



euskal trenbide sarea

Proyecto Básico de reparación y
protección del viaducto de Mundaka

Memoria

Junio 2021





Hoja de control de calidad

Documento	Memoria			
Proyecto	SE7753. Proyecto Básico de reparación y protección del viaducto de Mundaka			
Código	SE7753-F1-PB-Memoria-D01.docx			
Autores:	Firma:	NUM	NUM	NUM
	Fecha:	25/05/2021	30/07/2021	06/08/2021
Verificado	Firma:	AGU	AGU	AGU
	Fecha:	25/05/2021	30/07/2021	06/08/2021

Índice:

1. ANTECEDENTES, INTRODUCCIÓN Y OBJETO.....	1
1.1. ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS.....	1
1.2. INTRODUCCIÓN Y OBJETO	1
2. RESEÑA HISTÓRICA	1
3. LOCALIZACIÓN Y ENTORNO CLIMÁTICO.....	4
4. ACCESOS EXISTENTES	5
5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	9
5.1. GENERAL.....	9
5.2. CIMENTACIONES.....	10
5.3. ALZADOS	13
5.4. BÓVEDAS.....	14
5.5. SUPERESTRUCTURA.....	15
6. DESCRIPCIÓN ACTUACIONES LLEVADAS A CABO.....	16
7. DESCRIPCIÓN GENERAL DE DAÑOS	17
7.1. DESCRIPCIÓN DAÑOS	17
7.1.1. TERRENO CIRCUNDANTE.....	17
7.1.2. CIMENTACIONES.....	17
7.1.3. ALZADOS.....	19
7.1.4. BÓVEDAS	20
7.1.5. SUPERESTRUCTURA	20
7.1.6. PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE	24
7.2. VALORACIÓN SEGÚN NAP 2-4-1.0	24
7.2.1. INTRODUCCIÓN.....	24
7.2.2. GRUPOS DE ELEMENTOS A INSPECCIONAR.....	26
7.2.3. FICHAS DE INSPECCIÓN.....	27
7.2.4. MATRIZ NIVEL GRAVEDAD.....	37
7.2.5. RESUMEN INSPECCIÓN SEGÚN NAP.....	38
8. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	39
8.1. INTRODUCCIÓN.....	39
8.2. COMPROBACIÓN EMPÍRICA.....	40
8.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.).....	40
9. CONCLUSIONES Y DICTÁMEN TÉCNICO.....	43
9.1. TERRENO CIRCUNDANTE	43
9.2. CIMENTACIONES.....	43
9.3. ALZADOS	43

9.4. BÓVEDAS.....	43
9.5. SUPERESTRUCTURA.....	44
9.6. ELEMENTOS DE PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE.....	44
10. ESTUDIO DE OLEAJE	44
10.1. CLIMA MARÍTIMO.....	44
10.1.1. Fuente de datos.....	44
10.1.2. Régimen medio	48
10.1.3. Régimen extremal.....	48
10.1.4. Relación entre H_s y T_P	52
10.2. PROPAGACIÓN DEL OLEAJE.....	55
10.2.1. Implantación del modelo.....	55
10.2.2. Resultados de la propagación del oleaje.....	59
10.3. EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO.....	61
10.3.1. Nivel medio del mar global.....	61
10.3.2. Nivel medio del mar regional: Costa Cantábrica Española	64
10.3.3. Nivel medio del mar local.....	65
10.3.4. Escenarios considerados en este Estudio.....	65
10.4. ESTUDIO BÁSICO DE DINÁMICA LITORAL.....	66
10.4.1. Análisis de la capacidad de transporte litoral.....	66
10.4.2. Análisis de la ladera situada en lado tierra del viaducto de Mundaka.....	68
10.4.3. Oleaje incidente.....	72
10.4.4. Conclusiones.....	73
11. ACTUACIONES ESTRUCTURALES	73
11.1. TERRENO CIRCUNDANTE.....	73
11.2. CIMENTACIONES.....	73
11.2.1. SOCAVACIONES.....	73
11.2.2. PROTECCIÓN CARBONATACIÓN	74
11.3. ALZADOS.....	74
11.3.1. PÁTINAS BIOLÓGICAS Y VEGETACIÓN	74
11.3.2. SUPERFICIES CALCIFICADAS	74
11.3.3. Rejuntado, reposición, reconstrucción de sillares y relleno ciclópeo.....	75
11.4. SUPERESTRUCTURA.....	76
11.4.1. Murete guardabalasto.....	76
11.4.2. Pasamanos/barandilla	76
11.4.3. Escaleras	77
11.5. MEDIOS DE OBRA PARA REPARACIÓN ESTRUCTURAL	77
12. PISTA ACCESO PARA MAQUINARIA Y ESCALERAS PEATONALES.....	77

