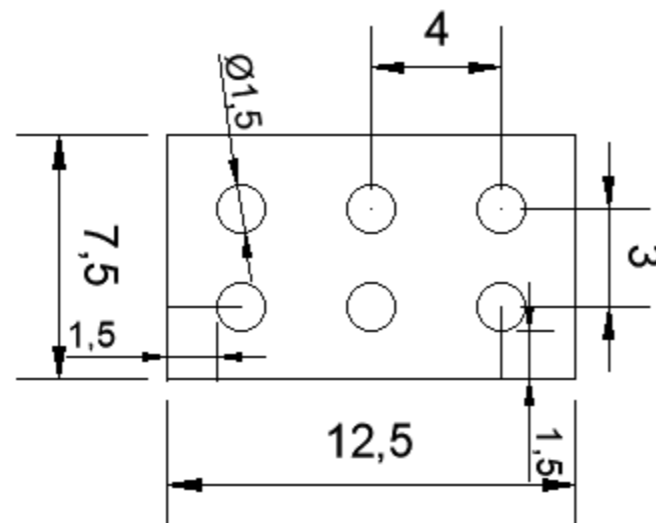
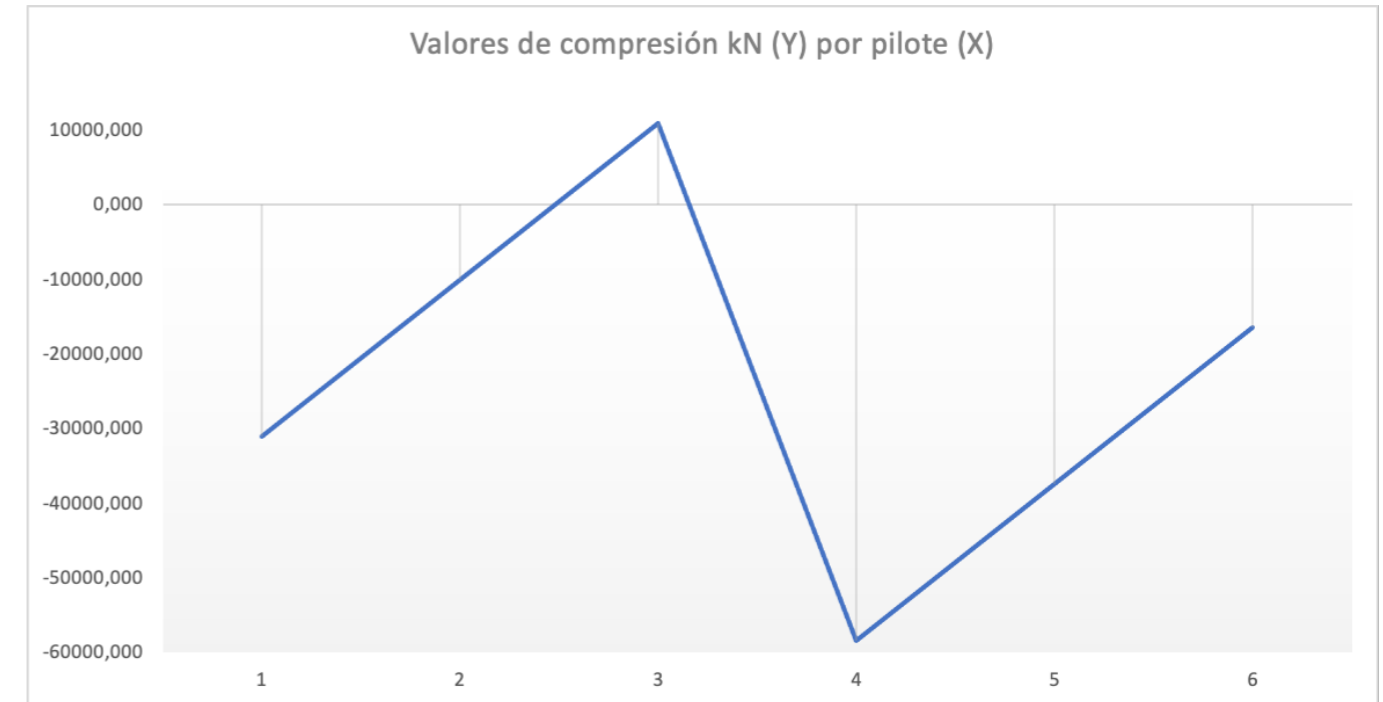


Figura 15. Dimensiones del encepado y configuración de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

Para finalizar, se puede hacer una síntesis de los resultados obtenidos, así como unas conclusiones:

- El mayor valor de compresión de 58529,563 kN y corresponde al pilote número 4, que como se aprecia ocupa la esquina derecha de la parte más cercana al eje de la pasarela.
- No existe una uniformidad de los pilotes, pues la diferencia del que más trabaja con el segundo que mayor compresión aguanta es de unos 20000 kN aproximadamente, esto no es adecuado. Esto se puede apreciar en el gráfico siguiente.



Gráfica 1. Valores de compresión por pilote de la solución 2x3.

- El pilote número 3 situado en la parte opuesta que el pilote número 4, está trabajando a tracción, algo que a priori para un pilote no es aconsejable, pero en este caso, se puede observar que este valor de tracción es considerable, por lo tanto, supone un problema.
- Los cortantes en ambas direcciones, suponen menos del 10% del axil, por lo que pueden despreciarse.

Una vez se han realizado estas conclusiones se procede al cálculo de la resistencia por punta y por fuste. Para el cálculo de estos dos valores se va a utilizar la formulación tradicional propuesta por Jiménez Salas 1976.

- Resistencia unitaria por punta:

$$q_{br} = \beta * \left(0,5 + \frac{D'}{6 * D_{eq}} \right) * r * C_0 \leq r * C_0$$

Donde:

- β , es un parámetro que está relacionado con la naturaleza de la roca de la roca, en este caso, por tratarse de caliza se adopta 0,8.
- D' , representa el empotramiento del pilote en la roca, pero expresado en términos de diámetro equivalente, por lo que: $D' = n * D_{eq} = 3 * 1,5 = 4,5$.
- D_{eq} , diámetro equivalente.
- r , es un coeficiente reductor del área por limpieza del fondo [0;1]. En este caso al empotrar los pilotes en roca sana, va a ser posible una buena limpieza de fondo con hormigón de limpieza, por lo que se va a adoptar un valor de 1.
- C_0 , indica la resistencia a compresión simple de la roca, en este caso 50 MPa.
- q_{br} , es la resistencia unitaria por punta.

Por lo tanto, se obtiene un valor de la resistencia unitario por punta, que además cumple, siendo menor de 50 MPa:

$$q_{br} = 0,8 * \left(0,5 + \frac{4,5}{6 * 1,5}\right) * 1 * 50 = 40 \text{ MPa}$$

- Resistencia unitaria por fuste:

$$\tau_{ft} = \text{mínimo}[5\% \text{ de } C_0; 5\% \text{ de } C_{0h}] \leq 2 \text{ MPa}$$

Donde:

- C_{0h} , es la resistencia a compresión simple del hormigón, que se adopta un valor de 30 MPa, siendo esto lo más común para cimentaciones destinadas a transmitir cargas tan elevadas al terreno.
- τ_{ft} , es la resistencia unitaria por fuste.
- C_0 , la resistencia a compresión simple de la roca en este caso, como el fuste del pilote va a estar en contacto con materiales de distinta naturaleza se adopta una corrección, de la que se obtiene un valor de 77,5 MPa

Por lo tanto, se obtiene un valor de la resistencia por fuste, que además es menor a 2 MPa:

$$\tau_{ft} = \text{mínimo}[5\% \text{ de } 77,5; 5\% \text{ de } 30] = 1,5 \text{ MPa}$$

Ahora se procede a obtener las resistencias por punta y por fuste, aplicando de nuevo la GCOC. 5.10.1

- Resistencia por punta:

$$Q_p = A_p * q_{br} * 1000 = 1,767 * 40 * 1000 = 70680 \text{ kN}$$

Donde:

- Q_p , es la resistencia por punta.
- A_p , es el área de la base del pilote que está en contacto con el terreno, la cual se observa en la Tabla 4 *Características geométricas del pilote*. Fuente: *Elaboración propia*.
- q_{br} , resistencia unitaria por punta, obtenida antes.

- Resistencia por fuste:

$$Q_f = P * L * \tau_{ft} * 1000 = 4,71 * 8 * 1,5 * 1000 = 56520 \text{ kN}$$

Donde:

- P , es el perímetro del pilote, obtenido en la Tabla 4 *Características geométricas del pilote*. Fuente: *Elaboración propia*.
- L , es la longitud del pilote, se observa en la Tabla 4 *Características geométricas del pilote*. Fuente: *Elaboración propia*.
- τ_{ft} , la resistencia unitaria por fuste, calculada anteriormente.

Se puede determinar la resistencia total, sumando la resistencia por punta y la resultancia por fuste, dando un total de:

$$Q_{tot} = Q_p + Q_f = 70680 + 56520 = 127200 \text{ kN}$$

Por último, se procede a la obtención del coeficiente de seguridad frente a hundimiento, para ello es necesario, tal y como recomienda la GCOC en el artículo 5.10.1 *Pilotes empotrados en roca*, definir el coeficiente de empotramiento, pues se trata de un empotramiento importante, por lo que se deberá multiplicar la carga por punta pro este factor de empotramiento, el cual tiene la siguiente expresión:

$$d_f = 1 + 0,4 * \frac{L_r}{D} \leq 2$$

Donde:

- d_f , es el factor de empotramiento.
- L_r , es la longitud de empotramiento donde exista la misma roca que en la punta, en este caso 5,5 metros.
- D , es el diámetro del pilote, en este caso 1,5 metros.

Por lo tanto, el valor del coeficiente de empotramiento tiene un valor de:

$$d_f = 1 + 0,4 * \frac{5,34}{1,5} = 2,42$$

Finalmente, el coeficiente de empotramiento adoptará un valor de 2, siguiendo la recomendación de la GCOC.

Para obtener el valor del coeficiente de seguridad se procede a dividir la carga resultante entre la actuante, incluyendo que el factor de empotramiento deberá de multiplicar a la carga resistente, tal y como se indica en la GCOC. Así pues, se tiene el siguiente factor de seguridad.

$$F_s = \frac{d_f * Q_{res}}{Q_{act}} = \frac{2 * 127200}{58530} = 4,34$$

Donde:

- d_f , es el factor de empotramiento calculado anteriormente, con un valor de 2.
- Q_{res} , es el sumatorio de la resistencia por punta más la resistencia por fuste. Con un valor de 127200 kN
- Q_{act} , es la mayor carga de compresión que le llega a un pilote, se observa en la Tabla 9 *Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza*. Fuente: *Elaboración propia*. En el pilote 4, Figura 11, con un valor de 58530 kN

CONCLUSIONES DE LA 1º ALTERNATIVA:

- El valor del coeficiente de seguridad es mayor de 3, por lo que cumple con la GCOC *aunque aún podría optimizarse aun el diseño para ajustar este coeficiente de seguridad*.
- Los pilotes trabajan de forma muy desigual y esto no es conveniente, además uno de ellos trabajaría a tracción.



- El diámetro de los pilotes de 1,5 metros, puede ser demasiado elevado lo que supondría que el proceso constructivo sea complejo y más costoso desde el punto de vista económico.
- Hay que tener en cuenta también que se está trabajando en roca con una resistencia a compresión simple considerable, por lo que la longitud de los pilotes de 8 metros también podría complicar la rotación de los pilotes en roca.
- No se ha seguido calculando el armado del encepado por los resultados obtenidos, hay que recalcar, que según otros proyectos consultados, donde la estructura también es singular, a priori con un canto de encepado de 1,5 metros podría no haber todo el armado que se requiriera.
- Por lo tanto, se procede a buscar otra alternativa que tenga en cuenta todas estas consideraciones: reducir el diámetro y/o la longitud de los pilotes, así como la configuración en planta de los mismos para evitar lo desigual de las cargas recibidas para que los pilotes trabajen de la forma más uniforme posible.

2º DISEÑO: ENCEPADO CON 2 FILAS Y 3 COLUMNAS DE PILOTES, CONFIGURACIÓN ASIMÉTRICA

El objetivo de desarrollar la alternativa anterior es debido a que, a partir de ahora, al tratarse un procedimiento análogo, en cada alternativa que se estudie solamente se mostrarán resultados, siempre y cuando ya se haya desarrollado ese procedimiento anteriormente. Además, se comentarán aspectos que se diferencien con las alternativas ya comentadas.

Este diseño tiene el mismo número de pilotes y tienen las mismas características que en el caso que se ha desarrollado anteriormente, pero la configuración de estos es asimétrica, como se verá a continuación.

- Las características geométricas del pilote son las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 11. Características geométricas del pilote del 2º diseño.

Características geométricas del pilote			
Diámetro	B	1,5	m
Área	A	1,767	m ²
Perímetro	P	4,71	m
Longitud pilot	L	8	m

- Las dimensiones del encepado para esta solución van a ser las siguientes.

Tabla 12. Dimensiones del encepado.

DIMENSIONES ENCEPADO		
n pilotes x	2	
n pilotes y	3	
sep pilotes x	3,5	m
sep pilotes y	3,5	m

Se observa que se siguen respetando las recomendaciones de la separación entre ejes de pilotes que propone la GCOC.

- Las longitudes del encepado sin tener en cuenta los vuelos son las siguientes:

Tabla 13. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.

Longitudes de encepado sin tener en cuenta vuelos		redondeado	
Lg (x)	5	5	m
Bg (y)	8,50	8,50	m

- Los vuelos en ambas direcciones y el canto del encepado son los mismos que en el caso anteriormente estudiado, se pueden observar en la siguiente tabla.

Tabla 14. Canto y vuelos del encepado.

Canto encepado	1,5	m
Vuelo x	1,5	m
Vuelo y	1,5	m

- Las dimensiones y las características geométricas del encepado son las que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 15. Características geométricas del encepado.

Características geométricas del encepado		
Dimension x	8	m
Dimension y	11,5	m
Área encepado	120	m ²
Volumen encepado	180	m ³
densidad hormigón	25	kN/m ³
Peso encepado	4500	kN

- Se procede a continuación a realizar el centrado de las cargas actuantes sobre el encepado de forma análoga a como se ha efectuado en el 1º diseño. Se muestra a continuación una tabla donde se pueden ver las coordenadas del centro de gravedad y la excentricidad correspondiente.

Tabla 16. Centro de gravedad del encepado y excentricidad de cargas. Fuente: Elaboración propia.

Centro de gravedad			Excentricidad cargas	
xi	2,5	m	2,5	m
yi	4,25	m	5	m

- Centrado de las cargas correspondiente a las torres es el siguiente:

Tabla 17. Centrado de las cargas correspondiente a las torres.

Cargas centradas de las torres			
Axil	N	105000	kN
	My	-525000	kN·m
	Vx	9135	kN
Cortantes	T	45675	kN·m
	Vy	3528	kN
	Mx	123000	kN·m
Momentos	My	-170000	kN·m
	T	3916	kN·m

- El sumatorio de las cargas centradas de las torres es el que se muestra a continuación.

Tabla 18. Sumatorio de las cargas de las torres centradas.

Sumatorios Torres		
N	105000	kN
Vx	9135	kN
Vy	3528	kN
Mx	123000	kN·m
My	-695000	kN·m
T	49591	kN·m

- Se realiza el mismo procedimiento con las retenidas, siendo las cargas centradas en las retenidas las siguientes:

Tabla 19. Cargas centradas de las retenidas.

Cargas centradas de las retenidas			
Axil	N	34804	kN
	My	174020	kN·m
Cortantes	Vx	1505	kN
	T	-7525	kN·m
	Vy	6300	kN

- El sumatorio de las cargas centradas en las retenidas, por lo tanto:

Tabla 20. Sumatorio de cargas de las retenidas centradas.

Sumatorios retenidas		
N	34804	kN
Vx	1505	kN
Vy	6300	kN
Mx	0	kN·m
My	174020	kN·m
T	-7525	kN·m

- Por lo tanto, el sumatorio de las cargas centrales totales es el que se observa a continuación:

Tabla 21. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.

Cargas centradas totales		
N	-144304	kN
Vx	10640	kN
Vy	9828	kN
Mx	123000	kN·m
My	-520980	kN·m
T	42066	kN·m

- A continuación, se aplica la formulación de la *figura 5.7 de la GCOC*, que permite la distribución de cargas de la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Tabla 22. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza							
Nº PILOTE	1	2	3	4	5	6	
DISTANCIA PILOTE Xi (m)	6	0	-6	6	0	-6	
DISTANCIA PILOTE Yi (m)	-2,5	-2,5	-2,5	2,5	2,5	2,5	
COMPRESIÓN (N)	-30322,333	-15850,667	-1379,000	-46722,333	-32250,667	-17779,000	kN
CORTANTE X (Vx)	1842,475	2240,733	1842,475	1704,191	1305,933	1704,191	kN
CORTANTE Y (Vy)	1803,941	1638,000	1472,059	1803,941	1638,000	1472,059	kN

- La distribución es la misma, solo que cambian las distancias, se muestra un croquis, (Figura 16) así como las dimensiones del encepado y la configuración en planta de los pilotes (Figura 17) (medidas en metros).

DISTRIBUCIÓN PILOTES

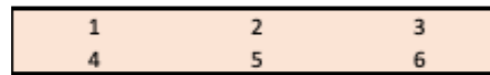


Figura 16. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

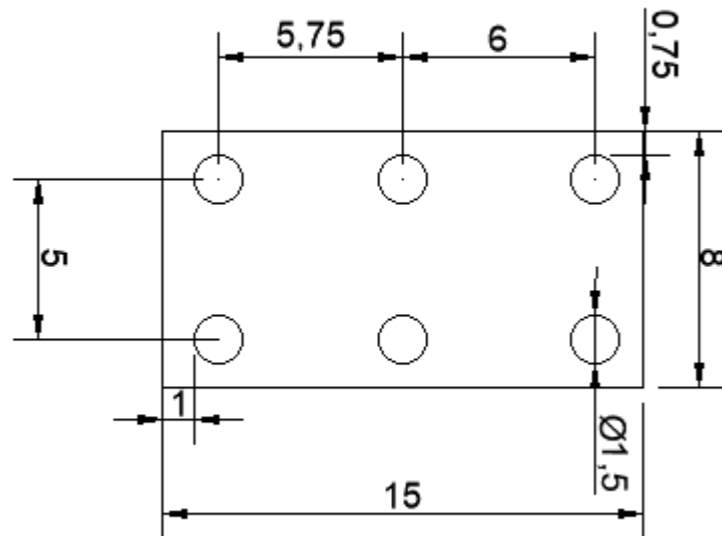
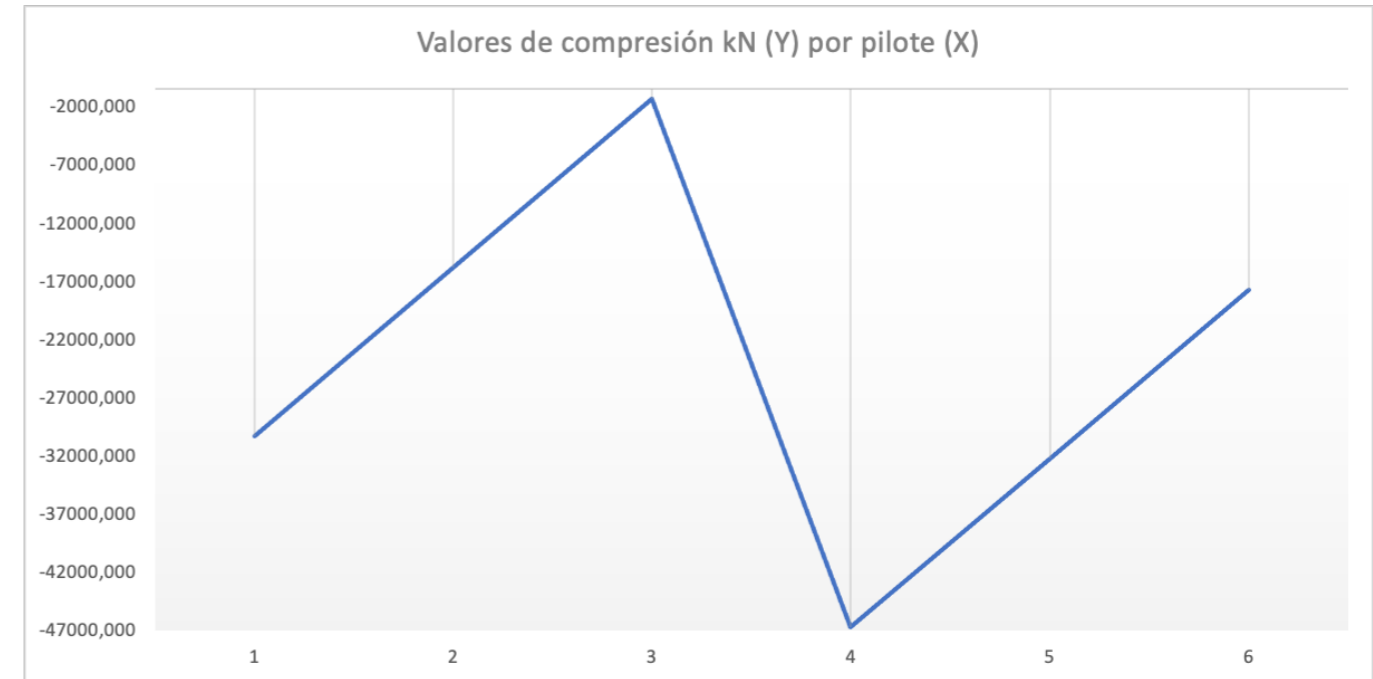


Figura 17. Dimensiones del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes. Fuente: Elaboración propia.

- Después del siguiente análisis se puede hacer una síntesis de los resultados obtenidos, así como unas conclusiones:

- Aumentar las dimensiones del encepado y a su vez disponer los pilotes más alejados del centro del encepado favorece a que los pilotes trabajen de una forma más similar al caso anterior, aunque siguen existiendo diferencias considerables, además no hay tracciones. (Gráfica 2)



Gráfica 2. Valores de compresión por pilote de la solución 2x3 asimétrica. Fuente: Elaboración propia.

- El pilote que más trabaja vuelve a ser el que está en la posición 4, con 46.722,33 kN.
- Los cortantes en ambas direcciones vuelven a ser despreciables, por suponer menos de un 10% del axil.
- De nuevo el pilote que menos trabaja es el opuesto al pilote 4, es decir el pilote 3.
- Destacar que, a pesar de lo comentado en el primer punto de las conclusiones de esta solución, el colocar los pilotes más alejados de la unión encepado-torre y encepado-retenedora favorece también a que el reparto de cargas sea mejor, por lo que se consigue un reparto más uniforme de las cargas entre los pilotes, pero las diferencias siguen siendo significativas. Además, con un diseño así evitaremos que el pilote pueda romper.
- Ante los resultados obtenidos, no se va a seguir con esta solución, pues ya hay aspectos que, aunque hayan mejorado, no indican que sea la solución óptima o más ingenieril, pues se sigue teniendo una longitud de empotramiento considerable en roca, así como unos diámetros de pilote de 1,5 metros.
- Por lo tanto, llegados a este punto, se descarta una configuración en planta de 2x3, pues se ha visto que la situación no mejora de forma significativa al aumentar las dimensiones del encepado. Por lo que se va a realizar, una nueva configuración de pilotes, donde el reparto de cargas entre pilotes sea más homogéneo.

3º DISEÑO: ENCEPADO CON 2 FILAS Y 4 COLUMNAS DE PILOTES, CONFIGURACIÓN SIMÉTRICA

Para esta solución se va a proponer incluir una columna más de pilotes con el objetivo de conseguir un mejor reparto de las cargas. Hay que recordar que el número de filas está limitado por el espacio del que se dispone, por lo tanto, salvo que sea estrictamente necesario no se incluirán más filas.

Se va a proceder de forma similar a como se ha comentado el diseño anterior.

- Las características geométricas del pilote son las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 23. Características geométricas del pilote del 3º diseño.

Características geométricas del pilote			
Diámetro	B	1,5	m
Área	A	1,767	m ²
Perímetro	P	4,71	m
Longitud pilot	L	8	m

- Las dimensiones del encepado para esta solución van a ser las siguientes.

Tabla 24. Dimensiones del encepado.

DIMENSIONES ENCEPADO		
n pilotes x	2	
n pilotes y	4	
sep pilotes x	3,5	m
sep pilotes y	3,5	m

Se observa que se siguen respetando las recomendaciones de la separación entre ejes de pilotes que propone la GCOC.

- Las longitudes del encepado sin tener en cuenta los vuelos son las siguientes:

Tabla 25. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.

Longitudes de encepado sin tener en cuenta vuelos	redondeado		
Lg (x)	5	5	m
Bg (y)	12,00	12,00	m

- Los vuelos en ambas direcciones y el canto del encepado son los mismos que en el caso anteriormente estudiado, se pueden observar en la siguiente tabla.

Tabla 26. Canto y vuelos del encepado.

Canto encepado	1,5	m
Vuelo x	1,5	m
Vuelo y	1,5	m

- Las dimensiones y las características geométricas del encepado son los que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 27. Características geométricas del encepado.

Características geométricas del encepado		
Dimension x	8	m
Dimension y	15	m
Área encepado	120	m ²
Volumen encepado	180	m ³
densidad hormigón	25	kN/m ³
Peso encepado	4500	kN

- Se procede a continuación a realizar el centrado de las cargas actuantes sobre el encepado de forma análoga a como se ha efectuado en el 1º diseño. Se muestra a continuación una tabla donde se pueden ver las coordenadas del centro de gravedad y la excentricidad correspondiente.

Tabla 28. Centro de gravedad del encepado y excentricidad de cargas.

Centro de gravedad		Excentricidad cargas	
xi	2,5 m	2,5	m
yi	6 m	5	m

- Centrado de las cargas correspondiente a las torres es el siguiente:

Tabla 29. Centrado de las cargas correspondiente a las torres.

Cargas centradas de las torres			
Axil	N	105000	kN
	My	-525000	kN·m
Cortantes	Vx	9135	kN
	T	45675	kN·m
Momentos	Vy	3528	kN
	Mx	123000	kN·m
	My	-170000	kN·m
	T	3916	kN·m

- El sumatorio de las cargas centradas de las torres es el que se muestra a continuación.

Tabla 30. Sumatorio de las cargas de las torres centradas.

Sumatorios Torres		
N	105000	kN
Vx	9135	kN
Vy	3528	kN
Mx	123000	kN·m
My	-695000	kN·m
T	49591	kN·m

- Se realiza el mismo procedimiento con las retenidas, siendo las cargas centradas en las retenidas las siguientes:

Tabla 31. Cargas centradas de las retenidas.

Cargas centradas de las retenidas			
Axil	N	34804	kN
	My	174020	kN·m
Cortantes	Vx	1505	kN
	T	-7525	kN·m
	Vy	6300	kN

- El sumatorio de las cargas centradas en las retenidas, por lo tanto:

Tabla 32. Sumatorio de cargas de las retenidas centradas.

Sumatorios retenidas		
N	34804	kN
Vx	1505	kN
Vy	6300	kN
Mx	0	kN·m
My	174020	kN·m
T	-7525	kN·m

- Por lo tanto, el sumatorio de las cargas centrales totales es el que se observa a continuación:

Tabla 33. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.

Cargas centradas totales		
N	-144304	kN
Vx	10640	kN
Vy	9828	kN
Mx	123000	kN·m
My	-520980	kN·m
T	42066	kN·m

- A continuación, se aplica la formulación de la figura 5.7 de la GCOC, que permite la distribución de cargas de la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Tabla 34. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza									
Nº PILOTE	1	2	3	4	5	6	7	8	
DISTANCIA PILOTE XI (m)	5,25	1,75	-1,75	-5,25	5,25	1,75	-1,75	-5,25	
DISTANCIA PILOTE Yi (m)	-1,75	-1,75	-1,75	-1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	
COMPRESIÓN (N)	-21656,571	-46465,143	27960,571	3152,000	-39228,000	-64036,571	10389,143	-14419,429	kN
CORTANTE X (Vx)	1367,559	1517,795	1517,795	1367,559	1292,441	1142,205	1142,205	1292,441	kN
CORTANTE Y (Vy)	1341,177	1416,295	1040,705	1115,823	1341,177	1416,295	1040,705	1115,823	kN

- La distribución en este caso cambia, habiendo 2 filas de pilotes y 4 columnas tal y como se puede observar en el siguiente croquis (Figura 18) y en la disposición en planta adoptada (medidas en metros) (Figura 19).

DISTRIBUCIÓN PILOTES



Figura 18. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

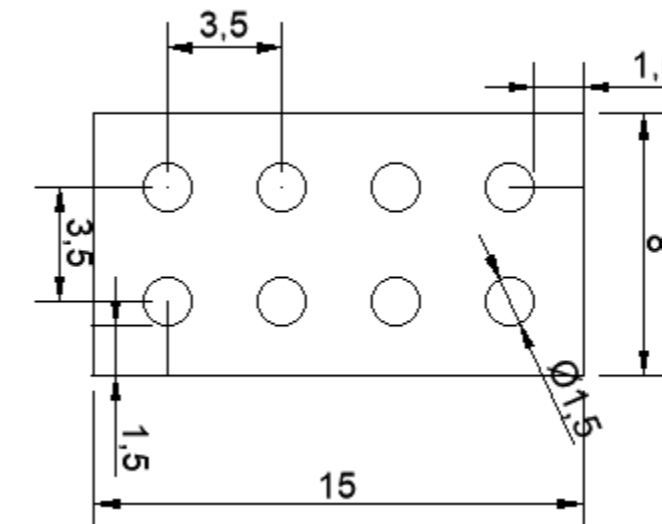
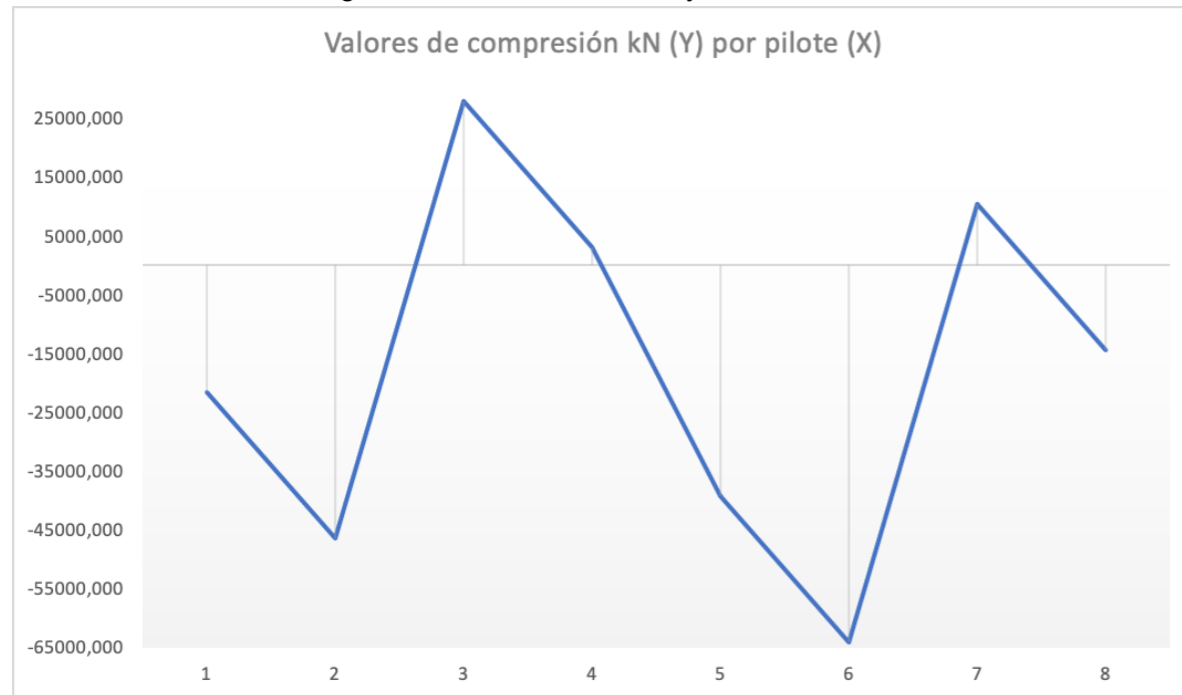


Figura 19. Dimensiones del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes. Fuente: Elaboración propia.

- Después del siguiente análisis se puede hacer una síntesis de los resultados obtenidos, así como unas conclusiones:

- El pilote más solicitado es el que ocupa la posición 6 como se ve en el croquis, con un valore de 64036,571 kN.
- El número de pilotes que trabajan a tracción ha aumentado, pasando de 1 en las dos alternativas anteriores a un total del 3 (3-4-7).
- Sigue existiendo una diferencia importante entre el pilote más solicitado y el segundo más solicitado, aunque hay que destacar que quitando del prime pilote y los que trabajan a tracción se consigue cierta uniformidad, tal y como se muestra a continuación.



Gráfica 3. Valores de compresión por pilote de la solución 2x4 simétrica. Fuente: Elaboración propia.

- Se puede concluir que la solución simétrica, no es adecuada por la cercanía de los pilotes a la ubicación de la torre y retenidas.
- De nuevo, los cortantes no se deben de considerar, pues son menos de un 10% del valor de la carga axil.
- La siguiente alternativa no será simétrica, no se siguen realizando más comprobaciones por los mismos motivos que se han mencionado en la alternativa 2.

4º DISEÑO: ENCEPADO CON 2 FILAS, 4 COLUMNAS DE PILOTES Y PILOTE EN EL CENTRO DEL ENCEPADO CON CONFIGURACIÓN ASIMÉTRICA

Este nuevo diseño que se plantea tiene la particularidad con el anterior que se dispone de un pilote en el centro del encepado, con el objetivo de conseguir un mejor reparto de las cargas entre los distintos pilotes.

Se procede a mostrar el proceso seguido, de forma análoga a los diseños anteriores.

- Las características geométricas del pilote son las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 35. Características geométricas del pilote del 4º diseño.

Características geométricas del pilote			
Diámetro	B	1,5	m
Área	A	1,767	m ²
Perímetro	P	4,71	m
Longitud pilot	L	8	m

- Las dimensiones del encepado para esta solución van a ser las siguientes.

Tabla 36. Dimensiones del encepado.

DIMENSIONES ENCEPADO			
n pilotes x	2		
n pilotes y	4		
sep pilotes x	3,5	m	
sep pilotes y	3,5	m	

Se vuelve a observa que se siguen respetando las recomendaciones de la separación entre ejes de pilotes que propone la GCOC.

- Las longitudes del encepado sin tener en cuenta los vuelos son las siguientes:

Tabla 37. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.

Longitudes de encepado sin tener en cuenta vuelos	redondeado		
Lg (x)	5	5	m
Bg (y)	12,00	12,00	m

- Los vuelos en ambas direcciones y el canto del encepado son los mismos que en el caso anteriormente estudiado, se pueden observar en la siguiente tabla. Hay que destacar que en esta solución se ha decidido aumentar el canto del encepado, con la finalidad de aumentar la rigidez, que contribuya frente al vuelco y para que no existan problemas de espacio para la disposición de la armadura necesaria.

Tabla 38. Canto y vuelos del encepado.

Canto encepado	3	m
Vuelo x	1,5	m
Vuelo y	1,5	m

- Las dimensiones y las características geométricas del encepado son los que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 39. Características geométricas del encepado.

Características geométricas del encepado		
Dimension x	8	m
Dimension y	18	m
Área encepado	144	m ²
Volumen encepado	432	m ³
densidad hormigón	25	kN/m ³
Peso encepado	10800	kN

- Se procede a continuación a realizar el centrado de las cargas actuantes sobre el encepado de forma análoga a como se ha efectuado en el 1º diseño. Se muestra a continuación una tabla donde se pueden ver las coordenadas del centro de gravedad y la excentricidad correspondiente.

Tabla 40. Centro de gravedad del encepado y excentricidad de cargas.

Centro de gravedad			Excentricidad cargas		
xi	2,5	m	2,5	m	
yi	6	m	5	m	

- Centrado de las cargas correspondiente a las torres es el siguiente:

Tabla 41. Centrado de las cargas correspondiente a las torres.

Cargas centradas de las torres			
Axil	N	105000	kN
	My	-525000	kN·m
Cortantes	Vx	9135	kN
	T	45675	kN·m
Momentos	Vy	3528	kN
	Mx	123000	kN·m
	My	-170000	kN·m
	T	3916	kN·m

- El sumatorio de las cargas centradas de las torres es el que se muestra a continuación.

Tabla 42. Sumatorio de las cargas de las torres centradas.

Sumatorios Torres		
N	105000	kN
Vx	9135	kN
Vy	3528	kN
Mx	123000	kN·m
My	-695000	kN·m
T	49591	kN·m

- Se realiza el mismo procedimiento con las retenidas, siendo las cargas centradas en las retenidas las siguientes:

Tabla 43. Cargas centradas de las retenidas.

Cargas centradas de las retenidas			
Axil	N	34804	kN
	My	174020	kN·m
Cortantes	Vx	1505	kN
	T	-7525	kN·m
	Vy	6300	kN

- El sumatorio de las cargas centradas en las retenidas, por lo tanto:

Tabla 44. Sumatorio de las retenidas.

Sumatorios retenidas		
N	34804	kN
Vx	1505	kN
Vy	6300	kN
Mx	0	kN·m
My	174020	kN·m
T	-7525	kN·m

- Por lo tanto, el sumatorio de las cargas centrales totales es el que se observa a continuación:

Tabla 45. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.

Cargas centradas totales		
N	-150604	kN
Vx	10640	kN
Vy	9828	kN
Mx	123000	kN·m
My	-520980	kN·m
T	42066	kN·m

- A continuación, se aplica la formulación de la figura 5.7 de la GCOC, que permite la distribución de cargas de la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza. Se puede observar el pilote número 9, el cual se ubica en el centro del encepado, lo cual favorece a un mejor reparto de las cargas.

Tabla 46. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza										
Nº PILOTE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
DISTANCIA PILOTE Xi (m)	7,5	4,5	-4	-7	7,5	4,5	-4	-7	0	
DISTANCIA PILOTE Yi (m)	-2	-2	-2	-2	2	2	2	2	0	
COMPRESIÓN (N)	-17618,667	-22764,148	4571,222	-1630,921	-31285,333	-36430,815	-9095,444	-15297,587	-16733,778	kN
CORTANTE X (Vx)	1199,462	1225,054	1234,156	1201,820	1164,983	1139,391	1130,289	1162,625	1182,222	kN
CORTANTE Y (Vy)	1156,647	1188,371	988,133	1023,409	1156,647	1188,371	988,133	1023,409	1228,500	kN

- La distribución es la misma, solo que cambian las distancias y además se observa el pilote central que se observa como el número 9 se muestra un croquis (Figura 20), así como la configuración en planta adoptada para los pilotes (medidas en metros) (Figura 21).

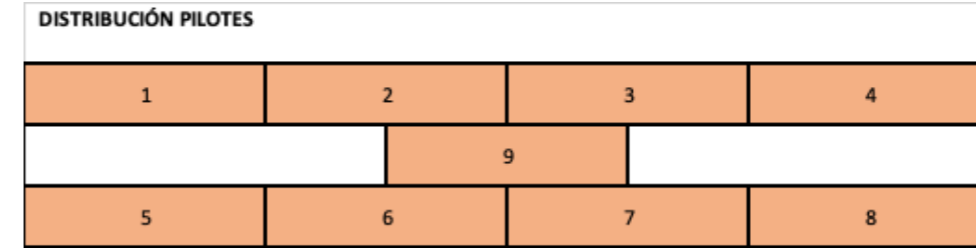


Figura 20. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

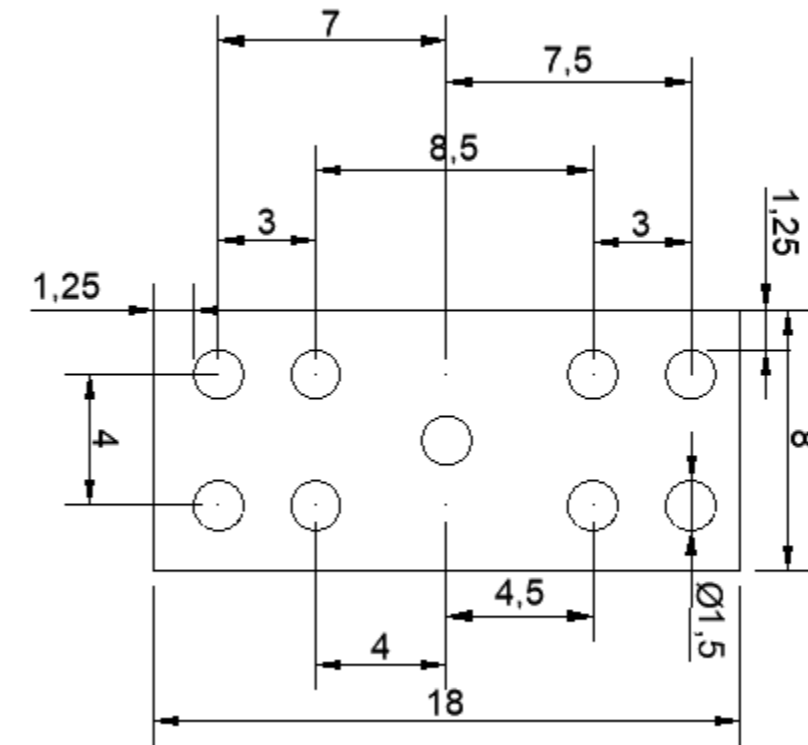
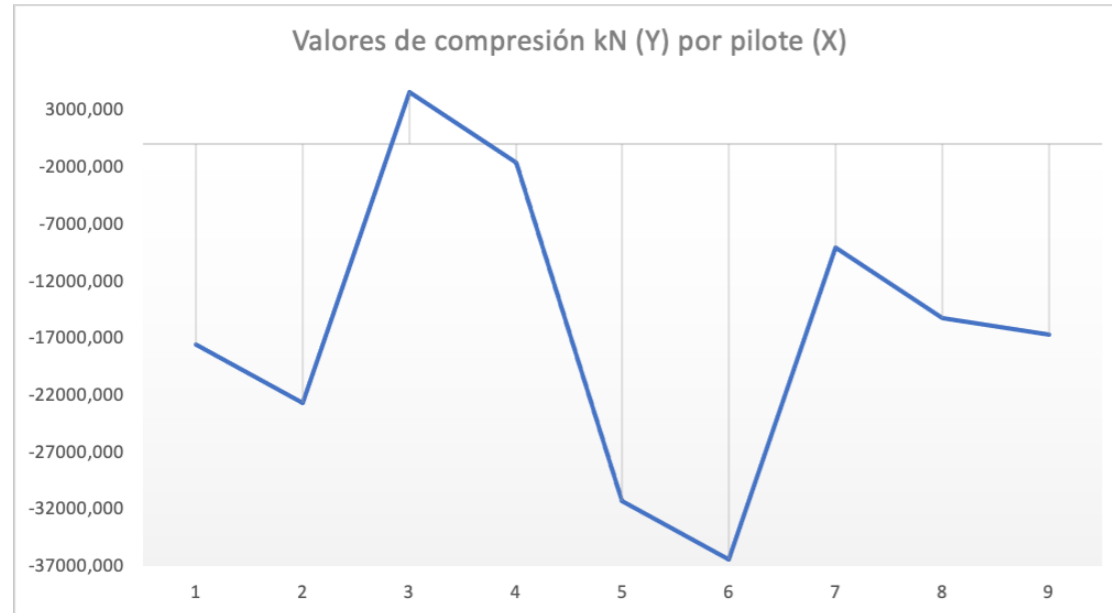


Figura 21. Esquema de la configuración de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

- Después del siguiente análisis se puede hacer una síntesis de los resultados obtenidos, así como unas conclusiones:

- El pilote más solicitado es de nuevo el pilote que ocupa la posición 6 como se ve en el croquis, con un valor de 36.430,815 kN, pero se ha reducido considerablemente el valor de la carga.
- El número de pilotes que trabajan a tracción en este caso ha disminuido a 1, con un valor de 4571,222 kN y es el pilote número 3. Además, hay que destacar que con los valores que se están manejando, que un único pilote trabaje a compresión y con una carga de tracción tan pequeña en comparación con las que se tienen de compresión puede despreciarse.

- Aunque sigue existiendo diferencia entre el pilote más solicitado y el segundo más solicitado, esta se ha reducido y la variación de carga que recibe cada pilote es más lineal. Tal y como se puede observar (Gráfica 4).



Gráfica 4. Valores de compresión por pilote de la solución 2x4 con pilote en el centro del encepado. Fuente: Elaboración propia.

- Los cortantes, de nuevo se pueden despreciar en ambas direcciones, pues suponen menos del 10% del axil.
- Se puede concluir que esta solución, a priori parece conseguir el objetivo principal de lograr un reparto lo más equitativo posible entre los distintos pilotes.
- Puesto que las conclusiones obtenidas son favorables, se procede a calcular el factor de seguridad que se tiene, para ver su valor y pasar a optimizar la cimentación si fuera necesario mediante la variación del diámetro de los pilotes y la longitud de los mismos.

Una vez se han realizado estas conclusiones se procede al cálculo de la resistencia por punta y por fuste. Para el cálculo de estos dos valores se va a utilizar la formulación tradicional propuesta por Jiménez Salas 1976. Se va a aplicar la misma formulación aplicada en el estudio del 1º diseño, para obtener el factor de seguridad que se tiene. Para ello se va a proceder al cálculo de la resistencia por punta y por fuste del pilote, además del factor de empotramiento.

Como las dimensiones del pilote son las mismas que en caso anterior y el terreno también es el mismo, los valores de la resistencia por punta y por fuste van a ser los mismo que en el 1º diseño.

Por lo tanto:

- La resistencia por punta:

$$Q_p = A_p * q_{br} * 1000 = 1,767 * 40 * 1000 = 70680 \text{ kN}$$

- La resistencia por fuste:

$$Q_f = P * L * \tau_{ft} * 1000 = 4,71 * 8 * 1,5 * 1000 = 56520 \text{ kN}$$

- La resistencia total:

$$Q_{tot} = Q_p + Q_f = 70680 + 56520 = 127200 \text{ kN}$$

- El factor de empotramiento:

$$d_f = 1 + 0,4 * \frac{L_r}{D} \leq 2 \rightarrow d_f = 1 + 0,4 * \frac{5,34}{1,5} = 2,42$$

- El factor de seguridad que se obtiene:

$$F_s = \frac{d_f * Q_{res}}{Q_{act}} = \frac{2 * 127200}{36430,815} = 6,98$$

Finalmente, en este último diseño, se ha conseguido que los pilotes trabajen de forma más uniforme, por lo que, viendo el coeficiente de seguridad obtenido, hay que optimizar el diseño de los pilotes manteniendo una configuración en planta similar a esta, es decir, encontrar una solución más ingenieril, donde se llegue a un coeficiente mayor o igual a 3.

Así que a continuación, sabiendo ya la configuración de pilotes y teniendo una hoja Excel, en la que a partir de ir variando diámetro y longitud del pilote te calcula el coeficiente de seguridad se van a ir realizando tanteos hasta obtener la solución más adecuada.

Hay que mencionar, que va a ser necesaria una reducción del diámetro, ya no solo por el valor del coeficiente de seguridad, sino por la complejidad de empotrar en roca pilotes de esa dimensión. También se estudia la variación de longitud.

Finalmente, se decide imponer un diámetro de 1 metro y reducir la longitud de los pilotes a 6 metros, pues prácticamente estará todo el pilote en el estrato de calizas de 50 MPa. Con esta propuesta se obtiene un reparto de cargas entre pilotes y un coeficiente de seguridad adecuados. Pero esto se desarrollará con un mayor grado de detalle en el apartado 4. *Justificación de la solución adoptada.*

Se muestran en las siguientes tablas las distintas iteraciones realizadas, variando el diámetro y la longitud de los pilotes. Hay que mencionar que todos los valores se han obtenido con la formulación empleada a lo largo de este apartado.

1º ITERACIÓN

- Reducción de radio, se mantiene la longitud del pilote.
- Factor de seguridad 5,26 se debe optimizar.

Tabla 47. Características del pilote de la 1º iteración.

Características del pilote			
Diámetro	B	1,25	m
Área	A	1,22718463	m ²
Perímetro	P	3,92699082	m
Longitud pilote	L	8	m

Tabla 48. Síntesis de resultados de la 1º iteración.

Síntesis de resultados		
Compresión	36563,752	kN
Rp	49087,385	kN
Rf	47123,890	kN
Qtotal	96211,275	kN
df(factor emp)	2,000	
Qres	192422,550	
Qact	36563,752	kN
FS	5,263	

2º ITERACIÓN

- Reducción de radio, se mantiene la longitud del pilote.
- Factor de seguridad 3,80 es un valor elevado, pero más realista que el obtenido en la 1º iteración.

Tabla 49. Características del pilote de la 2º iteración.

Características del pilote			
Diámetro	B	1	m
Área	A	0,78539816	m ²
Perímetro	P	3,14159265	m
Longitud pilote	L	8	m

Tabla 50. Síntesis de resultados de la 2º iteración.

Síntesis de resultados		
Compresión	36362,894	
Rp	31415,927	kN
Rf	37699,112	kN
Qtotal	69115,038	kN
df(factor emp)	2,000	
Qres	138230,077	kN
Qact	36362,894	kN
FS	3,801	

3º ITERACIÓN

- Se mantiene el radio de 1 metro y se reduce la longitud de los pilotes a 6 metros
- Factor de seguridad 3,28 es un valor óptimo,
- Solución adoptada para la cimentación conforme a estas características de los pilotes, en el apartado 4. Justificación de la solución adoptada.

Tabla 51. Características del pilote de la 2º iteración.

Características del pilote			
Diámetro	B	1	m
Área	A	0,78539816	m ²
Perímetro	P	3,14159265	m
Longitud pilote	L	6	m

Tabla 52. Síntesis de resultados de la 2º iteración.

Síntesis de resultados		
Compresión	36323,625	
Rp	31415,927	kN
Rf	28274,334	kN
Qtotal	59690,260	kN
df(factor emp)	2,000	
Qres	119380,521	kN
Qact	36323,625	kN
FS	3,287	

3.4. ELEMENTOS DE APOYO DEL TABLERO

En este apartado se van a ver las distintas posibilidades que resultarían viables para diseñar elementos de apoyo del tablero, como son los estribos y los apoyos elastoméricos. Este apartado a pesar de ser un estudio de soluciones, sobre todo el apartado destinado a los estribos no va a ser tan extenso como el estudio que se ha realizado para las cimentaciones de las torres y retenidas, pues las posibilidades son más limitadas.

3.4.1. ESTRIBOS

En primer lugar, los estribos son elementos estructurales sobre los que va a apoyar el tablero de la pasarela en ambos extremos, a su vez, se cimentan sobre el terreno para lo cual las dos tipologías más usuales son los muros ménsula o las zapatas corridas como ya se ha visto en el apartado 3.2.4. Zapatas combinadas y corridas de este anejo.

Las funciones principales de los estribos son las siguientes:

- Es un elemento que sirve de apoyo del tablero en los extremos.

- Sirve como un elemento de transición entre la vía y el tablero, en este caso por el estribo oeste conecta la Senda Benissa-Ferrocarril con el tablero y por el este, conecta el tablero con la Senda Molí del Quisi.
- Colabora conjuntamente con las torres como elemento sustentador del tablero.
- Evita que el terreno circundante a la pasarela invada por derrame la zona inferior de la pasarela.

3.4.1.1 TIPOLOGÍAS DE ESTRIBOS PARA LA PASARELA

Dentro de los estribos encontramos las siguientes tipologías, hay que destacar que las funciones que se han mencionado al principio del apartado son comunes a todas las tipologías, por lo que no se van a mencionar:

- Estribos cerrados:

Esta tipología es la más utilizada en la actualidad en puentes. Los estribos cerrados están formados por un muro frontal que tiene una doble función, una de ellas es que sobre este muro se va a apoyar el tablero y la otra función que tiene es para contener las tierras del trasdós del muro.