12.1.	PISTA DE ACCESO	77
12.2.	ESCALERAS PEATONALES	79
13.	PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE. ALTERNATIVA 1: DIQUE DE BLOQUES DE HORMIGÓN ALTA DENSIDAD O PIEDRA CALIZA	84
13.1.	CÁLCULOS DE ESTABILIDAD	84
13.2.	ANÁLISIS ECONÓMICO	88
13.3.	PLAZOS	88
14.	PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE. ALTERNATIVA 2: CUBOS AISLADOS CON MICROPILOTES	89
14.1.	CÁLCULOS DE ESTABILIDAD	90
14.2.	ANÁLISIS ECONÓMICO	90
14.3.	PLAZOS	91
15.	PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE. ALTERNATIVA 3: ESPALDÓN VERTICAL	91
15.1.	CÁLCULOS DE ESTABILIDAD	91
15.2.	ANÁLISIS ECONÓMICO	91
15.3.	PLAZOS	92
16.	COMPARATIVA ALTERNATIVAS	92
17.	RELACIÓN VALORADA DE LA INTERVENCIÓN PROPUESTA	94
17.1.	PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1A (PROTECCIÓN DIQUE DE BLOQUES CALIZOS).....	94
17.2.	PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1B (PROTECCIÓN DIQUE DE HORMIGÓN AD) 95	
17.3.	PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2 (PROTECCIÓN CON CUBOS AISLADOS)	96
17.4.	PRESUPUESTO ALTERNATIVA 3 (PROTECCIÓN CON MURO ESPALDÓN).....	97
18.	PLAZOS.....	98
18.1.	PREPARACIÓN DE PISTAS Y ACCESOS	98
18.2.	REPARACIÓN ESTRUCTURAL	98
18.3.	PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE	98
18.3.1.	ALTERNATIVA 1: DIQUE DE BLOQUES DE HORMIGÓN ALTA DENSIDAD O PIEDRA CALIZA.....	98
18.3.2.	ALTERNATIVA 2: CUBOS AISLADOS CON MICROPILOTES.....	98
18.3.3.	ALTERNATIVA 3: ESPALDÓN VERTICAL	98
18.4.	PLAZO GLOBAL DE EJECUCIÓN.....	99
19.	DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO BÁSICO	99
20.	DECLARACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE LA LEY DE COSTAS	99

Memoria

1. ANTECEDENTES, INTRODUCCIÓN Y OBJETO

1.1. ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS

El 4 de diciembre de 2020, Euskal Trenbide Sarea inicia el expediente justificativo P20021275 para la licitación pública del contrato “*Servicio para la redacción del Proyecto constructivo de reparación y protección del viaducto de Mundaka (PK 27/381 de la línea Amorebieta-Bermeo)*”, aprobado el 30 de diciembre de 2020.

El 25 de febrero de 2021 se publica la resolución de la comisión delegada de contratación de Euskal Trenbide Sarea, por la que se aprueba la mejor oferta en la licitación anteriormente descrita, resultando ser la realizada por TYPESA.

El 13 de abril de 2021 se lleva a cabo la firma del contrato.

1.2. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

El personal de mantenimiento de ETS ha venido llevando a cabo labores de inspección básica y principal, tras las cuales ha detectado una serie de deficiencias a subsanar, para lo que se considera necesaria la inspección y valoración de alternativas de reparación y protección del viaducto. Gran parte de estas deficiencias observadas son producidas por las embestidas del oleaje cada vez más frecuentes y de mayor virulencia, por lo que se realiza el presente documento para el estudio de diferentes alternativas de protección marítima del viaducto.

El presente proyecto básico desarrolla los siguientes aspectos:

- Diagnóstico de patologías mediante reconocimiento estructural y constructivo
- Conclusiones y propuestas de actuación, teniendo en cuenta los condicionantes de contorno
- Análisis del clima marítimo y propagación del oleaje desde aguas profundas hasta las inmediaciones del viaducto.
- Análisis del entorno para garantizar la viabilidad de las alternativas analizadas y planos
- Cálculos de estabilidad y estructurales de cada alternativa analizada
- Planos de cada alternativa analizada
- Valoración económica y plazos de actuación

2. RESEÑA HISTÓRICA

El viaducto en cuestión se construye para llevar a cabo el tramo, denominado en su momento, Pedernales – Bermeo, última fase de la línea ferroviaria Amorebieta – Bermeo. El tramo Amorebieta – Gernika y Pedernales, con 25 kilómetros fue inaugurado en 1893, fue proyectado por el ingeniero de caminos Pablo de Alzola y Minondo en 1884, pero no fue hasta 1944 cuando comenzaron los trabajos de este último tramo, desde Pedernales hasta Bermeo, inaugurándose la línea el 16 de agosto de 1955.

Aunque no se tiene constancia de la finalización de los trabajos del viaducto objeto del presente contrato, denominado en determinadas bibliografías como el viaducto de Lamiaran, si se tiene constancia de accidentes mortales en la misma, como el sucedido el 30 de junio de 1953, que costó la vida a Vicente Sánchez Mazarrón tras ceder el encofrado del mencionado viaducto, por lo que se estima la finalización del mismo hacia 1954.



Figura 1. Cimbras de madera para ejecución de bóvedas de hormigón

Posteriormente, aunque se desconoce la fecha exacta, probablemente hacia 1990, se llevan a cabo una serie de actuaciones, recogándose entre ellas la ejecución de 10 cubos de hormigón ciclópeo de 2,5 m de lado, con material presumiblemente proveniente de la cala, en moldes metálicos, por lo que se presupone que los mismos fueron conformados en la cala, de cara a aliviar el peso del mismo a la hora de su transporte. Los mismo se disponen unos 15 metros por delante del viaducto de Mundaka, con objeto de disipar la energía de las olas.

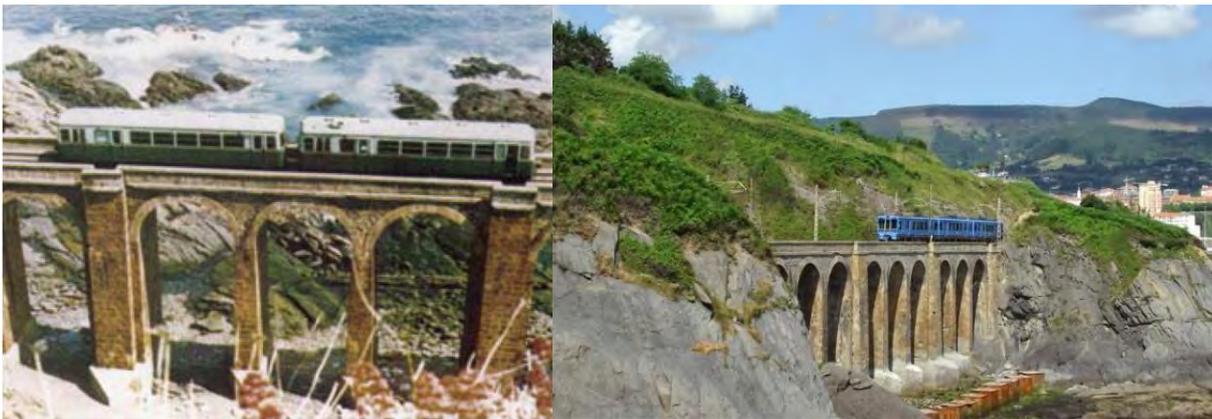


Figura 2. Imágenes del viaducto de Lamiaran, antes y después de disponer de bloques contra el oleaje

Entre los años 2000 y 2001, ETS lleva a cabo una campaña de diagnóstico e inspección de los puentes de sus líneas ferroviarias, detectándose una serie de deterioros en el mencionado viaducto, recomendándose una intervención sobre el mismo. Se detecta así mismo que los cubos han sido desplazados por la acción del oleaje.



Figura 3. Cubos desplazados en 2003

En julio de 2003 se redacta por parte de ICET el proyecto de “Refuerzo y consolidación urgente de cimentaciones y reparación general del viaducto situado en el P.K. 27/381 en el municipio de Mundaka de la línea Amorebieta-Bermeo de Euskotren”, el cual se ejecutó en agosto de 2004.