Estos estribos se cimientan sobre el terreno natural, no sobre un terraplén, gracias a esto, se consigue minimizar de forma considerable el asiento que se podría producir en la zona a largo plazo, lo cual podría ser muy perjudicial si se tiene un tablero hiperelástico.

Algunas de las ventajas que presenta esta tipología son que se mencionan a continuación:

- Hace que no sea necesario verter tierras por delante del estribo, evitando ocupar la parte inferior del tablero.
- En el caso de que hubiera edificaciones cerca, se prolongaría el estribo lateralmente mediante un muro en vuelta para evitar que el estribo afectara a las edificaciones.

Se muestran dos figuras en las que se observa el alzado (Figura 22) y planta (Figura 23) de esta tipología y en la otra figura se aprecia la sección tipo de un estribo cerrado.

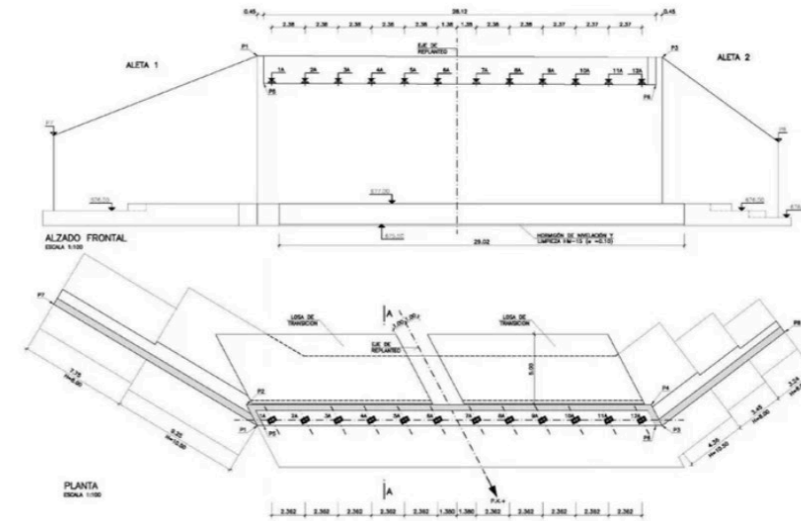


Figura 22. Alzado frontal y planta de un estribo cerrado genérico. Fuente: Blog structuralia.

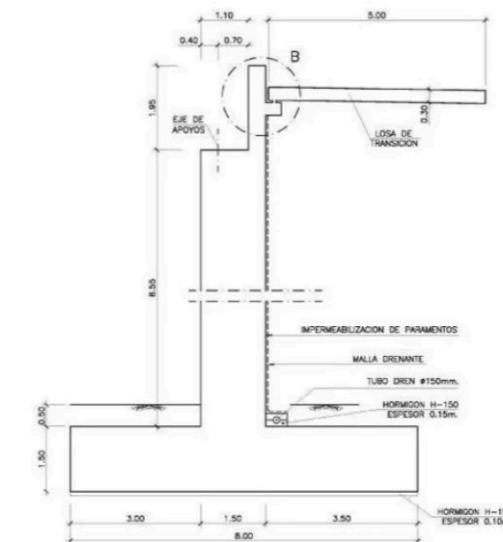


Figura 23. Sección transversal tipo de un estribo cerrado. Fuente: Blog structuralia.

- Estribos abiertos:

La siguiente tipología, corresponde a los estribos abiertos, los cuales se llevan a cabo para alturas mayores a 5 metros, principalmente por dos razones, el gran espesor del dintel y su complejidad constructiva.

Esta tipología se caracteriza por completarse con aletas en vuelta, con la finalidad de evitar que las tierras no ocupen o afecten a la zona de los apoyos. Ahora bien, si se puede dar la circunstancia de que las tierras ocupen la parte frontal del muro, se debe aligerar el propio muro mediante un dintel o un cargadero, en el cual se apoyará el tablero de la pasarela, que simultáneamente, se apoyará sobre unas pantallas que serán las encargadas de transmitir las cargas a la cimentación. La función de estas pantallas es que al ser estas las que transmiten las cargas a la cimentación, hacen que en el muro frontal se pueda ahorrar material.

Seguidamente se puede observar a modo de ejemplo de lo explicado, el alzado frontal y la sección tipo de esta tipología de estribos (Figura 24).

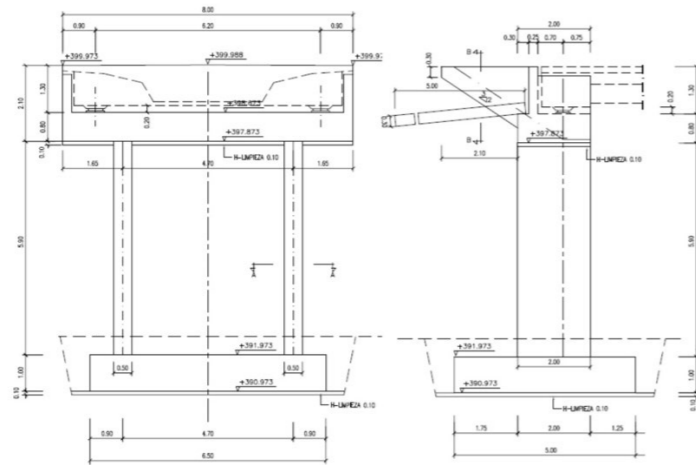


Figura 24. Alzado frontal y sección transversal genérica de un estribo abierto: Fuente: Blog de Víctor Yepes.

- Sillas cargadero:

Esta tipología de estribo, también conocida como vigas durmientes, es adecuada cuando se permite el derrame frontal del material sobre los terraplenes de acceso.

Los estribos de sillas cargadero son ideales cuando se tiene un tablero isostático, pues estos son propensos a sufrir descensos significativos. Aunque también se suele utilizar en estructuras hiperestáticas, siempre y cuando se ejecute un pilotaje una vez realizado el cargadero.

Para llevar a cabo esta tipología de estribo es necesario que exista una distancia al borde de, terraplén de al menos unos 2,5 metros.

Por otra parte, es importante que el terraplén quede bien compactado, pues esto ayudará a que con el paso del tiempo no se produzcan asentamientos diferenciales que puedan afectar a la funcionalidad de la estructura.

Análogamente a como se ha hecho en las anteriores tipologías de estribos, se procede a mostrar una un alzado y sección transversal genérica (Figura 25).

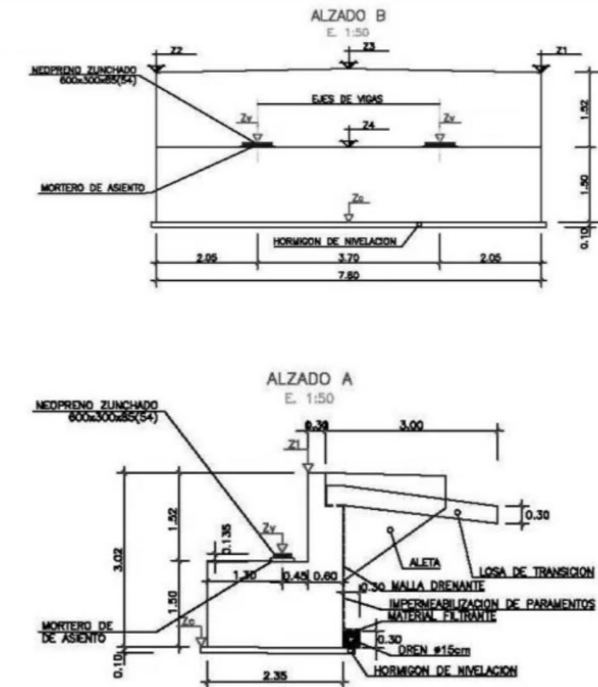


Figura 25. Alzado frontal y sección tipo de una silla cargadero. Fuente: Blog structuralia.

- Estribo de tierra armada:

Este tipo de estribos es también muy utilizado cuando las tierras no pueden ocupar la parte delantera del alzado del estribo y además, se tiene un terreno con las siguientes características:

- Tensión admisible baja.
- Terreno con una deformabilidad elevada.
- No existe posibilidad de llevar a cabo excavaciones.

Es necesario que el muro se complemente con las escamas del hormigón de forma cruciforme donde se producirá en encuentro entre armaduras. En la zona superior del muro, se dispondrán cargaderos, los cuales recibirán las cargas que transmite el tablero de forma directa.

Lo más habitual en esta tipología es independizar el apoyo del tablero del muro de tierra armada mediante la ejecución de una pila estribo por delante del propio muro.

Hay que destacar que el proceso constructivo debe ser muy cuidadoso, pues sino se lleva a cabo de esta forma en un futuro el estribo sufrirá de patologías como asentamientos importantes o abombamiento del paramento exterior.

Se puede apreciar (Figura 26) un croquis de esta tipología de estribos.

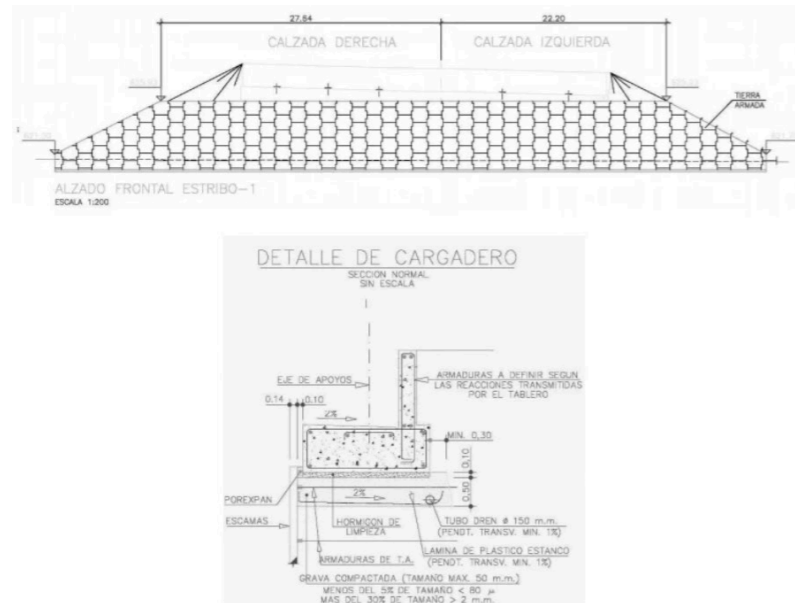


Figura 26 Alzado frontal y detalle del muro cargadero del estribo de tierra armada. Fuente: Blog structuralia.

3.4.1.2 ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE ESTRIBO A EMPLEAR

Una vez se han mencionado las tipologías de estribos más habituales en la actualidad y aquellos aspectos más relevantes de cada tipología, se va a proceder a elegir aquella tipología que más se ajuste a las necesidades del caso de estudio.

Hay que destacar en primer lugar que todas las tipologías van a desempeñar de forma más eficiente o menor su función como estribos para la pasarela objeto de este TFM, por lo tanto, se van a valorar otros aspectos, que al final serán determinantes para que la tipología adoptada sea la que trabaje con una mayor eficiencia. Por lo tanto, se van a ir nombrando ciertos condicionantes y a su vez se irán descartando las tipologías que no los cumplan, de la forma más determinante, por lo que la tipología que se descarte no se volverá a considerar en otro condicionante. Los condicionantes son los siguientes:

1. El terreno sobre el que se van a disponer los estribos es un terreno estable y como se ha visto en apartado 7.2. Parámetros geotécnicos del anejo 4. Geología y Geotecnia, el nivel II presenta una consistencia dura. Por lo tanto, no se van a producir desbordamientos de terreno que sobrepasen el estribo de forma lateral. Después de este razonamiento se pueden descartar las siguientes tipologías:
 - Estribo de tierra armada, por ser adecuado para terrenos con baja calidad.
2. Una de las finalidades de este TFM, es dotar de un valor estético a cada elemento de la superestructura y en este caso de la subestructura. En este documento, se ha llevado a cabo la elección y diseño de las cimentaciones de las dos torres y sus retenidas y también de los estribos. Es obvio que las cimentaciones carecen de un nivel estético, sobre todo porque no se van a ver, pero en el caso de los estribos, van a quedar vistos, por lo que es importante destacar que se

pretende que tengan una visual limpia, donde se puedan apreciar ciertos detalles que otorguen de un mayor valor al conjunto de la estructura.

Por ello hay que destacar que no se permite que el alzado frontal del estribo, así como toda la parte que no quede embebida en el terreno quede oculta por material. Es por ello que con la argumentación anterior se pueden descartar las siguientes tipologías:

- Sillas cargadero, se descartan por ser apropiadas cuando se permite el derrame frontal de material sobre el estribo.
3. Por funcionalidad, es decir, se tiene un terreno estable, donde no son propensos los deslizamientos de material, pues como se ha mencionado la consistencia es alta, además, hay que tener en cuenta que el tablero destaca por su esbeltez, y por la poca carga que va a transmitir al estribo, ya que la mayor parte de las cargas se concentra en ambas torres, esta información se pudo comprobar en el Trabajo de Fin de Máster titulado “Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T. M. de Benissa (Alicante)” realizado por Andrés Hibernón Lluch Antón, por lo tanto se descarta la siguiente tipología:
 - Los estribos abiertos, esta tipología como se ha podido comprobar se caracteriza por tener aletas en vuelta, para evitar que el material invada el alzado frontal del estribo, pero en caso de que esto se pudiera dar o en el caso de estudio, que no vaya a producirse por el buen terreno que se tiene, se deberían de aligerar el muro con un dintel. Pero todo este proceso resultaría más costoso y complejo constructivamente. Esta tipología se podría haber descartado en el segundo condicionante, pero finalmente, como en esta tipología da la opción de aligerar el muro en caso de que el terreno pueda ocupar la parte inferior del tablero, esto podría ser análogo a que también se llevaría el mismo procedimiento en caso de tener un terreno como el que tenemos. También es importante decir que este tipo de estribo es más adecuado para tableros más pesados que el que se va a disponer en la pasarela.

Finalmente, la tipología del estribo que se va a llevar a cabo es la de un estribo cerrado, pues cumple, además de las funciones principales de un estribo los tres condicionantes que se han considerado más determinantes para la elección de una tipología u otra. Atendiendo a cada condicionante:

1. Esta tipología se cimienta sobre el terreno natural, y por la calidad del terreno es idóneo aprovechar esta característica.
2. Una de sus ventajas es que no sea necesario verter tierras en la parte frontal del estribo, cumpliendo así con los requisitos estéticos que se pretenden conseguir con el diseño de los estribos.
3. Por funcionalidad, es una de las tipologías más usadas hoy en día, y para las dimensiones del tablero, que va a quedar apoyado sobre este y las cargas que va a tener que soportar lo hacen a priori la opción más viable técnica y económicamente.



CIMENTACIÓN A EMPLEAR EN EL ESTRIBO

Por las características que presenta el terreno del emplazamiento sobre el que se pretende diseñar los estribos, las cuales se han establecido en el *apartado 5. Parametrización del terreno del anejo 6. Modelos de suelos para diseño geotécnico* y como se ha comprobado a lo largo del análisis correspondiente al *apartado 3.3. Análisis de alternativas* de este anejo, queda demostrado que el uso de cimentaciones directas, como sería el caso de usar zapatas corridas sería la opción más viable. Pues al tener la roca, más concretamente las calizas a una profundidad no elevada y las cargas que reciben los estribos son mínimas en comparación con las que reciben las torres, lo más viable a nivel económico y de ejecución es efectuar un muro en ménsula que se cimiente mediante zapata corrida. Pues está quedaría empotrada en el estrato de calizas, con suficiente resistencia para que el estribo fuera estable.

A esta solución se llega principalmente por la comparativa de los esfuerzos que recibe, pues en este caso al ser tan bajos, el volumen de material no va a ser considerable y además no habría que empotrar a mucha profundidad en la cimentación. Pues hay que recordar que en el caso de las torres, se recibían unos esfuerzos muy elevados, los cuales indicaban que una cimentación directa sería de unas dimensiones considerables.

También se contempla la opción de ejecutar los estribos con pilotes empotrados en roca, que a nivel funcional sería válida, pero esta opción no es la principal, pues a nivel de ejecución y coste, realizar un muro en ménsula resultaría más sencillo e igual de eficaz, ya que, al tener un material con una resistencia elevada, se puede empotar directamente el muro en ménsula sin necesidad de realizar una excavación considerable en roca, lo cual supondría un sobre coste importante.

Por lo que finalmente se realizará será un muro en ménsula, apropiado para el emplazamiento que se tiene, las características que presenta el terreno y las cargas con las que se están trabajando. Este se empotrará en el estrato de roca.

3.4.1.4 COMENTARIO ESTÉTICO DEL ESTRIBO

Uno de los objetivos de este TFM es la consideración de la estética a la hora de proponer un diseño. En este apartado, se van a realizar una serie de comentarios referentes al estribo y a su valor estético.

Como se ha visto en el *apartado 3.4.1.2. Elección de la tipología de estribo a emplear*, de este anejo, se ha optado por una tipología de estribo cerrado. En el apartado 4.2.2. Resultados obtenidos, se puede apreciar el diseño final del estribo, donde se cumplen las características que se mencionan a continuación: La forma que adopta el estribo se asemeja a una vid, un cultivo propio de la zona donde se encentra. Esto hace que la estructura entre en armonía con el entorno.

- El color del estribo, se integra en el paisaje, sin resaltar en exceso por el color.
- Los berenjenos horizontales dispuestos en el estribo, así como su oblicuidad le dotan a este elemento de una sensación de movimiento.
- Los berenjeno, contribuye a que en el elemento se perciba la repetición y con ellos se consigue que exista un ritmo.

- La variación del ancho del estribo consigue que quede como un elemento más del entorno, es decir de lejos, parece como un bloque de piedra propio del entorno.
- Su forma, se asemeja a una vid, una planta autóctona, la cual estará presente en la zona pues a la hora de proponer la restauración del paisaje es un elemento importante.

Estos son aspectos que poseen ambos estribos de la pasarela y que provocan que la estructura en su conjunto consiga un mayor valor tanto para la propia estructura como para el entorno, encontrando el equilibrio entre armonía con la estructura y con el medio.

3.4.2. APOYOS ELASTOMÉRICOS

En primer lugar, una disposición adecuada de los apoyos elastoméricos, también conocidos como neoprenos, en los estribos es esencial para que la estructura funcione de una forma adecuada, es decir, para que el tablero transmita las cargas correctamente al estribo, que este apoye de una forma adecuada y que los movimientos horizontales y transversales o incluso rotaciones del tablero queden coaccionados dentro de unos límites. También protege a elementos de la subestructura de impactos que puedan producirse debido acciones en el tablero.

Es importante que los neoprenos estén diseñados de forma que tengan una durabilidad acorde al ciclo de vida de la pasarela.

3.4.2.1 TIPOLOGÍAS DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

Existen diversas tipologías de neoprenos, a continuación, se procede a explicar aquellas tipologías más comunes para posteriormente de forma análoga a como se ha procedido en las cimentaciones y los estribos, seleccionar los apoyos elastoméricos más convenientes para el caso que se está estudiando.

- Apoyos simples en neopreno:

Este tipo de apoyos está formado por capas vulcanizadas de elastómero y placas de acero con la finalidad de formar una única pieza monolítica.

Hay que destacar su libertad a la hora de establecer la forma del neopreno, pues independientemente de la forma que adopte (circular y rectangular son las más comunes) van a limitar los movimientos que pueda sufrir una estructura durante el proceso constructivo, en caso de sismo y posteriormente en su vida útil o en siendo muy pesimistas su inestabilidad, la cual podría poner en riesgo vidas humanas, sin condicionar la estética de la misma. Por lo tanto, su disposición es importante para tener una seguridad estructural óptima.

Estas variaciones de movimiento que puede sufrir la estructura vienen provocadas principalmente por la acción de cargas externa, las diferencias de temperatura y el desplazamiento que pueda sufrir el propio terreno de forma natural o por otros condicionantes como el sismo o por la acción de sobrecargas.

Es por lo tanto necesario disponer este tipo de neoprenos si se quiere tener una estructura en la que los desplazamientos y giros estén controlados en todas sus direcciones.

En cuanto a las propiedades que presenta esta tipología, las cuales favorecen a que su vida útil sea elevada aún estando expuestos a la intemperie o a procesos moleculares de oxidación. Por lo tanto, hay que destacar las siguientes:

- Características elásticas del caucho natural.
- Una elevada resistencia frente a la corrosión y al envejecimiento.

En cuanto a los usos de los apoyos simples en neopreno son los siguientes:

- Puentes de luces cortas.
- Estructuras sometidas a cargas bajas.

A continuación, se muestra a modo de esquema este tipo de neopreno:

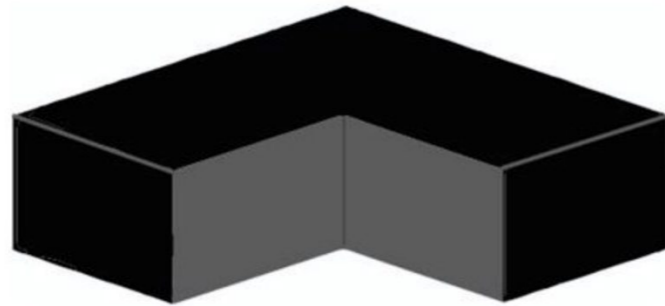


Figura 27. Esquema de un apoyo simple en neopreno. Fuente: Productos técnicos especializados.

- Apoyos simples en neopreno reforzado:

Esta tipología se caracteriza por estar formada por intercalaciones de capas de elastómero y de acero, las cuales son capaces de resistir cargas elevadas. Esta alternancia de materiales se fusiona mediante un proceso de vulcanización, en este proceso es cuando el neopreno se adhiere al acero, consiguiendo así un apoyo capaz de resistir la compresión, cargas importantes (infraestructura y exteriores) y los efectos dinámicos producidos por efectos térmicos.

Dotan al elemento de una mayor libertad de movimientos transversales, longitudinales y rotacionales en todas las direcciones, limitando el sentido vertical para que no se produzca deslizamiento, pues este movimiento se limita también por las características de los materiales como los polímeros y las placas de acero, consiguiendo así que la subestructura no quede afectada por los movimientos.

Los usos más apropiados para los apoyos simples en neopreno reforzado son los siguientes:

- Puentes destinados al paso de vehículos.
- Solicitaciones de carga elevadas.

Seguidamente se puede observar un croquis de un apoyo simple en neopreno reforzado:

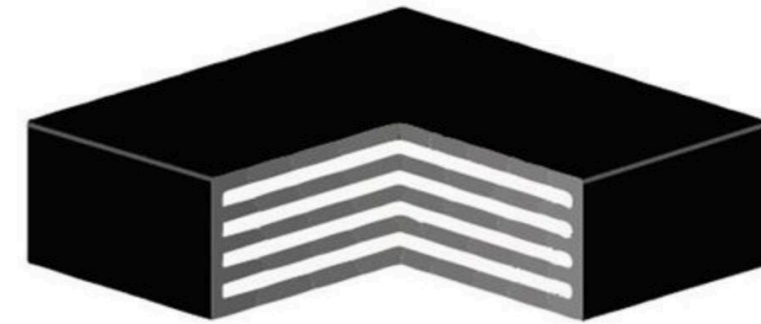


Figura 28. Esquema de un apoyo simple en neopreno reforzado. Fuente: Productos técnicos especializados.

- Apoyos con anclajes o zunchados:

Esta tipología se fabrica también como en el caso anterior con capas de elastómero y placas de acero, pero la principal diferencia es el sistema de sujeción que se ubica en la parte superior y exterior de las placas de acero, esta sujeción, la cual son unos pernos de anclaje garantiza la fijación de la estructura.

Los apoyos con anclajes se caracterizan por liberar el peso de las cargas propias y externas como podría ser el tráfico, viento o las fuerzas que genera la oblicuidad de un muro

Su uso es adecuado en las siguientes condiciones:

- Cuando se tienen unas cargas verticales en el apoyo inestables estas tienen un riesgo significativo de deslizarse sobre el apoyo.
- Para obras civiles, construcción de puentes y edificación, evitando deslizamientos que puedan comprometer la seguridad estructural.
- Dotar de mayor rigidez a la estructura.

De forma análoga a como se ha hecho en las dos tipologías anteriores se muestra un croquis de esta tipología:

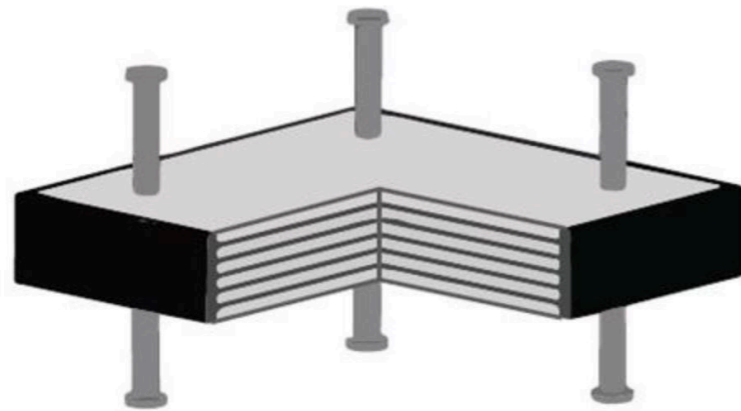


Figura 29. Esquema de un apoyo con anclaje o zunchado. Fuente: Productos técnicos especializados.

- Apoyos Slideflon (apoyo elastomérico armado anclado):

Los apoyos Slideflon son apoyos estructurales, cuyo objetivo principal es permitir que exista un desplazamiento entre el apoyo y la estructura, pero con una fricción menor al 3% de la carga vertical que se recibe en el apoyo.

Esta tipología al igual que los dos casos anteriores también se fabrica mediante vulcanización, pero en este caso se adhiere una capa de PTFE (politetrafluoretileno) más conocido como teflón, sobre zona exterior de la cara superior del apoyo. Con el PTFE se consigue un incremento considerable frente a la corrosión y al desgaste, es decir, es como una capa de revestimiento que protege. Sobre la superficie del apoyo se dispone una lámina de acero pulido la cual se suelda a otra chapa de acero de mayor sección y es en esta donde se disponen los pernos de anclaje, los cuales van a asegurar la sujeción entre apoyos y estructura y un funcionamiento adecuado.

Su uso es frecuente cuando un apoyo de neopreno simple no asegurar la estabilidad requerida en cuanto a los movimientos.

Se ve en la siguiente figura este apoyo:

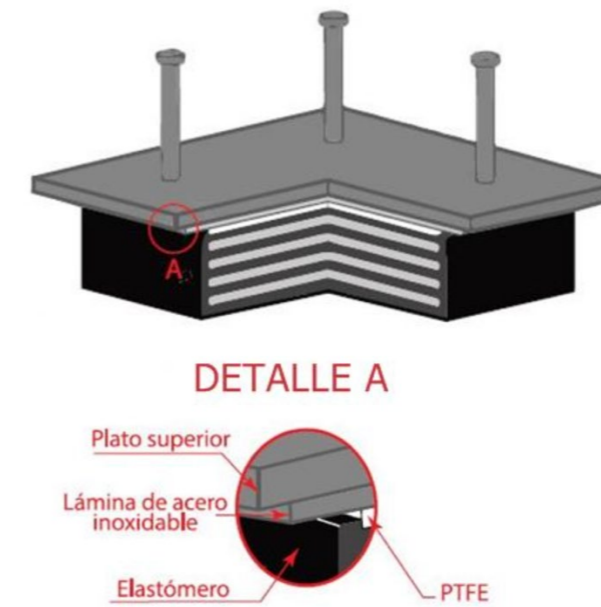


Figura 30. Esquema de un apoyo Slideflon. Fuente: Productos técnicos especializados.

Esta tipología de apoyo, según las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera 1982; MOPU, Dirección General de Carreteras*, entra dentro de los apoyos elastoméricos armados de tipo C.

- Apoyos Pot:

Esta es la última tipología que se va a comentar, son también apoyos estructurales ideales para soportar cargas pesadas en direcciones horizontal y vertical.

En cuanto a los materiales que conforman estos apoyos hay una gran variedad, aunque según las condiciones de exposición estos pueden variar para que no se afecte a su vida útil, destacando:

- Elementos elastoméricos.
- Flanche en acero.
- Lámina de acero inoxidable y PTFE.
- Caucho esponjoso

Todos estos materiales en su conjunto dotan a este apoyo de firmeza a la estructura, permitiendo una adecuada transferencia de las cargas a la subestructura y favoreciendo las rotaciones moderadas, lo que finalmente permite que exista una correcta funcionalidad.

Se caracterizan además por lo siguiente:

- Elevada resistencia, considerablemente mayor a la que ofrece un apoyo reforzado.
- Permiten rotaciones pequeñas respecto a un eje.

Resultan ideales para para puentes, debido a la gran estabilidad que ofrecen, aunque también son usados en obra civil. Pero hay que destacar su específico para puentes, ya que con los apoyos pot se consigue que hay una adecuada interacción de cargas y movimientos entre las vigas y las pilas. Además, también contribuye a absorber la energía de dilatación térmica de las vigas.

Se puede apreciar esta tipología a continuación:

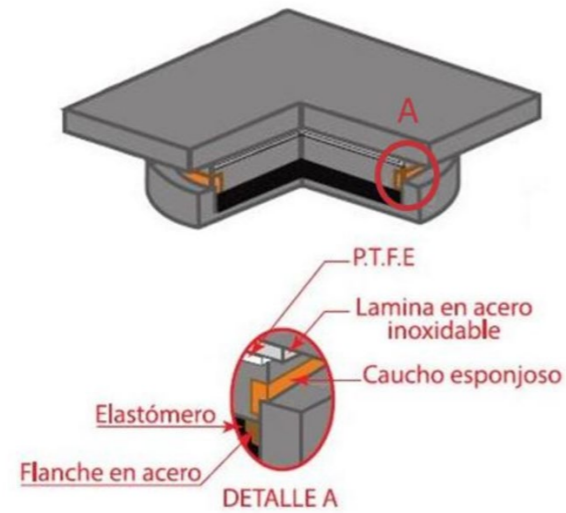


Figura 31. Esquema de un apoyo pot. Fuente: Productos técnicos especializados.

3.4.2.2. ELECCIÓN DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

Una vez se han expuesto las tipologías más comunes de apoyos elastoméricos, se procede a elegir la o las tipologías a utilizar en el diseño de los estribos y donde sería más efectivo colocarlos. Este análisis va a ser más directo, pues directamente se enunciarán las tipologías a emplear con su correspondiente explicación.

Por lo tanto, se plantea utilizar dos tipos de neoprenos:

- Apoyos Slideflon, son característicos para puentes y resistir cargas moderadas o bajas, además, se tiene una distancia entre el estribo y la pila moderada por lo tanto el uso de esta tipología es el adecuado, ya que es la versión mejorada de utilizar un apoyo simple de neopreno. Además, al tener una carga vertical pequeña, la fricción que permitirá será muy pequeña. Su disposición será en la parte inferior del tablero, más concretamente en las caras inferiores inclinadas. El número de neoprenos a disponer se resolverá en el apartado 4. *Justificación de la solución adoptada* de este documento. Este tipo de neopreno tendrá unos anclajes en la parte que conecta con el hormigón del estribo y una chapa metálica en la parte que conecta con el tablero metálico, donde se realizará la soldadura.
- Apoyos Slideflon, tienen las mismas características que en el caso anterior, con la diferencia de que ahora estos se van a colocar de forma vertical en los extremos del tablero, para evitar el desplazamiento transversal del tablero.

3.5. MATERIALES

En este apartado, se van a comentar los materiales que a priori se podrían utilizar para realizar las cimentaciones y estribos de la pasarela. Posteriormente, cuando se desarrolle la solución elegida, se procederá a explicar con detalle los materiales que se van a emplear.

3.5.1. MATERIALES PARA LA CIMENTACIÓN

En el caso que se realice una de las alternativas que consisten en realizar una cimentación directa, se utilizaría principalmente hormigón armado.

Para la opción de realizar una cimentación indirecta, se utilizará para el encepado hormigón armado. Para los micropilotes o pilotes, existen tres opciones, que son las siguientes:

1. Realizar los pilotes de acero.
2. Realizar los pilotes de hormigón prefabricado y colocarlos en obra.
3. Ejecutar los pilotes in-situ en la misma obra.

3.5.2. MATERIALES PARA LOS ESTRIBOS

Para diseñar los estribos, lo más común es utilizar hormigón armado, para crear un muro. También este muro puede ir cimentado con pilotes, para los cuales se utilizan los materiales explicados en el apartado anterior 3.4.1 *Materiales para la cimentación*.

Además, también se podría realizar un muro de escollera, con mortero que serviría de elemento de unión entre las piezas de roca.

3.5.3. MATERIALES DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS

Los materiales que se van a emplear para los apoyos elastoméricos que se han decidido elegir son los siguientes:

- Apoyos Slideflon:
 - Vulcanización a la que se adhiere teflón
 - Lámina de acero inoxidable.
 - Elastómero.

4. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La finalidad de este apartado es definir de forma detallada y justificada la solución adoptada para realizar las cimentaciones de ambas torres y sus correspondientes retenidas.

Se debe recordar, que como las cargas que transmiten al terreno cada torre son tan similares, se ha decidido realizar solamente el diseño de la que transmite unos esfuerzos mayores al terreno, estando así del lado de la seguridad.

En este apartado, también se va a mostrar la solución adoptada para los estribos de la pasarela objeto de este TFM, así como los neoprenos a disponer en los estribos para que el apoyo y la transmisión de las cargas por parte del tablero de la pasarela a los estribos sea la adecuada.

4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN ADOPTADA

Como se ha comprobado a lo largo del apartado 3.3.3. *Análisis de las soluciones viables* de este anejo, la solución más viable e ingenieril para realizar las cimentaciones de las torres y de las retenidas es la de diseñar un encepado de pilotes con 2 filas de pilotes, 4 columnas de pilotes y un pilote en el centro del encepado.

En primer lugar, se van a definir los materiales a emplear para la cimentación:

- Se utilizará hormigón armado para el encepado con $f_{ck}=30$ MPa.
- Los pilotes serán in-situ de hormigón con $f_{ck}=30$ MPa.
- Para el armado se dispondrá un acero con $f_{yk}=435$ MPa.

También se procede a mostrar a modo de recopilación de la información que se ha ido manejando a lo largo del documento y con la finalidad de facilitar al lector la ubicación de los datos empleados para el cálculo de la cimentación, unas tablas:

1. Esfuerzos utilizados para el diseño de la cimentación de la torre (Tabla 53).
2. Parámetros geotécnicos del terreno empleados para el diseño de la cimentación (Tabla 54).
3. Potencia de los niveles de la zona de estudio (Tabla 55).

Tabla 53. Valores de los esfuerzos en torre y retenidas empleados en el diseño de la cimentación. Fuente: Trabajo de Fin de Máster titulado "Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T. M. de Benissa (Alicante)" realizado por Andrés Hibernon Lluch Antón.

Valores Env_ELU	Torre	Retenidas	Unidades
N	105000	34804	kN
Vx	9135	1505	kN
Vy	3528	6300	kN
Mx	123000	0	kN·m
My	-170000	0	kN·m
T	3916	0	kN·m

Tabla 54. Parámetros geotécnicos del terreno empleados para el diseño de las cimentaciones.

Material	Característica	Valor	Unidades	
Margas Alteradas [M] Nivel 2	y	19,1	kN/m3	
	ysat	21,9	kN/m3	
	R. Comp.	750	kPa	
Margas y Margocalizas [M1] Nivel 3	y	19,1	kN/m3	
	ysat	21,9	kN/m3	
	R. Comp.	750	kPa	
Margocalizas y Calizas [R] Nivel 4	0-2 m	V	GradoAlteracion	
	< 2 m	II	GradoAlteracion	
	R. Comp.	50	Mpa	
	mi	16	#	
	Discon.	#1	1	m
		#2	1	m
#3		0,4	m	

Tabla 55. Dimensiones de los niveles.

Dimensiones de los niveles			
Nivel 2	H1	1,25	m
Nivel 3	H2	1,405	m
Nivel 4	H3	15,35	m

Además, se debe recordar el valor de la presión admisible, calculado anteriormente, de 2,68 MPa.

Una vez definidos los materiales que se van a emplear para el diseño de la cimentación y los valores de los esfuerzos y las características del terreno se procede explicar de forma detallada el cálculo seguido para la solución adoptada.

ENCEPADO DE PILOTES CON 2 FILAS 4 COLUMNAS Y UN PILOTE UBICADO EN EL CENTRO DEL ENCEPADO CON DISTRIBUCIÓN ASIMÉTRICA.

En primer lugar, las características geométricas del pilote adoptado son las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 56. Características geométricas del pilote del diseño adoptado.

Características del pilote			
Diámetro	B	1	m
Área	A	0,785	m ²
Perímetro	P	3,142	m
Longitud pilote	L	6	m

Donde:

- Diámetro = 1 metro se ha establecido de forma manual, tal y como se ha visto en el apartado 3.3.3. *Análisis de las soluciones viables* de este anejo además se han utilizado como referencia

proyectos que tuvieran una similitud con el que se está realizando y que los esfuerzos fueran del mismo orden de magnitud.

- Área de la base del pilote se calcula aplicando la siguiente fórmula:

$$A = \pi * r^2 = \pi * 0,5^2 = 0,785 m^2$$

- Perímetro del pilote se ha calculado con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{2 * \pi * B}{2} = \frac{2 * \pi * 1}{2} = 3,141 m$$

- Para la longitud del pilote = 6 metros, se actúa de forma similar a la obtención del diámetro, pero teniendo en cuenta que se tiene una roca sana y de una resistencia considerable, lo que provoca que este valor no sea mayor, algo que sí que podría ocurrir si se estuviera trabajando en suelo o sobre una roca muy fracturada.

Tabla 57. Longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos.

Longitudes de encepado sin tener en cuenta vuelos		redondeado	
Lg (x)	5	5	m
Bg (y)	15,00	15,00	m

Donde todos los valores de la expresión anterior ya han sido definidos a lo largo del documento.

Para finalizar con el dimensionamiento del encepado, se procede a definir un canto del mismo, así como las dimensiones de los vuelos en ambas direcciones (Tabla 62):

Tabla 58. Canto y vuelos del encepado.

Canto encepado y vuelos		
Canto encepado	3	m
Vuelo x	1,5	m
Vuelo y	1,5	m

Donde:

- Canto del encepado se ha definido 3 metros, ya que se han utilizado como referencia proyectos que tuvieran una similitud con el que se está realizando y que los esfuerzos fueran del mismo orden de magnitud.
- Un canto de estas dimensiones va a ser favorable para evitar el vuelco además le va a proporcionar una mayor rigidez al encepado.
- Vuelo en ambas direcciones por recomendación de la GCOC se ha establecido que sea 1,5 metros, cumpliendo con el mínimo una vez el diámetro del pilote.

En resumen, la (Tabla 59) muestra las dimensiones y características definitivas del encepado propuesto para esta configuración de pilotes.

Tabla 59. Características geométricas del encepado.

Características geométricas del encepado		
Dimensión x	8	m
Dimensión y	18	m
Área encepado	144	m ²
Volumen encepado	432	m ³
Densidad hormigón	25	kN/m ³
Peso encepado	10800	kN

Donde:

- Dimensiones X e Y se obtienen de sumar la correspondiente longitud del encepado sin tener en cuenta los vuelos más dos veces el vuelo correspondiente en dicha dirección.
- Área del encepado se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\text{Área encepado} = \text{Dimensión X} * \text{Dimensión Y} = 8 * 18 = 144 m^2$$

- Volumen del encepado se obtiene de multiplicar el área del encepado por el canto del encepado 3 metros.

$$\text{Volumen encepado} = \text{Área} * \text{Canto} = 144 * 3 = 432 m^3$$

- La densidad del hormigón va a ser de 25 kN/m³, es lo habitual para este tipo de elemento.
- Peso del encepado, se obtiene del producto del volumen del encepado y de la densidad del hormigón.

$$\text{Peso encepado} = \text{Volumen encepado} * \text{Densidad hormigón} = 432 * 25 = 10800 kN$$

Una vez se tienen las dimensiones del encepado, las cuales son coherentes con el número de pilotes se procede a establecer la configuración en planta de los pilotes.

Se puede ver a continuación la planta del encepado, donde se ven 2 filas 4 columnas de pilotes y un pilote ubicado en el centro del encepado, dispuestos de forma asimétrica en ambas direcciones. (Figura 30)

Con la distribución en planta del encepado el siguiente paso es realizar la reducción de las cargas al centro del encepado.

Una vez se tienen centradas en el encepado las cargas correspondientes a la torre y a las retenidas se procede a sumar todas ellas para obtener las cargas totales con las que se procederá a dimensionar (Tabla 60).

Tabla 60. Sumatorio de las cargas centradas de la torre y de las retenidas.

Cargas centradas totales		
N	-150604	kN
Vx	10640	kN
Vy	9828	kN
Mx	123000	kN·m
My	-520980	kN·m
T	42066	kN·m

Una vez determinados todos los esfuerzos se obtienen el reparto de estos sobre cada uno de los pilotes del grupo, según las indicaciones de la GCOC (Tabla 61)

Tabla 61. Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.

Distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza										
Nº PILOTE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
DISTANCIA PILOTE Xi (m)	7,5	4,5	-4	-7	7,5	4,5	-4	-7	0	
DISTANCIA PILOTE Yi (m)	-2	-2	-2	-2	2	2	2	2	0	
COMPRESIÓN (N)	-17618,667	-22764,148	4571,222	-1630,921	-31285,333	-36430,815	-9095,444	-15297,587	-16733,778	kN
CORTANTE X (Vx)	1199,462	1225,054	1234,156	1201,820	1164,983	1139,391	1130,289	1162,625	1182,222	kN
CORTANTE Y (Vy)	1156,647	1188,371	988,133	1023,409	1156,647	1188,371	988,133	1023,409	1228,500	kN

A continuación, se incluye un croquis (Figura 32), donde se puede apreciar donde se sitúa cada pilote, así como la configuración en planta de los pilotes con las dimensiones del encepado y la ubicación de las torres y de las retenidas dentro del encepado. Como se observa, las retenidas se encuentran a 2,5 metros del centro del encepado y las torres a 3 metros del centro geométrico. Con esto se consigue dejar un espacio suficiente entre los elementos de las torres y la ubicación de los pilotes. También es importante destacar que no están muy centrados ya que esto provocaría una flexión importante en el centro del encepado, poniendo en riesgo de rotura al pilote central. (Figura 32, Figura 33).

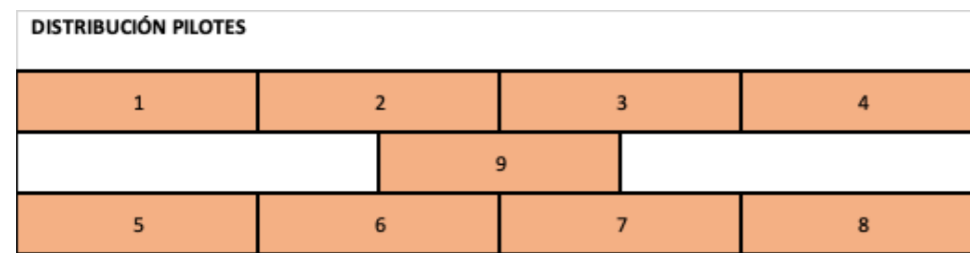


Figura 32. Croquis de la distribución de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar la configuración en planta de los pilotes en el encepado, con la ubicación de la torre y de las retenidas (acotado en metros). Para un mayor grado de detalle de la solución adoptada, consultar el Documento nº2: Planos, esto se aplica para los siguientes puntos de este anejo, donde se encuentran detalles de las soluciones que se van a describir, así como vistas generales de toda la estructura.

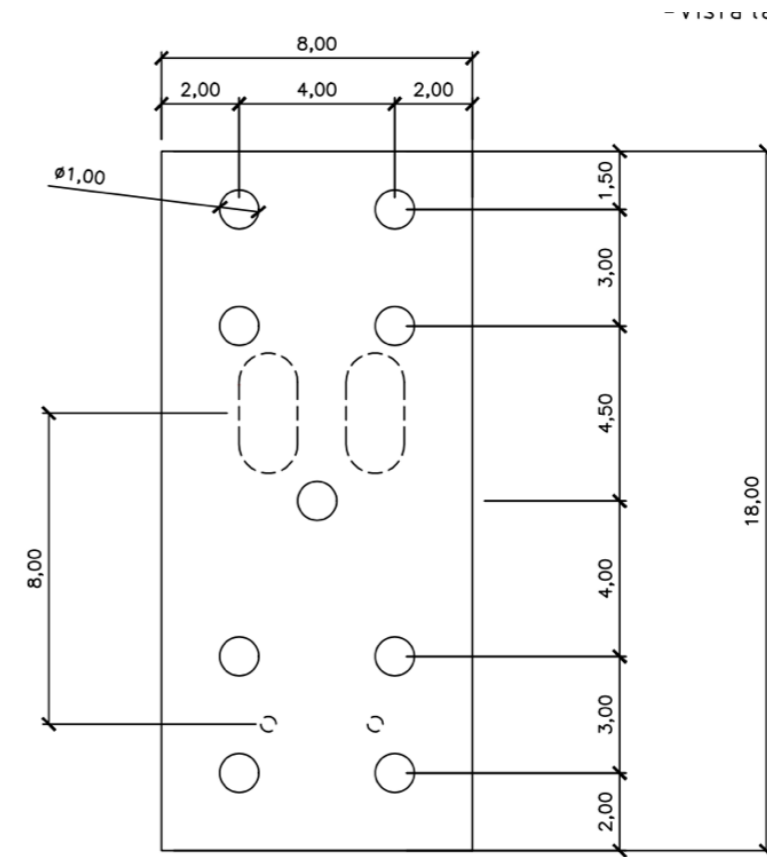
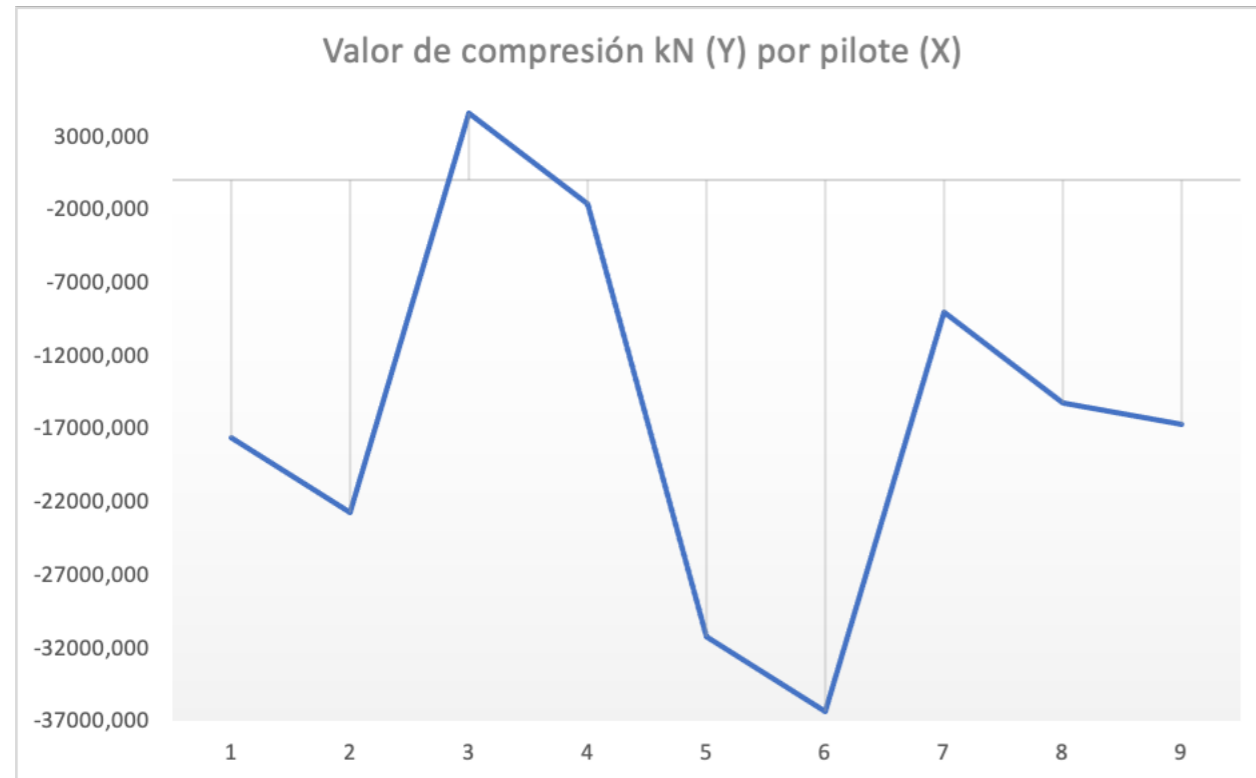


Figura 33. Dimensiones en metros de la planta del encepado y configuración en planta adoptada para los pilotes, con ubicación de torre y retenidas. Fuente: Elaboración propia.

Si se analizan estos resultados se observa que:

- El mayor valor de compresión de 36430,8 kN y corresponde al pilote número 6, se puede comparar con las soluciones anteriores que el pilote ubicado en esta posición es el más solicitado.
- Sí existe una cierta uniformidad de los pilotes a la hora de trabajar, lo cual es más acertado. Esto se puede apreciar en el gráfico que se observa a continuación:



Gráfica 5. Valores de compresión por pilote de la solución 2x4 con pilote en el centro del encepado. Fuente: Elaboración propia.

- El pilote número 3, está trabajando a tracción, algo que a priori para un pilote no es aconsejable, pero en este caso, se puede observar que este valor de tracción es relativamente bajo en comparación con los valores de compresión que recibe cada uno del resto de los pilotes, por lo tanto, no supone un problema importante.
- Los cortantes en ambas direcciones, suponen menos del 10% del axil, por lo que pueden despreciarse.
- La colocación del pilote en el centro del encepado consigue un mejor reparto de las cargas. Además, también se observa (Tabla 60) que las cargas que recibe cada pilote son menores que en otras alternativas analizadas.

Una vez se han realizado estas conclusiones se procede al cálculo de la resistencia por punta y por fuste. Para el cálculo de estos dos valores se va a utilizar la formulación tradicional propuesta por Jiménez Salas 1976.

- Resistencia unitaria por punta:

$$q_{br} = \beta * \left(0,5 + \frac{D'}{6 * D_{eq}} \right) * r * C_0 \leq r * C_0$$

Donde:

- β , es un parámetro que está relacionado con la naturaleza de la roca de la roca, en este caso, por tratarse de caliza se adopta 0,8.
- D' , representa el empotramiento del pilote en la roca, pero expresado en términos de diámetro equivalente, por lo que: $D' = n * D_{eq} = 3 * 1 = 3 \text{ m}$.
- D_{eq} , diámetro equivalente.

- r , es un coeficiente reductor del área por limpieza del fondo [0;1]. En este caso al empotrar los pilotes en roca sana, va a ser posible una buena limpieza de fondo con hormigón de limpieza, por lo que se va a adoptar un valor de 1.
- C_0 , indica la resistencia a compresión simple de la roca, en este caso 50 MPa.
- q_{br} , es la resistencia unitaria por punta.

Por lo tanto, se obtiene un valor de la resistencia unitario por punta, que además cumple, siendo menor de 50 MPa:

$$q_{br} = 0,8 * \left(0,5 + \frac{3}{6 * 1} \right) * 1 * 50 = 40 \text{ MPa}$$

- Resistencia unitaria por fuste:

$$\tau_{ft} = \text{mínimo}[5\% \text{ de } C_0; 5\% \text{ de } C_{0h}] \leq 2 \text{ MPa}$$

Donde:

- C_{0h} , es la resistencia a compresión simple del hormigón, que se adopta un valor de 30 MPa, siendo esto lo más común para cimentaciones destinadas a transmitir cargas tan elevadas al terreno.
- τ_{ft} , es la resistencia unitaria por fuste.
- C_0 , la resistencia a compresión simple de la roca en este caso, como el fuste del pilote va a estar en contacto con rocas de distinta naturaleza se adopta una corrección, de la que se obtiene un valor de 40 MPa

Por lo tanto, se obtiene un valor de la resistencia por fuste, que además es menor a 2 MPa:

$$\tau_{ft} = \text{mínimo}[5\% \text{ de } 40; 5\% \text{ de } 30] = 1,5 \text{ MPa}$$

A continuación, se obtienen las resistencias por punta y por fuste,

- Resistencia por punta:

$$Q_p = A_p * q_{br} * 1000 = 0,785 * 40 * 1000 = 31400 \text{ kN}$$

Donde:

- Q_p , es la resistencia por punta.
- A_p , es el área de la base del pilote que está en contacto con el terreno, la cual se observa en la Tabla 60 *Características geométricas del pilote*. Fuente: *Elaboración propia*.
- q_{br} , resistencia unitaria por punta, obtenida antes.

- Resistencia por fuste:

$$Q_f = P * L * \tau_{ft} * 1000 = 3,14 * 6 * 1,5 * 1000 = 28260 \text{ kN}$$

Donde:

- P , es el perímetro del pilote, obtenido en la Tabla 55 *Características geométricas del pilote*. Fuente: *Elaboración propia*.
- L , es la longitud del pilote, se observa en la Tabla 55 *Características geométricas del pilote*. Fuente: *Elaboración propia*.
- τ_{ft} , la resistencia unitaria por fuste, calculada anteriormente.

Se puede determinar la resistencia total, sumando la resistencia por punta y la resultancia por fuste, dando un total de:

$$Q_{tot} = Q_p + Q_f = 31400 + 28260 = 59660 \text{ kN}$$

Por último, se procede a la obtención del coeficiente de seguridad que se va a obtener con los valores calculados. Pero para ello es necesario, tal y como recomienda la *GCOC en el artículo 5.10.1 Pilotes empotrados en roca*, definir el coeficiente de empotramiento, pues se trata de un empotramiento importante, por lo que se deberá multiplicar la carga por punta por este factor de empotramiento, el cual tiene la siguiente expresión:

$$d_f = 1 + 0,4 * \frac{L_r}{D} \leq 2$$

Donde:

- d_f , es el factor de empotramiento.
- L_r , es la longitud de empotramiento donde exista la misma roca que en la punta, en este caso 4 metros.
- D , es el diámetro del pilote, en este caso 1 metros.

Por lo tanto, el valor del coeficiente de empotramiento tiene un valor de:

$$d_f = 1 + 0,4 * \frac{4}{1} = 2,6$$

Finalmente, al coeficiente de empotramiento se le asigna un valor de 2, siguiendo la recomendación de la *GCOC es el valor máximo que se puede adoptar*.

Para obtener el valor del coeficiente de seguridad se procede a dividir la carga resultante entre la actuante, la cual corresponde al mayor valor de compresión obtenido en el reparto de la carga entre los pilotes (Tabla 60) hay que recordar que se dimensiona en base al pilote más desfavorable.

También se debe de incluir que el factor de empotramiento deberá de multiplicar a la carga resistente, tal y como se indica en la *GCOC*. Así pues, se tiene el siguiente factor de seguridad.

$$F_s = \frac{d_f * Q_{res}}{Q_{act}} = \frac{2 * 59660}{36549} = 3,26$$

Donde:

- d_f , es el factor de empotramiento calculado anteriormente, con un valor de 2.
- Q_{res} , es el sumatorio de la resistencia por punta más la resistencia por fuste. Con un valor de 59660 kN
- Q_{act} , es la mayor carga de compresión que le llega a un pilote, se observa en la Tabla 60. En el pilote 6, Figura 12, con un valor de 36430,815 kN más el peso del pilote, lo que al final supone una carga total de 36549 kN.

Llegado a este punto de la solución para la cimentación de las torres y de las retenidas, se puede concluir lo siguiente:

- El valor del coeficiente de seguridad es mayor de 3, por lo que cumple con la *GCOC*. Además, su valor es muy cercano al mínimo exigido, indicando que el diseño de la cimentación está bien optimizado.
- Los pilotes trabajan con similares niveles de esfuerzos, que es lo más adecuado y a pesar de que existe solamente un pilote trabajando a tracción, las solicitaciones a las que está sometido son mucho menores a las de compresión del resto de pilotes.
- El diámetro de los pilotes, 1 metro, es adecuado para este tipo de construcciones.
- Se ha reducido al mínimo posible el empotramiento de los pilotes en la roca con objeto de facilitar y abaratar el proceso constructivo.
- A priori el canto del encepado de 3 metro es suficiente para los requerimientos de la armadura, aunque se comprueba a continuación.
- Por lo tanto, se puede concluir diciendo que se trata de una solución ingenieril, donde se ha conseguido un correcto reparto de esfuerzos sobre los pilotes, así como una configuración adecuada de los mismos.

Después de realizar una síntesis de los resultados obtenidos, se procede a calcular en primer lugar el armado del encepado y posteriormente armado necesario en los pilotes.

En primer lugar se definen los recubrimientos, estos se definen, según el Eurocódigo 2: parte 1, la clase de exposición y el recubrimiento mínimo necesario en la losa del tablero.

La clase de exposición será XC3 (humedad moderada) al estar expuesta a la intemperie.

A partir de la clase de exposición se determina el recubrimiento nominal de la losa.

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

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\} = \max\{12; 30; 10\} = 30 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = \text{control de ejecución intenso} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

ARMADO DEL ENCEPADO

Para proceder al cálculo del armado del encepado se han consultado la normativa vigente, de modo que se emplea la siguiente expresión para obtener los mm^2 de armadura que son necesarios disponer en el encepado:

$$N_d \leq N_u = A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd}$$

Donde:

- N_d , es el axil calculado más desfavorable.



- N_u ,
- A_c , área de hormigón.
- f_{cd} , es la resistencia del hormigón.
- A_s , indica el área de acero, es decir, la armadura necesaria.
- f_{yd} , indica la resistencia del acero.

A continuación, se muestra una tabla, con los valores empleados en la expresión anterior, así como las resistencias características de los materiales, de modo que finalmente se obtiene que la armadura necesaria en el encepado será de:

$$A_s = 58871,165mm^2$$

Tabla 62. Características resistentes de los materiales y cuantía de armadura.

Armadura del encepado		
Nd	36548,625	kN
fck	30	MPa
fyk	435	MPa
fcd	18,182	MPa
fyd	378,261	MPa
As	58871,165	mm2

Para obtener una correcta disposición de la armadura del encepado, previamente es necesario obtener un encepado equivalente, donde se colocará la armadura. Este encepado será con dimensiones equivalentes, que serán más pequeñas que las que realmente tiene el encepado diseñado. Después el resto de armadura que falte por colar hasta ocupar el encepado real se colocará realizando una relación con el encepado equivalente.

Para realizar este procedimiento se utiliza el artículo 4.3.5. *Cimentación rectangular equivalente de la GCOC*. El objetivo de este método es determinar el paso de la resultante de las distintas acciones.

Para ello hay que tener en cuenta el axil en cada pilote y el peso propio de cada pilote, esto se muestra en la siguiente tabla. Hay que mencionar que los pilotes son de hormigón armado, el cual tiene un peso específico de 25 kN/m^3 .

Tabla 63. Carga total que transmite cada pilote.

NºPilote	Axiles pilotes	Npil+ Peso pilote	
1	-17618,667	-17736,476	kN
2	-22764,148	-22881,958	kN
3	4571,222	4453,412	kN
4	-1630,921	-1748,730	kN
5	-31285,333	-31403,143	kN
6	-36430,815	-36548,625	kN
7	-9095,444	-9213,254	kN
8	-15297,587	-15415,397	kN
9	-16733,778	-16851,588	kN

Una vez se tienen los esfuerzos que llegan al encepado se procede a obtener el encepado equivalente y con ello el paso de la resultante. En primer lugar, se observan las distintas cargas de los pilotes y las coordenadas que ocupan dentro del encepado.

Tabla 64. Área de apoyo equivalente para cimentación rectangular.

Área de apoyo equivalente para cimentación rectangular					
Nº pilote	AXIL	x	y	N*X	N*Y
1	17736,476	7,5	-2	133023,573	-35472,953
2	22881,958	4,5	-2	102968,810	-45763,916
3	-4453,412	-4	-2	17813,650	8906,825
4	1748,730	-7	-2	-12241,113	-3497,461
5	31403,143	7,5	2	235523,573	62806,286
6	36548,625	4,5	2	164468,810	73097,249
7	9213,254	-4	2	-36853,017	18426,508
8	15415,397	-7	2	-107907,779	30830,794
9	16851,588	0	0	0,000	0,000
Total	147345,758			496796,508	109333,333

A partir de la tabla anterior, se procede a calcular las excentricidades, las cuales tiene las siguientes expresiones.

$$e_x = \frac{\sum N * X}{\sum Axil}; e_y = \frac{\sum N * Y}{\sum Axil}$$

Que después de aplicarlas dan cal coordenadas del paso de la resultante de esfuerzos, como se observa, queda bastante centrado, este es el efecto que provoca el pilote colocado en el centro del encepado.

Posteriormente, se calculan las dimensiones equivalentes, cuyo resultado al igual que el de las excentricidades también se observa a continuación (Tabla 65). Se han obtenido aplicando las siguientes expresiones.

$$B^* = B - 2 * e_y = 8 - 2 * 0,742 = 6,516 \text{ m}$$

$$L^* = L - 2 * e_x = 18 - 2 * 3,372 = 11,257 \text{ m}$$

Tabla 65. Excentricidades y encepado equivalente.

Excentricidades y encepado equivalente		
ex	ey	
3,372	0,742	m
B*	6,516	m
L*	11,257	m

Con las dimensiones de la cimentación equivalente calculadas se procede a la disposición de la cuantía mínima de armado. En la próxima tabla se va a poder observar la cuantía mínima de armado geométrico y mecánico que se requiere para el encepado.

Tabla 66. Cuantía mínima de armadura geométrica y mecánica.

Cuantías mínimas			
Geométrica	direccion x	0,144	m2 acero
	direccion y	0,324	m2 acero
Mecánica	direccion x	0,076	m2 acero
	direccion y	0,171	m2 acero

Para obtener la cuantía mínima necesaria de armadura geométrica se ha procedido de la siguiente forma:

$$A_{gx} = B * Canto * 6\%$$

$$A_{gy} = L * Canto * 6\%$$

Donde:

- A_{gx} , cuantía de armadura geométrica en dirección X.
- B , dimensión de la encepado: 8 metros.
- $Canto$, del encepado: 3 metros.
- 6%, valor por el que se recomienda multiplicar esta área de armadura.
- A_{gy} , cuantía de armadura geométrica en dirección Y.
- L , dimensión del encepado: 18 metros.

Para obtener la cuantía mínima necesaria de armadura mecánica en ambas direcciones se ha procedido de la siguiente forma:

$$A_{mcx} = \left(\frac{0,04 * B * Canto * f_{ck}}{f_y d} \right) * 10^{-6}$$

$$A_{mcy} = \left(\frac{0,04 * L * Canto * f_{ck}}{f_y d} \right) * 10^{-6}$$

Donde:

- A_{mcx} , cuantía de armadura mecánica en dirección X.
- B , dimensión de la encepado: 8 metros.
- $Canto$, del encepado: 3 metros.
- $f_{ck} = 30 MPa$, es la resistencia característica del hormigón.
- $f_y d = 378,3 MPa$, es la resistencia de cálculo del acero.
- A_{mcy} , cuantía de armadura mecánica en dirección Y.
- L , dimensión del encepado: 18 metros.

Por lo tanto, la cuantía mínima total a disponer en ambas direcciones va a ser la armadura geométrica, por ser la mínima necesaria de mayor valor.

- $A_{gx} = 0,144 m^2$ de acero
- $A_{gy} = 0,324 m^2$ de acero

Después de calcular la armadura mínima a disponer, se procede a realizar el cálculo de la cuantía total de armado. En la siguiente tabla se muestra el valor para la cimentación equivalente, así como los valores de armadura en cada dirección para la cimentación real.

Tabla 67. Cuantías de armado en cimentación equivalente y la real.

Cuantías de armado				
Rid	147345758,4	N		
lx	4125	mm		
ly	3550	mm		
d	2700	mm		
As total	direccion x	0,235	m2 acero	en B*
	direccion y	0,202	m2 acero	en L*
pasamos a BxL	direccion x	0,288	m2 acero	en B
	direccion y	0,323	m2 acero	en L

Necesitando finalmente:

- Dirección X: 0,288 m^2 de acero.
- Dirección Y: 0,323 m^2 de acero.

A continuación, se muestran las propuestas de armado que se han realizado para cada dirección, las cuales en ambos casos cumplen con los requisitos de la armadura mínima necesaria a disponer.

Tabla 68. Propuesta de armado para B*H. Fuente: Elaboración propia.

Armado para B*H (canto)					
Phi 32	área	0,000804 m2 por redondo			
			redondeado superior	TOTAL	
	armado geométrico cada	0,2 laterales	13,5	14	0,0225
		superior	39,3	40	0,0322
		suma total			0,0820
	armado inferior cada	0,2 1 capa	39,3	40	0,0322
	numero de capas	n capas	6,408	6,5	0,2091
	aux	6 suma total		0,2911 CUMPLE	

Es solución consiste por lo tanto en disponer para el armado inferior: 6 capas más 1 al doble de separación de $\emptyset 32/20cm$ para optimizar el coste de acero y de la sección, así como para evitar solapes.

Para el armado geométrico se dispone por el perímetro una armadura de $\emptyset 32/20cm$.

Tabla 69. Propuesta de armado para L*H. Fuente: Elaboración propia.

Armado para L*H (canto)					
Phi 32	área	0,000804 m2 por redondo			
			redondeado superior	TOTAL	
	armado geométrico cada	0,2 laterales	13,5	14	0,0225
		superior(quita	89,3	90	0,0724
		suma total			0,1424
	armado inferior cada	0,2 1 capa	89,3	90	0,0724
	numero de capas	n capas	2,496	2,5	0,1810
	2 suma total			0,3233 CUMPLE	

Esta solución consiste en disponer: 2 capas más 1 al doble de separación de $\varnothing 32/20cm$ para optimizar el coste de acero y de la sección, así como para evitar solapes.

Para el armado geométrico se dispone por el perímetro una armadura de $\varnothing 32/20cm$.

En cuanto al punzonamiento, no es necesario comprobarlo pues se tienen en el encepado vuelos menores a 2d, según el artículo 46.2 de la EHE-08.

Por último, se procede a realizar la propuesta de armado para los pilotes que se van a emplear en la cimentación. Las características relevantes para llevar a cabo el dimensionamiento del armado de los pilotes son las que se observan en la siguiente tabla.

Tabla 70. Características pilotes para el armado.

Características pilote		
Area	0,785	m2
Perimetro	3,14	m
sep max rec	0,2	m
rec nom	70	mm

En cuanto a las características resistentes que van a intervenir para el armado de los pilotes, se muestran a continuación.

Tabla 71. Características resistentes y esfuerzo Nd.

Características resistentes		
Nd	36548,625	kN
fck	30	MPa
fyk	435	MPa
fcd	18,182	MPa
fyd	378,261	MPa

El siguiente paso es calcular la armadura total del pilote, para ello se aplica de nuevo la EHE-08:

Se obtiene que la armadura total a disponer en los pilotes es $0,059 m^2$ de acero, para obtener los resultados de la misma se ha empleado la formulación que se muestra a continuación:

- Cuantía geométrica= $0,004 * Area\ pilote = 0,004 * 0,785 = 0,00314 m^2$
- Cuantía mecánica:

$$0,1 * \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,1 * \frac{36548,625 * 1000}{378,261} * 10^{-6} = 0,00966 m^2$$

$$\frac{Área\ pilote * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,785 * 18,182 * 1000000}{378,261} * 10^{-6} = 0,03775 m^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima total será de $0,059 m^2$.

Tabla 72. Armadura final a disponer.

Armadura final a disponer			
Cuantía geométrica	mayor que	0,00314	m2
Cuantía mecánica	mayor que	0,00966	m2
	menor que	0,03775	m2
Cuantía mínima total	mayor que	0,00966	m2
	menor que	0,03775	m2
As final		0,05887	m2

Se muestra la propuesta de armado para los pilotes, la cual se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 73. Propuesta de armado para los pilotes.

Propuesta de armado para los pilotes					
perimetro con recs	2,922	m			
empleamos phi 25	área	0,000491	m2 por redondo		
n redondos geometricos	14,608	15	con sep igual a	0,2	m
n redondos por cuantía	119,931	120	con sep igual a	0,024	m
	ajustamos a 0,15 m sep	19,478	20	0,146	m
cercos phi 6 cada 0,3 m	n cercos	20	20		
area	2,827E-05	m2	A cercos total	0,001	m2

Esta solución consiste en disponer: 20 cercos del $\varnothing 6/30cm$

La armadura geométrica $\varnothing 25/20cm$.

Se estudia también si es necesario disponer una armadura de tracción en el pilote número 3, (Tabla 61) el cual se ha comprobado que trabajaba a tracción, pero tras realizar los cálculos pertinentes, se comprueba que no necesario disponer armadura de tracción en este pilote.

Tabla 74. Armado a tracción para el pilote 3.

Armadura a tracción del pilote 3		
As tot	-0,0260	m2 acero
N traccion	4453,4125	kN

En la tabla anterior se observa el valor de la carga axil que recibe el pilote número 3 y el área de acero que necesita. Para obtener este valor se ha utilizado la misma formulación aplicada para obtener las áreas de acero a lo largo de esta justificación.

Como el valor del área de acero es negativa, indica que no se requiere armadura de tracción.

Se debe comentar, que se han probado otras disposiciones de armado, usando $\phi=25$, pero con estos diámetros de redondos y la separación quedaría un espacio muy reducido entre armaduras, lo que dificultaría mucho el proceso de hormigonado. Pudiendo quedar zonas en las que no llegue el hormigón por la viscosidad de este o los tamaños de áridos o que pudieran quedar zonas huecas entre el hormigón.

Queda así justificada la solución que se propone para realizar las cimentaciones de las torres y de las retenidas de la pasarela objeto del presente proyecto. Cuando se realicen las soluciones justificadas de los estribos y neoprenos, se procederá a hacer un cuadro resumen con las características más importantes de cada elemento.

4.2. JUSTIFICACIÓN DE LOS ESTRIBOS

La finalidad de este apartado es idéntica a la del apartado anterior, solo que ahora se justificará el diseño de los estribos para la pasarela objeto de este trabajo.

En primer lugar, recordar que, se van a diseñar estribos cerrados.

Tanto la tipología de estribo como su diseño va a ser común para ambos estribos, pues la carga que transmite el tablero es prácticamente la misma y además los condicionantes son comunes en ambos márgenes.

4.2.1. SOFTWARE UTILIZADO

Para el cálculo de los estribos, al tratarse de una cimentación directa y que las cargas actuantes sobre el son muy reducidas en comparación con las que se transmiten a la cimentación, se va a optar por realizar el dimensionamiento y las comprobaciones pertinentes con la aplicación informática *CYPECAD*, la cual en la práctica profesional se suele emplear cuando se trabajan bajo condiciones similares a las que se encuentran en este TFM.

Por lo tanto, se procede a comentar aquellos aspectos más significativos, así como la metodología de cálculo que emplea dicha aplicación.

. Este software realiza los cálculos necesarios a partir de la normativa que se le indique aplique al inicio de crear un nuevo documento.

Hay que destacar que emplea la teoría de Winkler que modeliza el terreno como una serie de resortes, los cuales solamente reaccionaran ante acciones directas a lo largo del eje, para ello se asume un comportamiento lineal elástico, para las solicitaciones de corta duración, mientras que las que se vayan a prolongar en el tiempo de forma considerable, se debe de tener en cuenta el comportamiento viscoso del terreno

En el estudio de la interacción terreno-cimentación y sobre todo cuando se modeliza un terreno con la finalidad de calcular las cargas a las que están sometidos los distintos elementos que conforman la cimentación, se realiza una simplificación del problema, esta simplificación consiste únicamente en considerar la interacción entre el terreno y la propia estructura de cimentación.

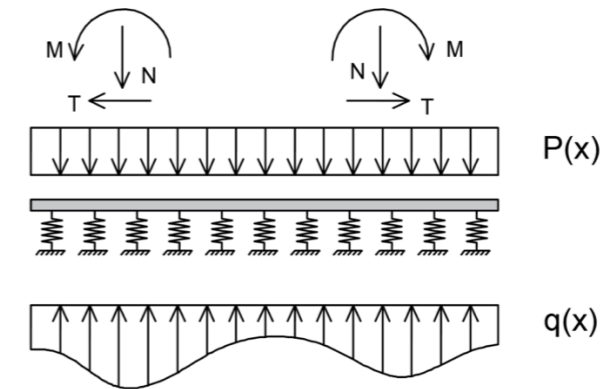


Figura 34. Esquema de vigas en un suelo elástico tipo Winkler. Fuente: Blog geostru

Con el análisis de las cargas se pueden calcular las cargas que son transmitidas por la estructura a la propia cimentación, esto indica que las cargas que actúan sobre la cimentación son conocidas, por otro lado, esto indica que el terreno actúa como un vínculo distribuido que produce una reacción distribuida ($q(x,y)$), la cual depende de los siguientes parámetros (Figura 34):

- Rigidez de la cimentación.
- Distribución de la carga.

Así que ya se sabe que la reacción anterior, que es del terreno es la incógnita del programa, además de saber de los dos parámetros de los que esta depende. Adicionalmente, para poder conocer el valor de la incógnita del problema se realizan las siguientes hipótesis:

- No existen tensiones tangenciales entre el contacto entre el terreno y la cimentación.
- El terreno actúa como un vínculo bilateral.
- Selección del modelo de comportamiento del terreno.

Es importante añadir, que el comportamiento de los resortes va a ser independiente entre ellos, esto provoca que cuando en el terreno se aplica una fuerza, únicamente ese punto sienta esa fuerza y sufra una deformación.

Esta hipótesis no se cumple completamente pues el terreno es un medio continuo donde bajo la acción de una carga sufre el punto de aplicación y la zona de influencia de este punto del terreno donde se aplique la carga. Se muestra un simple esquema que aclara este concepto. (Figura 35)

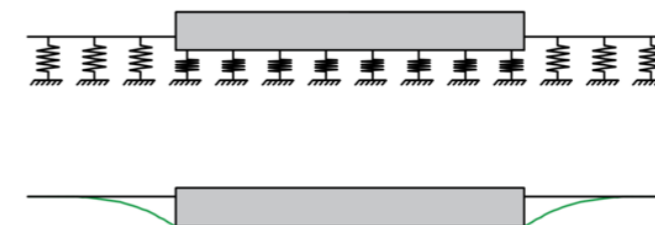


Figura 35. Comparación comportamiento modelo Winkler (arriba) con el comportamiento real (abajo). Fuente: Blog geostru

Los resortes se caracterizan también por poseer una rigidez, la cual se conoce como el coeficiente de balasto, el módulo de reacción o el módulo de Winkler. En ningún caso estos parámetros son una propiedad del terreno, más bien depende de la forma y de las dimensiones que tenga la cimentación que se está apoyando sobre el terreno además de verse influido también por la estratigrafía, la composición del suelo y la distribución de las cargas actuantes.

Como para cada resorte se asume un comportamiento elástico lineal, supone que cada punto reaccionará con una fuerza proporcional al asiento, es decir:

$$q(x) = k * w(x) \rightarrow k = \frac{q(x)}{w(x)}$$

Donde:

- $q(x)$, es la reacción del terreno.
- k , indica el valor del coeficiente de balasto.
- $w(x)$, Indica el asiento existente bajo la cimentación.

Es importante destacar que este software, solo es útil para comprobar la capacidad portante del terreno, de ser necesario estimar asientos se debería emplear otras aplicaciones informáticas o determinarlos de forma manual. Pero en el caso en el que se está desarrollando este cálculo, se tiene una roca de una resistencia considerable, por lo que no se producirán asientos significativos.

Por último, el módulo de Winkler se ha comprobado que es la relación entre la carga y el asiento, así que, la metodología más sensata a la hora de estimar el coeficiente de balasto es calcular en primer lugar el valor del asiento de la cimentación durante la fase de proyecto, mediante una metodología correcta y estudiar el valor del coeficiente de balasto como una relación que incluye a la carga unitaria y el asiento que se ha calculado.

Mediante este procedimiento se obtiene el valor de k_w , el cual tiene en cuenta todos los factores importantes que se han mencionado anteriormente.

4.2.2. RESULTADOS OBTENIDOS

En primer lugar, los datos referentes al terreno que necesitaba el programa son los que se han introducido en para el cálculo de la cimentación (Tabla 53). Las normativas que se le han indicado al programa que siga son las de aplicación al ámbito nacional, Código Técnico de la Edificación, EHE-08 entre otras, las cuales se irán viendo con los resultados obtenidos.

Las acciones que se han introducido en los estribos son las que se han obtenidos tras el diseño estructural de la pasarela. Se ha dimensionado el estribo más desfavorable, el cual recibe una carga del tablero de 1432,93 kN.

Posteriormente, se elige la tipología de estribo, que como se ha comentado se trata de un estribo cerrado, para lo cual en Cype se ha seleccionado una zapata corrida, es decir una cimentación directa y un muro.

A estos parámetros se les asignaron unas dimensiones que se corresponden con la geometría del tablero y con las del diseño del estribo.

Una vez se han introducido todos estos parámetros, la aplicación realiza los cálculos pertinentes en cuanto al dimensionamiento y comprobaciones necesarias. Hay que destacar que el programa, dimensiona el estribo para que este resista los esfuerzos a los que es sometido, es decir, si es necesario reduce las dimensiones.

Una vez explicado el procedimiento se procede a mostrar los resultados obtenidos.

En primer lugar, se observan tres tablas, con los datos generales del estribo, la geometría y la descripción del armado que se ha colocado, estas tres tablas hacen referencia al estribo, objeto de este apartado.

Tabla 75. Datos generales.

Datos generales		
Cota de la rasante	0	m
Altura del muro sobre la rasante	0	m
Enrase	Trasdós	
Longitud del muro en planta	3,45	m
Longitud en planta muro + zapata	5	m
Tipo de cimentación:	Zapata corrida	

Tabla 76. Geometría del estribo ajustada por la aplicación.

GEOMETRÍA			
Tramos del muro		Descripción	
Cota de la coronación		Altura	2 m
0.00 m		Espesor superior	2,05 m
		Espesor inferior	2,05 m
		Altura	2,2 m
		Espesor superior	40 cm
		Espesor inferior	40 cm
		Altura total	4,2 m
		Altura tramos + zapata	5 m
Zapata corrida			
Con puntera y talón			
		Canto	0,8 cm
		Vuelos intradós / trasdós	0,45 1,1 m
		Hormigón de limpieza	10 cm

Tabla 77. Descripción del armado propuesto en el estribo.

DESCRIPCIÓN DEL ARMADO				
Coronación				
Armadura superior / 2Ø12: inferior / 2Ø12				
Estribos: Ø6c/15				
Canto viga: 25 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 21 / 20 cm				
Tramos				
Núm.	Intradós	Horizontal	Trasdós	Horizontal
	Vertical		Vertical	
1	Ø10c/30	Ø10c/25	Ø12c/20	Ø10c/25
	Solape: 0.25 m		Solape: 0.45 m	
2	Ø10c/30	Ø12c/25	Ø16c/20	Ø12c/25
	Solape: 0.25 m		Solape: 0.6 m	
Zapata				
Armadura Superior	Longitudinal Ø12c/25	Transversal Ø12c/25		
		Longitud de anclaje en prolongación: 50 cm		
		Patilla trasdós: 15 cm		
Armadura Inferior	Ø12c/25	Ø12c/20		
		Patilla intradós / trasdós: 15 / 15 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Dado que las cargas que se transmiten a los estribos son relativamente bajas, con el armado geométrico bastaría para cumplir con los criterios mínimos de armados establecidos por la norma.

Por ello, por simplificación constructiva se ha homogeneizado el armado a Ø12/25cm por facilidad constructiva y por la sencillez de la armadura, además se evitan así configuraciones de armado complejas, innecesarias en este caso.

Ahora se van a poder observar un total de 6 tablas, donde las 5 primeras muestran las distintas comprobaciones que se han realizado en los distintos tramos en los que se ha dividido el estribo. La última tabla (Tabla 83), indica que se cumplen todas las comprobaciones y muestra una información adicional.

Tabla 78. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.

Comprobaciones geométricas y de resistencia (Muro): ESTRIBOS			
Comprobación	Ubicación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: Criterio de CYPE	Tramo 1:	Máximo: 382.7 kN/m Calculado: 27.4 kN/m	Cumple
	Tramo 2:	Máximo: 623.7 kN/m Calculado: 70.2 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)		Mínimo: 20 cm	
	Tramo 1:	Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma EHE 08. Artículo 69.4.1	Tramo 2:	Calculado: 40 cm	Cumple
		Mínimo: 3.7 cm	
Separación máxima armaduras horizontales: Norma EHE 08. Artículo 42.3.1	Tramo 1:		
	Trasdós:	Calculado: 24 cm	Cumple
	Intradós:	Calculado: 24 cm	Cumple
	Tramo 2:		
	Trasdós:	Calculado: 23.8 cm	Cumple
	Intradós:	Calculado: 23.8 cm	Cumple
	Tramo 1:		
	Trasdós:	Calculado: 25 cm	Cumple
	Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
	Tramo 2:		
	Trasdós:	Calculado: 25 cm	Cumple
	Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple

Tabla 79. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.

Comprobaciones geométricas y de resistencia (Muro): ESTRIBOS			
Comprobación	Ubicación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: Norma EHE 08. Artículo 42.3.5		Mínimo: 0.001	
	Tramo 1:		
	Trasdós (-2.50 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
	Intradós (-2.50 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía	Tramo 2:		
	Trasdós (-4.00 m):	Calculado: 0.00113	Cumple
	Intradós (-4.00 m):	Calculado: 0.00113	Cumple
	Tramo 1:		
	Trasdós:	Calculado: 0.00104	Cumple
	Intradós:	Mínimo: 0.00037	Cumple
	Tramo 2:		
	Trasdós:	Calculado: 0.00113	Cumple
	Intradós:	Mínimo: 0.0005	Cumple
	Tramo 1:		
	Trasdós:	Mínimo: 0.00013	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: Norma EHE 08. Artículo 42.3.5		Mínimo: 0.0009	
	Tramo 1:		
	Trasdós (-2.50 m):	Calculado: 0.00188	Cumple
	Tramo 2:		
	Trasdós (-4.00 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: Norma EHE 08. Artículo 42.3.2		Mínimo: 0.00184	
	Tramo 1:		
	Trasdós (-2.50 m):	Calculado: 0.00188	Cumple
	Tramo 2:		
	Trasdós (-4.00 m):	Calculado: 0.00251	Cumple

Tabla 80. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.

Comprobaciones geométricas y de resistencia (Muro): ESTRIBOS			
Comprobación	Ubicación	Valores	Estado
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: Norma EHE 08. Artículo 42.3.5	Tramo 1. Intradós (-2.50 m):	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00087	Cumple
	Tramo 2. Intradós (-4.00 m):	Calculado: 0.00065	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: Norma EHE 08. Artículo 42.3.3	Tramo 1. Intradós (-2.50 m):	Mínimo: 0.0001 Calculado: 0.00087	Cumple
	Tramo 2. Intradós (-4.00 m):	Mínimo: 8e-005 Calculado: 0.00065	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: Norma EHE 08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.7 cm		
	Tramo 1: Trasdós, vertical:	Calculado: 17.6 cm	Cumple
	Intradós, vertical:	Calculado: 28 cm	Cumple
	Tramo 2: Trasdós, vertical:	Calculado: 16.8 cm	Cumple
Intradós, vertical:	Calculado: 28 cm	Cumple	
Separación máxima entre barras: Norma EHE 08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm		
	Tramo 1: Armadura vertical Trasdós, vertical:	Calculado: 20 cm	Cumple
	Armadura vertical Intradós, vertical:	Calculado: 30 cm	Cumple
	Tramo 2: Armadura vertical Trasdós, vertical:	Calculado: 20 cm	Cumple
Armadura vertical Intradós, vertical:	Calculado: 30 cm	Cumple	

Tabla 81. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.

Comprobaciones geométricas y de resistencia (Muro): ESTRIBOS			
Comprobación	Ubicación	Valores	Estado
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro	Tramo 1:		Cumple
	Tramo 2:		Cumple
Comprobación a cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1	Tramo 1:	Máximo: 210.8 kN/m Calculado: 21.9 kN/m	Cumple
	Tramo 2:	Máximo: 256.6 kN/m Calculado: 58.1 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: Norma EHE-08. Artículo 49.2.3	Máximo: 0.3 mm		
	Tramo 1:	Calculado: 0 mm	Cumple
Longitud de solapes: Norma EHE-08. Artículo 69.5.2	Máximo: 0.3 mm		
	Tramo 2:	Calculado: 0 mm	Cumple
	Tramo 1: Base trasdós:	Mínimo: 0.42 m Calculado: 0.45 m	Cumple
	Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
Tramo 2: Base trasdós:	Mínimo: 0.56 m Calculado: 0.6 m	Cumple	
Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple	

Tabla 82. Comprobaciones geométricas y resistentes (Muro): ESTRIBOS.

Comprobaciones geométricas y de resistencia (Muro): ESTRIBOS			
Comprobación	Ubicación	Valores	Estado
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".	Trasdós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
	Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 21 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".	Mínimo: 2.2 cm ²		Cumple
	Calculado: 2.2 cm ²		
Canto mínimo viga coronación: Criterio de CYPE: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm	Mínimo: 25 cm		Cumple
	Calculado: 25 cm		
Área mínima estribos viga coronación: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1	Mínimo: 1.75 cm ² /m		Cumple
	Calculado: 3.76 cm ² /m		
Separación máxima entre estribos: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1	Máximo: 18.7 cm		Cumple
	Calculado: 15 cm		

Tabla 83. Resultado de comprobaciones e información adicional.

Se cumplen todas las comprobaciones
<p>Información adicional</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -2.50 m - Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -2.50 m - Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -2.50 m, Md: 22.88 kN·m/m, Nd: 198.39 kN/m, Vd: 27.46 kN/m, Tensión máxima del acero: 22.887 MPa - Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -2.24 m - Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -4.00 m - Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -4.00 m - Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -4.00 m, Md: 83.81 kN·m/m, Nd: 213.11 kN/m, Vd: 70.29 kN/m, Tensión máxima del acero: 150.727 MPa - Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -3.64 m

Con estos resultados en los que se comprueba que cumplen todas las comprobaciones realizadas queda diseñado y comprobado el estribo que se propone utilizar en ambos extremos de la pasarela.

Además, hay que destacar que la aplicación proporcionaba un coeficiente de seguridad muy elevado. Este valor se justificar porque:

- El terreno sobre el que se apoyan los estribos es roca caliza, que posee una resistencia a compresión considerable, 50 MPa. Otro factor a tener en cuenta es que no hay presencia del nivel freático. Esto da lugar a que, ante estas características, al empotrar el estribo en esta roca se cumple frente a hundimiento, vuelco y deslizamiento. Pues la presión que resiste el terreno es mucho mayor que la que le transmite la estructura.
- El programa, como se ha comentado también modifica las dimensiones, pues ante las cargas tan bajas que le transmite el tablero, este software optimiza secciones y cuantía de armadura. Por lo tanto, es necesario introducir las dimensiones adecuadas con su cuantía de armadura correspondiente, asegurando que se seguirá estando del lado de la seguridad. Pues el aumento que se realice no supondrá un cambio significativo. El armado se calcularía de forma proporcional al aumento de las dimensiones.

A continuación, se muestra el diseño final adoptado y con las medidas correspondientes en metros, en primer lugar, solamente se ve la sección del estribo sin el tablero y la siguiente imagen muestra el conjunto del estribo con el tablero y los neoprenos.

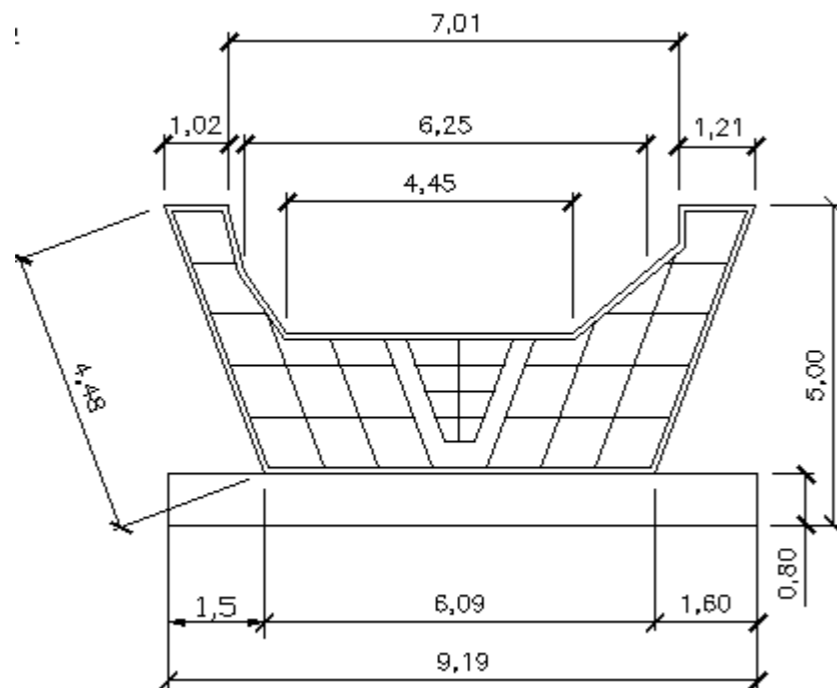


Figura 36. Diseño final del estribo sin el tablero (alzado). Fuente: Elaboración propia.

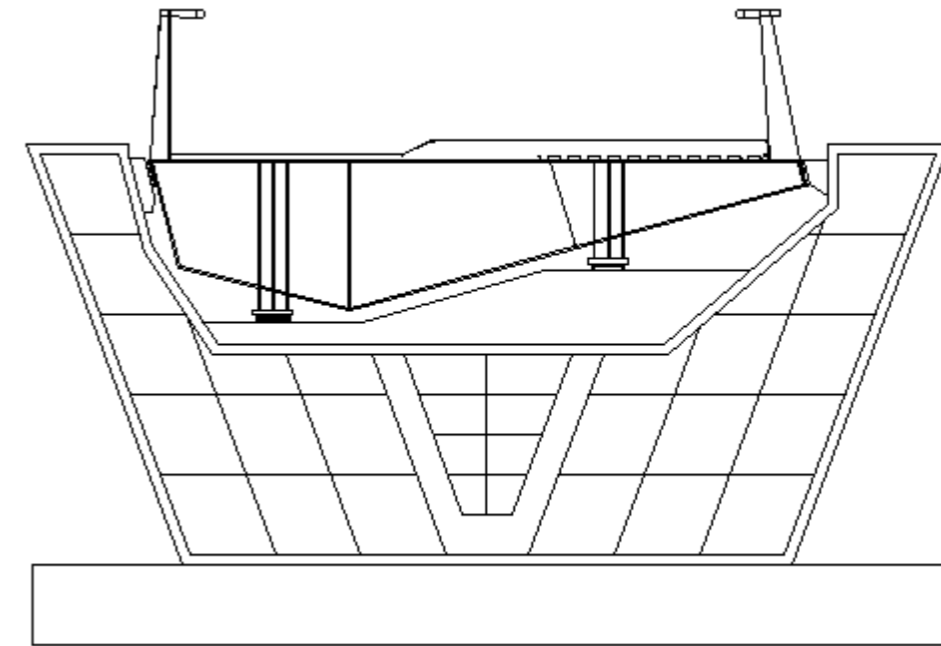


Figura 37. Diseño final del estribo con el tablero y neoprenos (alzado). Fuente: Elaboración propia.

Con el diseño de los estribos realizado, se pueden apreciar las siguientes características:

- El color del estribo, se integra en el paisaje, sin resaltar en exceso por el color.
- Los berenjenos horizontales dispuestos en el estribo, así como su oblicuidad le dotan a este elemento de una sensación de movimiento.
- Los berenjenos, contribuye a que en el elemento se perciba la repetición y con ellos se consigue que exista un ritmo.
- La variación del ancho del estribo consigue que quede como un elemento más del entorno, es decir de lejos, parece como un bloque de piedra propio del entorno.
- Su forma, se asemeja a una vid, una planta autóctona, la cual estará presente en la zona pues a la hora de proponer la restauración del paisaje es un elemento importante.

A su vez se muestran los estribos modelizados en la aplicación informática *Navisworks Manage (BIM 360)*, donde se aprecian en 3D y es más visual la percepción de los puntos comentados anteriormente.

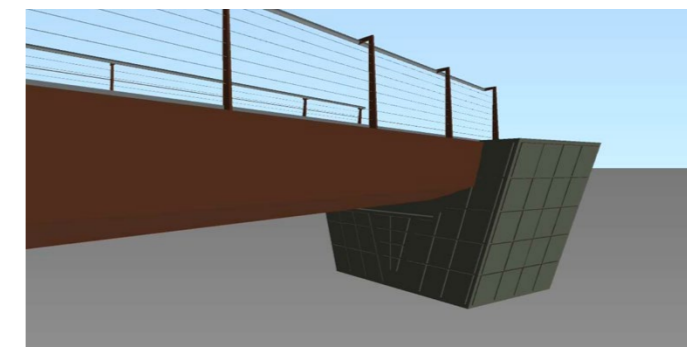


Figura 38. Vista del estribo. Fuente: Elaboración propia.

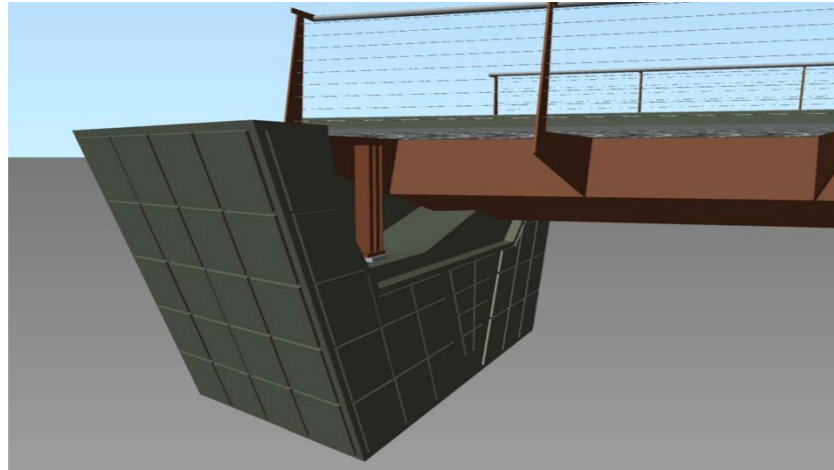


Figura 39. Vista del estribo. Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, el estribo dispondrá en el trasdós de un tubo dren de 150 mm de diámetro para la evacuación de aguas, situado en el talón del muro, este drenaje se cubrirá con un hormigón C-20/22 con un espesor de 0,40 m. También en la parte del muro que está situada en el trasdós se colocará una capa de impermeabilización de paramento y una malla drenante, con el objetivo de proteger al estribo de futuras patologías como humedades o grietas producidas por subpresiones en el trasdós del estribo por una mala evacuación del agua.

Con estas últimas consideraciones queda explicado el proceso seguido para obtener la solución final correspondiente a los estribos de la pasarela objeto de este TFM. Para un mayor grado de detalle consultar los planos correspondientes.

4.3. JUSTIFICACIÓN DE LOS NEOPRENO

El objeto de este apartado es determinar las dimensiones y el número de neoprenos a disponer en el estribo para que funcionen como elemento de conexión entre el tablero y el estribo de forma adecuada. Como se ha visto anteriormente se recomienda el uso de los neoprenos Slideflon, el cual equivale a un apoyo elastomérico armado del tipo C.

Como se ha visto en el apartado 3.4.2.2. Elección de apoyos elastoméricos se van a utilizar dos tipos de neoprenos, unos irán colocados de forma vertical en el estribo y estarán en contacto con los laterales del tablero, se dispondrán un total de dos por estribo, uno a cada lado. Por otra parte, se tienen los que van ubicados en la parte inferior del tablero, para lo cual se colocará como mínimo un total de 2 neoprenos por estribo, con lo que se asegura la coacción de desplazamiento de sólido rígido del tablero.

Para el dimensionamiento de los neoprenos se utilizan las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera 1982; MOPU, Dirección General de Carreteras.*

Después del diseño estructural se obtiene que la carga que transmite el tablero en la zona de los estribos de 1433 kN. Por lo tanto, se deben diseñar neoprenos en base a esta carga, para que cumplan de forma adecuada su función.

Ante la carga que transmite el tablero y las recomendaciones utilizadas se propone el siguiente neopreno, a partir del catálogo comercial *Mecanogumba*. Se ha decidido, utilizar un catálogo comercial por la seguridad de que las dimensiones que se obtengan son comerciales, existen y además se cumplen con todos los requisitos de seguridad.

Por lo tanto, como se van a disponer dos neoprenos en la base del tablero, la carga que este transmite se repartirá entre estos dos neoprenos, pues van a estar colocados de forma simétrica a la resultante vertical que transmite el tablero.

Con este breve razonamiento, se sabe que cada estribo percibe una carga de 716,5 kN. Por lo tanto, se dimensionará el neopreno conforme a esa carga.

Tabla 84. Dimensiones de neopreno en función de la carga vertical que recibe el apoyo elastomérico. Fuente: Mecanogumba.

CARGA VERTICAL (kN)	σ elasto.	H (mm)	B (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	J (mm)	F (mm)	Fijaciones
1000	30 MPa	66,0	253	317	267	298	205	300	350	M12
	40 MPa	71,0	253	287	237	256	256	270	320	M12
2000	30 MPa	75,5	357	417	367	400	235	400	450	M12
	40 MPa	85,0	357	377	327	347	308	360	410	M12
3000	30 MPa	79,5	451	497	447	477	287	480	530	M12
	40 MPa	84,5	438	457	407	430	334	440	490	M12
4000	30 MPa	84,0	505	527	477	502	347	510	560	M12
	40 MPa	84,0	505	527	477	502	347	510	560	M12

Las dimensiones del neopreno, según la tabla anterior (Tabla 83), serían las que se encuetaran en la primera fila de la tabla, las correspondientes a una carga vertical de 1000 kN, se ha escogido está por la carga que perciben los neoprenos, la cual es bastante menor que la de 1000 kN que propone esta marca comercial.

Se muestra a continuación, un croquis de apoyo elastomérico, un apoyo multidireccional de la marca comercial empleada y su acotación con respecto a las medidas que se han observado (Tabla 84).

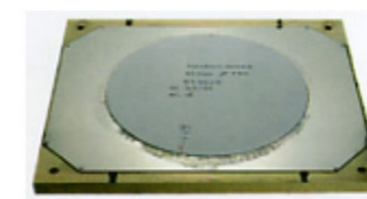


Figura 40. Apoyo elastomérico genérico. Fuente: Mecanogumba.

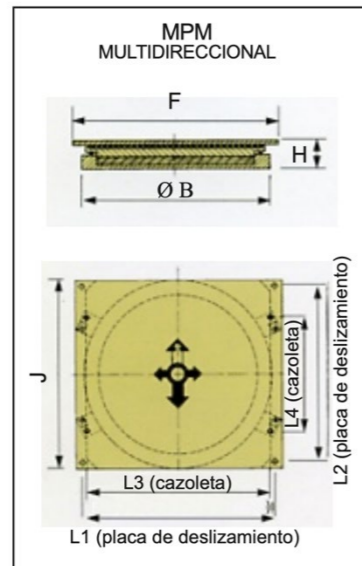


Figura 41. Acotación del apoyo MPF a emplear de la marca comercial Mekanogumba. Fuente: Mekanogumba

Seguidamente, a modo de visualizar mejor cada uno de los distintos elementos que componen este tipo de apoyos se pueden observar cada uno de ellos en las siguientes 3 imágenes (Figura 42, Figura 43 y Figura 44).



Figura 42. Pistón del apoyo elastomérico. Fuente: Mekanogumba.



Figura 43. Cazoleta del apoyo elastomérico. Fuente: Mekanogumba.

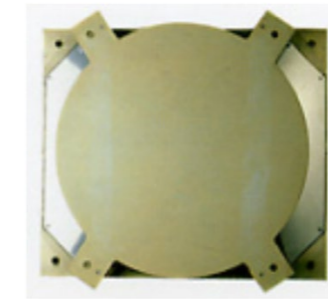


Figura 44. Vista en planta del apoyo elastomérico. Fuente: Mekanogumba.

Por lo tanto, se tendrán las siguientes dimensiones:

En alzado:

- $F=350$ mm
- $H=66$
- $\varnothing B = 253$ mm

En planta:

- $J=300$ mm
- $L1=317$ mm
- $L2$ (placa de deslizamiento) =267 mm
- $L3$ (cazoleta) =298 mm
- $L4$ (cazoleta) =205 mm

Quedan así dimensionados los neoprenos ubicados en la parte inferior del tablero, se pueden observar más detalles de estos como su colocación, o separación en el plano correspondiente.

Para los apoyos verticales que se ubican en los laterales del tablero se va a utilizar, de la misma marca comercial, teniendo además los mismos elementos que conforman los apoyos fijos MPF.

Tabla 85. Dimensiones de neopreno en función de la carga vertical que recibe el apoyo elastomérico. Fuente: Mecanogumba.

CARGA VERTICAL (kN)	σ elasto. (MPa)	H (mm)	B (mm)	C (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	Fijaciones
1000	30 MPa	46,5	254	263	302	198	198	302	M12
	40 MPa	46,5	254	263	302	198	198	302	M12
2000	30 MPa	61,0	367	357	376	271	271	376	M12
	40 MPa	61,0	361	357	372	267	267	372	M12
3000	30 MPa	65,5	444	438	430	326	326	430	M12
	40 MPa	65,5	444	438	430	326	326	430	M12
4000	30 MPa	64,5	525	505	495	376	376	495	M16
	40 MPa	64,5	527	505	496	377	377	496	M16

De nuevo se elige, la primera fila de la tabla correspondiente (Tabla 85) a una carga vertical de 1000 kN, por el mismo motivo que se ha descrito anteriormente. Se muestra un croquis de este tipo de apoyo (Figura 45) y a continuación se nombran sus medias

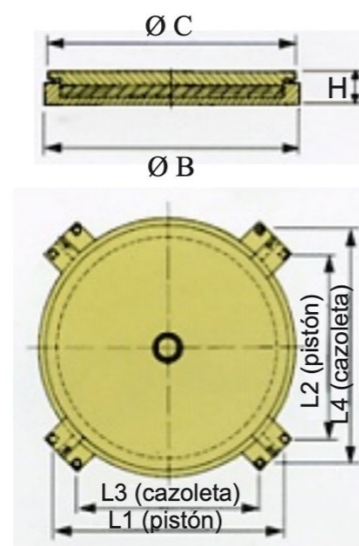


Figura 45. Acotación del apoyo fijo MPF a emplear de la marca comercial Mecanogumba. Fuente: Mecanogumba

Este apoyo queda definido por las siguientes medidas:

En alzado:

- H=46,5 mm
- $\varnothing C = 263 \text{ mm}$
- $\varnothing B = 254 \text{ mm}$

En planta:

- L1 (pistón) =302 mm
- L2 (pistón) =198 mm
- L3 (cazoleta) =198 mm
- L4 (cazoleta) =302 mm

Quedan así perfectamente definidos los apoyos elastoméricos que se dispondrán de forma vertical, en los laterales de la pasarela a una altura aproximada de 2/3 de la altura donde se apoyará el tablero.

Es importante mencionar también que, para realizar una correcta unión del neopreno con los distintos elementos, como estribo o tablero, se han utilizado chapas metálicas soldadas, las cuales se aprecian en los planos de detalle. Estas garantizan una conexión adecuada entre el estribo y el tablero.

4.4. JUNTA DE DILATACIÓN

En el apartado destinado a la elección de los distintos elementos a elegir para llevar a cabo la elección de estos no se ha realizado un estudio específico para la junta de dilatación, pues el único condicionante existente es el movimiento longitudinal del tablero.

Por lo tanto, se ha decidido disponer una junta de dilatación, entre el estribo y el tablero de la pasarela de la casa comercial CETEC, el modelo T-160, se muestra un croquis acotado en metros de esta junta de dilatación.

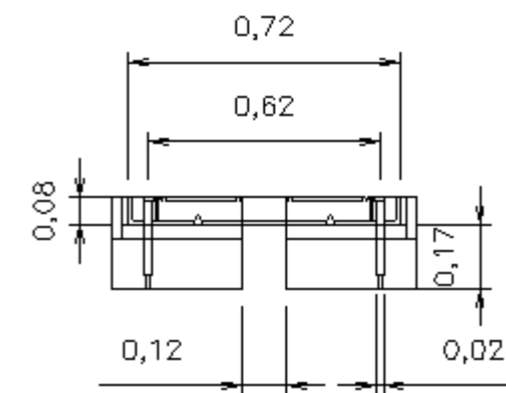


Figura 46. Junta de dilatación T-160. Fuente: Catálogo CETEC.

5. ESTUDIO DE LA ESTABILIZACIÓN DEL EMPLAZAMIENTO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En este apartado se va a comprobar si con la solución adoptada el emplazamiento sería estable o existiría algún riesgo de desprendimiento o rotura de la ladera, así como proponer las medidas necesarias llevar a cabo, sin entrar en detalle del diseño de estas medidas, pues queda fuera del objeto de este TFM. Hay que destacar que para llevar a cabo la solución adoptada, se realiza un movimiento de tierras inicial, donde se elimina principalmente el suelo vegetal y el nivel de margas alteradas, sobre todo en las zonas donde se ubican los estribos y las cimentaciones de torres y retenidas.

5.1. SOFTWARE EMPLEADO

Para estudiar la estabilidad de la ladera se emplea la *aplicación informática Slide2 de Rocscience*. El estudio mediante esta aplicación permite comprobar la estabilidad de la ladera, una vez implantada la solución, no tiene sentido estudiar la estabilidad antes de implantar la solución pues es una zona donde no se han detectado signos de que puedan existir inestabilidades en el barranco, pues como se ha visto en el *anejo 1. Antecedentes*, la existencia de un puente ferroviario, indica que a priori la estabilidad ha sido estudiada. Además, este software va a permitir ver cómo afecta a la estabilidad de la ladera la solución que se ha adoptado, un encepado de pilotes y los estribos. Para este análisis se utiliza el *Manual de taludes del IGME*, que toma como coeficiente de seguridad mínimo 1,5 para la estabilidad de taludes.

El avance tecnológico de las últimas décadas ha permitido implementar estos procedimientos, de normal muy laboriosos y se han incorporado a programas informáticos incluso de aplicaciones numéricas como los elementos finitos.

Uno de estos programas informáticos es la aplicación *Slide* que se utiliza en este trabajo. Este software permite analizar estabilidad de superficies de rotura usando métodos de equilibrio de límite basándose en el procedimiento de dovelas verticales.

Se analizan una gran cantidad de superficies de roturas posibles con el objeto de determinar la superficie de rotura crítica para un talud dado. El *Slide2* puede analizar la estabilidad de taludes con superficies de rotura circulares o no-circulares.

Es posible analizar una superficie de rotura concreta o, como es más habitual, realizar la búsqueda de la superficie de rotura crítica, para intentar encontrar aquella que proporcione el factor más bajo de la seguridad.

5.2. CRITERIO DE ROTURA

El criterio de rotura más desarrollado es el de Mohr-Coulomb, no obstante, no es el criterio que mejor representa el comportamiento de un macizo rocoso, dadas las grandes dimensiones de la rotura, no sería del todo preciso suponer toda la masa que desliza como un único bloque que se mueve de manera solidaria y conjunta. Alternativamente, en las últimas décadas se está empleando el criterio de rotura no lineal de Hoek-Brown. Esta metodología de cálculo se enfrenta a un problema en la definición del factor de seguridad frente a rotura.

Por ser el criterio de rotura no lineal, no es inmediata la técnica habitual de la reducción de la resistencia al corte del terreno. Para ello es necesario linealizar previamente la envolvente de rotura y obtener un criterio equivalente de Mohr - Coulomb.

Hoek y Brown introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente. Este criterio partía de las propiedades de la roca intacta, después se introducían factores reductores de estas propiedades sobre la base de las características de un macizo rocoso diaclasado.

Los autores intentando relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, eligieron para este propósito el RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski.

Debido a la ausencia de otras alternativas, el criterio fue adoptado por la comunidad de la mecánica de rocas y su uso rápidamente extendido más allá de los límites originales utilizados en la deducción de las relaciones de reducción de la resistencia. Consecuentemente, llegó a ser necesario reexaminar estas relaciones e introducir nuevos elementos cada vez que dicho criterio era aplicado a un amplio rango de problemas prácticos.

Fruto de estos avances fue la introducción de la idea de macizos rocosos “inalterados” y “alterados” por Hoek y Brown, y la introducción de un criterio modificado para obligar a la resistencia a tracción del macizo rocoso a tender a cero para macizos de calidad muy mala (Hoek, Wood y Shah).

El criterio de Hoek-Brown, en términos de esfuerzos normales y al corte, según la ecuación original se expresa:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} * (m * \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s)^{0,3}$$

Donde:

- σ_1' y σ_3' : Son los esfuerzos principales efectivos, mayor y menor en el momento de la rotura.
- σ_{ci} : Es la resistencia a compresión uniaxial de la roca matriz.
- m y s : Indican las constantes del material. $S=1$ cuando este se encuentra en muy buen estado.

A partir de su empleo, distintos autores, propusieron modificaciones de los parámetros que contemplaban mejoras de la fórmula original.

Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que el RMR de Bieniawski no era adecuado como vehículo para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles.

Esto condujo a la introducción del *Índice de Resistencia Geológica, GSI (Geological Strength Index)*, índice que fue posteriormente extendido a macizos rocosos débiles.

El criterio de Hoek-Brown generalizado se expresa como sigue la siguiente ecuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * (m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s)^a$$

Donde:

- m_b es valor reducido de la constante del material m_i , que viene dada por la siguiente expresión:

$$m_b = m_i * e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

- s y a , son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes ecuaciones:

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * (e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}})$$

Donde el parámetro D es un factor que depende del grado de alteración del macizo rocoso como consecuencia de un proceso de voladura o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

Se muestra seguidamente dos imágenes, donde en la primera de ellas se observan los distintos valores del parámetro D y en la siguiente los valores del GSI basado en observaciones geológicas.




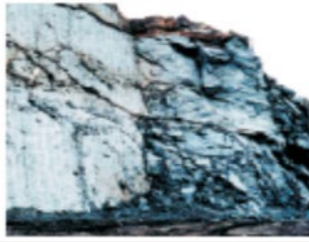

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	D = 0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	D = 0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Figura 47. Valores del parámetro D utilizados en la fórmula de Hoek-Brown. Fuente: Hoek-Brown et al, 2002.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)
 From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slidensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slidensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90	80	N/A	N/A	N/A
<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	70	60	50	40	30
<p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	50	40	30	20	10
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	30	20	10	N/A	N/A
<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES

DECREASING SURFACE QUALITY

Figura 48. Valores del GSI basados en observaciones geológicas. Fuente: Hoek-brown et al, 2002.

Con el factor de seguridad se trata de cubrir las incertidumbres respecto a la resistencia del macizo rocoso, y cuando se aplica el criterio de rotura de Hoek - Brown, las incertidumbres provienen principalmente de errores producidos durante la caracterización geomecánica, o sea del GSI, y no tanto en la resistencia a compresión simple ni en el parámetro m_i .

Las últimas publicaciones a cerca de este tema (Bieniawski, 2012) ponen en entredicho la utilización de este parámetro frente al utilizado inicialmente, el RMR.

5.3. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS Y RESULTADOS

Se procede a explicar el procedimiento del análisis realizado para el estudio de la estabilidad de ambos márgenes del río con la solución adoptada. Este análisis se va a explicar de forma breve y clara, pues como ya se ha comentado anteriormente, esta es una comprobación adicional, para avalar la viabilidad de la solución adoptada.

1. Se ha introducido el perfil correspondiente a la zona de estudio, con los distintos materiales y sus características, a partir de la información ya comentada en el anejo 6. Modelos de suelos para el diseño geotécnico.
2. Se han elegido los criterios de rotura, para los estratos de margas alteradas, se ha adoptado un criterio de Mohr-Coulomb, pues por estar alterado se puede considerar que se comporta como un suelo. Mientras que para los estratos de calizas o margocalizas, se adopta el criterio de Hoek-Brown propio de macizos rocosos.
3. El factor de seguridad se obtiene a partir de los métodos de rebanadas que siguen los criterios de Bishop y Janbu. Esto se puede ver a continuación, donde también se muestran el número de iteraciones que realiza la aplicación.

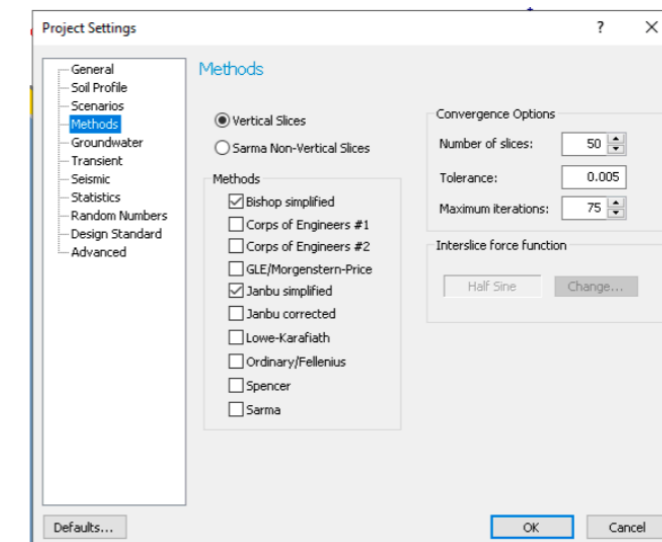


Figura 49. Elección de los métodos de rebanadas que se usan. Fuente: Slide2.

1. La estabilidad total se consigue evaluando cada situación dos veces. Pues este software, evalúa de izquierda a derecha o viceversa, proporcionando en cada caso el coeficiente pésimo. Por lo que para el estudio del margen izquierdo, se analiza de izquierda a derecha, y para el margen derecha, de derecha izquierda. En la siguiente figura se observa lo que se ha explicado.

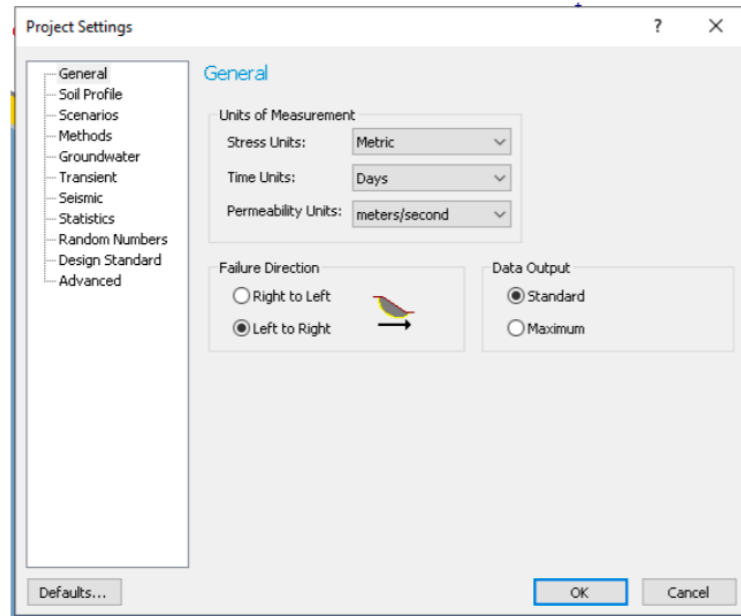


Figura 50. Configuración del estudio. Fuente: Slide2.

Una vez realizados los pasos anteriores se procede a ejecutar el programa, obteniendo los siguientes resultados, es importante mencionar que los análisis se han realizado desde aguas debajo de la pasarela, mirando hacia aguas arriba:

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE AMBOS MÁRGENES DEL BARRANCO SOLO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA

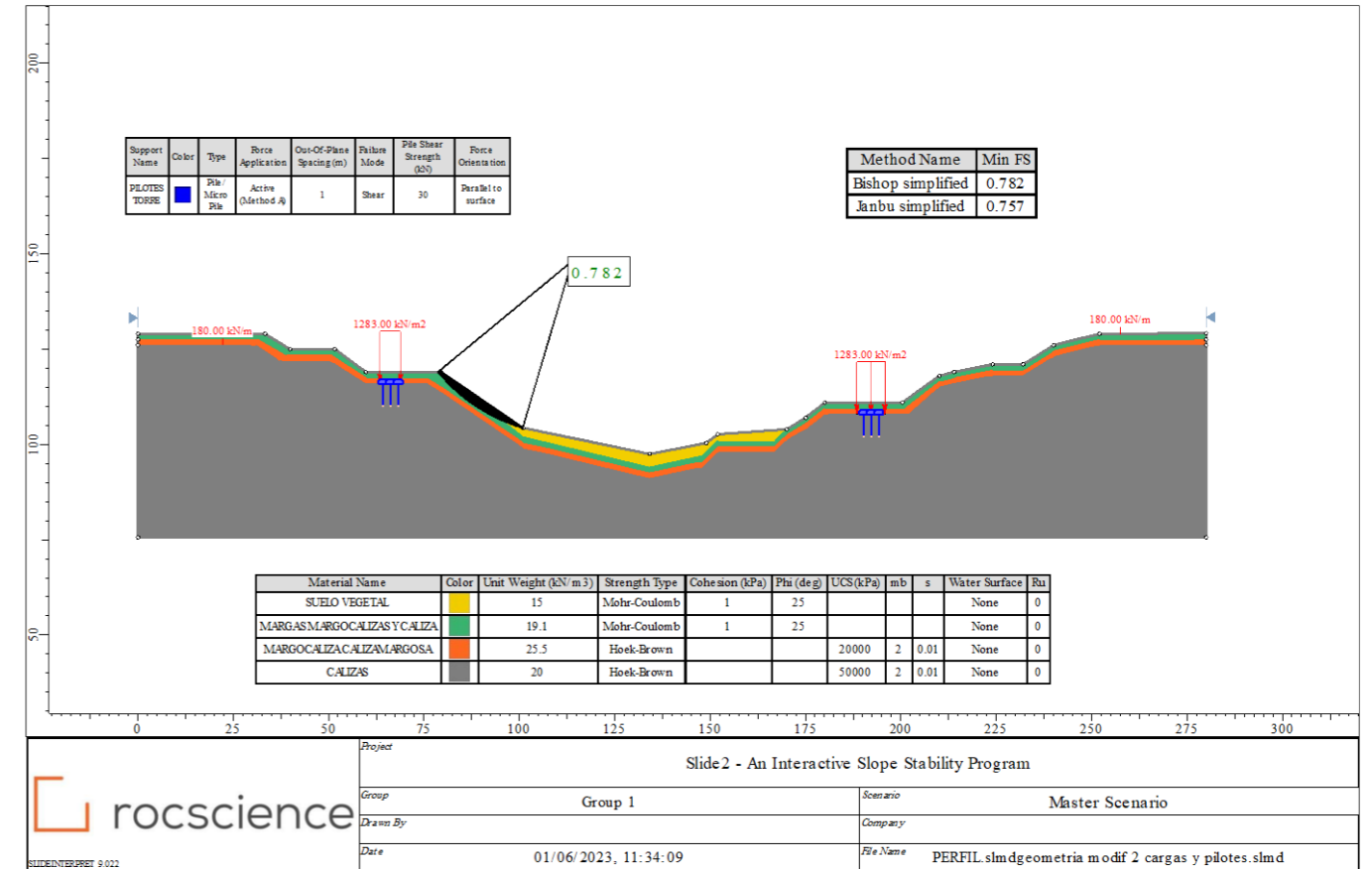


Figura 51. Resultado del análisis en el margen izquierdo del barranco. Fuente: Slide2.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE AMBOS MÁRGENES DEL BARRANCO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA CON ANCLAJES Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

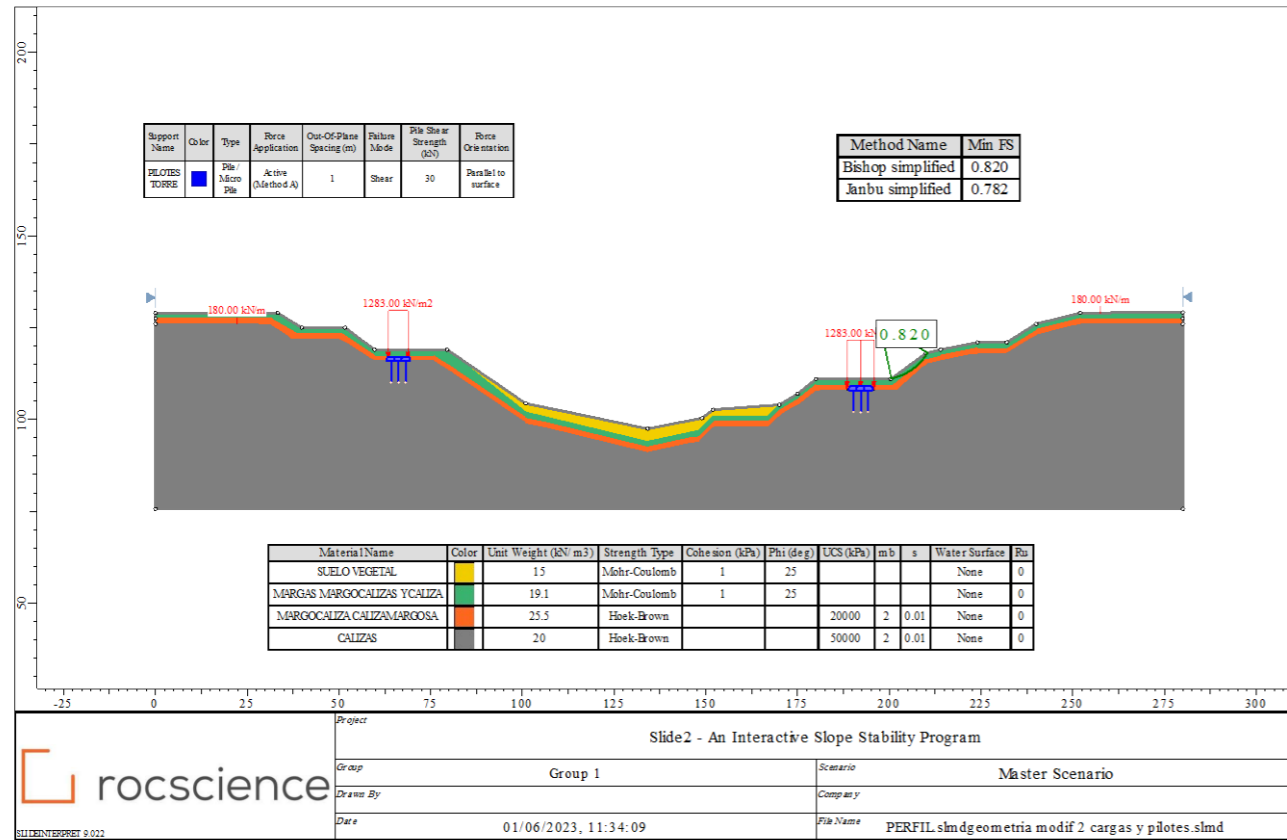


Figura 52. Resultado del análisis en el margen derecho del barranco. Fuente: Slide2.

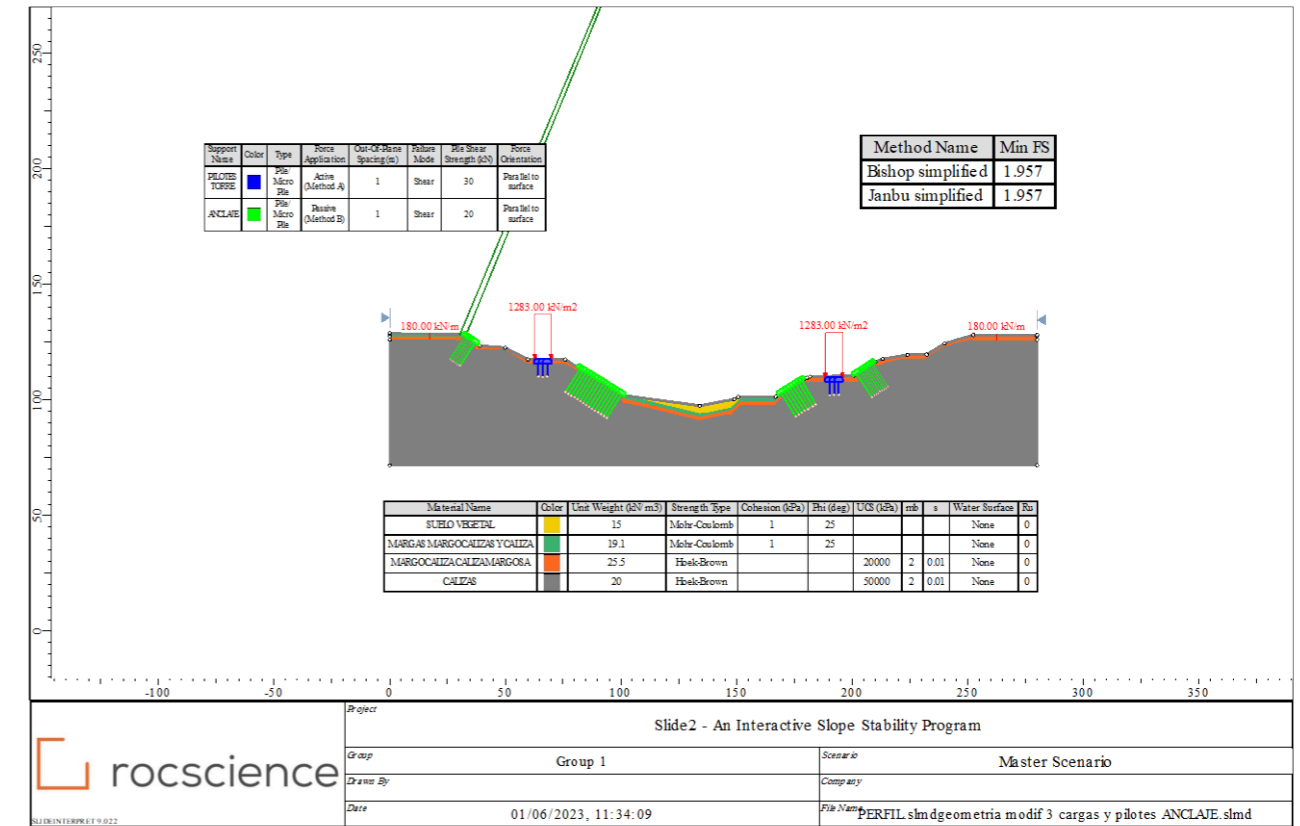


Figura 53. Resultado del análisis en el margen izquierdo con la solución con anclajes y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.

Ante los resultados obtenidos (Figura 51, Figura 52) se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- La solución implantada provoca la inestabilidad del barranco en ambos márgenes, quedando el coeficiente de seguridad muy por debajo del mínimo que recomienda el *Manual de taludes del IGME*, que es 1,5.
- Las partes más vulnerables a sufrir una inestabilidad son las zonas más cercanas a las cimentaciones de las torres.
- Las zonas donde se ubican los estribos parecen ser estables a priori.
- El círculo de rotura, indica que la inestabilidad se va a producir en la parte del material de menor resistencia, es decir en la parte de las margocalizas margas y calizas.
- Es necesario llevar a cabo alguna medida de estabilización de taludes. Se van a analizar dos medidas, la primera de ellas consiste en una modificación de la geometría del cauce del barranco con la utilización de anclajes. En la segunda solamente se lleva a cabo un movimiento de tierras. Según los resultados obtenidos se elegirá y justificará la más adecuada, quedando descartado la opción de no realizar ninguna tarea de estabilización de taludes.

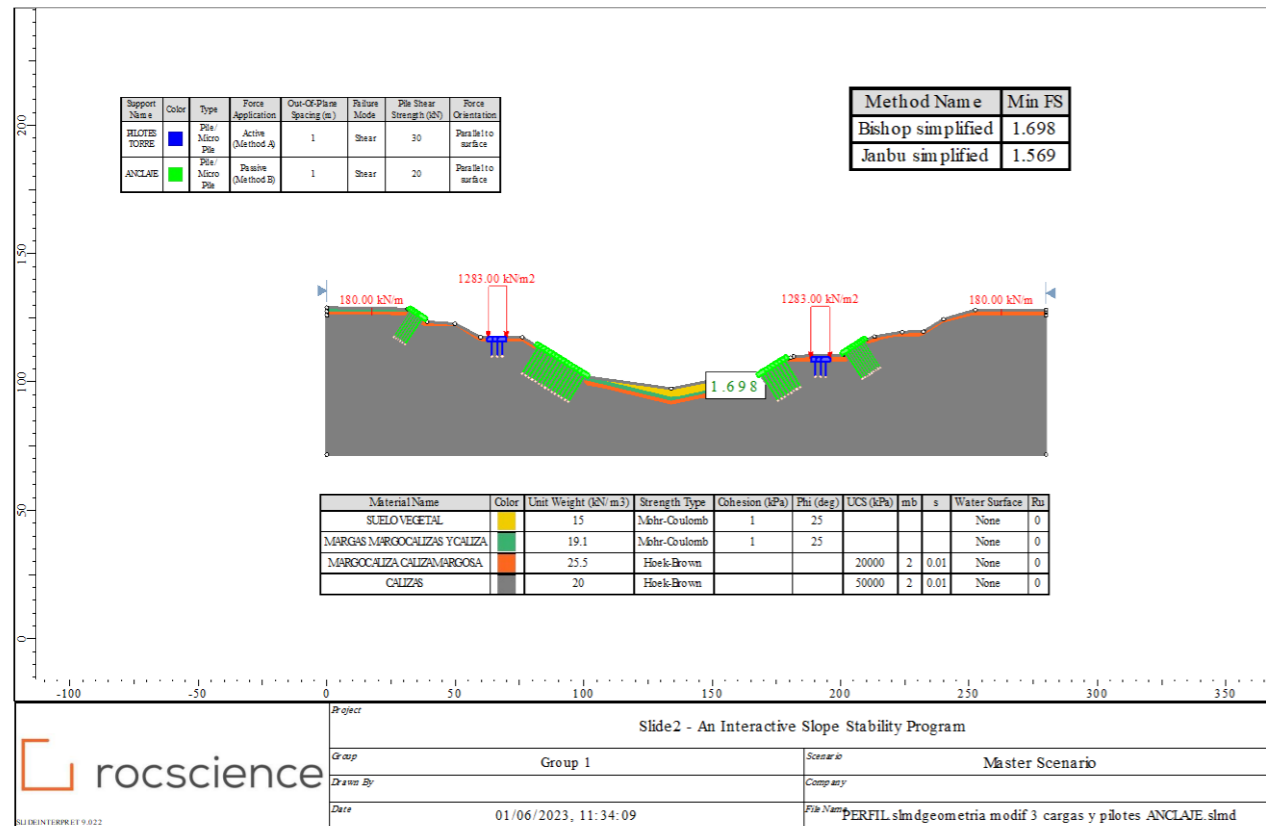


Figura 54. Resultado del análisis en el margen derecho con la solución con anclajes y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE AMBOS MÁRGENES DEL BARRANCO CON LA SOLUCIÓN ADOPTADA Y SOLO CON MOVIMIENTO DE TIERRAS.

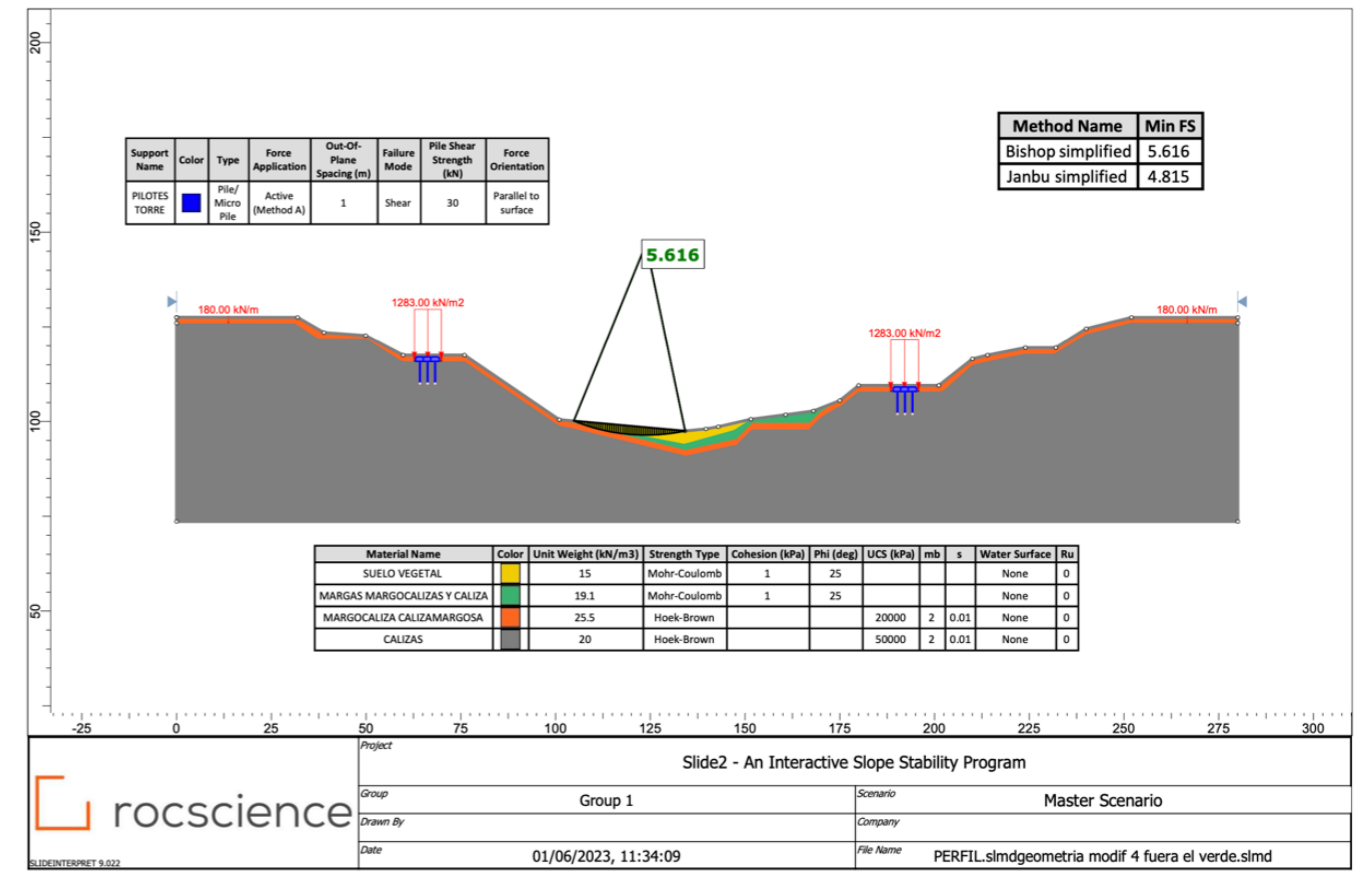


Figura 55. Resultado del análisis en el margen izquierdo con la solución y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.

Los resultados que se obtiene (Figura 53, Figura 54) con esta solución proporcionan las siguientes conclusiones:

- El coeficiente de seguridad que se obtiene es mayor del mínimo requerido por el *Manual de taludes del IGME* de 1,5. Siendo en el análisis del margen izquierdo de 1,95 y en el margen derecho de 1,56.
- Se consigue en ambos casos con la ejecución de anclajes en la parte superior e inferior de donde se ubican las cimentaciones de las retenidas y de las torres. Los anclajes se colocan en primer lugar donde en se producía la rotura en el análisis anterior, una vez ubicados en esas zonas, aparecían nuevas inestabilidades, por lo que se modifica la geometría eliminando una mayor cantidad de terreno de margas margocalizas y caliza y ubicando anclajes en esas zonas.
- Esta solución a nivel funcional es correcta

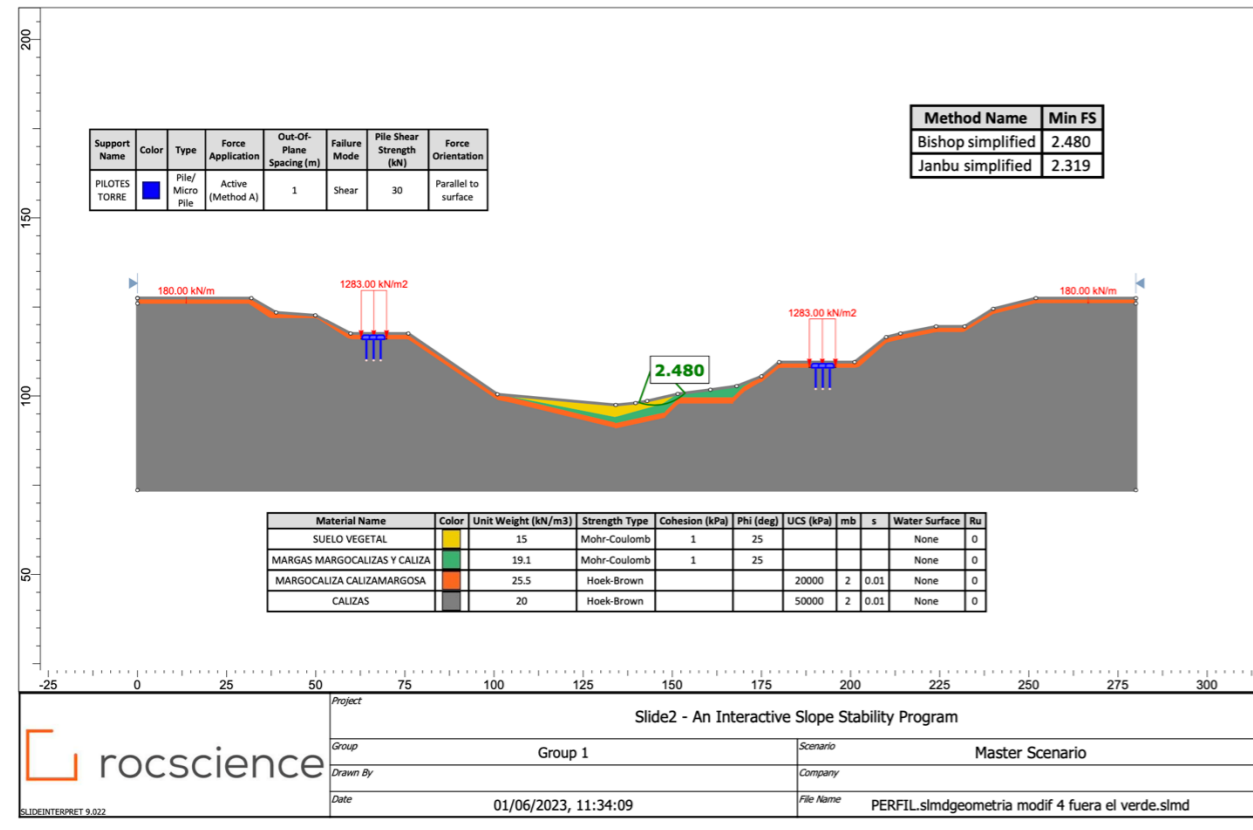


Figura 56. Resultado del análisis en el margen derecho con la solución y movimiento de tierras. Fuente: Slide2.

5.4. MEDIDA DE ESTABILIZACIÓN ADOPATADA

Ante los resultados obtenidos en el apartado anterior, se procede a escoger de forma justificada la solución a emplear para la estabilización de los márgenes del barranco, ya que también se ha comprobado también en dicho apartado que es necesario llevar a cabo medidas de estabilización de los taludes.

Por lo tanto, la solución que se propone es la siguiente: REALIZACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS MÁRGENES DEL BARRANCO MEDIANTE LA MODIFICACIÓN DE LA GEMOMETRÍA DEL CAUCE DEL BARRANCO.

Se ha decidido adoptar esta alternativa por las siguientes razones:

- Los coeficientes de seguridad obtenidos en ambos márgenes son mayores de 1,5. Esto indica que la zona con esta medida ya es estable.
- A nivel funcional es óptima, siendo los coeficientes de seguridad mayores que en el caso de los anclajes, por lo que con esta solución los resultados en cuanto a la estabilidad global son mejores.
- A nivel económico, es más viable que la solución estudiada con la disposición de anclajes. Pues va a resultar más económico realizar una modificación de la geometría que el proceso de la implantación de los anclajes. Además, todo el movimiento de tierras a realizar se podría almacenar en acopios para posteriormente reutilizarlo para la restauración del paisaje.
- El impacto visual de llevar a cabo esta medida es menor que en el caso de los anclajes, ya que la ejecución de estos puede quedar luego vista para los usuarios, alterando así el entorno y yendo en contra de uno de los objetivos que se persiguen en este TFM, que es que una vez implantada la solución que el medio sufra la menor afección posible.

Ante los resultados obtenidos (Figura 55, Figura 56) se llegan a las conclusiones que se mencionan a continuación:

- El coeficiente de seguridad que se obtiene es mayor del mínimo requerido por el *Manual de taludes del IGME* de 1,5. Siendo en el análisis del margen izquierdo de 4,81 y en el margen derecho de 2,31.
- Se consigue en ambos casos solamente con una modificación de la geometría del barranco una estabilidad global óptima. El movimiento de tierras consiste en eliminar completamente el nivel de margas, margocalizas y caliza de las zonas donde se obtienen coeficientes de seguridad menores de 1,5, o visto de otra manera, eliminando este material donde en la solución con anclajes se ubicaban estos. Con ello se consigue una buena estabilidad, ya que al ser este el material más propenso a sufrir inestabilidades, si se elimina de las zonas donde van a existir cargas importantes se elimina el riesgo de inestabilidad.
- Esta solución a nivel funcional es correcta.

6. MOVIMIENTO DE TIERRAS A REALIZAR

6.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se va a proceder a explicar el movimiento de tierras que se debe de realizar para llevar a cabo las cimentaciones de torres y retenidas, así como los movimientos de tierra correspondientes a los estribos de la pasarela.

Hay que aclarar, que este apartado es un complemento, necesario, por la tipología del TFM, pero no se debe de olvidar que el objetivo principal del trabajo consiste en el diseño de cimentaciones y estivos para la pasarela atirantada situada en el Barranco de Santa Ana. Por lo tanto, el nivel de detalle que se va a alcanzar en este apartado no va a ser tan elevado como el que se ha alcanzado en el *apartado 3. Planteamiento de soluciones.*

6.2. PROCESO PROPUESTO PARA EL MOVIMIENTO DE TIERRAS

A continuación, se va a proceder a la explicación del movimiento de tierras a realizar sobre el emplazamiento. Como se ha podido observar a lo largo del presente trabajo, se van a realizar dos cimentaciones profundas, donde se situarán las torres con sus respectivas retenidas y dos cimentaciones directas donde irán los estribos de la pasarela atirantada.

Se muestra a continuación, a modo aclarativo la situación inicial del emplazamiento y marcado en rojo las zonas de excavación para los encepados de pilotes y marcado en azul las zonas destinadas para la excavación de los estribos.

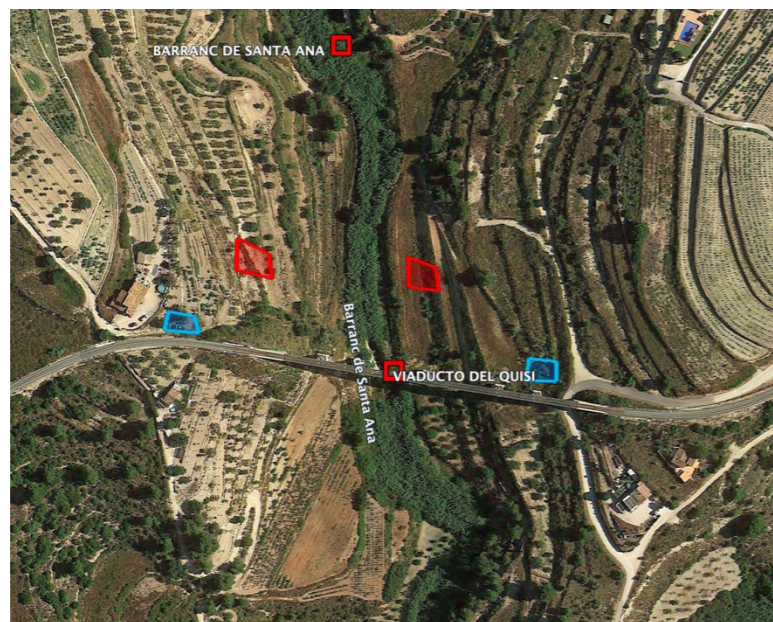


Figura 57. Zonas de excavación. Fuente: Elaboración propia.

A pesar de ser esas zonas únicamente, cuando se va a llevar una obra de estas envergaduras, es necesario realizar un movimiento de tierras importante, sobre todo al principio, con la finalidad de facilitar los trabajos a realizar durante la fase constructiva.

6.2.1. PRIMERA FASE:

Por lo tanto, la primera tarea a realizar dentro de este proceso es el desbroce, el cual consiste en eliminar la cubierta vegetal de la zona de actuación, así aflorará el terreno natural, sin obstáculos, malezas, árboles o basura. Esto se realizará antes de los trabajos iniciales, pues no debe interferir en estos. Para ello se podrá utilizar una retroexcavadora.

El área donde se realizará esta primera tarea ocupa una superficie de 9000 m^2 y es la que se muestra en la siguiente figura.

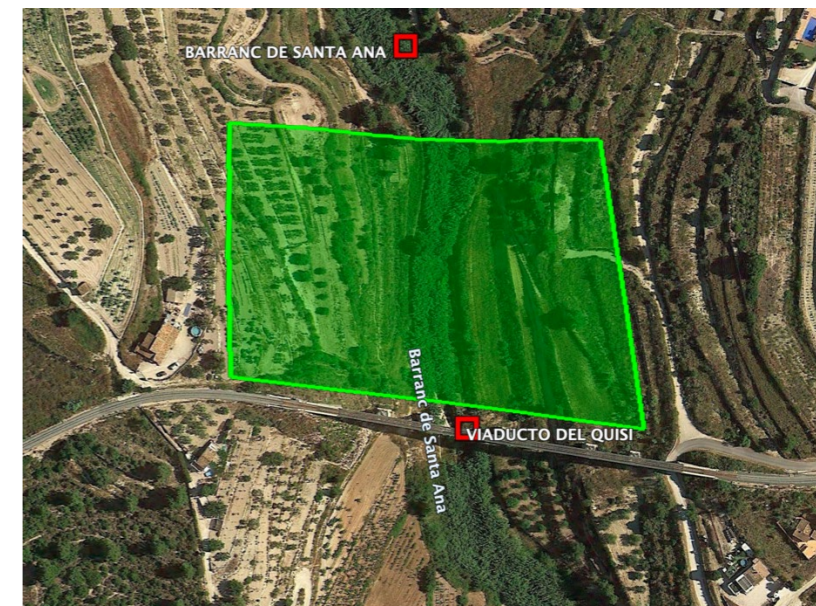


Figura 58. Zona a desbrozar. Fuente: Elaboración propia.

El volumen de material a excavar en esta primera fase es el siguiente:

- Ancho=30 m
- Largo=300 m
- Perímetro de: $300+300+30+30=660 \text{ m}$
- Superficie a restaurar: $300 \times 30 = 9000 \text{ m}^2$
- Volumen a excavar: $9000 \times 2,6 = 23400 \text{ m}^3$

Una vez se retire la cubierta vegetal la cual tiene un espesor aproximado de 2,6 metros y la zona quede apta para el inicio de los trabajos, se procederá a la segunda fase.

6.2.2. SEGUNDA FASE

En esta segunda fase donde ya se ha “limpiado” la zona de actuación se procede a centrarse en las zonas que se han visto anteriormente (Figura 57) para proceder a su excavación. Hay que destacar que estas zonas serán de dimensiones mayores que los elementos que ahí se van a cimentar, pues hay que dejar ciertos márgenes para la realización de operaciones y para que las tareas de ejecución como por ejemplo la rotación de los pilotes sea más sencilla.

En primer lugar, de los resultados obtenidos en el apartado 5. *Estudio de la estabilización del emplazamiento con la solución adoptada* del presente anejo, se concluye que es necesaria la eliminación de los dos primeros niveles definidos en el apartado 5. *Parametrización del terreno del anejo* 6. *Modelos de suelos para el diseño geotécnico*. Para conseguir una estabilidad óptima con la estructura ya terminada. Por lo tanto, por comodidad y por ir acopiando el material de la excavación para su posterior uso en la restauración del paisaje se realiza ya esta excavación del nivel 2.

El nivel 1 correspondiente al suelo vegetal se ha eliminado en la primera fase explicada en el apartado 6.2.1. *Primera fase*. En cuanto al nivel 2, el cual tiene una potencia de 1,25 metros con alternancias de margas, margocalizas y calizas, siendo el espesor de las calizas de unos 40 centímetros. Pero las margas en un estado muy alterado, con una resistencia a compresión simple máxima de 750 kN, por lo que se podrá utilizar una retroexcavadora, si con esta no se obtuvieran los rendimientos esperados, se debería de cambiar por un ripper.

El volumen a excavar en este caso es el siguiente, la superficie coincide con la vista en el apartado anterior (Figura 58):

- Ancho=30 m
- Largo=300 m
- Perímetro de: $300+300+30+30=660$ m
- Superficie a restaurar: $300 \times 30 = 9000$ m²
- Volumen a excavar: $9000 \times 1,25 = 11250$ m³

6.2.3. TERCERA FASE

Una vez terminada la segunda fase, se procede ya a realizar la excavación de los elementos diseñados. Para cada cimentación destinada a las torres y retenidas se tienen las siguientes dimensiones, hay que destacar que, al tratarse de dos encepados con pilotes idénticos, la excavación a realizar será la misma.

El terreno que se encuentra en esta fase es terreno con una resistencia a compresión simple importante, siendo de 20 MPa en el nivel 3, donde se tiene un estrato compuesto principalmente de margocaliza y calizamargosa. Su espesor es de 1,4 metros. Por lo tanto, será necesario realizar la excavación con ripper.

Una vez caracterizado la siguiente capa de material a excavar se procede a obtener el volumen de material a excavar. Hay que mencionar que como los dos elementos destinados al apoyo de las torres y retenidas tienen las mismas dimensiones, el volumen a excavar en cada zona será el mismo. Se aplica el mismo razonamiento para los estribos.

Zona roja:

- Ancho: 12 metros, se debe recordar la limitación en esta dirección, por lo que en esta propuesta se plantea no sobrepasar dicha limitación, ya que si se supera, el grado de complejidad de la excavación aumentaría, ya que sería necesario disponer elementos de contención.
- Largo: 25 metros.
- Perímetro excavación: $12+12+25+25= 74$ metros
- Área: $12 \times 25 = 300$ m²
- Volumen de una cimentación = $300 \times 1,4 = 420$ m³
- Volumen total cimentaciones = $420 \times 2 = 840$ m³

Zona azul

- Ancho: 12 metros.
- Largo: 7 metros.
- Perímetro excavación: $12+12+7+7= 38$ metros
- Área: $12 \times 7 = 84$ m²
- Volumen de un estribo = $84 \times 1,4 = 117,6$ m³
- Volumen total en estribos = $117,6 \times 2 = 235,2$ m³

Una vez realizada la excavación de la fase 3, se procede a acopiar el material, para su posterior uso en la restauración del paisaje.

6.2.4. CUARTA FASE

Esta fase, es a nivel constructivo la más compleja, pues se llega a la caliza sana, la cual presenta una resistencia a compresión de 50 MPa.

Para su excavación se utilizará Ripper, si este no fuere útil, se requeriría el uso de voladura controlada para que fracturara las calizas y volver a utilizar el Ripper, aunque es cierto, que solamente se va a excavar 0,5 metros en las zonas de los estribos y 1 metro en las conas de las cimentaciones, el uso de la voladura podría deteriorar la roca que está mayor profundidad.

Se muestra a continuación el volumen de material a excavar:

Zona roja:

- Ancho: 12 metros, se debe recordar la limitación en esta dirección, por lo que en esta propuesta se plantea no sobrepasar dicha limitación, ya que, si se supera, el grado de complejidad de la excavación aumentaría, ya que sería necesario disponer elementos de contención.
- Largo: 25 metros.
- Perímetro excavación: $12+12+25+25= 74$ metros
- Área: $12 \times 25 = 300$ m²
- Volumen de una cimentación = $300 \times 1 = 300$ m³
- Volumen total cimentaciones = $300 \times 2 = 600$ m³



Zona azul

- Ancho: 12 metros.
- Largo: 7 metros.
- Perímetro excavación: $12+12+7+7= 38$ metros
- Área: $12 \times 7 = 84 \text{ m}^2$
- Volumen de un estribo = $84 \times 0,5 = 42 \text{ m}^3$
- Volumen total en estribos = $42 \times 2 = 84 \text{ m}^3$

Una vez realizada la excavación de la fase 4, se procede a acopiar el material, para su posteriori uso en la restauración del paisaje.

6.2.5. QUINTA FASE

Una vez se ha realizado la excavación, se procede en la zona de los estribos a enrasar la superficie mediante Ripper, para posteriormente, verte una capa de hormigón de limpieza de 10 centímetros de espesor y proceder a la ejecución de los estribos.

Para las cimentaciones, se realiza también un enrase de la excavación realizada y a empotrar los pilotes una longitud de 6 metros en este estrato de calizas mediante rotación. Se propone para realizar el empotramiento en los pilotes, con las recomendaciones que aparecen en la GCOC.

Se recomienda un pilote perforado a rotación y hormigonado "in situ", en los que debido a las características del terreno, no precisa el sostenimiento de las paredes. Es un pilote rápido de ejecutar y económico, idóneo cuando el terreno es estable durante la perforación. Los diámetros habituales oscilan entre 450 y 1500 mm, con profundidades de hasta 40 m. El tipo de terreno decide la forma de excavación. En el caso de terrenos más duros deberíamos incluir en la barrena de dientes puntas de widia, esto para los estratos más superficiales y de roca blanda, pero al llegar al estrato de caliza, se recomienda emplear broca de diamante. Una vez alcanza la profundidad objetivo se efectúa la limpieza del fondo de la excavación mediante el uso de un cazo ("bucket"). Puesto que el diseño que se ha realizado suponía que el fondo estaba limpio, con $r=1$.

Posteriormente, al limpiado del fondo se procede a introducir la armadura de acero con la ayuda de un equipo auxiliar (grúa). Para garantizar el recubrimiento mínimo necesario de la misma, se levanta 20 cm sobre el fondo de la excavación y se colocan separadores para su correcto centrado.

Después de colocar la armadura se comienza con el hormigonado, esto se considera una buena práctica, pues también se podría verter el hormigón y posteriormente introducir la armadura, pero no se asegura que la armadura se coloque de forma adecuada.

Se utiliza un tubo "Tremie" para verter el hormigón en la perforación, de forma que se eviten segregaciones y exudaciones. Este tubo se introduce por dentro de la armadura hasta alcanzar el fondo de la perforación. A continuación, se comienza a bombear el hormigón que debe ser homogéneo y de consistencia fluida, con conos de Abrams de 15-16 cm, recomendando dosificaciones de hormigón de 350 kg de cemento por m^3 de hormigón y la utilización de áridos no superiores a 20 mm.

Conforme avanza la fase de hormigonado se va subiendo simultáneamente el tubo Tremie, pero teniendo la precaución de mantenerlo siempre unos dos metros introducidos en el hormigón fresco. Cuando el

hormigón alcanza la cota de la rasante del terreno se concluye con el hormigonado. Por último, se procede al descabezado de los pilotes.

Este procedimiento, resulta idóneo para la situación en la que se está trabajando, pues se tienen las siguientes características:

- Pilotes de 1 metro de diámetro. Se encuentra entre [450,1500] milímetros.
- Longitud de pilote de 6 metros. Es menor de 40 metros.
- Terreno rocoso.

6.2.6. SEXTA FASE

Esta es la última fase a realizar en el movimiento de tierras. Además, se realizará cuando se hayan ejecutado las cimentaciones y los estribos.

El objetivo de esta fase será recuperar del acopio correspondiente el material extraído en la fase 4 y repartirlo en las zonas sobrantes de la cimentación, pues se debe de recordar que se ha realizado una excavación mayor a la del elemento a ejecutar por comodidad.

Una vez se realice esto, se procederá a ir vertiendo el material de forma que los encepados queden ocultos al menos 1 metro y los estribos al menos 0,5 metros.

Por último, este movimiento de tierras tiene también como objetivo restaurar el paisaje, es decir conseguir reproducir lo mejor posible la morfología que se tenía antes de la excavación, pero esto ya se analiza en el *Anejo 8. Medio ambiente y sostenibilidad*.

7. CIMENTACIONES Y ESTRIBOS EN EL EMPLAZAMIENTO

7.1. INTRODUCCIÓN

La finalidad de este último apartado de este anejo es mostrar de forma detallada donde se ubicarán las cimentaciones y estribos una vez realizada la fase de excavación, referido todo esto a la profundidad, dentro de las zonas marcadas para cada elemento, tal y como se ha podido observar en el apartado 6.2. *Proceso propuesto para el movimiento de tierras.*

7.2. CIMENTACIONES

Como se ha analizado en el apartado 6. Movimiento de tierras a realizar, se puede definir la profundidad de cada encepado.

Cada encepado, tiene un canto de 3 metros, ambos apoyan 1 metro por debajo del nivel de calizas, quedando los pilotes a una profundidad de 7 metros respecto al inicio del nivel de calizas.

Una vez se construya, se procederá a verter el material de caliza en los laterales, quedando el encepado confinado entre caliza. Con esta operación solo quedarán 2 metros del canto del encepado visto.

Posteriormente, se procede a verter el material del nivel 3, el cual tiene un espesor de 1,4 metros, este material sigue siendo bastante competente, se trata de margocalizas y calizas margosas. Al finalizar este proceso quedarían 0,6 metros vistos del canto del encepado.

Ante esta situación y frente al material sobrante que se tendrá, ya que hay que recordar que el volumen de material extraído es mayor que el que se va a verter, se propone utilizar el material sobrante de calizas y margocalizas y caliza margosa, correspondiente a los niveles 4 y 3 respectivamente, para dejar oculto el encepado y ya proceder al vertido de los otros dos niveles.

7.3. ESTRIBOS

Se procede a realizar con los estribos lo que se ha realizado en el apartado anterior para las cimentaciones.

Para el caso de los estribos, estos se empotran a una profundidad del nivel de calizas de 0,5 metros. Posteriormente se procede al relleno de las oquedades dejadas en el hueco de la excavación, quedando confinado aproximadamente dos tercios del canto de la losa del estribo.

El procedimiento que se recomienda seguir a continuación es similar al que se ha comentado en el caso de las cimentaciones de las torres, si es necesario hacer mezcla de los niveles 3 y 4 para luego proceder al vertido del material de nivel 1 y 2 que sea necesario.

7.4. SOLUCIÓN PROPUESTA

A continuación, se van a poder observar dos figuras donde se muestran las secciones de excavación realizadas con el elemento. También se muestran aquellas medidas más significativas, con el objetivo de aclarar la explicación que se ha desarrollado en este apartado y a lo largo de este anejo.

Si se desea apreciar un mayor grado de detalle de las soluciones, ver el anejo dedicado a los planos.

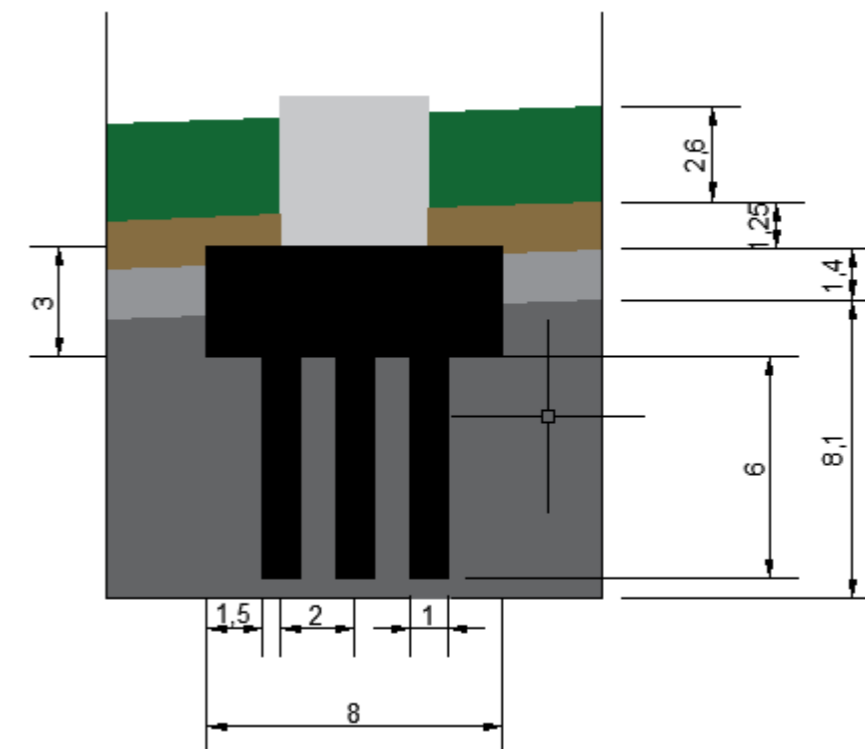


Figura 59. Diseño de la cimentación (encepado de pilotes) en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.

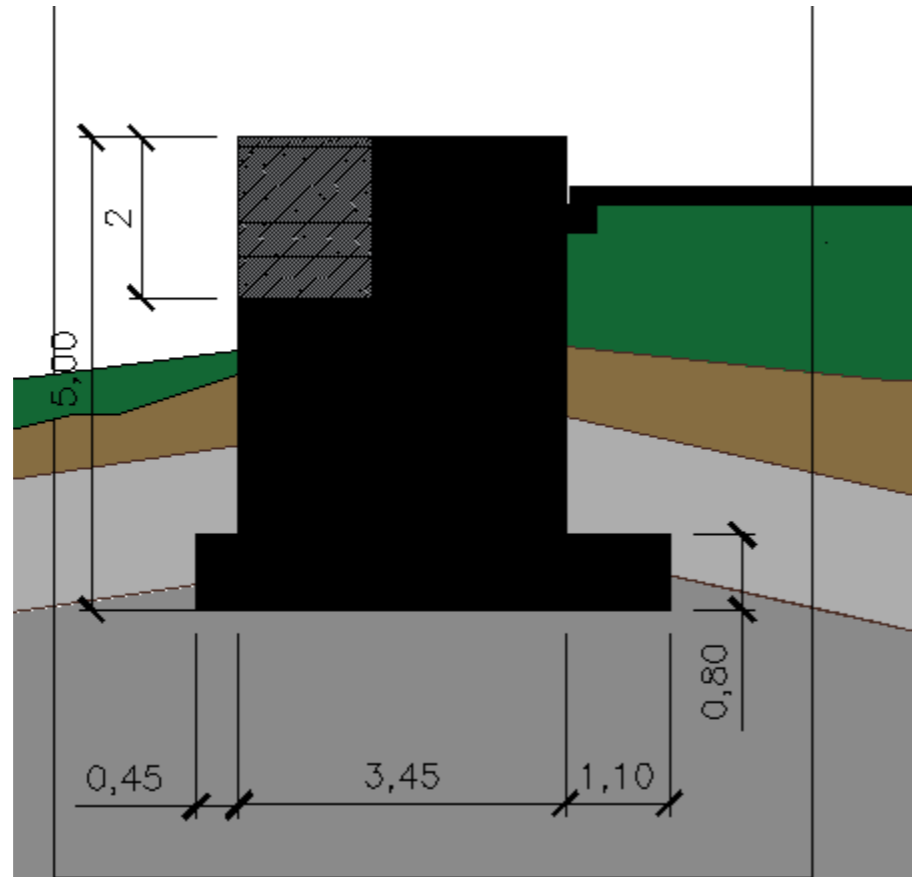
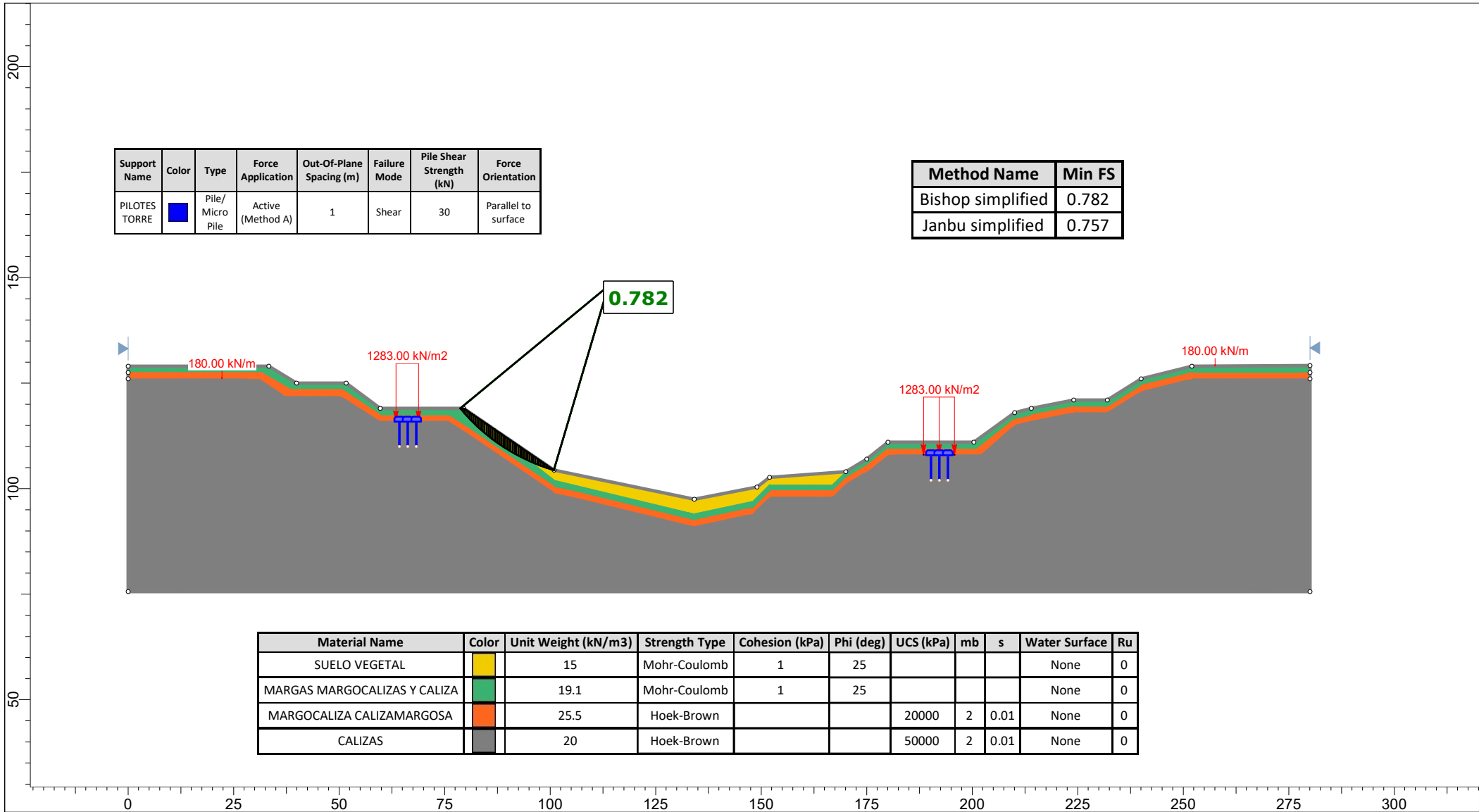



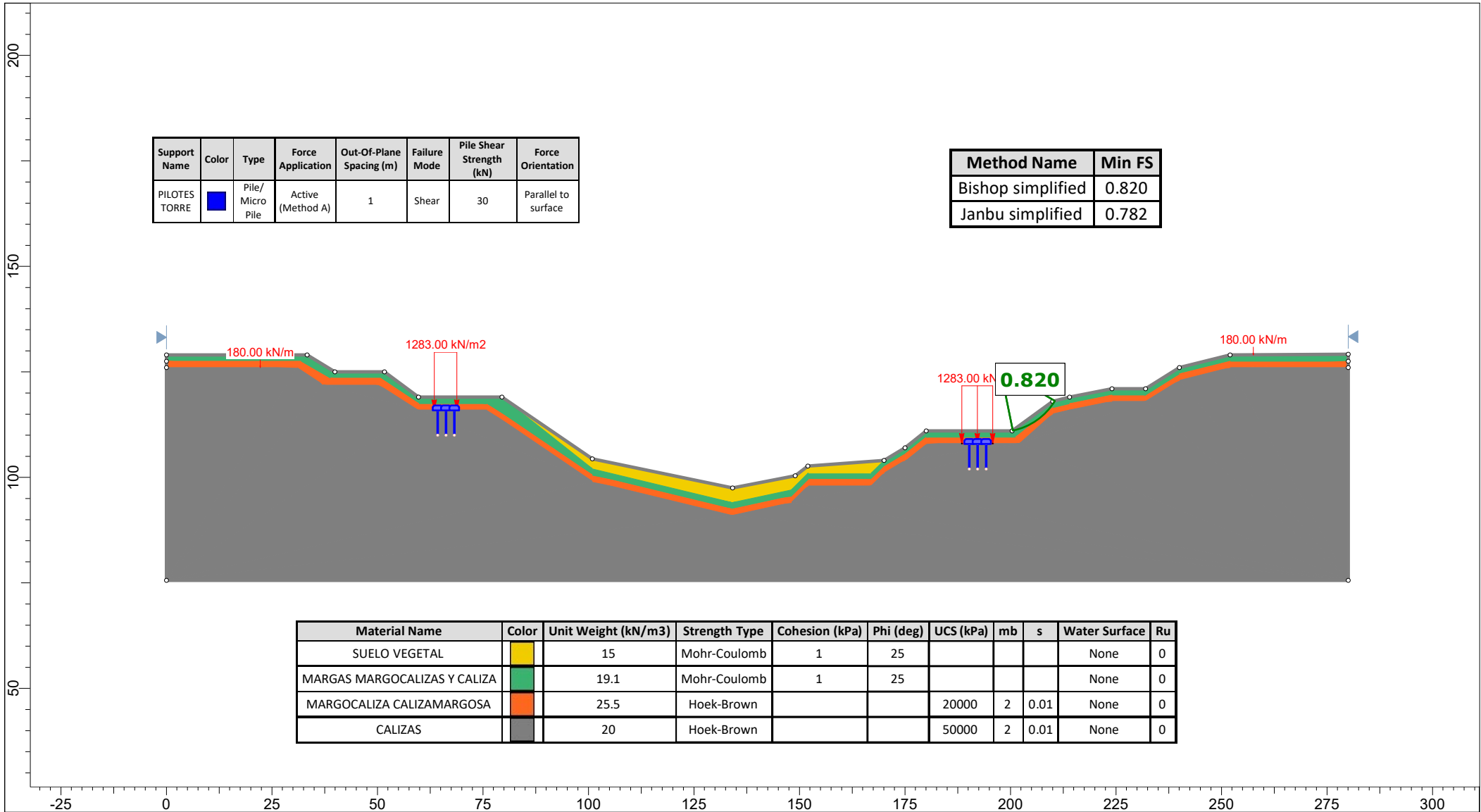
Figura 60. Diseño del estribo en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.




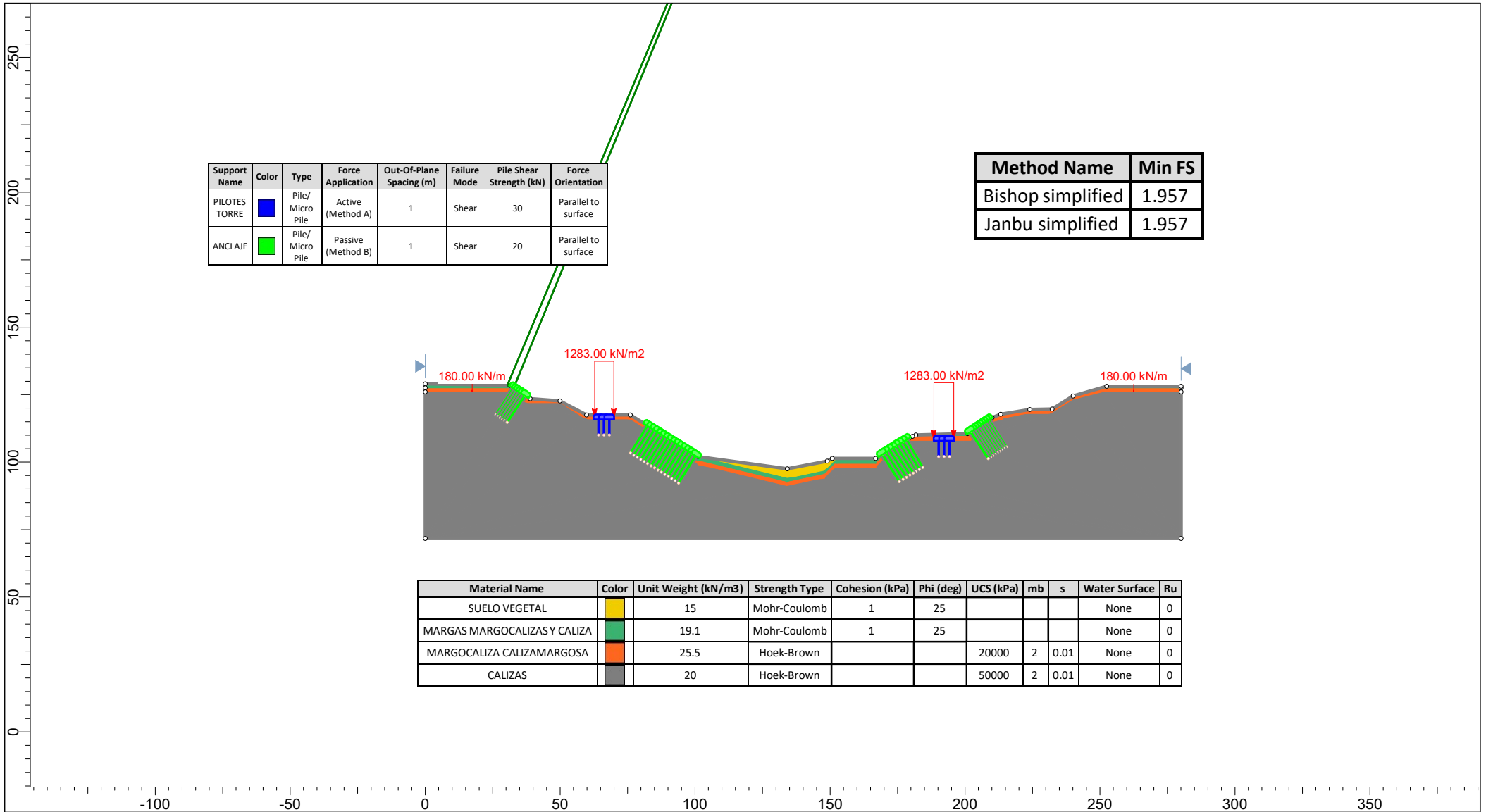
**APÉNDICE: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE
LA ZONA CON LA SOLUCIÓN (SLIDE2)**



	Project		Slide2 - An Interactive Slope Stability Program	
	Group		Group 1	Scenario
	Drawn By			Master Scenario
	Date		01/06/2023, 11:34:09	Company
			File Name	PERFIL.slmdgeometria modif 2 cargas y pilotes.slmd

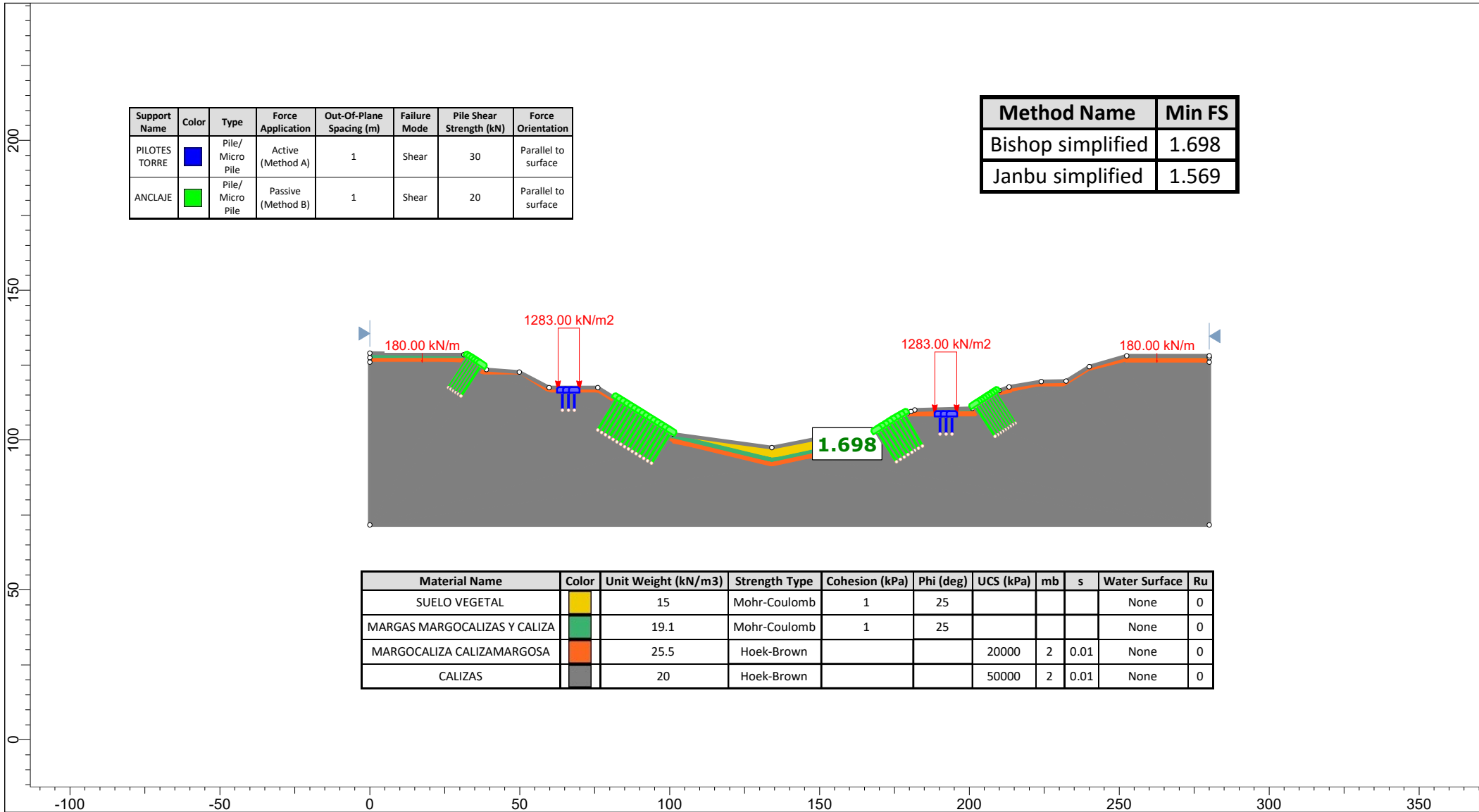



	Project		Slide2 - An Interactive Slope Stability Program	
	Group		Group 1	Scenario
	Master Scenario		Company	
	Date		01/06/2023, 11:34:09	File Name

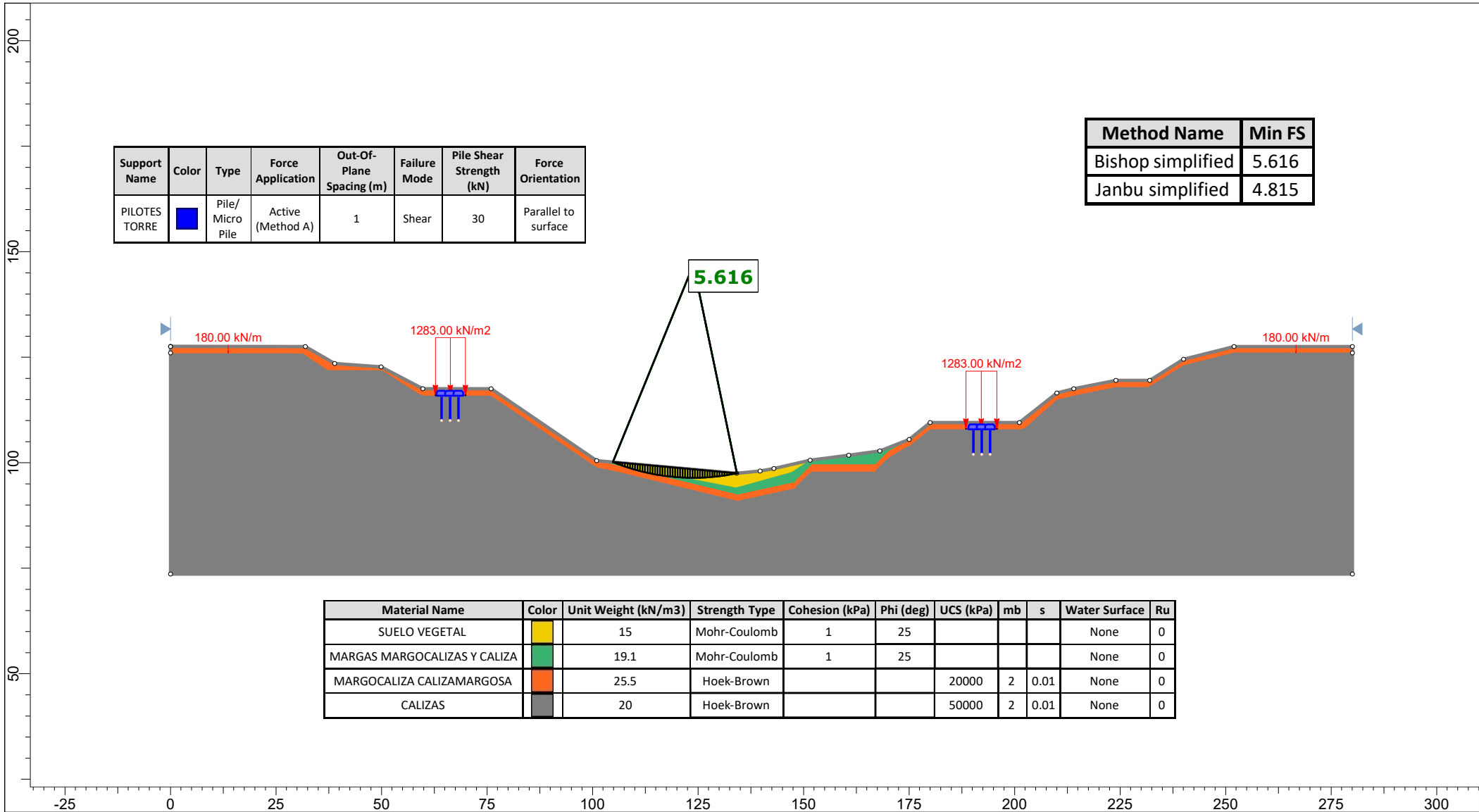


Method Name	Min FS
Bishop simplified	1.957
Janbu simplified	1.957

	Project		Slide2 - An Interactive Slope Stability Program	
	Group		Group 1	
	Scenario		Master Scenario	
	Company			
Date		01/06/2023, 11:34:09		
File Name		PERFIL.slmgeometria modif 3 cargas y pilotes ANCLAJE.slm		



	Project		Slide2 - An Interactive Slope Stability Program			
	Group		Group 1	Scenario	Master Scenario	
	Drawn By			Company		
	Date		01/06/2023, 11:34:09	File Name		PERFIL.slmgeometria modif 3 cargas y pilotes ANCLAJE.slm

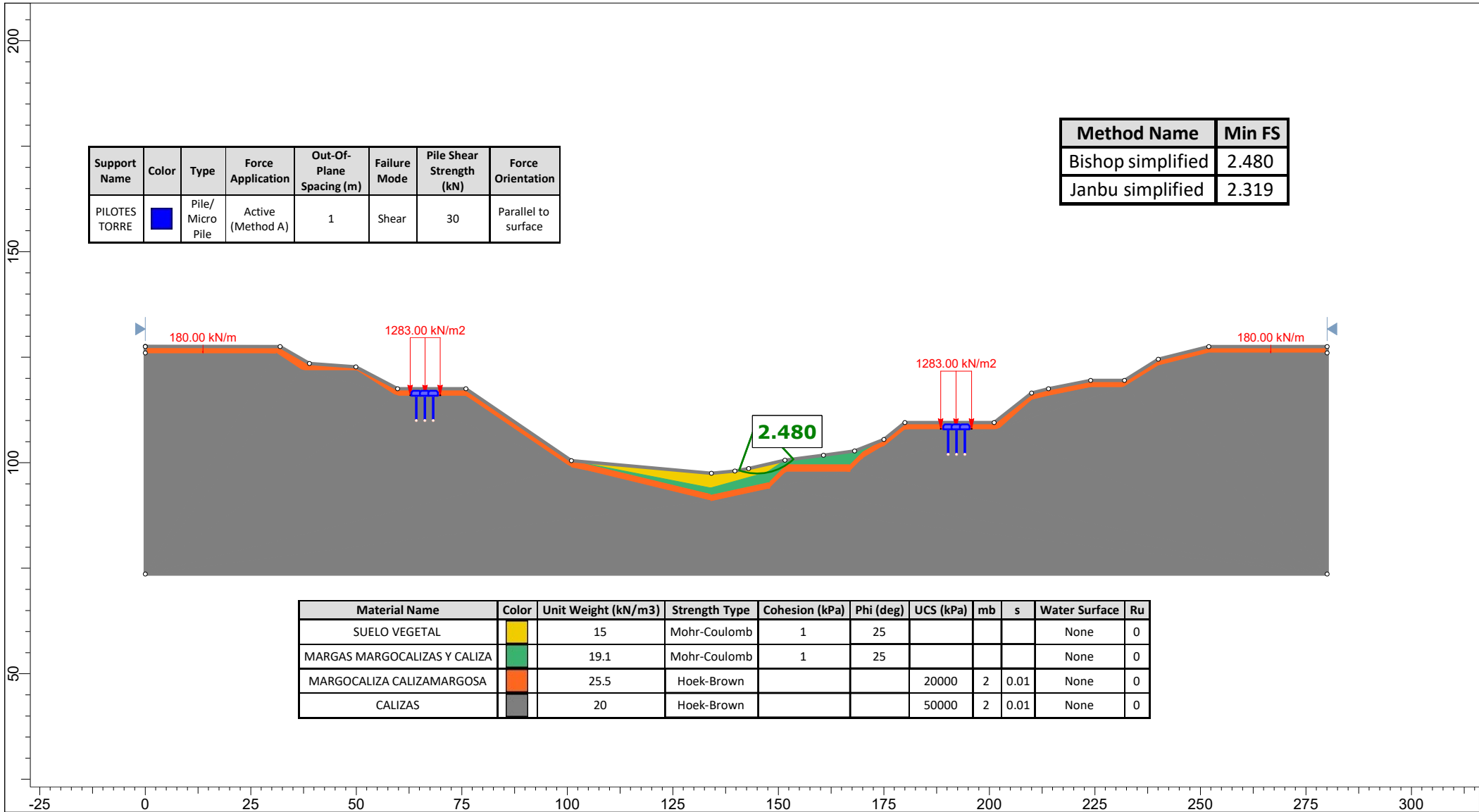


Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Failure Mode	Pile Shear Strength (kN)	Force Orientation
PILOTES TORRE	Blue	Pile/Micro Pile	Active (Method A)	1	Shear	30	Parallel to surface

Method Name	Min FS
Bishop simplified	5.616
Janbu simplified	4.815

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	mb	s	Water Surface	Ru
SUELO VEGETAL	Yellow	15	Mohr-Coulomb	1	25				None	0
MARGAS MARGOCALIZAS Y CALIZA	Green	19.1	Mohr-Coulomb	1	25				None	0
MARGOCALIZA CALIZAMARGOSA	Orange	25.5	Hoek-Brown			20000	2	0.01	None	0
CALIZAS	Grey	20	Hoek-Brown			50000	2	0.01	None	0


	Project		Slide2 - An Interactive Slope Stability Program	
	Group		Group 1	Scenario
	Drawn By			Company
	Date		01/06/2023, 11:34:09	File Name
			PERFIL.slmdgeometria modif 4 fuera el verde.slmd	



Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Failure Mode	Pile Shear Strength (kN)	Force Orientation
PILOTES TORRE	Blue	Pile/ Micro Pile	Active (Method A)	1	Shear	30	Parallel to surface

Method Name	Min FS
Bishop simplified	2.480
Janbu simplified	2.319

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	mb	s	Water Surface	Ru
SUELO VEGETAL	Yellow	15	Mohr-Coulomb	1	25				None	0
MARGAS MARGOCALIZAS Y CALIZA	Green	19.1	Mohr-Coulomb	1	25				None	0
MARGOCALIZA CALIZAMARGOSA	Orange	25.5	Hoek-Brown			20000	2	0.01	None	0
CALIZAS	Grey	20	Hoek-Brown			50000	2	0.01	None	0

	Project		Slide2 - An Interactive Slope Stability Program	
	Group		Group 1	Scenario
	Drawn By			Company
	Date		01/06/2023, 11:34:09	File Name
			PERFIL.slmdgeometria modif 4 fuera el verde.slmd	



Anejo nº8:
Medio Ambiente y Sostenibilidad



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	4	3.5.3. ACTUACIONES ACONSEJADAS	11
2. PROCEDIMIENTO DE RESTITUCIÓN DE LA VEGETACIÓN	4	3.5.4. SISTEMAS DE RIEGO	11
2.1. SIEMBRAS	4	3.5.5. DOSIFICACIÓN	11
2.2. PLANTACIONES	5	4. CONSIDERACIONES ADICIONALES	11
3. PROPUESTA DE LA RESTAURACIÓN DEL PAISAJE EN LA ZONA DE TRABAJO	6	5. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)	12
3.1. DEFINICIÓN DE LA ZONA AFECTADA	6	5.1. CONTEXTUALIZACIÓN	12
3.2. DEFINICIÓN DEL SUBSTRATO	7	5.2. ODS Nº 9: INDUSTRIA INNOVACIÓN E INFRAESTRUCTURA	13
3.2.1. OBJETIVO	7	5.3. ODS Nº 12: PRODUCCIÓN Y CONSUMOS RESPONSABLES	13
3.2.2. ACCIONES A EVITAR	7	5.4. ODS Nº 13: ACCIÓN POR EL CLIMA	14
3.2.3. CONDICIONES GEOMORFOLÓGICAS	7	5.5. ODS Nº 15: VIDA DE ECOSISTEMAS TERRESTRES	14
3.2.4. MATERIAS PRIMAS PARA EL SUBSTRATO	7	5.6. CONCLUSIONES	14
3.2.5. ENMIENDAS	7		
3.2.6. REQUERIMIENTOS DEL SUBSTRATO	7		
3.2.7. PREPARACIÓN DE LAS MEZCLAS	8		
3.2.8. COLOCACIÓN DEL SUBSTRATO	8		
3.2.9. DOSIFICACIÓN	8		
3.3. DEFINICIÓN DE LA SIEMBRA	8		
3.3.1. OBJETIVO	8		
3.3.2. ACCIONES A EVITAR	8		
3.3.3. ACCIONES NO ADMISIBLES	8		
3.3.4. PROCESO	8		
3.3.5. COMPOSICIÓN DE LAS SIEMBRAS	9		
3.3.6. CONTROL DE CALIDAD	9		
3.3.7. RESULTADOS MÍNIMOS ACONSEJABLES	9		
3.3.8. MANTENIMIENTO	9		
3.3.9. SIEMBRAS: RELACIÓN DE ALGUNAS ESPECIES PROPIAS DE SUELOS PEDREGOSOS Y FISURALES	9		
3.4. DEFINICIÓN DE LA PLANTACIÓN	9		
3.4.1. OBJETIVO	9		
3.4.2. ACCIONES A EVITAR	9		
3.4.3. ACCIONES NO ADMISIBLES	9		
3.4.4. CONSIDERACIONES GENERALES	9		
3.4.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	10		
3.4.6. PLANTACIONES: RELACIÓN DE ALGUNAS ESPECIES PROPIAS DE PAREDES ROCOSAS	10		
3.4.7. RESULTADOS MÍNIMOS ACONSEJABLES	10		
3.4.8. MANTENIMIENTO	10		
3.5. DEFICIENCIA DE LOS RIEGOS	11		
3.5.1. OBJETIVOS	11		
3.5.2. ACCIONES A EVITAR	11		



Índice de Figuras

Figura 1. Frente del esquema de plantación recomendada. Fuente: Jorbá y Vallejo, 2010.	5
Figura 2. Perfil del esquema de plantación recomendable. Fuente: Jorbá y Vallejo, 2010.....	5
Figura 3. Zona a restaurar de color verde. Fuente: Elaboración propia.	6
Figura 4. Definición de la Zona 1 (azul) y Zona 2 (naranja) a restaurar. Fuente: Elaboración propia.	6
Figura 8. Vid. Fuente: Elaboración propia.....	9
Figura 9. Pino carrasco. Fuente: Elaboración propia.	10
Figura 10. Olivo. Fuente: Elaboración propia.....	10
Figura 11. Ubicación de posibles acopios cerca de la zona de actuación. Fuente: Elaboración propia.	11



1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anejo es proponer una restauración del paisaje con el objetivo de que la afección que sufra el emplazamiento una vez concluida la ejecución de la obra sea la menor posible, es decir, que el medio sufra la menor afección posible debida a los trabajos realizados.

Con esto se está contribuyendo a al medio ambiente, a conservar el valor paisajístico de la zona o incluso a aumentarlo, pues la estructura diseñada consigue aumentar el valor paisajístico de la zona.

Además, esta es una práctica cada vez más común y necesaria la cual forma ya parte de cualquier tipo de actuación que se lleve a cabo en el medio.

Actualmente, la legislación ha establecido la obligatoriedad de llevar a cabo este tipo de actuaciones, las cuales pretenden minimizar de la mejor manera posible los impactos ambientales y visuales que pueda generar la intervención en un emplazamiento, no solo durante el proceso constructivo, sino también durante la fase de explotación de la infraestructura. Destacan las siguientes medidas:

- Introducción en los espacios nuevos de la vegetación, a poder ser autóctona, que a su vez tiene que adaptarse a las formas construidas, para que se note poco o nada la modificación realizada.
- La necesidad de que exista un medio de crecimiento de la vegetación, el cual es necesario conservarlo.

Como consecuencia de la escasa normativa específica en lo referente a este campo y también por la tipología de terreno en el que se está trabajando, ha seguido a modo de guía las recomendaciones que se encuentran en el *Manual para la restauración de canteras de roca caliza en clima mediterráneo (Jorba, M, Vallejo Calzada, V. R. 2010.)*, publicado por el Àrea d'Avaluació i Restauració d'Activitats Extractives. Departament de Medi Ambient y Habitatge de la Generalitat de Catalunya, así como la normativa vigente en cuanto a especies susceptibles de ser utilizadas en restauración de paisajes de la Conselleria de Medi Ambient de la Comunitat Valenciana

Por lo tanto, este anejo tiene una doble finalidad:

1. Proponer soluciones viables para llevar a cabo la restauración del paisaje.
2. Esta restauración debe favorecer a la estabilidad de la zona afectada, sobre todo en lo referido al material vertido en el proceso de restauración, de modo que en un futuro, las tareas de mantenimiento a realizar sean las mínimas.

Por ello es necesario que estos objetivos mencionados anteriormente, se complementen con los criterios constructivos de las cimentaciones y los estribos, para que cuando se apliquen a posteriori del proceso constructivo, se consiga una adaptación morfológica de los elementos favorable.

2. PROCEDIMIENTO DE RESTITUCIÓN DE LA VEGETACIÓN

Para llevar a cabo este proceso es necesario establecer la cronología de las tareas a realizar, están son las que se muestran a continuación:

1. Dotar a la zona afectada de la morfología adecuada.
2. Proponer un sistema de drenaje.
3. Obtener los sustratos
4. Realizar siembras.
5. Llevar a cabo plantaciones.
6. Mantenimiento.

En el apartado 5. *Estudio de la estabilización del emplazamiento con la solución adoptada del anejo 7. Input del análisis estructural y diseño de cimentaciones* se concluye que la mejor forma de llevar a cabo la estabilización del barranco con la medida ya implantada es mediante la modificación de la geometría del cauce. Para posteriormente, realizar vertidos de materiales propios de la zona, más concretamente, de la propia zona a actuación, pues con el movimiento de tierras que se realice se procederá a acopiar el material, para posteriormente acoplarlo a la morfología que resulte y tratando de volver a obtener la morfología previa a la actuación.

Por ello como ya se ha determinado la morfología final de la zona de trabajo, tomando como referencia, el reportaje fotográfico que se observa en el anejo 1. *Antecedentes* y con el *Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calpe-Teulada de la línea 9 de la red de tram de Alicante* así como analizando los resultados que se han obtenido con el trabajo realizado, sobre todo en los relacionados a la estabilidad de taludes, el paso inicial para llevar a cabo la propuesta de la restauración del paisaje es determinar que tipología de actuación resulta más idónea con el doble objetivo perseguido. Siendo las dos actuaciones más comunes en este ámbito la siembra o la plantación.

2.1. SIEMBRAS

Con las siembras se persigue conseguir una cubierta vegetal, la cual reducirá la erosión y a escorrentía superficial. Si se tuvieran los factores necesarios que indicarán que en la zona se van a producir procesos de erosión de gran importancia, como podría ocurrir en taludes de fuertes pendientes con sustratos muy erosionables, estas siembras iniciales, además van a fijar este sustrato.

La práctica habitual para llevar a cabo las siembras es utilizar especies cuya característica principal sea el crecimiento rápido, este tipo de especies suelen ser las denominadas como especies estárter, las cuales crean en un breve periodo de tiempo un estrato herbáceo de una densidad considerable. Destacan entre esta especie las gramíneas, las cuales forman un gran número de hojas al nivel del suelo y sus raíces densifican el suelo. Otra especie son las leguminosas, por su gran capacidad de usar el nitrógeno de la atmósfera, lo que tiene como ventaja el crecimiento en sustratos con niveles bajos en nutrientes además de mejorarlos. El aumento en la biodiversidad y la instalación de las especies autóctonas que son capaces de promover la evolución de los ecosistemas naturales (sucesión secundaria) debe ser también el objetivo de la revegetación y, en consecuencia, también de las siembras.

Por ello es de suma importancia que las especies de tipo estérter no condicionen el hábitat de las especies autóctonas. Por esta razón, el uso de especies estérter anuales o que persistan poco en las zonas sembradas puede favorecer a la generación de cubiertas vegetales iniciales importantes y posteriormente pueden permitir la introducción espontánea o forzada de las especies presentes en los ecosistemas naturales de referencia.

2.2. PLANTACIONES

Con las plantaciones, se entra en un contexto de restauración ecológica, las cuales pretenden agilizar la sucesión mediante la creación de la composición, la estructura física y la función del ecosistema de referencia, este es aquel que indica el paisaje del entorno del área que se pretende restaurar o el paisaje que existía antes de llevar a cabo la actuación realizada.

Se toma como hipótesis que la combinación de estructura y de función podrá proporcionar beneficios y servicios a la sociedad como por ejemplo: Control hidrológico, depuración del agua o la protección del mismo suelo.

Es común que en las zonas del mediterráneo existan especies leñosas, árboles y arbustos, los cuales dominan la cubierta o bien, como grupos de vegetación leñosa dentro de una matriz de herbáceas, con leñosas de reducidas dimensiones (subarbustos) y suelo desnudo.

Ahora bien, la incorporación de especies leñosas tiene una finalidad doble:

- Recuperar estas especies, las cuales son un icono de la flora mediterránea, así como imprescindibles para que el funcionamiento del ecosistema sea el adecuado.
- Existe la necesidad de que las plantas que se incorporen al ecosistema generen una comunidad funcional donde el grado de intervención sea el menor posible, como mucho un nivel de intervención análogo al del ecosistema de referencia.

En la zona del mediterráneo, la vegetación tiene la característica de crecer de forma lenta y estacional. Además, la colonización espontánea de las especies leñosas es lenta debido a la escasez de semillas, ya que no existen agentes que dispersen estas semillas, como algunas aves, o también debido a la rigurosidad del ambiente, es decir, condiciones meteorológicas adversas o suelos de una calidad baja.

Llevando a cabo la plantación se va a acelerar la fase de colonización ya que se introducirán plantas específicas para las cuales se crearán condiciones favorables para su desarrollo. Es por ello que con la plantación es necesario tener en cuenta de forma simultánea una visión temporal inmediata, la cual asegure la supervivencia de un número suficiente de plantas y una cantidad razonable de especies, y una visión a largo plazo, es decir, que esté representada por un ecosistema que sea sostenible según lo descrito anteriormente.

Adicionalmente, y con la finalidad de lograr una mejor integración paisajística y ecológica, la plantación de especies autóctonas o locales proporciona algunas ventajas significativas como que las que estas especies ya están adaptadas a las condiciones climáticas y edáficas además de a los agentes bióticos, es decir, herbívoros, insectos polinizadores, o plagas potenciales entre otros, de la zona que se pretende restaurar. Con la realización de plantaciones se consigue la incorporación en el ecosistema de especies que por la metodología de la siembra resulta complejo.

Para poder definir los criterios de marcan la composición y la densidad de las plantaciones, se utilizan los sistemas de referencia. Es importante destacar que la prioridad es favorecer a la diversidad de las especies siguientes:

- Tipo funcional.
- Ocupación del espacio.
- Interacción con la fauna.

Pero se debe tener en cuenta las respuestas de cada especie frente a condiciones adversas o perturbaciones naturales como el fuego, dentro de estas respuestas frente a estos hechos destacan las siguientes:

- Capacidad de supervivencia.
- Capacidad de rebrote.
- Capacidad de competencia.

También es importante considerar los factores condicionantes de la zona que se pretende restaurar, para ello hay que fijarse en la pedregosidad del sustrato o la pendiente. En esta tónica, las propuestas de plantación están sujetas a los diferentes tipos de situaciones.

Por último, se debe comentar que los listados de especies son únicamente recomendaciones, las cuales, se deben analizar u comparar con las especies que se han documentado en el programa de restauración aceptado por el organismo de la administración competente, contando con los ecosistemas de referencia que se pretende recrear. Pues la finalidad es lograr un paisaje similar al que se puede ver en las siguientes figuras (Figura 1 y Figura 2).

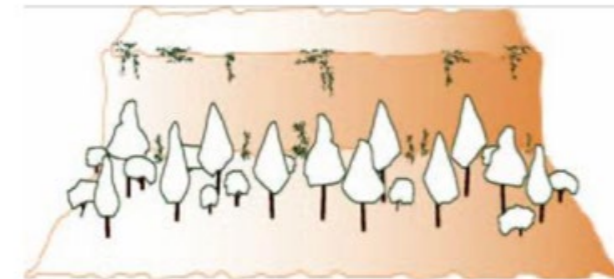


Figura 1. Frente del esquema de plantación recomendada. Fuente: Jorbá y Vallejo, 2010.

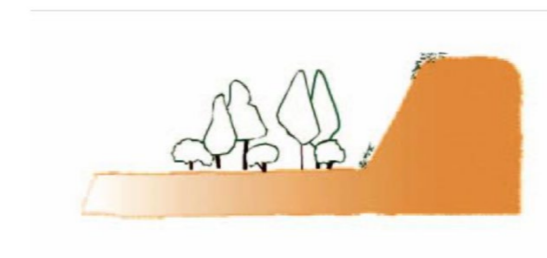


Figura 2. Perfil del esquema de plantación recomendable. Fuente: Jorbá y Vallejo, 2010.

3. PROPUESTA DE LA RESTAURACIÓN DEL PAISAJE EN LA ZONA DE TRABAJO

La zona donde se desarrolla la ejecución de las cimentaciones y estribos de la pasarela objeto de este TFM se sitúa en el Barranco de Santa Ana, en el tramo municipal de Benissa, Alicante. Una vez finalice el proceso constructivo, la zona va a quedar totalmente afectada, perdiendo valor paisajístico y haciendo a su vez que la estructura singular ejecutada pierda vistosidad.

En una obra de estas características, no solo va a quedar afectada la zona donde vayan las cimentaciones o los estribos, sino que va a existir una zona de influencia, la cual podría ser a priori de 15 metros aguas arriba de la pasarela y 15 metros aguas abajo de la pasarela. Esta zona quedará totalmente afectada y será necesario llevar a cabo tareas de restauración del paisaje, cumpliendo así con uno de los objetivos del TFM, el cual es conservar el valor paisajístico del entorno, pues hay que recordar que aguas debajo de la pasarela se sitúa un puente de ferrocarril, el cual tiene un gran valor histórico para los vecinos de la zona y que esta pasarela, en parte actúa también como mirador hacia este puente. Por último, llevando a cabo esta restauración del paisaje se lleva a cabo un compromiso con el medio ambiente y la sostenibilidad, estando a su vez en consonancia con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030

3.1. DEFINICIÓN DE LA ZONA AFECTADA

A continuación, se muestra en la siguiente figura, una aproximación de la zona afectada, en color verde y que deberá de restaurarse.



Figura 3. Zona a restaurar de color verde. Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la figura anterior, esta zona se encuentra aguas arriba del puente de ferrocarril de la línea 9 del tram de Alicante. Esta zona tiene las siguientes dimensiones aproximadas:

- Ancho=30 m
- Largo=300 m
- Perímetro de: $300+300+30+30=660$ m
- Superficie a restaurar: $300 \times 30 = 9000$ m²

Ante las necesidades de la zona, por tratarse de un cauce de un barranco, se va a dividir en dos las zonas a restaurar. En primer lugar, se tendrá la zona 1, que corresponde al cauce del río y en segundo lugar se tiene la zona 2, la cual hace referencia a los márgenes del barranco. Seguidamente, se observa en la figura la definición de las áreas a restaurar, correspondiendo a la zona del cauce el color azul y las zonas situadas en los márgenes el color naranja.



Figura 4. Definición de la Zona 1 (azul) y Zona 2 (naranja) a restaurar. Fuente: Elaboración propia.

Cada zona tiene las siguientes dimensiones:

ZONA AZUL:

- Perímetro= 304 m
- Área= 3283 m²

ZONA NARANJA, VISTA DESDE AGUAS ABAJO HACIA AGUAS ARRIBA:

- Margen derecho:
 - Perímetro= 393 m
 - Área= 8640 m²
- Margen izquierdo:
 - Perímetro= 414 m
 - Área= 10276 m²



Se ha llevado a cabo esta división de la zona afectada debido a que en cada zona (del mismo color) se realizará una restauración distinta, pues no se debe tratar de la misma manera, una zona llana, perteneciente a un cauce, que los taludes que confinan en cauce del barranco.

Una vez aclarado esto, se propone lo siguiente:

- Zona 1: En esta zona por tratarse del cauce del barranco se dispondrá al vertido de material coluvial, pues en esta zona no se debe de realizar ninguna plantación ni siembra, por si hubiera en un futuro una avenida, que el cauce estuviera lo suficientemente libre de obstáculos.
- Zona 2: Se utilizarán especies arbóreas, cuyas raíces actuarán como malla que mantendrá el material vertido desde acopio, almacenado desde el movimiento de tierras inicial realizado en la zona de estudio, así como contribuir a la estabilidad de la zona de estudio. También se dispondrán especies arbustivas, que se combinarán en con las arbóreas. Además, se tratará de conseguir una morfología similar a la inicial si fuera necesario se ejecutarían bermas, para reproducir dicha geometría o reducir la pendiente de los taludes. El terreno en esta zona es pedregoso y sin sustrato, ya que las margas no tienen sustrato nutritivo para las plantas (Jorba y Vallejo, 2010).

A continuación, lo que se va a citar es del *Manual para la restauración de canteras de roca caliza en clima mediterráneo (Jorba, M, Vallejo Calzada, V. R. 2010.)*, publicado por el Àrea d'Avaluació i Restauració d'Activitats Extractives. Departament de Medi Ambient y Habitatge de la Generalitat de Catalunya, así como la normativa vigente en cuanto a especies susceptibles de ser utilizadas en restauración de paisajes de la Conselleria de Medi Ambient de la Comunitat Valenciana.

3.2. DEFINICIÓN DEL SUBSTRATO

3.2.1. OBJETIVO

Obtener sustratos adecuados para taludes pedregosos, es decir los márgenes del barranco, para que así crezca la vegetación en el talud.

La restauración desde un punto de vista ecológico no tiene que pretender crear sustratos fértiles, gruesos o con tierra fina, ya que si se hace así no se logra que se desarrolle una vegetación similar a la natural y lo que se pretende es que el paisaje, al final quede de la forma más homogénea posible. Para ello se intenta conseguir un sustrato edáfico que permita conseguir una vegetación natural.

El sustrato seleccionado tiene que tener las propiedades físicas y la capacidad de proporcionar nutrientes adecuados para las plantas que crecen en la zona.

Se añaden pequeñas cantidades de materiales orgánicos residuales (estiércoles, lodos de depuradora) o restos vegetales procedentes de un desbroce reciente para conseguir así unos niveles de fertilidad química y biológica adecuados.

3.2.2. ACCIONES A EVITAR

- Abordar las tareas de reposición de sustrato si no existen los sistemas de protección del talud y de gestión del agua de escorrentía correspondientes.
- Incorporar cantidades de enmienda orgánica en exceso que puedan contaminar por lixiviación las aguas superficiales y los acuíferos.
- Almacenar las enmiendas orgánicas, especialmente lodos de depuradora, en sitios no acondicionados, para evitar problemas ambientales y sanitarios.

3.2.3. CONDICIONES GEOMORFOLÓGICAS

En caso de ser necesario, se ejecutarían bermas con el fin de que la restauración del paisaje fuera exitosa. Esto podría darse si por la pendiente de los márgenes fuera inviable llevar a cabo la restauración del paisaje deseada, también se podría modificar la geometría si no es adecuada la ejecución de una berma. Pero a priori, no existen limitaciones geomorfológicas con la gran superficie a restaurar.

3.2.4. MATERIAS PRIMAS PARA EL SUBSTRATO

- Utilización de tierras importadas.
- Rechazos moderadamente pedregosos.
- Evitar el uso de tierras con alto contenido en limos o arenas.

3.2.5. ENMIENDAS

- Restos vegetales de operaciones de desbroce, compost, estiércoles o lodos de depuradora.
- Fertilizantes minerales.

3.2.6. REQUERIMIENTOS DEL SUBSTRATO

- Se recomienda un sustrato de fertilidad media-alta.
- Elementos gruesos: < 50%.
- Materia orgánica: 1 %. La cantidad de materia orgánica añadida no debe representar un incremento superior al 1% de materia orgánica respecto a la tierra fina (fracción < 2mm) del sustrato.
- Salinidad < 3 dSm-1.



3.2.7. PREPARACIÓN DE LAS MEZCLAS

- Es importante que las enmiendas queden bien incorporadas por lo que hay que hacer varios volteos (3 como mínimo).
- Se recomienda colocar las mezclas de sustrato en el lugar definitivo en forma de mota o de depósito al pie del frente, a medida que se va preparando.
- Es conveniente preparar la mota a finales de invierno, época en que son poco frecuentes las lluvias intensas que podrían erosionar los montones de tierra.
- Dejar reposar las mezclas un mes antes de realizar las plantaciones.

3.2.8. COLOCACIÓN DEL SUBSTRATO

- En forma de mota o cordón de tierras de 1 m a 2,5 m de altura.
- En la base de un frente rocoso, altura mínima 2 m, máxima 5 m.
- En caso de riesgo de desprendimientos de piedras del frente, se puede colocar la mota unos metros avanzada con respecto al frente rocoso a modo de barrera protectora (ver ficha A1).
- Hay que tener en cuenta el asentamiento del material antes de la plantación (12 meses de asentamiento).
- Intercalar depósitos de sustrato de 1-3 m³ sobre los taludes muy pedregosos (canchales) para potenciar la instalación de islas de vegetación.

3.2.9. DOSIFICACIÓN

- Volumen de sustrato a reponer $1212,2+4110,4+3456= 8779 m^3$. (Figura 3)
 - Zona 1: Superficie $3283 m^2$ y espesor 0,40 m.
 $3283 \times 0,40 = 1212,2 m^3$ de volumen en la zona 1
 - Zona 2: Superficie izquierda desde aguas abajo $10276 m^2$ y espesor 0,40 m.
 $10276 \times 0,40 = 4110,4 m^3$ de volumen en la zona 2 izquierda
 - Zona 2: Superficie derecha desde aguas abajo $8640 m^2$ y espesor 0,40 m.
 $8640 \times 0,40 = 3456 m^3$ de volumen en la zona 2 izquierda
- Densidad aparente del material a enmendar: $1,7 t/m^3$.
- Tierra fina (TF < 2 mm) del material a enmendar: 32%.
- Materia orgánica del material a enmendar: < 1%.
- Materia orgánica enmienda: (sobre la muestra seca): 30%.
- Materia seca enmienda: 65%
- Densidad de la enmienda: $0,8 t/m^3$.

3.3. DEFINICIÓN DE LA SIEMBRA

3.3.1. OBJETIVO

Promover la instalación de vegetación introducida o espontánea en los microhábitats e irregularidades de la roca favorables, para aumentar la biodiversidad y la integración con el entorno.

3.3.2. ACCIONES A EVITAR

Hacer las hidrosiembras en épocas no favorables.

3.3.3. ACCIONES NO ADMISIBLES

Introducir especies exóticas porque pueden competir y desplazar a las especies autóctonas que se pretende potenciar (consultar legislación).

3.3.4. PROCESO

Los dos tipos de intervención a realizar son los siguientes:

a. Revegetación activa sobre la superficie del talud:

- La aplicación de hidrosiembra localizada a las zonas más favorables de ambos márgenes del barranco, como concavidades y grietas que pueden recoger materiales finos o estratos con materiales poco consolidados potencialmente colonizables por las plantas.
- La hidrosiembra se aplicará en dos fases. La primera aplicación contiene todos los componentes principales (las semillas, los fertilizantes, el sustrato y, eventualmente, los compuestos húmicos) y parte del acolchado (mulch), el fijador y el agua. La segunda aplicación tiene como objetivo cubrir las semillas para favorecer su germinación utilizando una mezcla con el resto de acolchado, fijador y agua.

b. Revegetación pasiva desde la cabecera

- Si la accesibilidad, las condiciones edáficas y las condiciones morfológicas son favorables, se recomienda hacer siembras con las mismas especies empleadas en la actuación de superficie para la cabecera de ambos márgenes del barranco.
- Se pretende fomentar la revegetación de los márgenes del barranco mediante las semillas dispersadas desde la cabecera. En este caso, las siembras pueden ser manuales. Después de la siembra es necesario cubrir las semillas para facilitar su germinación.

3.3.5. COMPOSICIÓN DE LAS SIEMBRAS

- Época de siembra: septiembre-febrero.
- Forma de aplicación: hidrosiembra.
- Composición especies: incorporando el máximo de especies perennes posibles.
- Dosis total de semilla: 350 kg/ha.
- Acolchado: 600-1000 kg/ha de fibra corta (madera, paja, coco o similar).
- Fijador orgánico o inorgánico: 100-150 kg/ha.
- Agua: 25-50 m3 /ha.
- Substrato: arcillas, turba, tierra vegetal, substratos de jardinería, etc. en dosis variable según la potencia y las características de la maquinaria utilizada.
- Fertilizantes inorgánicos (opcional): 10-60 g/m2 de fertilizante NPK (15-30-15).

3.3.6. CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad de los lotes de semillas se realizará según los parámetros que se hayan establecido. Se recomienda no aceptar el material vegetal si el lote no cumple los mínimos de calidad recomendados. La dosis de siembra se podrá adaptar al porcentaje de germinación obtenido.

3.3.7. RESULTADOS MÍNIMOS ACONSEJABLES

- Proceso de restauración:
 - Presencia de algunas plantas de las especies sembradas y/o espontáneas en las paredes o taludes rocosos.
- Final de la garantía:
 - Cobertura vegetal al final del período de garantía: un 20% de la cobertura media de las paredes rocosas y canchales naturales del entorno.
 - Presencia en la cabecera de las especies sembradas.

3.3.8. MANTENIMIENTO

- Resiembras en la cabecera si no se cumplen los resultados mínimos recomendados.
- Riegos de mantenimiento en la cabecera si las condiciones meteorológicas después de las siembras no son favorables.

3.3.9. SIEMBRAS: RELACIÓN DE ALGUNAS ESPECIES PROPIAS DE SUELOS PEDREGOSOS Y FISURALES

La siguiente tipología de arbusto que se va a mostrar, es típico de la zona en la que se está proponiendo su restauración, es decir, se trata de una tipología autóctona de arbusto, podría ubicarse también en las zonas naranjas, pues se considera un arbusto, pero tiene un tamaño mayor de lo normal para un arbusto.

- Especie: *Vitis vinifera*
- Nombre común: Vid
- Biotipo: Vitaceae



Figura 5. Vid. Fuente: Elaboración propia.

3.4. DEFINICIÓN DE LA PLANTACIÓN

3.4.1. OBJETIVO

Promover la instalación de vegetación leñosa introducida o espontánea en las motas y cordones para la cobertura (parcial o total) de la pared rocosa o del talud.

3.4.2. ACCIONES A EVITAR

Realizar las plantaciones fuera de la época de plantación recomendada.

3.4.3. ACCIONES NO ADMISIBLES

Introducir especies exóticas porque pueden competir y/o desplazar a las especies autóctonas que se desea potenciar.

3.4.4. CONSIDERACIONES GENERALES

- La plantación se realizará en la base de la pared rocosa con una distribución de especies irregular y en varias filas de amplitud (ver esquemas de plantación).
- Se recomienda que las lianas se planten al lado de la pared rocosa y las leñosas un poco más alejadas; y si es posible plantar también lianas en la cabecera (tutorizándolas para fijarlas a la pared rocosa).

3.4.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Época de plantación: octubre-febrero.
- Composición de especies: arbóreas, arbustivas y lianas presentes en la vegetación que se comenta en el próximo punto.
- Nº de especies: 2-3 arbóreas, 2-3 arbustivas y 1-2 lianas.
- Plantas:
 - Edad: Entre 1-2 años.
 - Densidad: 1 árbol/3 m lineales; 1 arbustiva/4 m² ; 1 liana/1 m lineal. Estas densidades se deben adaptar según el sistema de referencia.
 - En el caso de observar mortalidad por herbívoros, colocar protectores de polipropileno, u otro material consistente, ventilados.

3.4.6. PLANTACIONES: RELACIÓN DE ALGUNAS ESPECIES PROPIAS DE PAREDES ROCOSAS

- Especie: Pinus halepensis
- Nombre común: Pino carrasco.
- Biotipo: árbol



Figura 6. Pino carrasco. Fuente: Elaboración propia.

- Especie: Olea europea var, sylvestris.
- Nombre común: Olivo.
- Biotipo: Árbol- arbusto.



Figura 7. Olivo. Fuente: Elaboración propia.

3.4.7. RESULTADOS MÍNIMOS ACONSEJABLES

- Proceso de restauración:
 - 70% supervivencia al cabo de 1 año de la plantación para cada una de las especies plantadas.
- Final de la garantía:
 - Incremento de 1-2 m de altura de los árboles.
 - Presencia de 2-3 especies leñosas rebrotadoras con frutos carnosos. (arbustos maduros).
 - Presencia de nuevas plantas de un 50% de las especies introducidas por siembra y/o plantación.
 - Presencia de plantas de 3-4 especies leñosas del sistema de referencia, no introducidas por siembra o plantación.

3.4.8. MANTENIMIENTO

- Riegos de mantenimiento durante el primer período seco si las condiciones meteorológicas después de las plantaciones no son favorables.
- Reposición de mallas después del primer período seco posterior a la plantación.

3.5. DEFINICIÓN DE LOS RIEGOS

3.5.1. OBJETIVOS

Definir un sistema de riego para taludes en fase de revegetación.

3.5.2. ACCIONES A EVITAR

- Sobredimensionar el riego.
- Ahorrar agua en momentos críticos (temperaturas muy elevadas).
- Generar escorrentía superficial durante el riego.

3.5.3. ACTUACIONES ACONSEJADAS

- Cuando se realicen siembras, se deben aportar en los 15 días siguientes, de forma natural (lluvia) o de forma asistida, como mínimo el equivalente a una precipitación de 5 l/m² (5 mm).
- Si se mantienen las condiciones de sequía deberán repetirse los riegos con una periodicidad semanal o quincenal, según las temperaturas.
- En el caso de plantaciones, es importante regar durante el primer período seco después de la plantación, intentando potenciar solo las especies plantadas (riego por goteo o individualizado).

3.5.4. SISTEMAS DE RIEGO

- Aplicar el riego con el máximo fraccionamiento y la máxima frecuencia.
- Conseguir el máximo recubrimiento y la máxima homogeneidad en la distribución del agua.

3.5.5. DOSIFICACIÓN

- Según de las necesidades evapotranspirativas y del estado de humedad del suelo.
- Como referencia, se toma la dosis de 1 mm (l/m²) diario.
- Las aplicaciones se pueden hacer con frecuencia diaria o 3 veces por semana (2 mm/día) o semanalmente (5 mm/día).

4. CONSIDERACIONES ADICIONALES

La finalidad de este apartado es detallar algunos aspectos sobre el procedimiento que se pretende seguir para llevar a cabo la restauración del paisaje en el Barranco de Santa Ana. Las consideraciones a tener en cuenta son las siguientes:

El proceso de restauración del paisaje se inicia desde el primer día que se inicien las operaciones de desbroce y movimiento de tierras. Pues lo que se pretende es alquilar terrenos cercanos a la construcción que sirvan de acopio del material extraído para posteriormente que se utilice en la restauración del paisaje el mismo material. Realizando esto se consigue:

- Reducir la huella de carbono, pues al estar el material cerca del emplazamiento en cuestión, no se requerirá recorrer grandes distancias para traerlo a obra.
- Un ahorro económico.
- Sostenibilidad en el proyecto con la reutilización de materiales y reducción de combustibles fósiles.

Ahora se pueden observar en la siguiente figura, las distintas zonas (sombreadas en color verde) que se proponen para utilizarlas como acopio de material, se aprovecha que se trata de una zona con baja densidad poblacional, esto facilita la tarea de encontrar los acopios que más cómodos puedan resultar. También es importante destacar que las conexiones existentes favorecen a que se elijan estas propuestas de acopios.



Figura 8. Ubicación de posibles acopios cerca de la zona de actuación. Fuente: Elaboración propia.

Otro aspecto a tener en cuenta es la utilización de vegetación autóctona, en concreto, la vid, pues esta planta está muy relacionada con los diseños realizados de las torres y de los estribos.



Pues lo que se pretende conseguir es diseñar una pasarela que a su vez esté conectada e integrada de alguna forma con el entorno. En este caso se ha elegido la vid como vínculo con la zona de trabajo puesto que se ha tenido en cuenta en el diseño conceptual de todos los elementos que quedan a la vista como el diseño estructural de la propia pasarela y los estribos, que como se ha podido observar, presentan formas similares a las de esta planta autóctona. Es por ello que la vid será la especie más utilizada con en la restauración del paisaje.

Adicionalmente, se colocarán también especies arboleas, más concretamente pinos, tal y como se ha visto en *apartado 3.1. Definición de la zona afectada*, de este anejo.

5. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)

5.1. CONTEXTUALIZACIÓN

En este apartado se va a determinar con que Objetivos de Desarrollo Sostenible, a partir de ahora ODS, que se establecen en la Agenda 2030 se alinea el presente TFM. Para comprobarlo se va a proceder a explicar en cada ODS, en base a la definición que establece la Agenda 2030 y se estudiará la convergencia dentro de cada objetivo con el trabajo realizado y la meta que busca lograr el ODS.

En el año 2015, la ONU aprobó la Agenda 2030 sobre el Desarrollo Sostenible, con el objetivo de promover en la sociedad, una nueva vía que mejore la calidad de vida de todo el mundo, sin que nadie se sienta apartado o discriminado. Para llevar a cabo este propósito se tiene 17 ODS.

Es necesario que toda la sociedad tenga claro la importancia de llevar a cabo el cumplimiento de los objetivos que se plantean, si esto ocurre, todo el mundo vería su calidad de vida incrementada notablemente. Por lo tanto, con el fin de colaborar a dicha causa en este Trabajo de Fin de Máster, de título: “*Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el Barranco de Santa Ana, t. m. de Benissa (Alicante)*”, se alinea con los objetivos que se mostrarán a continuación, contribuyendo a que en la zona de actuación aumente el grado de la sostenibilidad y de compromiso con los ODS propuestos por la Organización de Naciones Unidas.

Desgraciadamente, el sector de la construcción tiene la particularidad de ser poco cambiante en cuanto a metodologías constructivas se refiere o a la innovación, si bien es verdad que en los últimos años, parece que esta tónica tiene a cambiar pero muy lentamente.

Por lo tanto, este sector, el de la construcción, solamente acaba de iniciarse en el proceso requerido para el cumplimiento de los ODS, esto se observa en los siguientes puntos:

- Incremento de los fondos para la investigación de materiales sostenibles.
- Mayor investigación en hormigones de alta durabilidad y resistencia.
- Mejor optimización de los recursos.
- Nuevas metodologías constructivas o perfeccionamiento de las mismas, como por ejemplo los prefabricados.

Llevando a cabo estos puntos, el sector pretende modernizarse, destinar una mayor cantidad de fondos a la I+D+i para que finalmente se logre cumplir los ODS propuestos por la Agenda 2030

A continuación, se van a poder ir viendo en los siguientes apartados, los objetivos con los que en mayor o menor medida se alinea el presente TFM.

5.2. ODS Nº 9: INDUSTRIA INNOVACIÓN E INFRAESTRUCTURA

En el presente objetivo se incluye la industrialización inclusiva y sostenible, con el concepto de la innovación y la infraestructura, se logran impulsar a las fuerzas económicas dinámicas y competitivas que fomentan la creación del empleo y los ingresos. Además, se caracterizan por poseer un peso significativo, el cual se utiliza para introducir y promover nuevas tecnologías, facilitar el comercio internacional y permitir el uso eficiente de los recursos.

Es importante resaltar de este propósito, que tanto la creatividad como el avance tecnológico son fundamentales para encontrar soluciones sostenibles a los retos económicos y medioambientales, como la mejora de la eficiencia en el uso de la energía y los recursos. Este objetivo se está cumpliendo gradualmente, ya que se observa un aumento en la inversión en investigación y desarrollo (I+D), como porcentaje del producto interno bruto (PIB), que se incrementó en un 0,2% desde el año 2000 hasta el 2015. Sin embargo, aún queda trabajo por hacer, especialmente en lo que respecta al crecimiento en las regiones en desarrollo.

En el presente trabajo, dentro de este objetivo se alcanzan las siguientes metas:

9.4: Hasta el año 2030, actualizar la infraestructura y transformar las industrias para que sean sustentables, empleando los recursos de manera más eficiente y fomentando la adopción de tecnologías y procesos industriales limpios y medioambientalmente razonables, y asegurando que todos los países tomen acciones según sus respectivas capacidades.

Esta meta se logra mediante la decisión de diseñar unas cimentaciones adecuadas, donde los criterios de diseño adoptados han sido la optimización de material junto con la elección adecuada de la cimentación. Para los estribos se ha seguido la misma tónica. Posteriormente, en la restauración se reutiliza el material extraído. Por lo tanto, la estructura resulta sostenible. Es por estas razones que en este proyecto se propone una solución donde la reutilización de materiales y un correcto diseño resulta esencial. Además, se busca minimizar los costos en la adquisición de nuevos materiales. Comparado con otras tipologías de cimentación, la solución adoptada, implica un menor costo de fabricación y también una menor huella de carbono derivada de la fabricación de materiales como el hormigón.

5.3. ODS Nº 12: PRODUCCIÓN Y CONSUMOS RESPONSABLES

Es conocido por todos que en la actualidad, los impulsores clave de la economía global son el consumo y la producción. Estas dos variables están interrelacionadas y se retroalimentan mutuamente, pero a su vez dependen del entorno natural y de los recursos, los cuales impactan en el planeta.

Lamentablemente, el progreso económico y el crecimiento social han estado históricamente acompañados de una degradación ambiental. Si se sigue en esta dirección, existe el riesgo de agotar ciertos recursos, lo cual afectaría negativamente el desarrollo futuro.

El consumo y la producción sostenibles implican realizar más y mejor con menos. También se trata de desvincular el crecimiento económico del deterioro ambiental, aumentar la eficiencia en el uso de los recursos y promover estilos de vida sostenibles.

En cuanto a este objetivo de desarrollo sostenible, se logran los siguientes objetivos:

12.2: Hasta el año 2030, alcanzar la administración sustentable y el aprovechamiento eficaz de los recursos naturales.

La propuesta planteada es una solución que se compromete con el entorno ambiental y es sostenible. La restauración, se llevará a cabo utilizando materiales locales abundantes. Con esta acción, también se estará realizando un aprovechamiento eficiente de los recursos naturales.

12.4: Hasta el año 2020, lograr la gestión ambientalmente adecuada de los productos químicos y de todos los residuos a lo largo de su ciclo de vida, de acuerdo con los acuerdos internacionales establecidos, y reducir de manera significativa su liberación a la atmósfera, el agua y el suelo, con el objetivo de minimizar sus efectos perjudiciales para la salud humana y el entorno.

En este proyecto, se alcanza esta meta mediante la implementación de una gestión de residuos durante la fase de construcción. Además, es importante destacar nuevamente que los materiales utilizados para la restauración del paisaje son locales, lo que evita la generación de contaminación durante su transporte, en caso de que se tuvieran que traer de zonas más alejadas de la obra. También se optimiza el uso de material, gracias a un correcto estudio de soluciones.

12.5: Hasta el año 2030, disminuir de manera significativa la producción de residuos a través de acciones preventivas, reducción, reciclaje y reutilización.

La mayoría de la restauración del emplazamiento se lleva a cabo utilizando materiales reutilizados, como los provenientes de la excavación para el relleno.

12.6: Motivar a las empresas, especialmente aquellas de gran tamaño y transnacionales, para que adopten prácticas sustentables e integren información sobre sustentabilidad en sus informes periódicos.

Esta propuesta cumple con los requisitos necesarios para que, en caso de implementarse en el futuro, la empresa constructora que lleve a cabo el proyecto adopte prácticas sostenibles, incluyendo la reutilización de materiales.

12.8: Hasta el año 2030, garantizar que las personas en todo el mundo tengan acceso a la información y los conocimientos necesarios para el desarrollo sostenible y adopten estilos de vida en armonía con la naturaleza.

Este proyecto es un claro ejemplo de cómo alcanzar los objetivos establecidos de estabilidad e integración paisajística, al mismo tiempo que se minimizan las emisiones y se utiliza de manera eficiente los materiales naturales sin causar daño al medio ambiente. Por tanto, sirve como un modelo ejemplar para la población en términos de desarrollo sostenible y convivencia armónica con la naturaleza.

12.a: Contribuir a que los países en desarrollo mejoren su aptitud científica y tecnológica con el fin de avanzar hacia enfoques de consumo y producción más sustentables.

La estrategia implementada puede servir como un modelo ejemplar para naciones en desarrollo que enfrenten desafíos similares en términos de estabilidad en laderas o diseño de cimentaciones y estribos. Estos países suelen tener abundancia de áreas naturales y este proyecto representa una buena práctica de cómo combinar medidas de estabilización con el entorno, logrando una integración efectiva y un funcionamiento eficiente.



5.4. ODS Nº 13: ACCIÓN POR EL CLIMA

Los niveles de dióxido de carbono (CO₂) y otros gases que generan el efecto invernadero en la atmósfera están experimentando un crecimiento significativo en los últimos años. El fenómeno del cambio climático es una preocupación constante y no es para menos, ya que afecta a nivel mundial.

Sus repercusiones se hacen evidentes en las economías de los países y en el estilo de vida tanto de las personas como de los animales. La climatología también está siendo impactada, con precipitaciones cada vez más intensas en áreas donde antes eran inexistentes.

Un claro ejemplo de esto es la suspensión de clases en los últimos dos años debido a las lluvias, algo que no se había experimentado anteriormente. Además, estas precipitaciones, junto con las altas temperaturas, están provocando el derretimiento de los polos, lo que a su vez conlleva un aumento en el nivel del mar y los océanos.

Este problema es sumamente grave, ya que regiones costeras como la Comunidad Valenciana podrían perder metros de su línea de costa, sin mencionar países como Holanda, que año tras año están ganando terreno al mar.

Las últimas noticias sobre las emisiones de gases de efecto invernadero a la atmósfera pueden parecer favorables, pero a la vez son engañosas, pues es importante recordar que debido a la pandemia del COVID-19 muchas industrias han cerrado temporal o permanentemente, o han reducido su producción. Sin embargo, todo indica que a medida que la normalidad regrese, estos niveles de gases de efecto invernadero volverán a su estado habitual. El cambio climático no se detendrá por sí solo. Por lo tanto, es necesario tomar medidas para reducir estos niveles de emisiones de gases de efecto invernadero.

Del Objetivo número 13, se logran los siguientes objetivos:

13.1: Reforzar la capacidad de resistencia y adaptación a los riesgos asociados al clima y desastres naturales en todas las naciones.

Debido a los intensos episodios de precipitaciones que se están experimentando últimamente, resulta fundamental dejar limpio el cauce del barranco así como de incluir un sistema de drenaje adecuado en los estribos.

La solución propuesta ha sido diseñada de manera que, ante estos eventos de lluvia extrema, la zona mantenga un nivel de seguridad considerable. Es importante destacar que también se propone realizar la limpieza de los sistemas de drenaje y del cauce del barranco para asegurar su correcto funcionamiento y poder adaptarse a las condiciones meteorológicas adversas.

13.2: Integrar acciones relacionadas con el cambio climático en las políticas, estrategias y planes a nivel nacional.

Las emisiones en este proyecto se mantienen en niveles muy bajos, lo cual es favorable para evitar el aumento de los gases de efecto invernadero. Sobre todo en la restauración del paisaje.

5.5. ODS Nº 15: VIDA DE ECOSISTEMAS TERRESTRES

En el año 2016, el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) emitió una advertencia sobre un notable aumento en las enfermedades zoonóticas. Esta situación afecta directamente a las personas, ya que un gran número de nuevas infecciones en los seres humanos son de origen animal. Además, las causas de estas enfermedades están estrechamente vinculadas a la salud de los ecosistemas.

Con el fin de cambiar el curso hacia el cual se dirigen los ecosistemas, que se encuentran en camino hacia su destrucción, las Naciones Unidas han proclamado la Década de la Restauración de los Ecosistemas (2021-2030). El objetivo de esta iniciativa es frenar la pérdida y degradación de los ecosistemas, así como encontrar medidas para mejorarlos y crear conciencia en la población sobre la importancia de coexistir de manera adecuada con cada ecosistema.

Se logran los siguientes objetivos del Objetivo 15:

15.1: El objetivo planteado para 2020, es asegurar la preservación, la recuperación y el aprovechamiento sostenible de los ecosistemas terrestres y los ecosistemas de agua dulce, incluyendo bosques, humedales, montañas y áreas áridas, así como los servicios que brindan. Esto implica cumplir con los compromisos establecidos en acuerdos internacionales.

La solución propuesta en este proyecto no solo se basa en la utilización de materiales reutilizables, sino que también busca la armonía con el entorno natural. Se busca integrar la estructura de forma paisajística, evitando afectar negativamente el paisaje circundante. Además, se realiza una restauración del paisaje mediante la plantación de vegetación en los dos márgenes del barranco, con el objetivo de preservar la diversidad de flora y fauna de la zona.

5.6. CONCLUSIONES

Dada la ubicación estratégica de la pasarela atirantada, desde el inicio del proyecto se ha buscado asegurar su perfecta integración en el entorno natural. Además, se ha aprovechado el material autóctono disponible en la zona, lo que implica un uso eficiente y sostenible de los recursos locales. Así mismo, se propone reproducir el perfil del cauce una vez terminada la actuación, utilizando terreno proveniente de la misma área y se ha procedido a la plantación de vegetación en estas, logrando una completa integración paisajística y dotando a la zona de una mayor estabilidad.

Este proyecto ejemplifica cómo es posible alcanzar objetivos en el campo de la ingeniería civil sin comprometer el medio ambiente, asegurando que con un estudio adecuado de la ubicación y condiciones que se tienen tanto por la zona o por las características de la tipología estructural, la solución aplicada se desarrolla en armonía con el entorno. Además, se ha logrado la reutilización del material excavado, evitando así su transporte y reduciendo las emisiones de dióxido de carbono (CO₂).

Por todas estas razones, este Trabajo de Fin de Máster se alinea con diversos objetivos de desarrollo sostenible, destacando la importancia de la integración paisajística como factor clave en la elección de la solución final.



Anejo nº9:
Valoración Económica



Índice del Anejo

1. OBJETO.....	3
2. PROCEDIMIENTO	3
3. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	18
4. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	19
5. ANÁLISIS DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA.....	20

Índice de Tablas

Tabla 1. Presupuesto de ejecución material, PEM.....	18
Tabla 2. Porcentaje de cada unidad de obra respecto al PEM.....	18
Tabla 3. Presupuesto base de licitación, PBL.....	19
Tabla 4. Ratio del PEM respecto el metro cuadrado de tablero	20
Tabla 5. Ratio por unidad de obra.....	20

Índice de Gráficas

Gráfica 1. % U. Obra respecto al PEM.	19
--	----



1. OBJETO

La finalidad de este anejo es llevar a cabo una valoración económica de las obras a realizar en la ejecución de las cimentaciones y estribos diseñadas a lo largo de este trabajo. Con esta estimación se pretende conocer una valoración económica de la solución recomendada.

Para un mayor grado de detalle de la valoración económica ver el Anejo 9. Valoración de las obras.

2. PROCEDIMIENTO

Para llevar a cabo la valoración de una obra, se ha seguido el siguiente procedimiento:

- Identificación y definición de las unidades de obra que intervienen.
- Medición correspondiente con cada unidad de obra definida anteriormente.
- Obtención del precio unitario de cada unidad de obra. Para ello existen diversas fuentes, para este caso, se ha utilizado el generador de precios de la construcción en España de la empresa CYPE Ingenieros, S.A.
- Cálculo del precio total, es decir, multiplicar el precio unitario de cada unidad de obra por su medición.
- Obtención del presupuesto de ejecución material, (PEM).
- Aplicación de los porcentajes correspondientes de los gastos generales, el beneficio industrial sobre el impuesto sobre el valor añadido, IVA para obtener el presupuesto base de licitación (PBL).

Como se ha ido definiendo en el *anejo 7. Input del análisis estructural y diseño de cimentaciones* y en el *anejo 8. Medio ambiente y sostenibilidad*, se pueden identificar las siguientes unidades de obra:

1. Desbroce.
2. Reexcavación.
3. Drenaje.
4. Estribos.
5. Cimentaciones.
6. Restauración del paisaje.

A continuación, en los siguientes apartados por la importancia que poseen dentro de una valoración económica, se ha incluido el presupuesto de ejecución material y el presupuesto base de licitación, así como unos ratios, para poder valorar realmente si la obra es cara o viable y por si fuera necesario poder compararla con otra obra. El orden en que se presenta la información económica es el siguiente:

1. La medición de cada unidad de obra con su correspondiente definición.
2. Los precios unitarios de cada unidad de obra.
3. Descomposición de precios.
4. La valoración parcial.
5. Presupuesto de ejecución material.
6. Presupuesto base de licitación.
7. Ratios obtenidos



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

1. MEDICIONES DEL PROYECTO

1.1. DESBROCE

Núm	Código	Medición	UM	Descripción																		
1	DESB01	23400	m ²	Desbroce en los márgenes y cauce del barranco, con empleo de excavadora, carga y transporte de los productos a vertedero o lugar de empleo.																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Zona actuación</td> <td>1</td> <td>300</td> <td>30</td> <td>2,6</td> <td>23400</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>23400</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Zona actuación	1	300	30	2,6	23400	Total...					23400
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																	
Zona actuación	1	300	30	2,6	23400																	
Total...					23400																	

1.2. REEXCAVACIÓN

Nº	Código	Medición	UM	Descripción																																				
2	REEX01	11250	m ³	Excavación en talud en roca muy alterada, con empleo de retroexcavadora, carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o a acopio.																																				
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Zona actuación</td> <td>1</td> <td>300</td> <td>30</td> <td>1,25</td> <td>11250</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>11250</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Zona actuación	1	300	30	1,25	11250	Total...					11250																		
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																																			
Zona actuación	1	300	30	1,25	11250																																			
Total...					11250																																			
3	REEX02	1075,2	m ³	Excavación en roca competente mediante retroexcavadora o ripper incluso con retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.																																				
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Zona roja izquierda</td> <td>1</td> <td>25</td> <td>12</td> <td>1,4</td> <td>420</td> </tr> <tr> <td>Zona roja derecha</td> <td>1</td> <td>25</td> <td>12</td> <td>1,4</td> <td>420</td> </tr> <tr> <td>Zona azul izquierda</td> <td>1</td> <td>7</td> <td>12</td> <td>1,4</td> <td>117,6</td> </tr> <tr> <td>Zona azul derecha</td> <td>1</td> <td>7</td> <td>12</td> <td>1,4</td> <td>117,6</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>1075,2</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Zona roja izquierda	1	25	12	1,4	420	Zona roja derecha	1	25	12	1,4	420	Zona azul izquierda	1	7	12	1,4	117,6	Zona azul derecha	1	7	12	1,4	117,6	Total...					1075,2
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																																			
Zona roja izquierda	1	25	12	1,4	420																																			
Zona roja derecha	1	25	12	1,4	420																																			
Zona azul izquierda	1	7	12	1,4	117,6																																			
Zona azul derecha	1	7	12	1,4	117,6																																			
Total...					1075,2																																			
4	REEX03	684	m ³	Excavación en roca muy competente mediante ripper o voladura incluso retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.																																				
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Zona roja izquierda</td> <td>1</td> <td>25</td> <td>12</td> <td>1</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>Zona roja derecha</td> <td>1</td> <td>25</td> <td>12</td> <td>1</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>Zona azul izquierda</td> <td>1</td> <td>7</td> <td>12</td> <td>0,5</td> <td>42</td> </tr> <tr> <td>Zona azul derecha</td> <td>1</td> <td>7</td> <td>12</td> <td>0,5</td> <td>42</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>684</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Zona roja izquierda	1	25	12	1	300	Zona roja derecha	1	25	12	1	300	Zona azul izquierda	1	7	12	0,5	42	Zona azul derecha	1	7	12	0,5	42	Total...					684
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																																			
Zona roja izquierda	1	25	12	1	300																																			
Zona roja derecha	1	25	12	1	300																																			
Zona azul izquierda	1	7	12	0,5	42																																			
Zona azul derecha	1	7	12	0,5	42																																			
Total...					684																																			

1.3 DRENAJE

Nº	Código	Medición	UM	Descripción																		
5	DRENO1	18,4	m	Drenaje transversal de HP-25 colocado en la parte superior del talón apoyado en el trasdós del estribo de 30 cm de diámetro incluyendo transporte y colocación.																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo</td> <td>2</td> <td>9,2</td> <td></td> <td></td> <td>9,2</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>9,2</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Estribo	2	9,2			9,2	Total...					9,2
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																	
Estribo	2	9,2			9,2																	
Total...					9,2																	
6	DRENO2	8,6	m	Capa de impermeabilización de paramentos en trasdós del estribo incluso transporte a obra y colocación.																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo</td> <td>2</td> <td>4,3</td> <td></td> <td></td> <td>4,3</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>4,3</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Estribo	2	4,3			4,3	Total...					4,3
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																	
Estribo	2	4,3			4,3																	
Total...					4,3																	
7	DRENO3	7,06	m	Malla drenante en el trasdós del muro del estribo incluyendo el drenaje incluso transporte a obra y colocación.																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo</td> <td>2</td> <td>3,53</td> <td></td> <td></td> <td>3,53</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>3,53</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Estribo	2	3,53			3,53	Total...					3,53
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																	
Estribo	2	3,53			3,53																	
Total...					3,53																	
8	DRENO4	7,06	m	Capa de geotextil recubriendo la malla drenante y separándola del terreno en el trasdós del muro del estribo incluso transporte a obra y colocación.																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Unidades</th> <th>Largo</th> <th>Ancho</th> <th>Alto</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo</td> <td>2</td> <td>3,53</td> <td></td> <td></td> <td>3,53</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td>3,53</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Estribo	2	3,53			3,53	Total...					3,53
Descripción	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Parcial																	
Estribo	2	3,53			3,53																	
Total...					3,53																	



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

1.4 ESTRIBO				
Nº	Código	Medición	UM	Descripción
9	ESTRIBO01	16,8	m ³	Hormigón de limpieza HM-15 de espesor 10 cm., en base de losa, incluso preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Cimnetación	2		7 12 0,1 8,4
				Total... 16,8
10	ESTRIBO02	839,04	kg	Disposición del armado superior e inferior longitudinal Ø12c/25 y transversal superior Ø12c/25 e inferior Ø12c/20 de la zapata ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Armado zapata	2		
				Total... 220,8
11	ESTRIBO03	684	kg	Disposición del armado vertical en el tramo 1 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø10c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø12c/20 y horizontal Ø10c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Armado muro tramo 1	2		
				Total... 180
12	ESTRIBO04	836	kg	Disposición del armado vertical en el tramo 2 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø12c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø16c/20 y horizontal Ø12c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Armado muro tramo 2	2		
				Total... 220
13	ESTRIBO05	2944	m ²	Montaje y desmontaje en una cara del muro, de sistema de encofrado a dos caras con acabado visto con textura veteada, realizado con tabloncillos de madera de pino, amortiguables en 6 usos, para formación de muro de hormigón armado, de entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para contención de tierras. Incluso, pasamuros para paso de los tensores, elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Encofrado	8		9,2 5 46
				Total... 368
14	ESTRIBO06	138,8832	m ³	Ejecución del muro del estribo con HA-30/P/20/11b+H mediante encofrado, vertido con mangera incluyendo elaborado, transporte a obra, vertido, vibrado, curado, colocación y totalmente terminado. Según norma EHR-08.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Hormigonado estribo	2		Zapata 9,2 4,6 0,8 28,78 Tramo 1 9,2 2,8 1,5 32,84 tramo 2 9,2 0,5 2 7,82
				Total... 69,44

15	ESTRIBO07	4	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de anclaje, de 302x302 mm de sección y 46 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Apoyo elastomérico vertical	4		
				Total... 4
16	ESTRIBO08	4	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de anclaje, de 350x300 mm de sección y 66 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Apoyo elastomérico horizontal	4		
				Total... 4
17	ESTRIBO09	2	ud	Perfil de acero galvanizado modelo Metaform Duo "EDING APS", de 185 mm de altura, formado por dos perfiles Metaform unidos entre sí, entre los que se coloca espuma de poliestireno, colocado como junta de dilatación en pavimento continuo de hormigón.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Junta de dilatación	2		
				Total... 2

1.5 CIMENTACIÓN TORRES

Nº	Código	Medición	UM	Descripción
18	CIMENTORR01	600	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Zona roja izquierda	1		25 12 300
	Zona roja derecha	1		25 12 300
				Total... 600
19	CIMENTORR02	1	ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de pilotes barrenado sin entubación, CPI-7, a una distancia de entre 50 y 100 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Zona roja izquierda	9		6 1 6
	Zona roja derecha	9		6 1 6
				Total... 1
20	CIMENTORR03	108	m	Perforación mediante el uso de barrena de widia, en roca o capas duras del terreno de resistencia mayor de 50 kg/cm ² , para la formación de cualquier tipo de pilote "in situ" de entre 85 y 125 cm de diámetro. El precio incluye el desplazamiento, montaje y desmontaje en obra del equipo de perforación.
	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>		<u>Largo</u> <u>Ancho</u> <u>Alto</u> <u>Parcial</u>
	Zona roja izquierda	9		6 1 6
	Zona roja derecha	9		6 1 6
				Total... 108



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

21	CIMENTORR04	41,04	kg	Disposición de la armadura transversal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación		27	CIMENTORR09	8	ud	Montaje de sistema de encofrado recuperable de madera, para encepado de grupo de pilotes, formado por tabloneros de madera, amortizables en 10 usos, y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.				
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	9	20	0,06	1,2	1,2					
				Zona roja derecha	9	20	0,06	1,2	1,2					
				Total...				2,4						
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	1					4				
				Zona roja derecha	1					4				
				Total...				8						
22	CIMENTORR04	41,04	kg	Disposición de la armadura longitudinal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación		28	CIMENTORR10	734,4	m³	Encepado de hormigón armado, agrupando cabezas de pilotes descabezados, realizado con hormigón HAF-25/P-1,5-1,5/F/12-48/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba. El precio no incluye el encofrado.				
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	9	20	0,06	1,2	1,2					
				Zona roja derecha	9	20	0,06	1,2	1,2					
				Total...				2,4						
23	CIMENTORR05	8,011061	m³	Hormigonado HA-30 de los pilotes vertido con mangera incluye fabricación transporte y colocación en obra.							<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	1	6	0,79	4,01	4,01	18	8	3	367,2	
				Zona roja derecha	1	6	0,79	4,01	4,01	18	8	3	367,2	
				Total...				8,01				Total...		734,4
1.6 RESTAURACIÓN DEL PAISAJE														
	<u>Nº</u>	<u>Código</u>	<u>Medición</u>	<u>UM</u>	<u>Descripción</u>									
24	CIMENTORR06	600	m²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.		29	REPA01	9.000,00	m²	Roca muy alterada en capa de 1,25 cm de espesor en zona 2 y relleno coluvial en zona 1, incluso traslado de materiales de acopio hasta la obra, extendido, compactación, perfilado y colocación conforme a planos de proyecto y p.p. de elementos y maquinaria auxiliares.				
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	1	25	12	300	300	300,00	30,00	1,25	9000,00	
				Zona roja derecha	1	25	12	300	300					
				Total...				600				Total ...		9000
25	CIMENTORR07	5,8368	kg	Elaboración del armado del encepado en el lado B*H de 6 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.		30	REPA02	23.400,00	m²	Suelo vegetal en capa de 2,60 cm de espesor en zona 2 y relleno coluvial en zona 1, incluso aprovisionamiento y traslado de materiales hasta la obra, extendido, compactación, perfilado y colocación conforme a planos de proyecto y p.p. de elementos y maquinaria auxiliares.				
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	1	8	0,03	0,26	0,26					
				Zona roja derecha	1	8	0,03	0,26	0,26					
				Total...				0,512				Total ...		23400
26	CIMENTORR08	6,5664	kg	Elaboración del armado del encepado en el lado L*H de 2 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.							<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>
				<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>					
				Zona roja izquierda	1	18	0,03	0,58	0,58					
				Zona roja derecha	1	18	0,03	0,58	0,58					
				Total...				1,152				Total ...		23400



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

31	REPA03	20.172,000	m ²	<p>Hidrosiembra en las bermas de los taludes a base de 20% de <i>Brachypodium retusum</i>, 15% de <i>Anthyllis vulneraria</i>, 20% de <i>Phagnalon saxatile</i>, 15% <i>Paronychia argentea</i>, 15% de <i>Sedum album</i>, 15% de <i>Helianthemum apenninum</i>, todo ello con una dosis 30-35 g/m², con 1.000 kg/ha. de abono de liberación controlada, 500 kg/ha. de celulosa mecánica, 200 kg/ha. de paja triturada, 50 kg/ha. de polímero absorbente de agua y 120 kg/ha. de estabilizador tipo polibutadieno, tapado inmediatamente después con 500 kg/ha. de celulosa mecánica, 100 kg/ha. de paja triturada y 80 kg/ha. de estabilizador tipo polibutadieno.</p>																												
				<table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: left;"><u>Descripción</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Unidades</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Largo</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Ancho</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Alto</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Parcial</u></td> </tr> <tr> <td>Zona izquierda</td> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">123,00</td> <td style="text-align: center;">83,00</td> <td></td> <td style="text-align: center;">10209,00</td> </tr> <tr> <td>Zona derecha</td> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">123,00</td> <td style="text-align: center;">81,00</td> <td></td> <td style="text-align: center;">9963,00</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total ...</td> <td style="text-align: center;">20172</td> </tr> </table>	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>	Zona izquierda	1	123,00	83,00		10209,00	Zona derecha	1	123,00	81,00		9963,00	Total ...					20172				
<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>																											
Zona izquierda	1	123,00	83,00		10209,00																											
Zona derecha	1	123,00	81,00		9963,00																											
Total ...					20172																											
32	REPA04	900,000	ud	<p><i>Pinus halepensis</i> (Pino carrasco) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado a raíz desnuda y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, formación de alcorque y primer riego.</p>																												
				<table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: left;"><u>Descripción</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Unidades</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Largo</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Ancho</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Alto</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Parcial</u></td> </tr> <tr> <td>BERMA 1</td> <td style="text-align: center;">500</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">500</td> </tr> <tr> <td>BERMA 2</td> <td style="text-align: center;">400</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">400</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total ...</td> <td style="text-align: center;">900</td> </tr> </table>	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>	BERMA 1	500				500	BERMA 2	400				400	Total ...					900				
<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>																											
BERMA 1	500				500																											
BERMA 2	400				400																											
Total ...					900																											
33	REPA05	500,000	ud	<p><i>Olea europea</i> var. <i>sylvestris</i> (Olivo) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado en contenedor y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.</p>																												
				<table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: left;"><u>Descripción</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Unidades</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Largo</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Ancho</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Alto</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Parcial</u></td> </tr> <tr> <td>Berma 1</td> <td style="text-align: center;">300</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">300</td> </tr> <tr> <td>Berma 2</td> <td style="text-align: center;">200</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">200</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total ...</td> <td style="text-align: center;">500</td> </tr> </table>	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>	Berma 1	300				300	Berma 2	200				200	Total ...					500				
<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>																											
Berma 1	300				300																											
Berma 2	200				200																											
Total ...					500																											
34	REPA06	800,000	ud	<p><i>Vitis vitifera</i> (vid) de 50 a 80 cm de altura, suministrado en contenedor y plantación en hoyo 1x1x1 m, incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.</p>																												
				<table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: left;"><u>Descripción</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Unidades</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Largo</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Ancho</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Alto</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Parcial</u></td> </tr> <tr> <td>Zona 2</td> <td style="text-align: center;">800</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">800</td> </tr> <tr> <td colspan="5" style="text-align: right;">Total...</td> <td style="text-align: center;">800</td> </tr> </table>	<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>	Zona 2	800				800	Total...					800										
<u>Descripción</u>	<u>Unidades</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>																											
Zona 2	800				800																											
Total...					800																											



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

2. PRECIOS DE LAS UNIDADES DE OBRA

2.1 DESBROCE

Núm	Código	UM	Descripción	Importe en letra	Importe en cifras
1	DEBR01	m ²	Desbroce en los márgenes y cauce del barranco , con empleo de excavadora, carga y transporte de los productos a vertedero o lugar de empleo.	UN EURO CON CINCUENTA CÉNTIMOS	1,50 €

2.2 REEXCAVACIÓN

Núm	Código	UM	Descripción	Importe en letra	Importe en cifras
2	REEX01	m ³	Excavación en talud en roca muy alterada, con empleo de retroexcavadora, carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o a acopio.	VEINTICINCO EUROS	25,00 €
3	REEX02	m ²	Excavación en roca competente mediante retroexcavadora o ripper incluso con retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.	TREINTA Y CINCO EUROS	35,00 €
4	REEX03	m ³	Excavación en roca muy competente mediante ripper o voladura incluso retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.	CIENTO QUINCE EUROS	115,00 €

2.3 DRENAJE

Núm	Código	UM	Descripción	Importe en letra	Importe en cifras
5	DRENO1	ml	Drenaje transversal de HP-25 colocado en la parte superior del talón apoyado en el trasdós del estribo de 30 cm de diámetro incluyendo transporte y colocación.	VEINTE EUROS Y CUATRO CENTIMOS	20,04 €
6	DRENO2	m	Capa de impermeabilización de paramentos en trasdós del estribo incluso transporte a obra y colocación	NUEVE EUROS	9,00 €
7	DRENO3	m	Malla drenante en el trasdós del muro del estribo incluyendo el drenaje incluso transporte a obra y colocación	DIEZ EUROS	10,00 €

8	DRENO4	m	Capa de geotextil recubriendo la malla drenante y separándola del terreno en el trasdós del muro del estribo incluso transporte a obra y colocación	DIEZ EUROS	10,00 €
---	--------	---	---	------------	---------

2.4 ESTRIBO

Núm	Código	UM	Descripción	Importe en letra	Importe en cifras
9	ESTRIBO01	m ²	Hormigón de limpieza HM-15 de espesor 10 cm., en base de losa, incluso preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.	TREINTA Y CINCO EUROS Y CUARENTA Y DOS CENTIMOS	35,42 €
10	ESTRIBO02	m ²	Disposición del armado superior e inferior longitudinal Ø12c/25 y transversal superior Ø12c/25 e inferior Ø12c/20 de la zapata ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	UN EURO Y NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS	2,64 €
11	ESTRIBO03	m ²	Disposición del armado vertical en el tramo 1 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø10c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø12c/20 y horizontal Ø10c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	UN EURO Y NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS	2,64 €
12	ESTRIBO04	m ²	Disposición del armado vertical en el tramo 2 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø12c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø16c/20 y horizontal Ø12c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	UN EURO Y NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS	2,64 €
13	ESTRIBO05	m ²	Montaje y desmontaje en una cara del muro, de sistema de encofrado a dos caras con acabado visto con textura veteada, realizado con tabloncillos de madera de pino, amortizables en 6 usos, para formación de muro de hormigón armado, de entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para contención de tierras. Incluso, pasamuros para paso de los tensores, elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	TRECE EUROS	13,00 €



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

14	ESTRIBO06	m ³	Ejecución del muro del estribo con HA-30/P/20/IIb+H mediante encofrado, vertido con mangera incluyendo elaborado, transporte a obra, vertido, vibrado, curado, colocación y totalmente terminado. Según norma EHR-08.	20	CIMENTORR03	m	Perforación mediante el uso de barrena de widia, en roca o capas duras del terreno de resistencia mayor de 50 kg/cm ² , para la formación de cualquier tipo de pilote "in situ" de entre 85 y 125 cm de diámetro. El precio incluye el desplazamiento, montaje y desmontaje en obra del equipo de perforación.
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> NOVENTA Y UN EUROS Y SETENTA Y SIETE CENTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 91,77 €</p>	
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> CUATROCIENTOS SETENTA Y CINCO EUROS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 475,00 €</p>	
15	ESTRUB007	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de anclaje, de 302x302 mm de sección y 46 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.	21	CIMENTORR04	m ²	Disposición de la armadura transversal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> OCHENTA Y NUEVE EUROS Y CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 89,54 €</p>	
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> UN EURO Y NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 2,64 €</p>	
16	ESTRIBO08	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de anclaje, de 350x300 mm de sección y 66 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.	22	CIMENTORR04	kg	Disposición de la armadura longitudinal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> CIENTO CINCUENTA Y UN EUROS Y OCHENTA Y DOS CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 151,82 €</p>	
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> UN EURO Y NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 2,64 €</p>	
17	ESTRIBO09	ud	Perfil de acero galvanizado modelo Metaform Duo "EDING APS", de 185 mm de altura, formado por dos perfiles Metaform unidos entre sí, entre los que se coloca espuma de poliestireno, colocado como junta de dilatación en pavimento continuo de hormigón.	23	CIMENTORR05	m ³	Hormigonado HA-30 de los pilotes vertido con mangera incluye fabricación transporte y colocación en obra.
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> NOVENTA Y UN EUROS Y SETENTA Y SIETE CENTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 91,77 €</p>	
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> TRECE EUROS Y VEINTE CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 13,20 €</p>	
2.5 CIMENTACIÓN TORRES				24	CIMENTORR06	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.
Núm	Código	UM	Descripción	25	CIMENTORR07	m ²	Elaboración del armado del encepado en el lado B*H de 6 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.
18	CIMENTORR01	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.				
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> TRECE EUROS Y VEINTE CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 13,20 €</p>	
19	CIMENTORR02	ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de pilotes barrenado sin entubación, CPI-7, a una distancia de entre 50 y 100 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.	26	CIMENTORR08	m ²	Elaboración del armado del encepado en el lado L*H de 2 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> CUATRO MIL SEISCIENTOS SETENTA EUROS Y CINCUENTA Y SIETE CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 4.670,57 €</p>	
				<p align="center"><u>Importe en letra</u> UN EURO Y NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS</p>		<p align="center"><u>Importe en cifras</u> 2,64 €</p>	



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

27	CIMENTORR09	ud	Montaje de sistema de encofrado recuperable de madera, para encepado de grupo de pilotes, formado por tablonces de madera, amortizables en 10 usos, y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodalamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	32	REPA04	ud	Pinus halepensis (Pino carrasco) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado a raíz desnuda y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, formación de alcorque y primer riego.		
			Importe en letra				Importe en letra		
			VEINTICUATRO EUROS CON SETENTA Y SIETE CÉNTIMOS				TREINTA Y OCHO EUROS Y CINCUENTA Y CUATRO CENTIMOS		
			Importe en cifras				Importe en cifras		
			24,77 €				38,54 €		
28	CIMENTORR09	m ³	Encepado de hormigón armado, agrupando cabezas de pilotes descabezados, realizado con hormigón HAF-25/P-1,5-1,5/F/12-48/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba. El precio no incluye el encofrado.	33	REPA05	ud	Olea europea var. sylvestris (Olivo) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado en contenedor y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.		
			Importe en letra				Importe en letra		
			DOSCIENTOS SESENTA Y OCHO EUROS Y CUARENTA Y SIETE CÉNTIMOS				CINCUENTA Y CINCO EUROS Y CUARENTA Y OCHO CENTIMOS		
			Importe en cifras				Importe en cifras		
			268,47 €				55,48 €		
2.6 RESTAURACIÓN DEL PAISAJE									
Nº	Código	UM	Descripción	34	REPA06	ud	Vitis vitífera (vid) de 50 a 80 cm de altura, suministrado en contenedor y plantación en hoyo 1x1x1 m, incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.		
29	REPA01	m ³	Roca muy alterada en capa de 1,25 cm de espesor en zona 2 y relleno coluvial en zona 1, incluso aprovisionamiento y traslado de materiales hasta la obra, extendido, compactación, perfilado y colocación conforme a planos de proyecto y p.p. de elementos y maquinaria auxiliares.				Importe en letra		
			CUATRO EUROS Y VEINTE CENTIMOS				TREINTA Y TRES EUROS CON CUARENTA CÉNTIMOS		
			Importe en cifras				Importe en cifras		
			4,20 €				33,40 €		
30	REPA02	m ²	Suelo vegetal en capa de 2,60 cm de espesor en zona 2 y relleno coluvial en zona 1, incluso aprovisionamiento y traslado de materiales hasta la obra, extendido, compactación, perfilado y colocación conforme a planos de proyecto y p.p. de elementos y maquinaria auxiliares.				Importe en letra		
			TRES EUROS Y OCHENTA CENTIMOS				Importe en cifras		
			3,80 €						
31	REPA03	ud	Hidrosiembra en las bermas de los taludes a base de 20% de Brachypodium retusum, 15% de Anthyllis vulneraria, 20% de Phagnalon saxatile, 15% Paronychia argentea, 15% de Sedum album, 15% de Helianthemum apenninum, todo ello con una dosis 30-35 g/m ² , con 1.000 kg/ha. de abono de liberación controlada, 500 kg/ha. de celulosa mecánica, 200 kg/ha. de paja triturada, 50 kg/ha. de polímero absorbente de agua y 120 kg/ha. de estabilizador tipo polibutadieno, tapado inmediatamente después con 500 kg/ha. de celulosa mecánica, 100 kg/ha. de paja triturada y 80 kg/ha. de estabilizador tipo polibutadieno.				Importe en letra		
			UN EURO Y OCHENTA CENTIMOS				Importe en cifras		
			1,80 €						



3. DESCOMPOSICIÓN DE PRECIOS

3.1 DESBROCE

Núm	Código	UM	Descripción	Precio
1	DEBR01	m ²	Desbroce en los márgenes y cauce del barranco , con empleo de excavadora, carga y transporte de los productos a vertedero o lugar de empleo.	
			Materiales	0,5
			Carga y transporte de los productos	1
			TOTAL por m2	1,50

3.2 REEXCAVACIÓN

Núm	Código	UM	Descripción	Precio
2	REEX01	m ³	Excavación en talud en roca muy alterada, con empleo de retroexcavadora, carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o a acopio.	
			Materiales	2,02
			Ejecución del precorte	7,78
			Carga y transporte de los productos de excavación	1,80
			TOTAL por m³	11,60
3	REEX02	m ²	Excavación en roca competente mediante retroexcavadora o ripper incluso con retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.	
			Sin descomposición	15,22
			TOTAL por m2	15,22
4	REEX03	m ³	Excavación en roca muy competente mediante ripper o voladura incluso retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.	
			Sin descomposición	13
			TOTAL por m3	13

3.3 DRENAJE

Núm	Código	UM	Descripción	Precio
5	DREN01	ml	Drenaje transversal de HP-25 colocado en la parte superior del talón apoyado en el trasdós del estribo de 30 cm de diámetro incluyendo transporte y colocación.	
			Transporte	5
			Colocación	15,04
			TOTAL por m	20,04
6	DREN02	m	Capa de impermeabilización de paramentos en trasdós del estribo incluso transporte a obra y colocación	
			Transporte	4
			Colocación	5
			TOTAL por m	9
7	DREN03	m	Malla drenante en el trasdos del muro del estribo incluyendo el drenaje incluso transporte a obra y colocación	
			Transporte	4
			Colocación	6
			TOTAL por m	10
8	DREN04	m	Capa de geotextil recubriendo la malla drenante y separándola del terreno en el trasdos del muro del estribo incluso transporte a obra y	
			Transporte	4
			Colocación	6
			TOTAL por m	10

3.4 ESTRIBOS

Núm	Código	UM	Descripción	Precio
9	ESTRIBO01	m ²	Hormigón de limpieza HM-15 de espesor 10 cm., en base de losa, incluso preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.	
			Hormigón a pie de obra	28,35
			Ejecución	7,07
			TOTAL por m2	35,42



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

10	ESTRIBO02	m ²	Disposición del armado superior e inferior longitudinal Ø12c/25 y transversal superior Ø12c/25 e inferior Ø12c/20 de la zapata ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	14	ESTRIBO06	m ³	Ejecución del muro del estribo con HA-30/P/20/IIb+H mediante encofrado, vertido con mangera incluyendo elaborado, transporte a obra, vertido, vibrado, curado, colocación y totalmente terminado. Según norma EHR-08.
			Materiales				
			Equipo y maquinaria				
			Mano de obra				
			TOTAL por m3				Sin descomposición
							91,77
							TOTAL por m2
							91,77
11	ESTRIBO03	m ²	Disposición del armado vertical en el tramo 1 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø10c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø12c/20 y horizontal Ø10c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	15	ESTRIBO07	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de andaje, de 302x302 mm de sección y 46 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.
			Materiales				
			Equipo y maquinaria				
			Mano de obra				
			TOTAL por m3				Materiales
							83,03
							Mano de obra
							6,51
							TOTAL por m3
							89,54
12	ESTRIBO04	m ²	Disposición del armado vertical en el tramo 2 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø12c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø16c/20 y horizontal Ø12c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	16	ESTRIBO08	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de andaje, de 350x300 mm de sección y 66 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.
			Materiales				
			Equipo y maquinaria				
			Mano de obra				
			TOTAL por m3				Materiales
							145,31
							Mano de obra
							6,51
							TOTAL por m3
							151,82
13	ESTRIBO05	m ²	Montaje y desmontaje en una cara del muro, de sistema de encofrado a dos caras con acabado visto con textura veteada, realizado con tabloncillos de madera de pino, amortizables en 6 usos, para formación de muro de hormigón armado, de entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para contención de tierras. Incluso, pasamuros para paso de los tensores, elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	17	ESTRIBO09	ud	Perfil de acero galvanizado modelo Metaform Duo "EDING APS", de 185 mm de altura, formado por dos perfiles Metaform unidos entre sí, entre los que se coloca espuma de poliestireno, colocado como junta de dilatación en pavimento continuo de hormigón.
			Materiales				
			Colocación				
			TOTAL por m3				Materiales
							39,38
							Mano de obra
							2,69
							TOTAL por m3
							42,07



3.5 CIMENTACIONES TORRES

Núm	Código	UM	Descripción	Precio
18	CIMENTORR01	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.	
			Sin descomposición	13,2
			TOTAL por m3	13,2
19	CIMENTORR02	ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de pilotes barrenado sin entubación, CPI-7, a una distancia de entre 50 y 100 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.	
			Sin descomposición	4670,57
			TOTAL por m3	4670,57
20	CIMENTORR03	m	Perforación mediante el uso de barrena de widia, en roca o capas duras del terreno de resistencia mayor de 50 kg/cm ² , para la formación de cualquier tipo de pilote "in situ" de entre 85 y 125 cm de diámetro. El precio incluye el desplazamiento, montaje y desmontaje en obra del equipo de perforación.	
			Sin descomposición	475
			TOTAL por m3	475
21	CIMENTORR04	m ²	Disposición de la armadura transversal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación	
			Materiales	1,92
			Equipo y maquinaria	0,11
			Mano de obra	0,61
			TOTAL por m3	2,64
22	CIMENTORR04	kg	Disposición de la armadura longitudinal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación	
			Materiales	1,92
			Equipo y maquinaria	0,11
			Mano de obra	0,61
			TOTAL por m3	2,64

23	CIMENTORR05	m ³	Hormigonado HA-30 de los pilotes vertido con mangera incluye fabricación transporte y colocación en obra.	
			Sin descomposición	2,64
			TOTAL por m2	2,64
24	CIMENTORR06	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.	
			Sin descomposición	13,2
			TOTAL por m2	13,2
25	CIMENTORR07	m ²	Elaboración del armado del encepado en el lado B*H de 6 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.	
			Materiales	1,92
			Equipo y maquinaria	0,11
			Mano de obra	0,61
			TOTAL por m3	2,64
26	CIMENTORR08	m ²	Elaboración del armado del encepdo en el lado L*H de 2 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.	
			Materiales	1,92
			Equipo y maquinaria	0,11
			Mano de obra	0,61
			TOTAL por m3	2,64
27	CIMENTORR09	ud	Montaje de sistema de encofrado recuperable de madera, para encepado de grupo de pilotes, formado por tablonos de madera, amortizables en 10 usos, y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	
			Materiales	2
			Mano de obra	22,77
			TOTAL por m3	24,77



28	CIMENTORR09	m ³	Encepado de hormigón armado, agrupando cabezas de pilotes descabezados, realizado con hormigón HAF-25/P-1,5-1,5/F/12-48/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba. El precio no incluye el encofrado.	
			Materiales	230
			Equipo y maquinaria	10
			Mano de obra	28,47
			TOTAL por m3	268,47

3.6 RESTAURACIÓN DEL PAISAJE

Nº	Código	UM	Descripción	Precio
29	REPA01	m ³	Roca muy alterada en capa de 1,25 cm de espesor en zona 2 y relleno coluvial en zona 1, incluso aprovisionamiento y traslado de materiales hasta la obra, extendido, compactación, perfilado y colocación conforme a planos de proyecto y p.p. de elementos y maquinaria auxiliares.	
			Roca muy alterada a pie de obra	2,80
			Colocación	1,40
			TOTAL por m3	4,20
30	REPA02	m ²	Suelo vegetal en capa de 2,60 cm de espesor en zona 2 y relleno coluvial en zona 1, incluso aprovisionamiento y traslado de materiales hasta la obra, extendido, compactación, perfilado y colocación conforme a planos de proyecto y p.p. de elementos y maquinaria auxiliares.	
			Tierra vegetal a pie de obra	2,60
			Colocación	1,20
			TOTAL por m3	3,80

31	REPA03	ud	Hidrosiembra en las bermas de los taludes a base de 20% de <i>Brachypodium retusum</i> , 15% de <i>Anthyllis vulneraria</i> , 20% de <i>Phagnalon saxatile</i> , 15% <i>Paronychia argentea</i> , 15% de <i>Sedum album</i> , 15% de <i>Helianthemum apenninum</i> , todo ello con una dosis 30-35 g/m ² , con 1.000 kg/ha. de abono de liberación controlada, 500 kg/ha. de celulosa mecánica, 200 kg/ha. de paja triturada, 50 kg/ha. de polímero absorbente de agua y 120 kg/ha. de estabilizador tipo polibutadieno, tapado inmediatamente después con 500 kg/ha. de celulosa mecánica, 100 kg/ha. de paja triturada y 80 kg/ha. de estabilizador tipo polibutadieno.	
			Mezcla de semillas a pie de obra	0,90
			Ejecución	0,90
			TOTAL por m2	1,80
32	REPA04	ud	<i>Pinus halepensis</i> (Pino carrasco) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado a raíz desnuda y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, formación de alcorque y primer riego.	
			Suministro y transporte a pie de obra	28,29
			Ejecución hoyo y plantación	10,25
			TOTAL por ud	38,54
33	REPA05	ud	<i>Olea europea</i> var. <i>sylvestris</i> (Olivo) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado en contenedor y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.	
			Suministro y transporte a pie de obra	45,23
			Ejecución hoyo y plantación	10,25
			TOTAL por ud	55,48
34	REPA06	ud	<i>Vitis vitifera</i> (vid) de 50 a 80 cm de altura, suministrado en contenedor y plantación en hoyo 1x1x1 m, incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.	
			Suministro y transporte a pie de obra	22,00
			Ejecución hoyo y plantación	11,40
			TOTAL por ud	33,40



4. VALORACIÓN PARCIAL

4.1 DESBROCE

Núm	Código	UM	Descripción	Medición	Precio	Importe
1	DESB01	m ²	Desbroce en los márgenes y cauce del barranco, con empleo de excavadora, carga y transporte de los productos a vertedero o lugar de empleo.	23400	1,50 €	35.100,00 €

4.2. REEXCAVACIÓN

Nº	Código	UM	Descripción	Medición	Precio	Importe
2	REEX01	m ³	Excavación en talud en roca muy alterada, con empleo de retroexcavadora, carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o a acopio.	11250	25,00 €	281.250,00 €

3	REEX02	m ²	Excavación en roca competente mediante retroexcavadora o ripper incluso con retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.	1075,2	35,00 €	37.632,00 €
---	--------	----------------	--	--------	---------	-------------

4	REEX03	m ³	Excavación en roca muy competente mediante ripper o voladura incluso retirada y transporte de los productos resultantes a vertedero o a acopio.	684	115,00 €	78.660,00 €
---	--------	----------------	---	-----	----------	-------------

4.3 DRENAJE

Nº	Código	UM	Descripción	Medición	Precio	Importe
5	DRENO1	m	Drenaje transversal de HP-25 colocado en la parte superior del talón apoyado en el trasdós del estribo de 30 cm de diámetro incluyendo transporte y colocación.	18,4	20,04 €	368,74 €

6	DRENO2	m ²	Capa de impermeabilización de paramentos en trasdós del estribo incluso transporte a obra y colocación	8,6	9,00 €	77,40 €
---	--------	----------------	--	-----	--------	---------

7	DRENO3	m	Malla drenante en el trasdos del muro del estribo incluyendo el drenaje incluso transporte a obra y colocación	7,06	10,00 €	70,60 €
---	--------	---	--	------	---------	---------

8	DRENO4	m	Capa de geotextil recubriendo la malla drenante y separándola del terreno en el trasdos del muro del estribo incluso transporte a obra y	7,06	10,00 €	70,60 €
---	--------	---	--	------	---------	---------

4.4 ESTIBO

Nº	Código	UM	Descripción	Medición	Precio	Importe
9	ESTRIBO01	m ²	Hormigón de limpieza HM-15 de espesor 10 cm., en base de losa, incluso preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.	16,8	35,42 €	595,06 €

10	ESTRIBO02	m ²	Disposición del armado superior e inferior longitudinal Ø12c/25 y transversal superior Ø12c/25 e inferior Ø12c/20 de la zapata ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	839,04	2,64 €	2.215,07 €
----	-----------	----------------	--	--------	--------	------------

11	ESTRIBO03	m ²	Disposición del armado vertical en el tramo 1 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø10c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø12c/20 y horizontal Ø10c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	684	2,64 €	1.805,76 €
----	-----------	----------------	--	-----	--------	------------

12	ESTRIBO04	m ²	Disposición del armado vertical en el tramo 2 del intradós Ø10c/30 y horizontal Ø12c/25 y del armado vertical en el trasdós Ø16c/20 y horizontal Ø12c/25c de ejecución en taller y montaje en obra incluso transporte y colocación en obra	836	2,64 €	2.207,04 €
----	-----------	----------------	--	-----	--------	------------



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

				4.5 CIMENTACIÓN TORRES			
				Nº	Código	UM	Descripción
13	ESTRIBO05	m ²	Montaje y desmontaje en una cara del muro, de sistema de encofrado a dos caras con acabado visto con textura veteada, realizado con tablonos de madera de pino, amortizables en 6 usos, para formación de muro de hormigón armado, de entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para contención de tierras. Incluso, pasamuros para paso de los tensores, elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	18	CIMENTORR01	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				2944	13,00 €	38.272,00 €	
14	ESTRIBO06	m ³	Ejecución del muro del estribo con HA-30/P/20/IIb+H mediante encofrado, vertido con mangera incluyendo elaborado, transporte a obra, vertido, vibrado, curado, colocación y totalmente terminado. Según norma EHR-08.	19	CIMENTORR02	ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de pilotes barrenado sin entubación, CPI-7, a una distancia de entre 50 y 100 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				1	4.670,57 €	4.670,57 €	
15	ESTRIBO07	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de anclaje, de 302x302 mm de sección y 46 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.	20	CIMENTORR03	m	Perforación mediante el uso de barrena de widia, en roca o capas duras del terreno de resistencia mayor de 50 kg/cm ² , para la formación de cualquier tipo de pilote "in situ" de entre 85 y 125 cm de diámetro. El precio incluye el desplazamiento, montaje y desmontaje en obra del equipo de perforación.
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				138,8832	91,77 €	12.745,31 €	
16	ESTRIBO08	ud	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, y una placa de acero en la cara inferior, con cuatro pernos de anclaje, de 350x300 mm de sección y 66 mm de espesor, tipo C1, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio incluye la base de nivelación.	21	CIMENTORR04	m ²	Disposición de la armadura transversal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				4	89,54 €	358,16 €	
17	ESTRIBO09	ud	Perfil de acero galvanizado modelo Metaform Duo "EDING APS", de 185 mm de altura, formado por dos perfiles Metaform unidos entre sí, entre los que se coloca espuma de poliestireno, colocado como junta de dilatación en pavimento continuo de hormigón.	22	CIMENTORR04	kg	Disposición de la armadura longitudinal del pilote 20 cercos de Ø6 cada 0,3 metros. Incluye transporte a obra y colocación
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				4	151,82 €	607,28 €	
18	ESTRIBO09	ud	Perfil de acero galvanizado modelo Metaform Duo "EDING APS", de 185 mm de altura, formado por dos perfiles Metaform unidos entre sí, entre los que se coloca espuma de poliestireno, colocado como junta de dilatación en pavimento continuo de hormigón.	23	CIMENTORR05	m ²	Hormigonado HA-30 de los pilotes vertido con mangera incluye fabricación transporte y colocación en obra.
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				2	42,07 €	84,14 €	
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				600	13,20 €	7.920,00 €	
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				108	475,00 €	923.400,00 €	
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				41,04	2,64 €	108,35 €	
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				41,04	2,64 €	108,35 €	
				<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>	
				8,01106127	91,77 €	735,18 €	



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. DE BENISSA (ALICANTE)

			4.6 RESTAURACIÓN DEL PAISAJE		
24	CIMENTORR06	m ²	Preparación de la superficie de asiento, regleado y nivelado, terminado.		
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			600	13,20 €	7.920,00 €
25	CIMENTORR07	m ²	Elaboración del armado del encepado en el lado B*H de 6 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.		
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			5,8368	2,64 €	15,41 €
26	CIMENTORR08	m ²	Elaboración del armado del encepado en el lado L*H de 2 capas cada 0,2 m más 1 al doble de separación con 32Ø cada 0,2 m en cada capa incluso transporte y colocación en obra.		
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			6,5664	2,64 €	17,34 €
27	CIMENTORR09	ud	Montaje de sistema de encofrado recuperable de madera, para encepado de grupo de pilotes, formado por tabloneros de madera, amortizables en 10 usos, y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodalamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.		
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			8	24,77 €	198,16 €
28	CIMENTORR09	m ³	Encepado de hormigón armado, agrupando cabezas de pilotes descabezados, realizado con hormigón HAF-25/P-1,5-1,5/F/12-48/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba. El precio no incluye el encofrado.		
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			734,4	268,47 €	197.164,37 €
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			900	38,54 €	34.686,00 €
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			9.000,00	4,20 €	37.800,00 €
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			23.400,00	3,80 €	88.920,00 €
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			20172	1,80 €	36.309,60 €
			<u>Medición</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
			900	38,54 €	34.686,00 €



33 REPA05 ud Olea europea var. sylvestris (Olivo) de 12 a 14 cm. de perímetro de tronco, suministrado en contenedor y plantación en hoyo de 1x1x1 m., incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.

Medición	Precio	Importe
500	55,48 €	27.740,00 €

34 REPA06 ud Vitis vitifera (vid) de 50 a 80 cm de altura, suministrado en contenedor y plantación en hoyo 1x1x1 m, incluso apertura del mismo con los medios indicados, abonado, drenaje, formación de alcorque y primer riego.

Medición	Precio	Importe
800	33,40 €	26.720,00 €

3. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

Para el cálculo del Presupuesto de ejecución material se ha procedido a realizar el sumatorio de la medición por el coste unitario de cada unidad de obra, lo cual se observa en el apartado 3. Valoración parcial en el desglose que se encuentra después de estos dos apartados.

Se muestra a continuación el PEM en la siguiente tabla:

Tabla 1. Presupuesto de ejecución material, PEM.

5. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

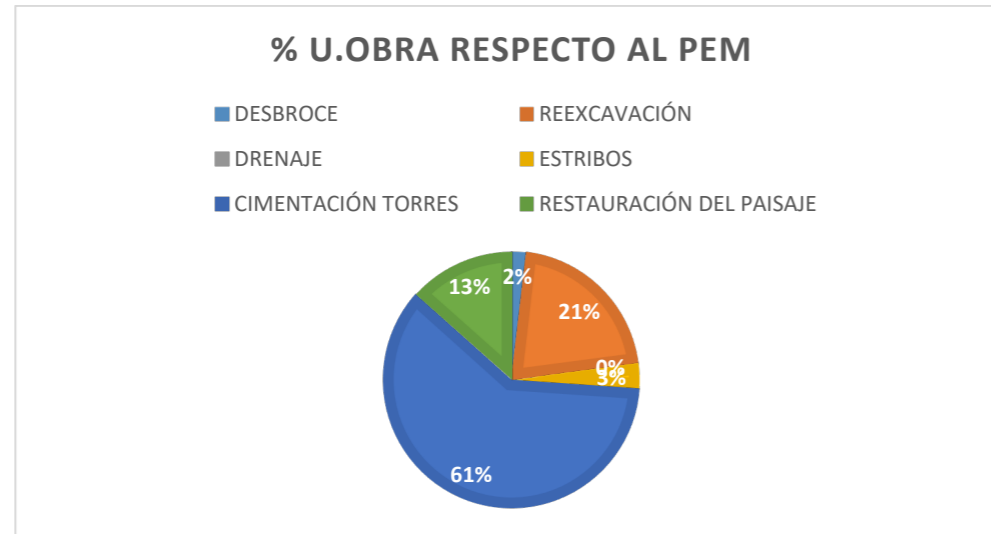
5. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL		
1	DESBROCE	35.100,00 €
2	REEXCAVACIÓN	397.542,00 €
3	DRENAJE	587,34 €
4	ESTRIBOS	58.889,81 €
5	CIMENTACIÓN TORRES	1.142.149,36 €
6	RESTAURACIÓN DEL PAISAJE	252.175,60 €
Total PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL:		1.886.444,11 €
El presupuesto de ejecución material asciende a la cantidad de:		
UN MILLON OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y CAUTRO EUROS Y ONCE CÉNTIMOS		

Una vez se conoce el precio de ejecución material, se procede a mostrar el porcentaje que representa cada unidad de obra respecto al precio de ejecución material obtenido (Tabla 2).

Tabla 2. Porcentaje de cada unidad de obra respecto al PEM

% de cada unidad de obra respecto al PEM		
1	DESBROCE	1,86%
2	REEXCAVACIÓN	21,07%
3	DRENAJE	0,03%
4	ESTRIBOS	3,12%
5	CIMENTACIÓN TORRES	60,55%
6	RESTAURACIÓN DEL PAISAJE	13,37%

Para la que comprensión de estos números resulte más sencilla a la hora de compararlo con el total del PEM, se muestra un gráfico, donde se observa el % de cada unidad de obra respecto al PEM.



Gráfica 1. % U. Obra respecto al PEM.

Se observa que más de la mitad del PEM corresponde a la cimentación de las torres, quedando el resto de las unidades de obra bastante distanciadas de esta unidad de obra.

4. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN

Para obtener este presupuesto se han aplicado al PEM, obtenido en el apartado anterior los porcentajes correspondientes de:

- Gastos generales: GG → 13%
- Beneficio industrial: BI → 6%

Una vez se obtienen estos porcentajes respecto al PEM, se procede a sumar el PEM, los GG y BI y se le aplica el 21% del impuesto sobre el valor añadido, IVA.

Se muestra una table con todo lo explicado y el valor al que asciende el PBL.

Tabla 3. Presupuesto base de licitación, PBL.

6. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN

6. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN		
Presupuesto de ejecución material (PEM)		1.886.444,11 €
Gastos generales GG	13%	245.237,73 €
Beneficio industrial BI	6%	113.186,65 €
Total (PEM+GG+BI)		2.244.868,49 €
IVA	21%	471.422,38 €
Presupuesto base de licitación		2.716.290,88 €
El presupuesto base de licitación asciende a la cantidad de		
DOS MILLONES SETECIENTOS DIECISÉIS MIL DOSCIENTOS NOVENTA EUROS Y OCHENTA Y OCHO CÉNTIMOS		



5. ANÁLISIS DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA

El objetivo de este apartado es realizar una breve valoración económica que se ha realizado en este anejo.

Para ello, se ha utilizado el ratio de metro cuadrado de tablero respecto al PEM, así como el coste de cada unidad de obra analizada con el metro cuadrado de tablero. Este valor es el que va a determinar si una obra es viable económicamente o no. Además, permite compararla con otras obras.

A continuación, se muestra una tabla, con el ratio que se obtiene, el cual indica que con el análisis económico realizado, se obtiene una coste de 1055,06 €/m².

Tabla 4. Ratio del PEM respecto el metro cuadrado de tablero

7. RATIO	
PEM	1.886.444,11 €
m2 tablero	1788
Ratio	1.055,06 € /m2

Para que quede más claro, también se ha obtenido el ratio por cada unidad de obra, respecto a los metros cuadrados de tablero, los resultados obtenidos se pueden observar en la siguiente tabla.

Tabla 5. Ratio por unidad de obra.

7.1 RATIO POR UNIDAD DE OBRA		
	PEM	RATIO Ud. Obra
DESBROCE	35.100,00 €	19,63 €
REEXCAVACIÓN	397.542,00 €	222,34 €
DRENAJE	587,34 €	0,33 €
ESTRIBOS	58.889,81 €	32,94 €
CIMENTACIÓN TORRES	1.142.149,36 €	638,79 €
RESTAURACIÓN DEL PAISAJE	252.175,60 €	141,04 €

En cuanto a los valores que se obtienen, son unos valores elevados pero razonables, pues no se debe de olvidar que se trata de una estructura singular y a pesar de los valores obtenidos, paren ser razonables.

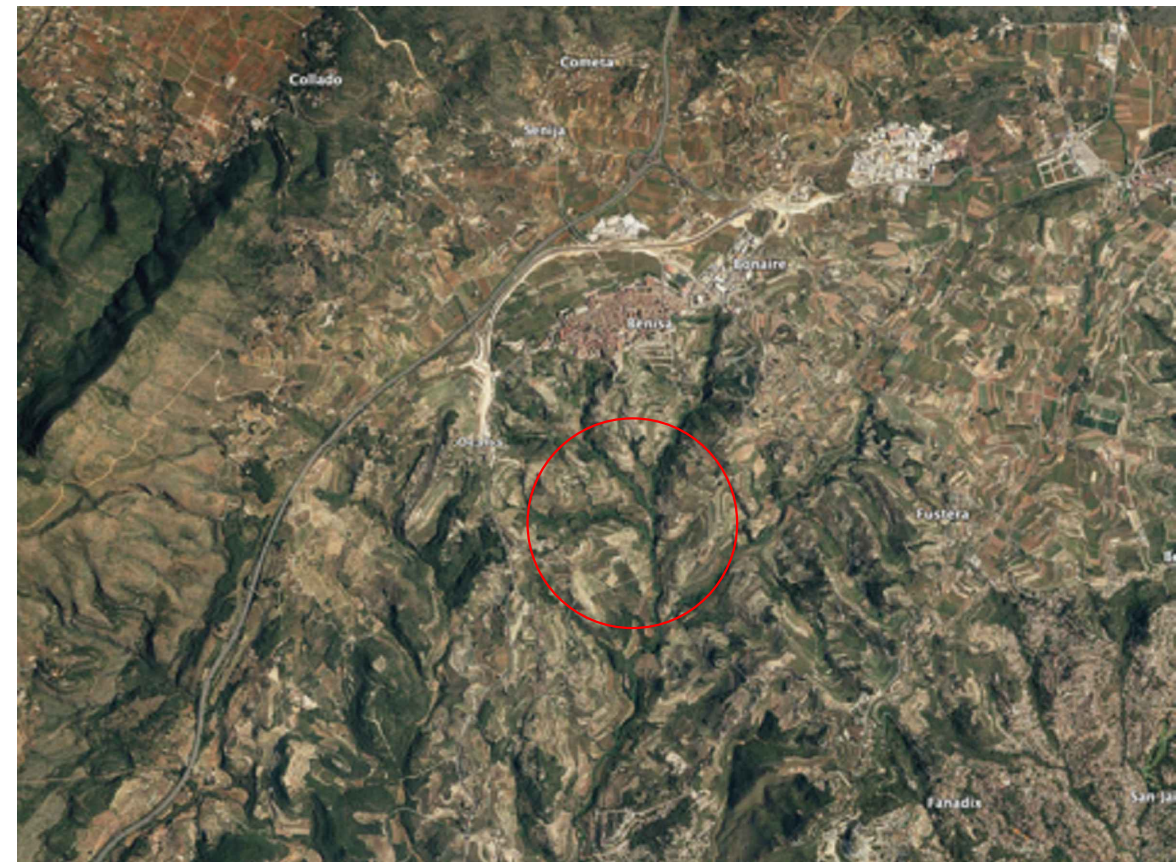
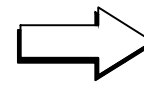
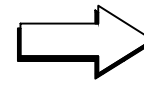


Documento nº2:
Planos







Índice del Documento nº2: Planos

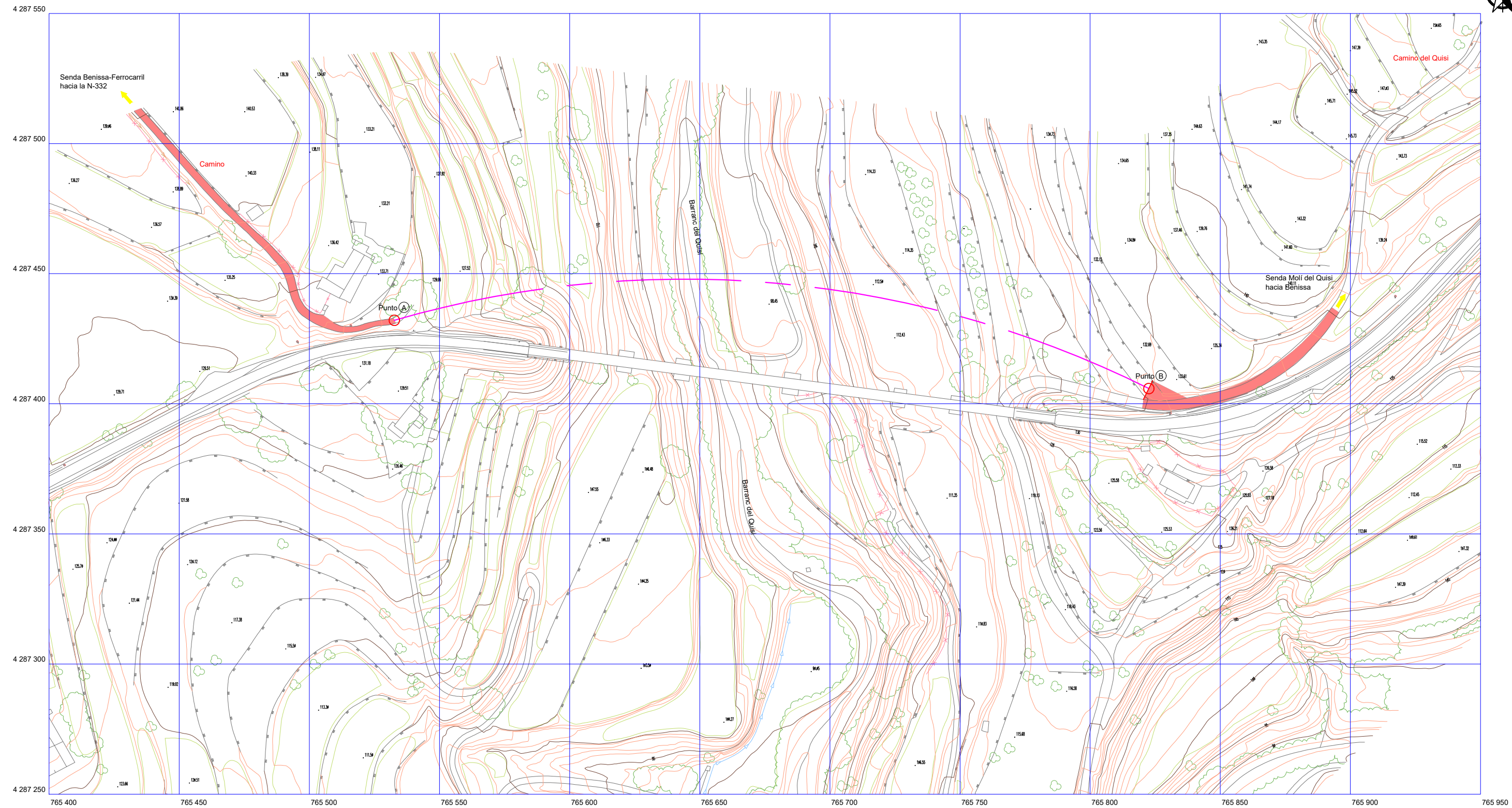
- 1.1 Situación
- 2.1 Emplazamiento de la pasarela
- 3.1 Topografía del entorno de ubicación de la pasarela
- 4.1 Definición general geotécnica
- 5.1 Definición estructural de las cimentaciones de las torres
- 6.1 Definición estructural de los estribos
- 7.1 Infografía (geotécnica y del proyecto completo)





LEYENDA TRAZADO	
	Trazado pasarela
	Accesos pasarela

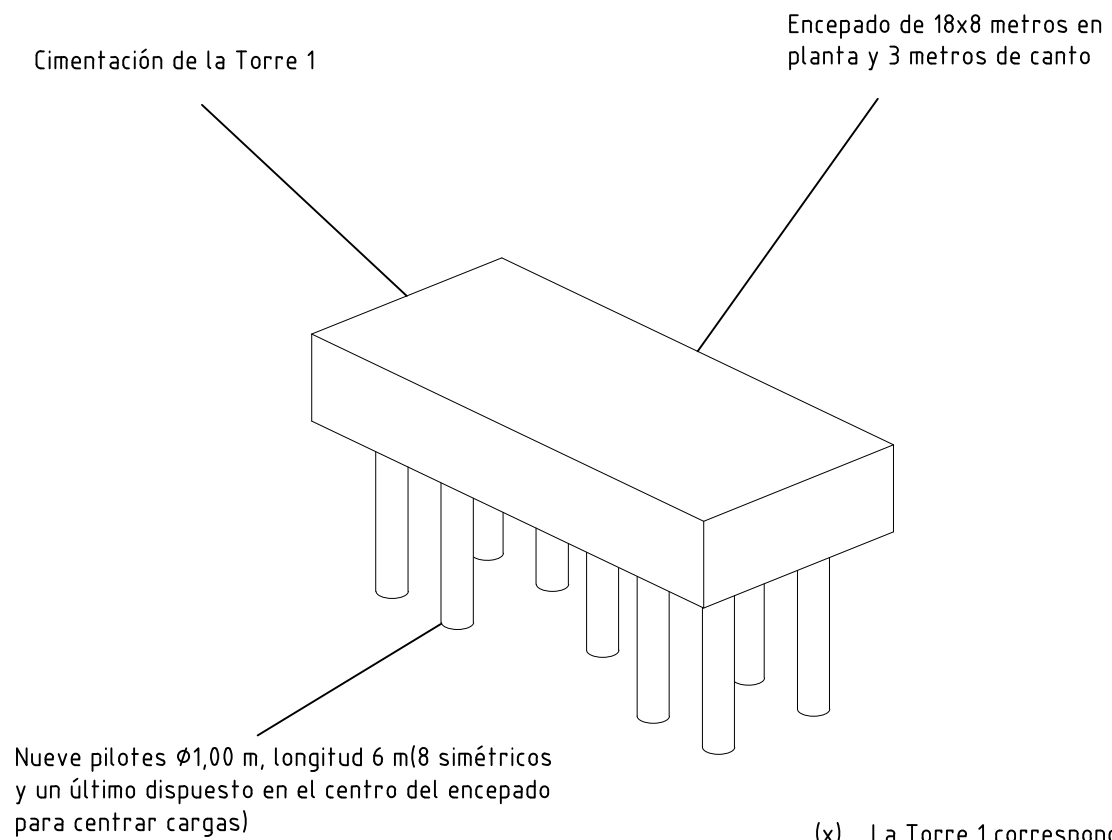
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR: FRANCISCO JAVIER SAN LORENZO MOLINS	FIRMA: 	DATUM: SISTEMA DE REFERENCIA ETRS 89 COORDENADAS UTM HUSO 30	ESCALA: 1/1500	TÍTULO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL EN EL BARRANCO DE SANTA ANA, T. M. BENISSA (ALICANTE)	DESIGNACIÓN DEL PLANO: EMPLAZAMIENTO DE LA PASARELA	NÚMERO: 2.1
				FECHA: JULIO-2023			PLANO 1 DE 1



Punto **(A)**, estribo oeste: (765 532.633 ; 4 287 432.088 ; 130.000)
 Punto **(B)**, estribo este: (765 822.550 ; 4 287 405.867 ; 130.000)

LEYENDA TRAZADO	
	Trazado pasarela
	Accesos pasarela

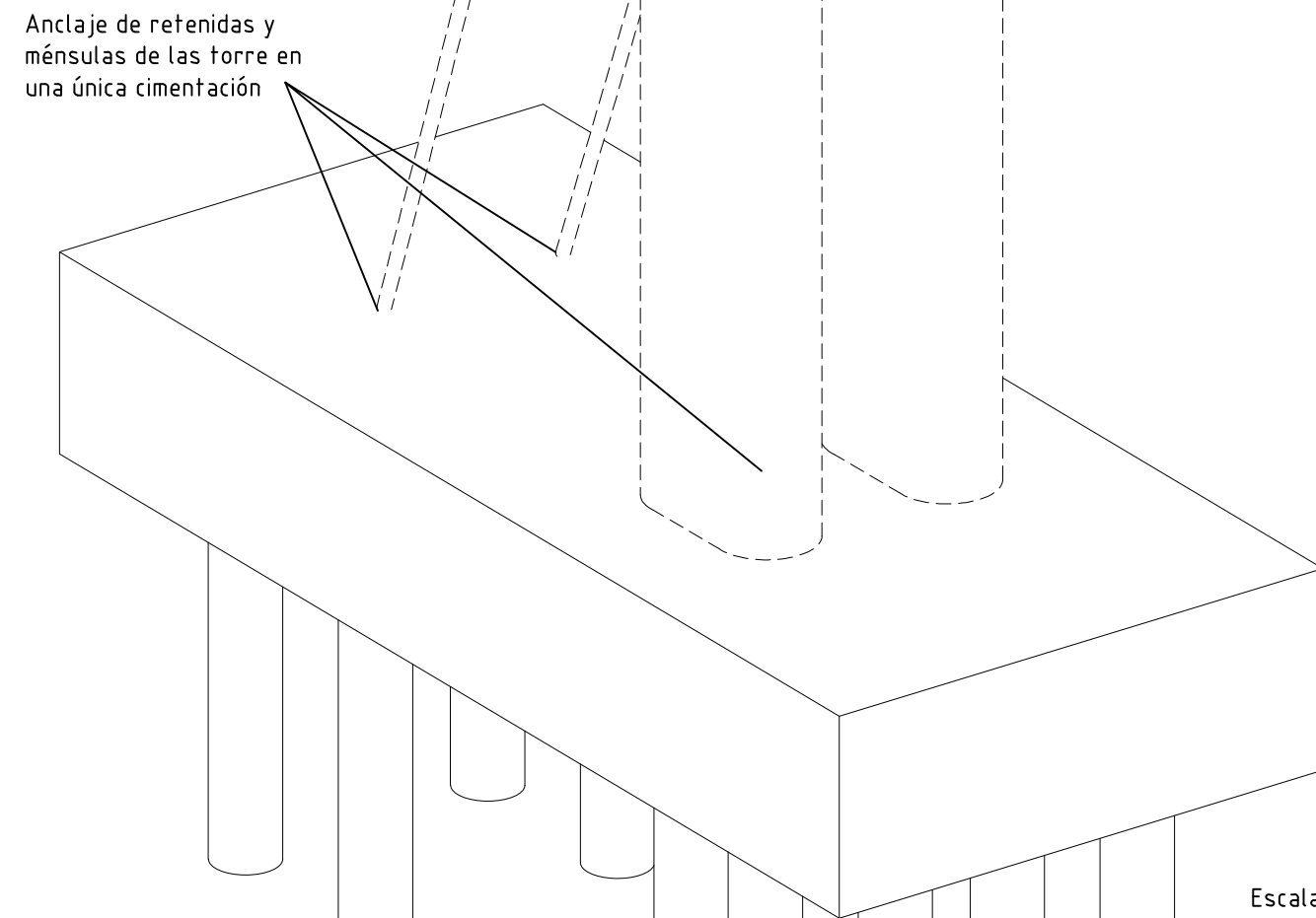
Vista 3D de la cimentación de la Torre 1(x)



(x) La Torre 1 corresponde a la torre oeste de la pasarela ciclopeatonal

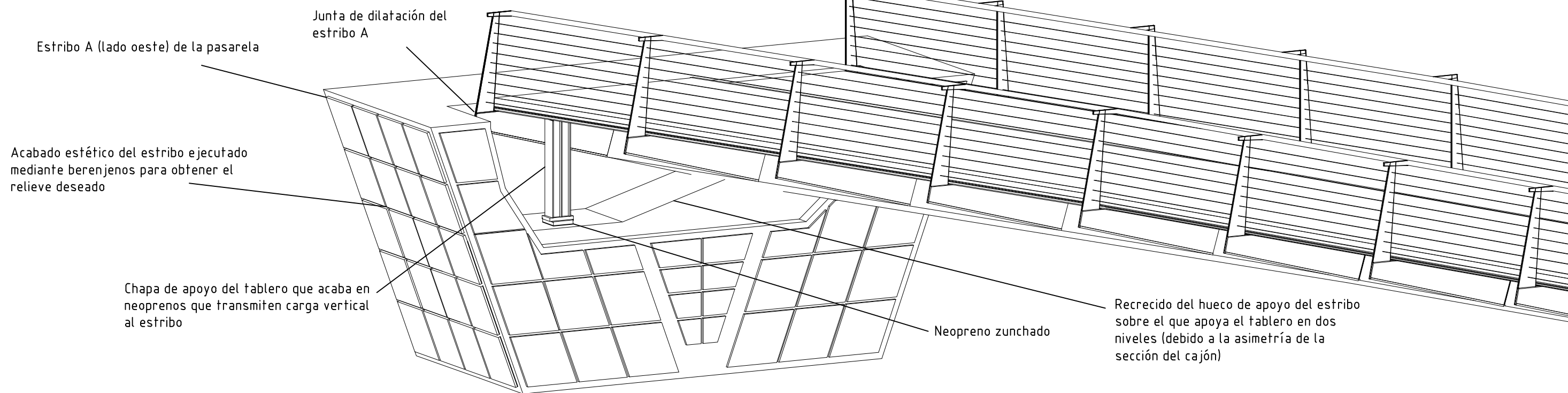
Escala: 1/2000

Vista 3D de la cimentación con la Torre 1



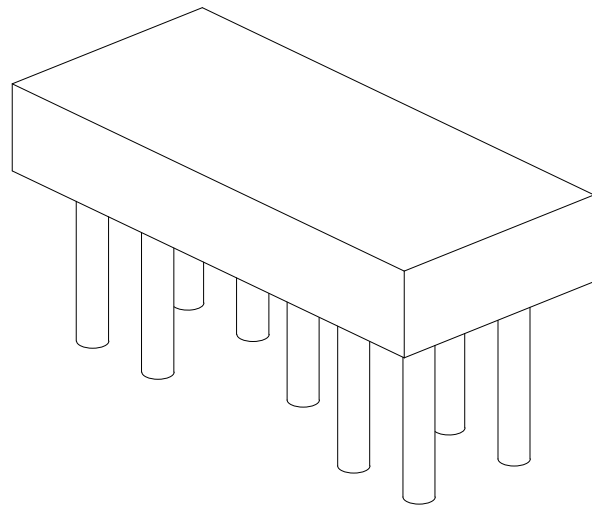
Escala: 1/1000

Vista 3D de la pasarela en servicio (detalle estribo A)



Escala: 1/1000

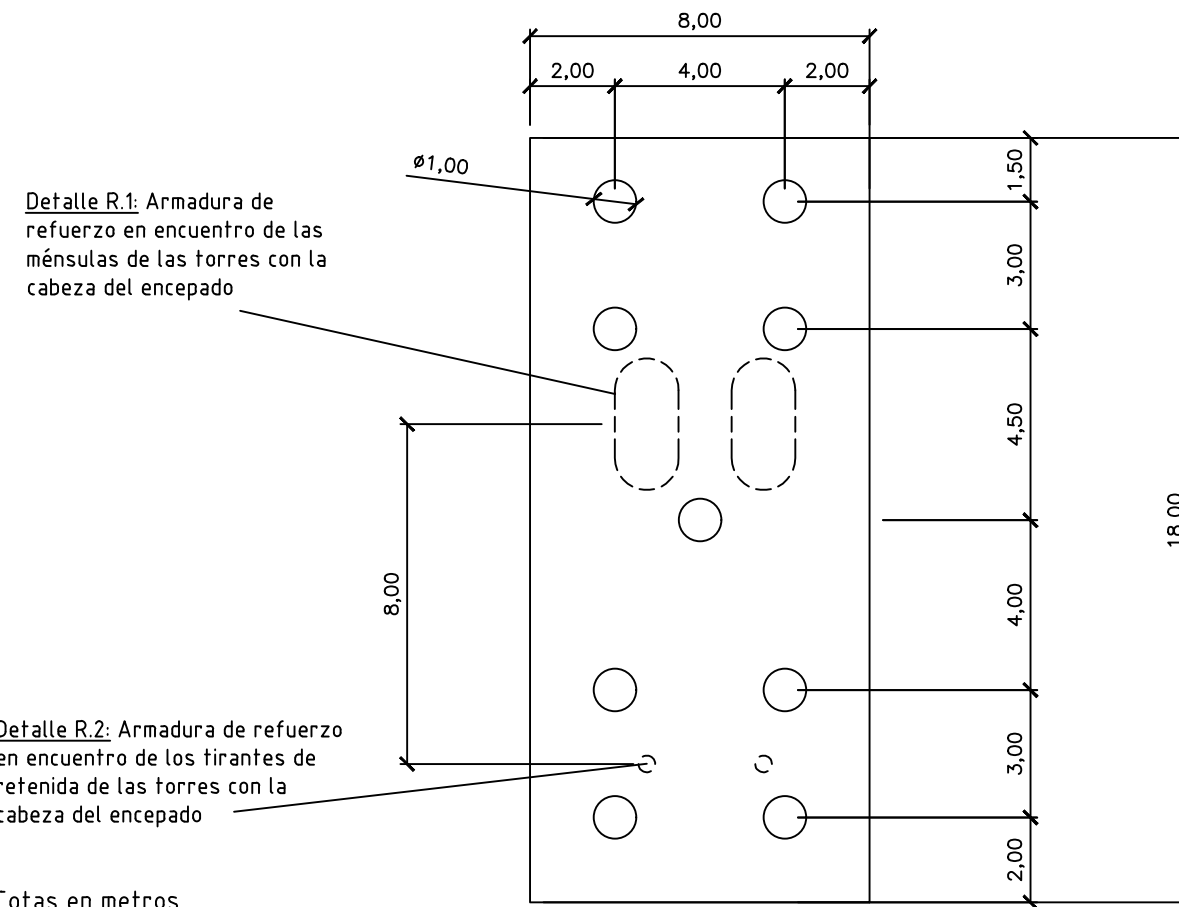
Vista 3D de la cimentación de la Torre 1(x)



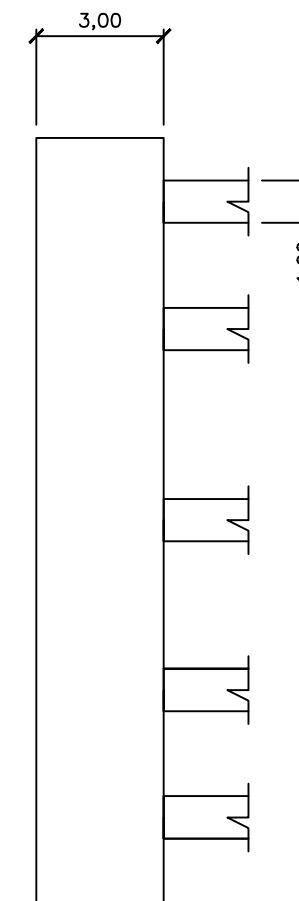
Escala: 1/2000

Dimensiones generales de la cimentación de las torres (encepado+pilotes)

-Planta de la cimentación de las torres

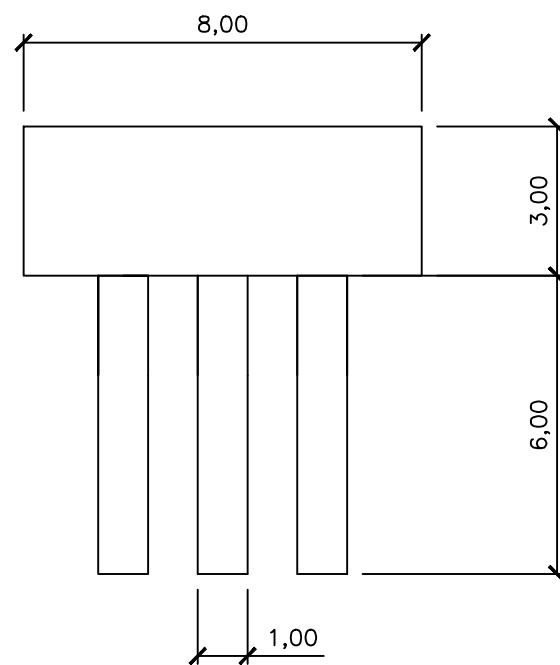


-Vista lateral de la cimentación de las torres



Escala: 1/2000

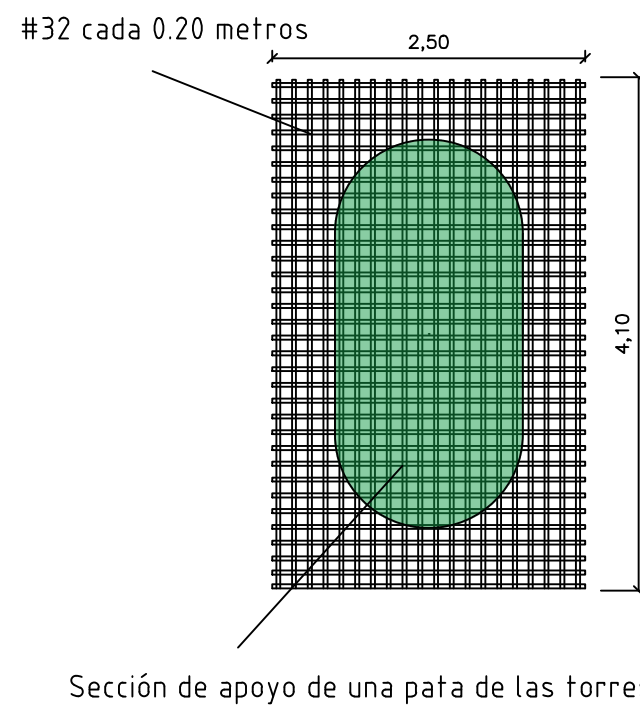
-Alzado de la cimentación de las torres



Cotas en metros

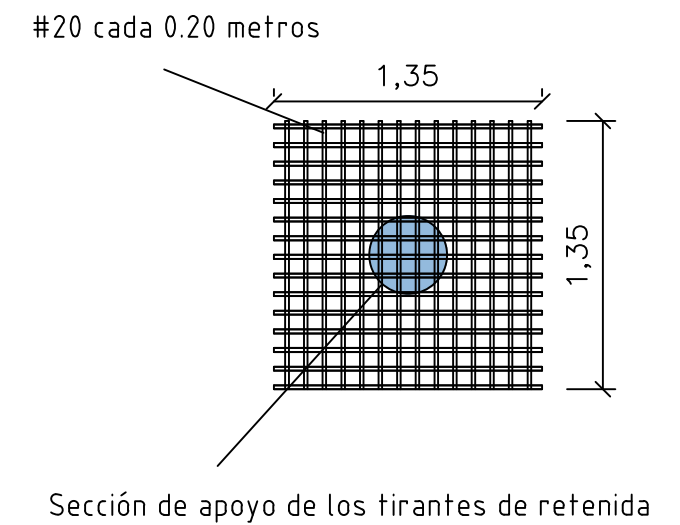
Escala: 1/2000

Detalle R.1: Armadura de refuerzo de las ménsulas de las torres



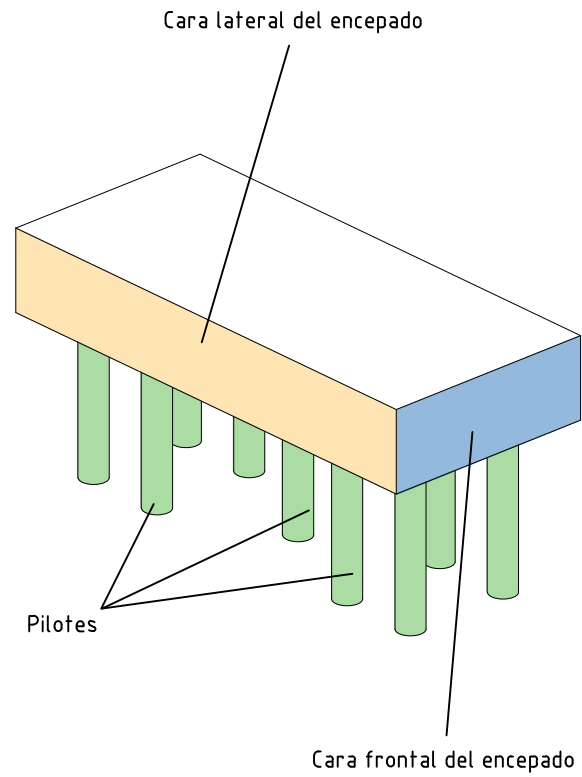
Escala: 1/500

Detalle R.2: Armadura de refuerzo de los tirantes de retenida



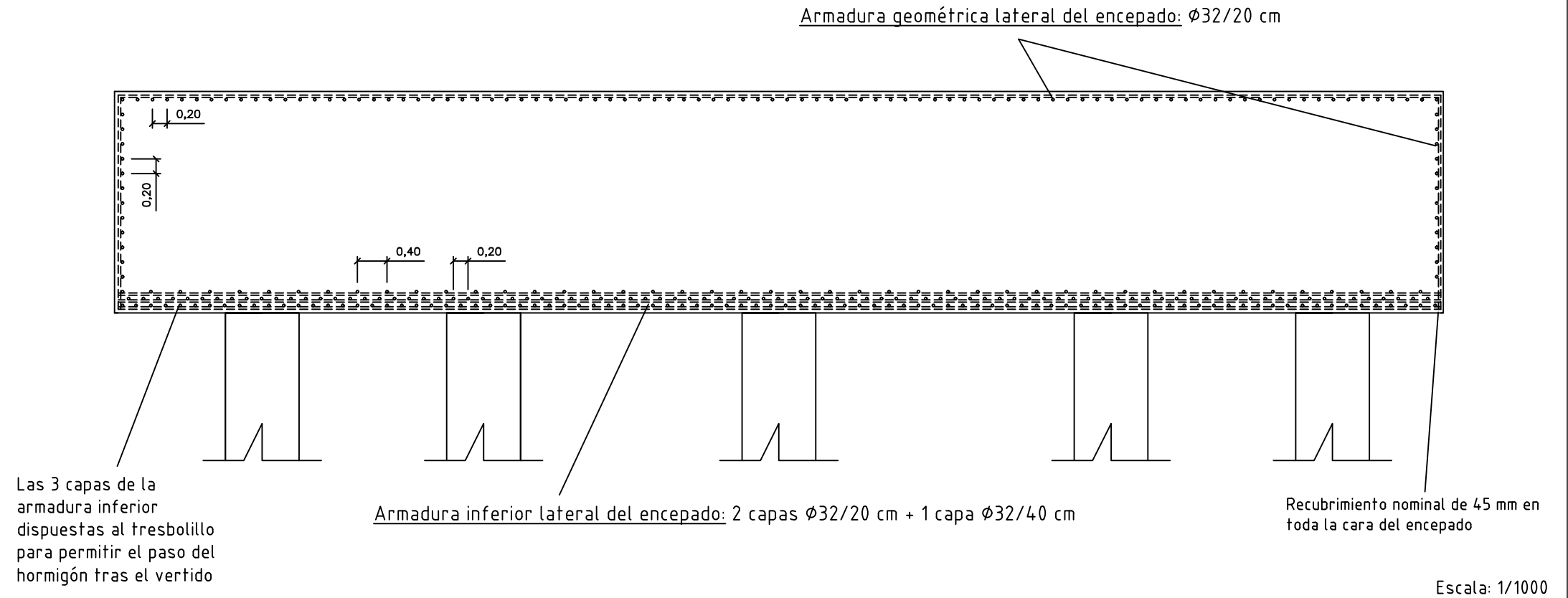
Escala: 1/20

Vista 3D de la cimentación de la Torre 1



Escala: 1/2000

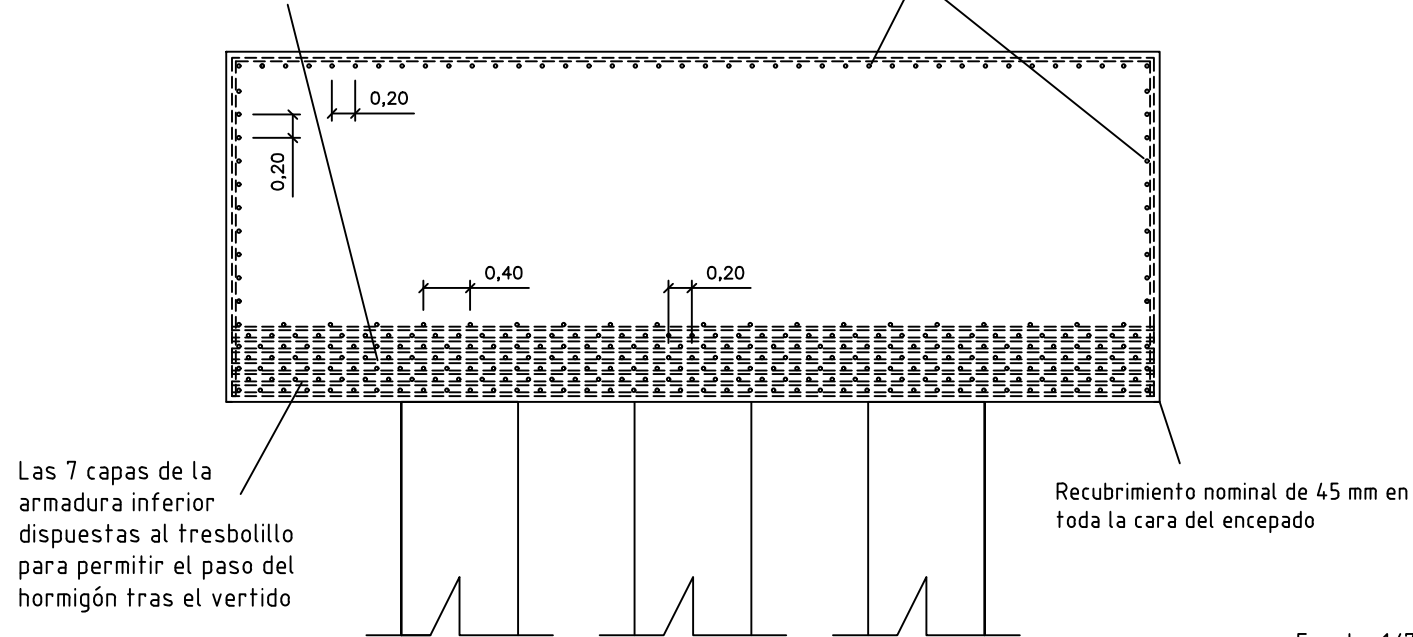
Detalle de armado de la cara lateral del encepado



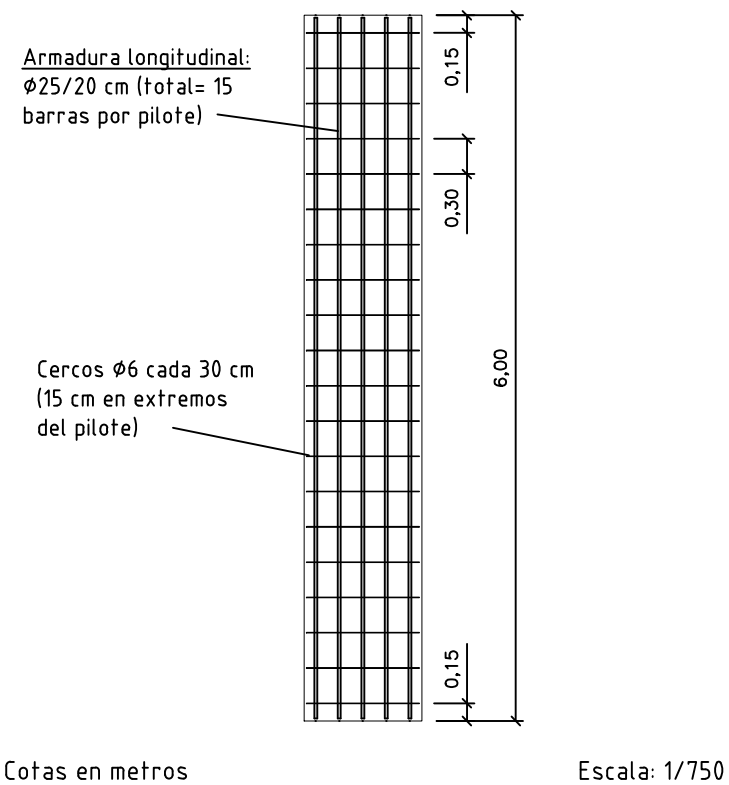
Detalle de armado de la cara frontal del encepado

Armadura inferior frontal del encepado:
6 capas $\phi 32/20$ cm + 1 capa $\phi 32/40$ cm

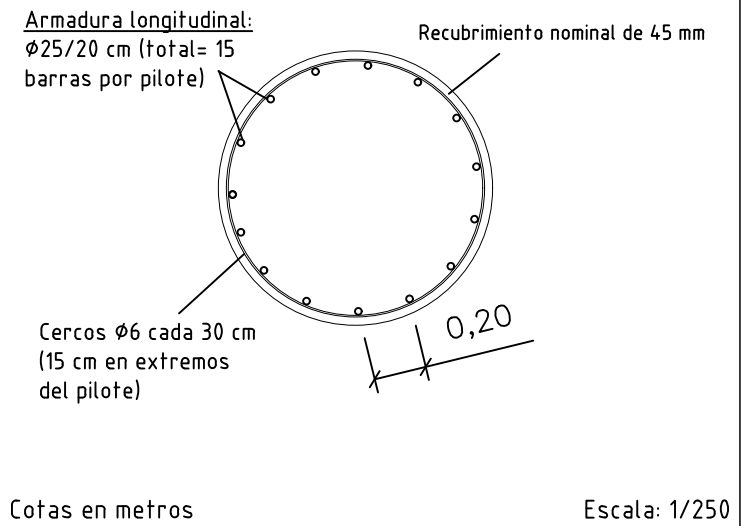
Armadura geométrica frontal del encepado: $\phi 32/20$ cm



Detalle de armado de pilotes



Sección de armado de pilotes (constante)



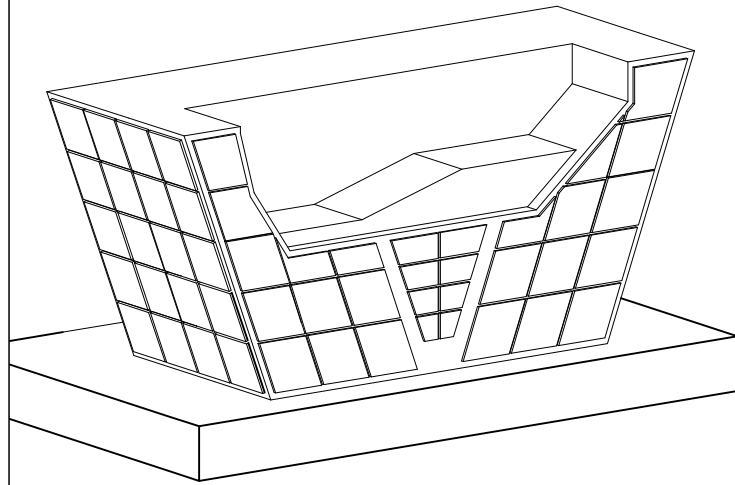
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
CIMENTACIÓN	hormigón estructural	C30/37	$f_{ck} = 30$ N/mm ²	normal	$\gamma_c = 1.50$
CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO				$\gamma_s = 1.35$	$\gamma_m = 1.50$

NOTAS

La geometría y armado de la cimentación de la Torre 1 corresponde con la de la Torre 2

Vista 3D del estribo A (x)

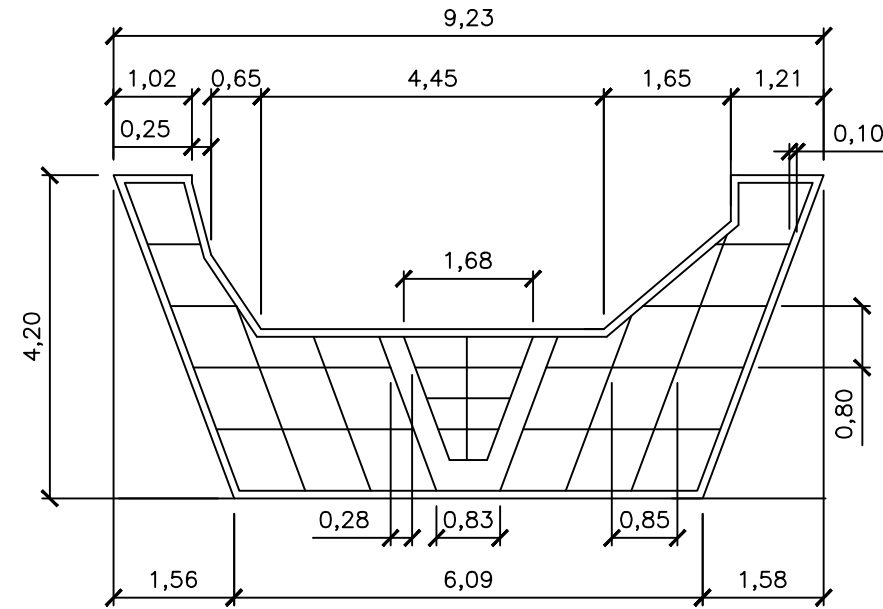


(x) Las dimensiones de los estribos B coinciden con las del estribo A

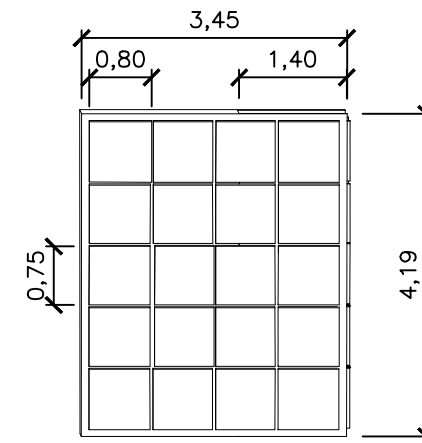
Escala: 1/1750

Dimensiones generales de los estribos

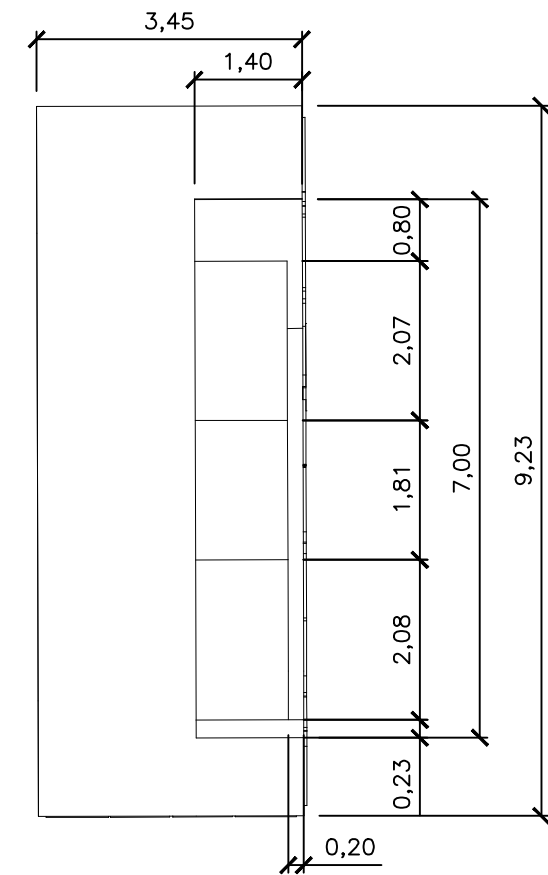
-Alzado frontal de los estribos



-Vista lateral de los estribos



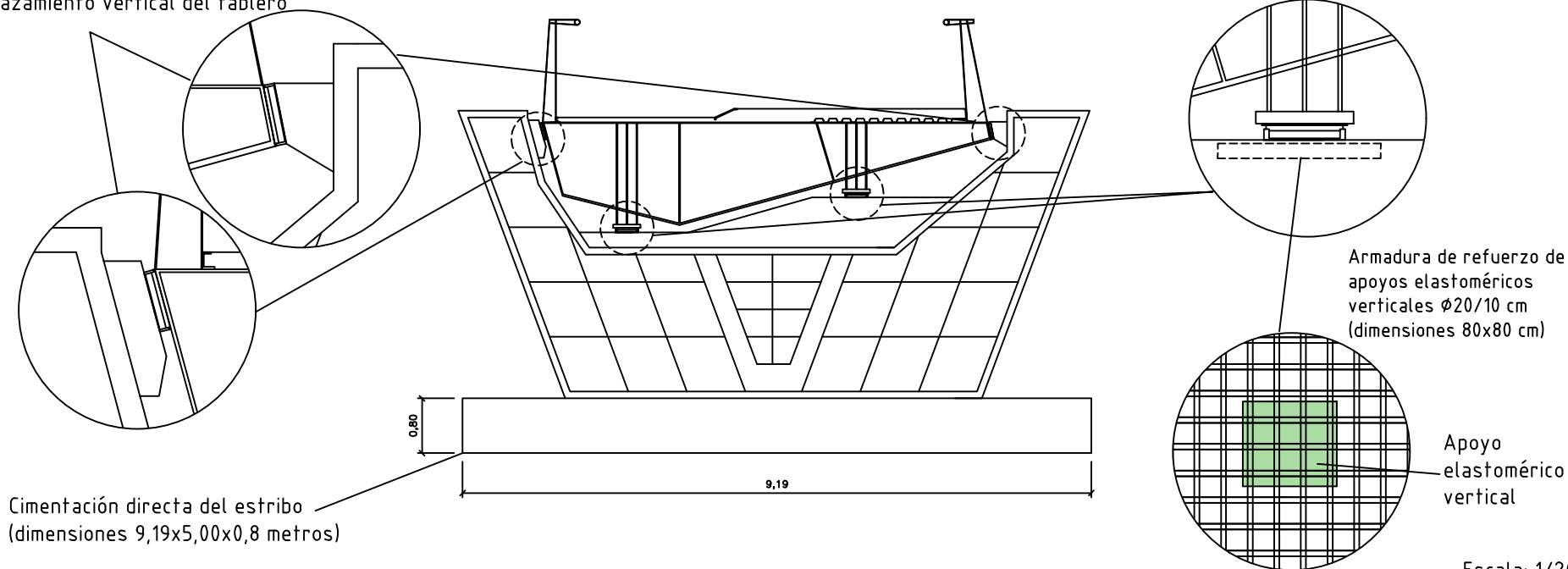
-Vista en planta de los estribos



Alzado desarrollado del estribo A con detalle de apoyo del tablero

Detalle N.1: Apoyos elastoméricos laterales para limitar el desplazamiento vertical del tablero

Detalle N.2: Apoyo elastomérico vertical para apoyo del tablero en el estribo mediante un perfil armado formado por chapas S355 J2W

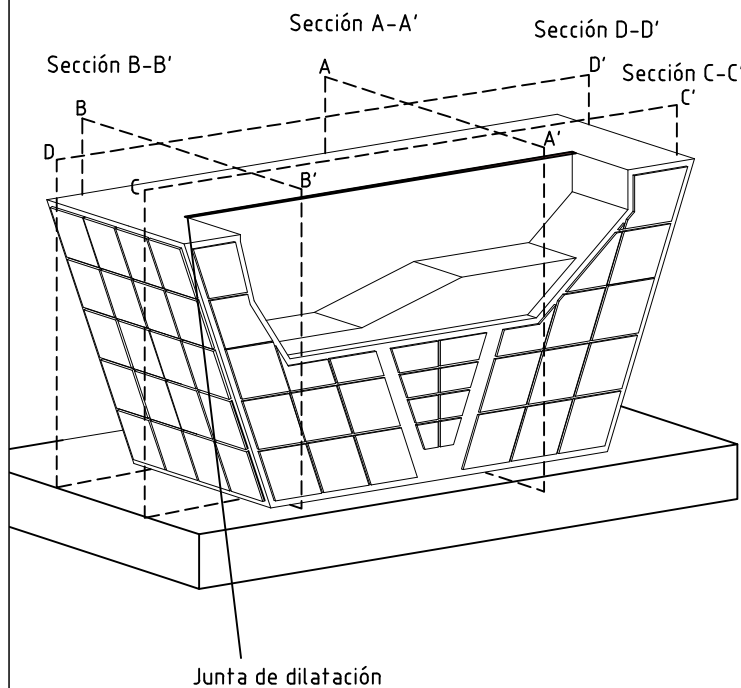


Escala: 1/2000

Cotas en metros

Escala: 1/2000

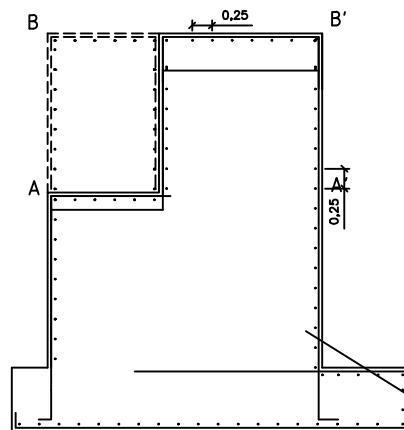
Vista 3D del estribo A con secciones armado



Escala: 1/1750

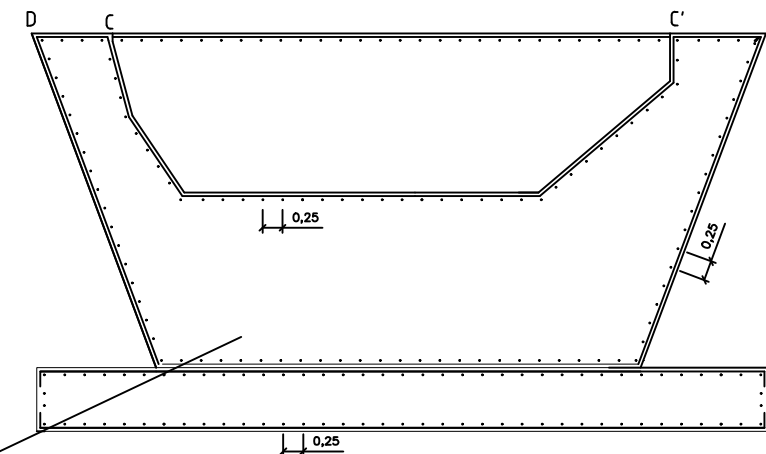
Dimensiones generales de los estribos

-Detalle armado de la cara lateral de los estribos



Las secciones A-A' y C-C' corresponden al hueco del estribo dispuesto para el apoyo del tablero

-detalle armado de la cara frontal de los estribos

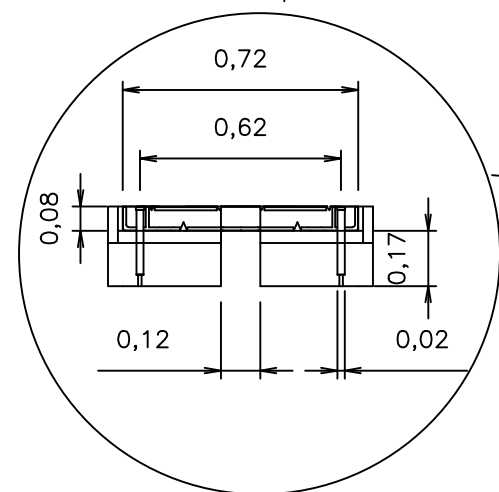


Las secciones B-B' y D-D' corresponden a las dimensiones homogéneas del estribo

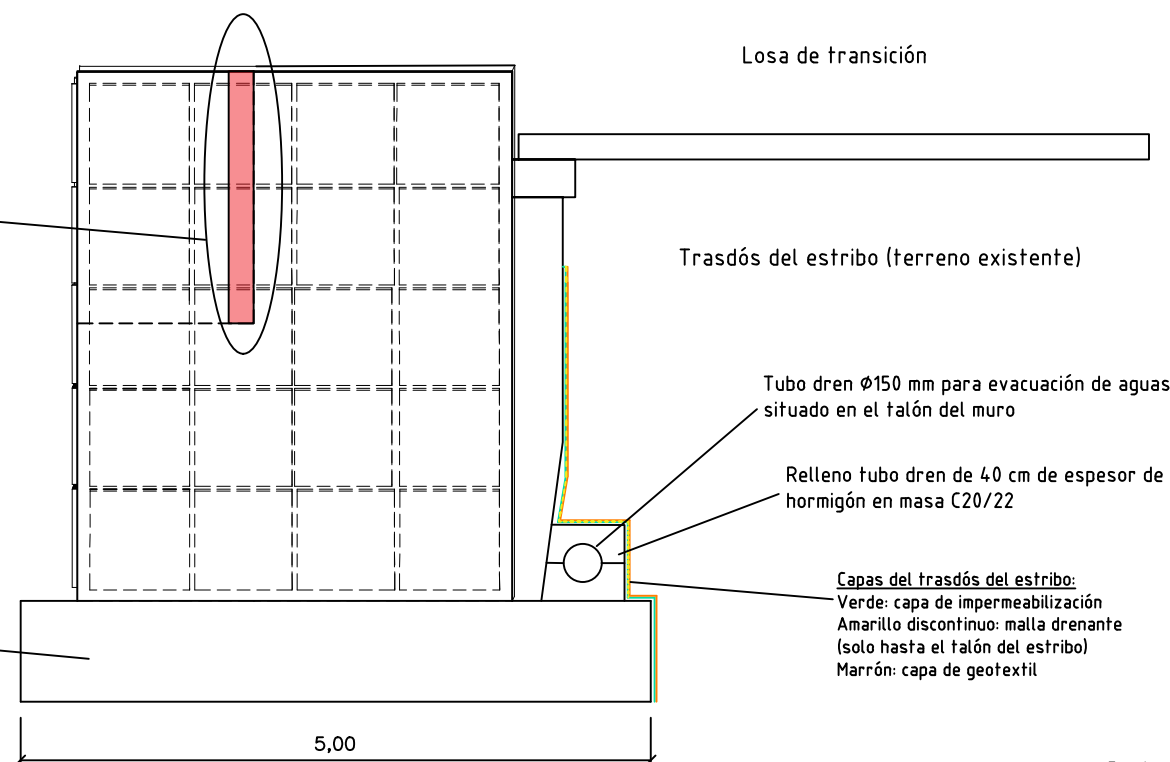
Armadura geométrica en todo el estribo ($\phi 12/25$ cm) debido a la escasa carga que transmite el tablero al elemento

Vista lateral del estribo con detalles

Junta de dilatación tipo T-160 (o similar)



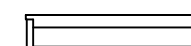
Cimentación directa del estribo (dimensiones 9,19x5,00x0,8 metros)



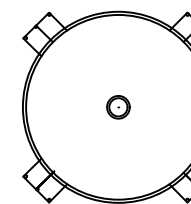
Escala: 1/750

Detalle N.1: Apoyo elastomérico horizontal (o similar)

-Alzado del apoyo elastomérico



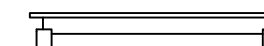
-Planta del apoyo elastomérico



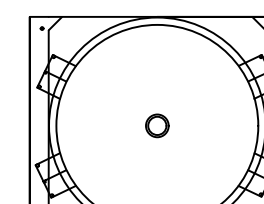
Escala: 1/10

Detalle N.2: Apoyo elastomérico vertical (o similar)

-Alzado del apoyo elastomérico



-Planta del apoyo elastomérico



Escala: 1/10

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
ESTRIBOS	hormigón estructural	C30/37	$f_{ck} = 30$ N/mm ²	normal	$\gamma_c = 1.50$

CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO $\gamma_s = 1.35$, $\gamma_r = 1.50$

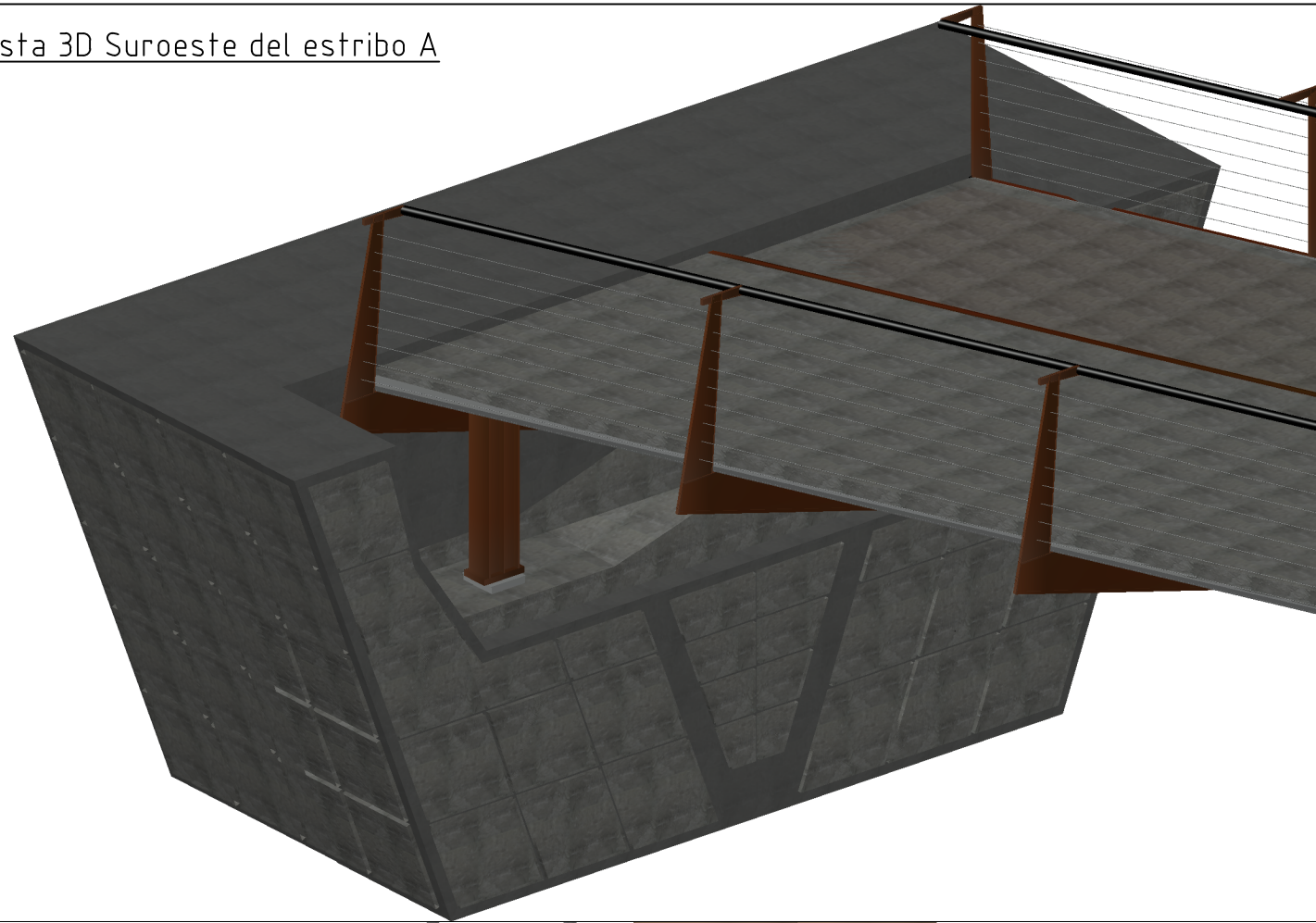
NOTAS

La geometría y armado del estribo A corresponde con la del estribo B
Recubrimiento nominal de 45 mm en la totalidad del armado de los estribos

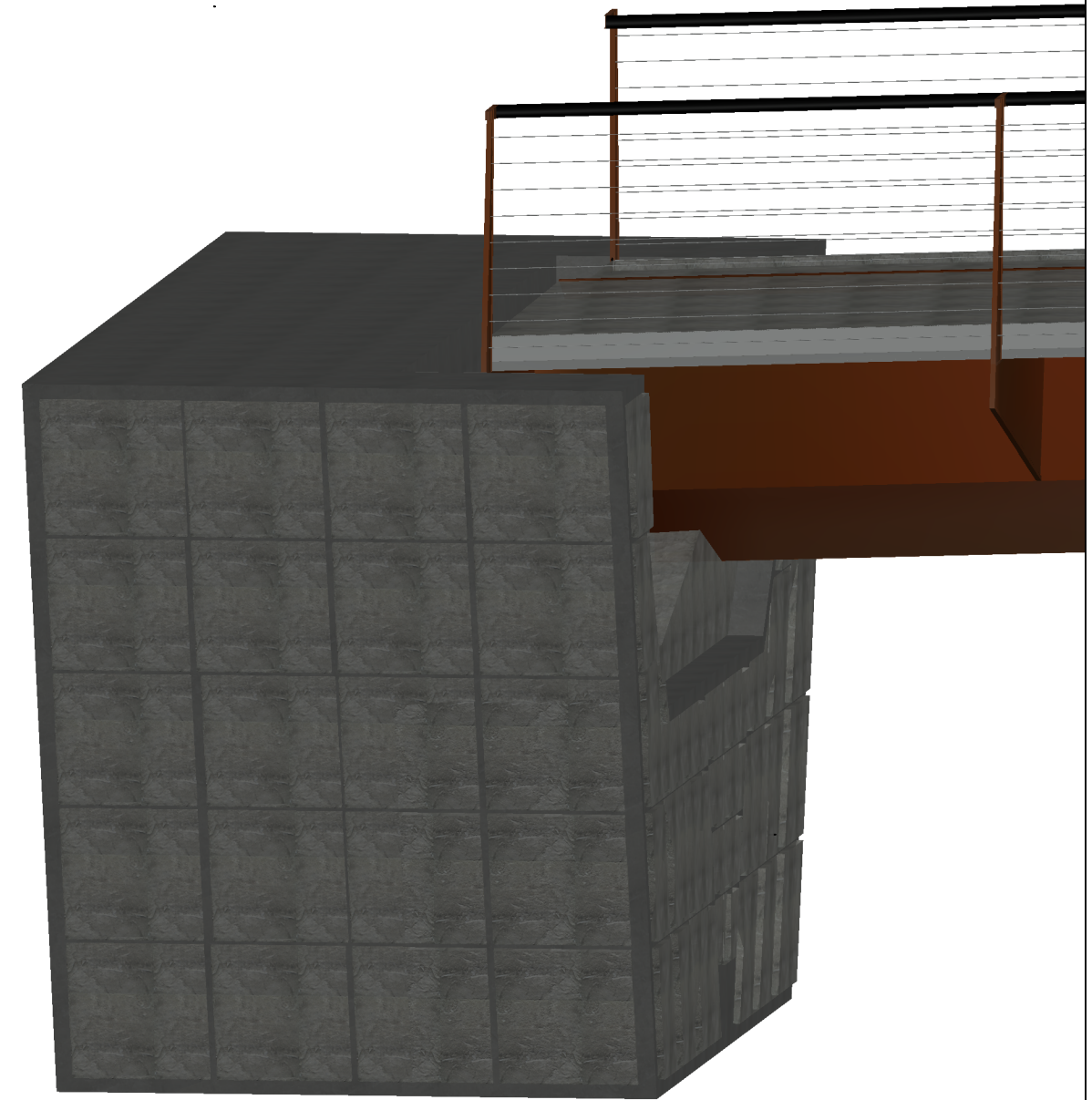
Cotas en metros



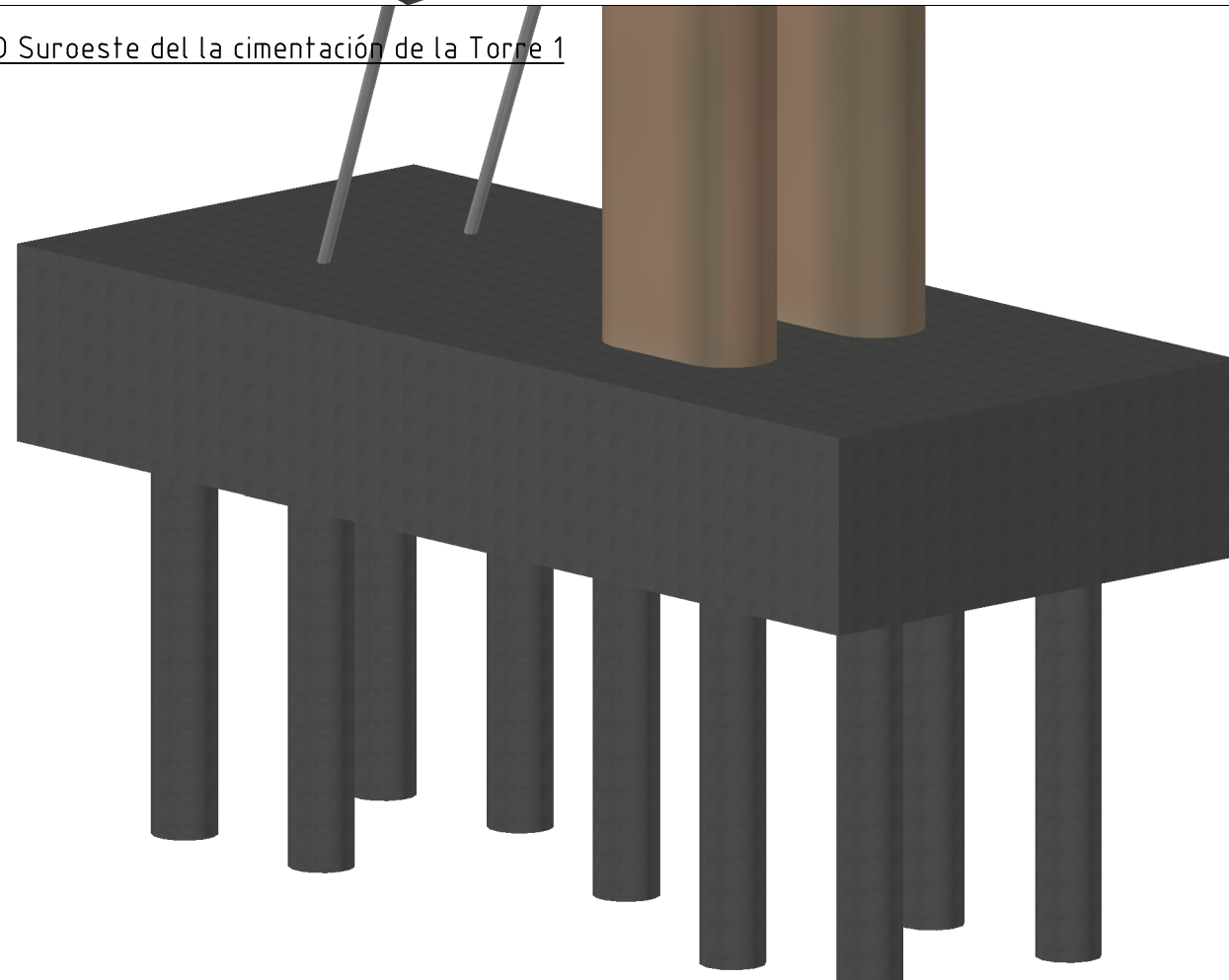
Vista 3D Suroeste del estribo A



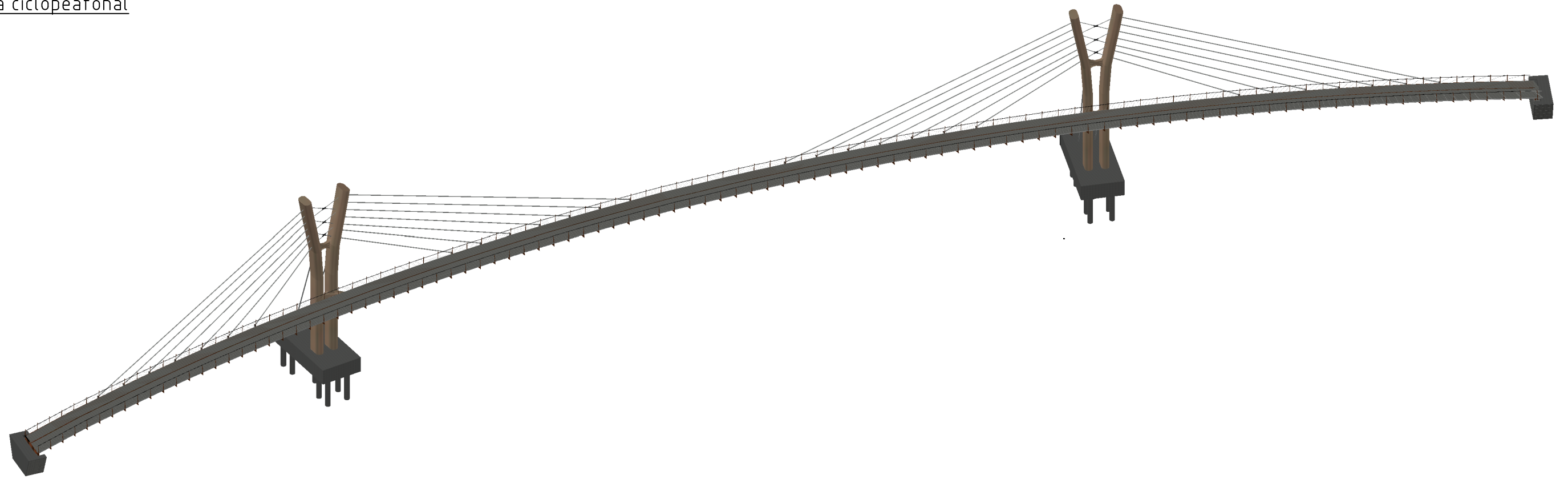
Vista lateral del estribo A



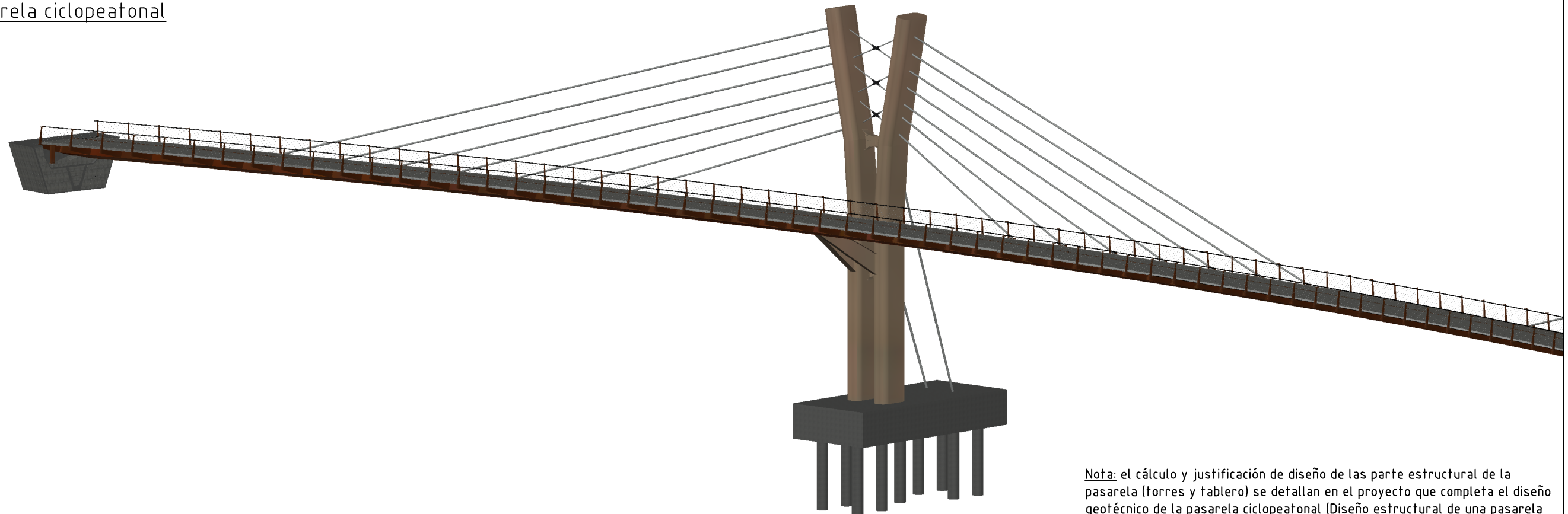
Vista 3D Suroeste de la cimentación de la Torre 1



Vista 3D Sureste del proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal

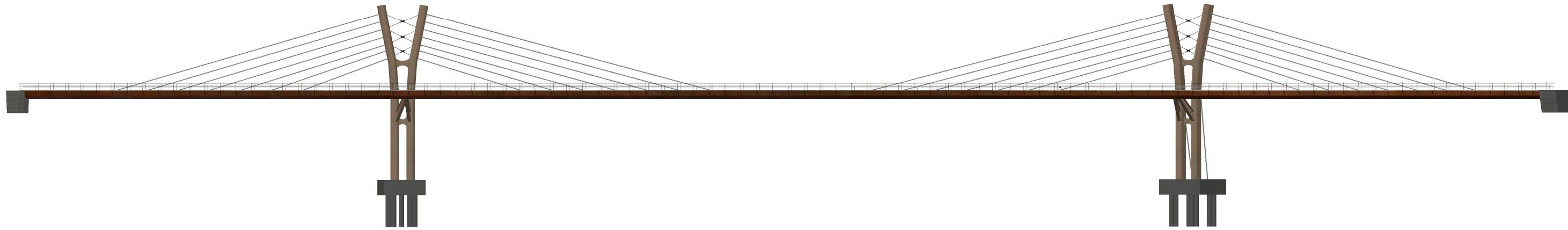


Vista 3D Suroeste simétrica del proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal



Nota: el cálculo y justificación de diseño de las parte estructural de la pasarela (torres y tablero) se detallan en el proyecto que completa el diseño geotécnico de la pasarela ciclopeatonal (Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante))

Alzado desarrollado de la pasarela ciclopeatonal
(proyecto completo)



Vista en planta de la pasarela ciclopeatonal
(proyecto completo)