Figura 4. Actuaciones llevadas a cabo en 2004

Se tiene constancia, a través de fichas de inspección llevadas a cabo personal de mantenimiento de ETS, de inspecciones posteriores realizadas en las siguientes fechas:

- 9 de noviembre de 2011
- 3 de febrero de 2014
- 22 de julio de 2020



Figura 5. Inspección 2014 Figura 6. Inspección 2020

A raíz de la inspección de 2020 realizada por personal de mantenimiento de ETS, se toma la decisión de licitar la redacción del proyecto constructivo de reparación.

3. LOCALIZACIÓN Y ENTORNO CLIMÁTICO

En el punto kilométrico P.K. 27/381 de la línea de ferrocarril Amorebieta-Bermeo, perteneciente a la Administración Ferroviaria Euskal Trenbide Sarea, en el tramo Mundaka-Bermeo, en el término municipal de Mundaka, perteneciente a la provincia de Bizkaia, se encuentra situado la mencionada estructura, sobre la cala de Lamiaran.

Está encastrado entre el barranco de Lamiaran y el mar, estando el primero al Sur, en cuya coronación se encuentra el vial de la DFB, denominado BI-2235, que une los pueblos de Bermeo y Mundaka en trazado paralelo al ferroviario, estando el mar al Norte.



Figura 7. Ubicación viaducto de Lamiaran

Su situación lo hace estar expuesto en una zona en mar abierto, cobijado parcialmente por el muelle principal de Bermeo. Esta situación implica que tiene que hacer frente a los temporales, haciendo que el comportamiento estructural, y la cimentación del mismo, se vean afectados por los mismos.

Así mismo, la estructura tiene gran exposición al viento, siendo el viento noroeste el dominante.



Figura 8. Ubicación viaducto de Lamiaran visto desde el mar

El oleaje norte y noroeste es el que más afecta a la estructura, con picos de olas que sobrepasan los 4,08 metros de altura de ola significativa.

Oleaje Diseño		Tpmin	Tpmax
N	Hs (m)	2,85	3,63
	Tp (s)	13	17
	Dir (°)	14,4	21,3
NNW	Hs (m)	2,98	3,60
	Tp (s)	14	18
	Dir (°)	12,2	18,6
NW	Hs (m)	3,36	3,82
	Tp (s)	16	20
	Dir (°)	12,8	16,2
WNW	Hs (m)	3,28	4,08
	Tp (s)	16	22
	Dir (°)	11,3	14,6

Tabla 1. Tabla diseño oleaje

Por su emplazamiento, la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) prevé una exposición agresiva frente al comportamiento durable del hormigón y armaduras. En cuanto a la clase general, el mismo es un tipo IIIc, al estar en zona de carrera de mareas con intercambio de oxígeno. En cuanto a la clase específica, es Qb debido al contacto con agua de mar.

En el caso de precisar la disposición de estructura metálica, según la Instrucción de Acero Estructural del Ministerio de Fomento (EAE-11), la exposición es tipo C5-M, de muy alta corrosividad. Esto implica una pérdida de espesor de acero variable entre 80 μm y 200 μm , tras el primer año de exposición, para elementos sin tratamiento frente a la corrosión.

4. ACCESOS EXISTENTES

Existen actualmente 2 posibles accesos terrestres al viaducto, desde el mirador, ambos con acceso únicamente peatonal.

El primero de ellos, sería a través de la plataforma ferroviaria, siendo el acceso más cercano a la misma desde el camino que discurre desde el aparcamiento del mirador ubicado en frente del polígono de Lamiaran. Este camino baja desde el mirador, cruzando las vías sobre el emboquille del túnel ferroviario, que se bifurca en un camino de acceso a una caseta de instalaciones junta a la plataforma ferroviaria, y en un camino de acceso al emisario del mencionado polígono.

Este itinerario hacia el emisario da acceso, en bajamar, a una plataforma rocosa, plana y paralela a los acantilados, que permite acceder a los bajos del puente. El puente dispone en su pila 7 de unas escaleras de gato con escalón intermedio, que permiten el acceso a la parte superior del tablero del puente.



Figura 9. Acceso desde mirador a itinerario sobre emboquille



Figura 10. Panorámica desde acceso a camino sobre emboquille



Figura 11. Acceso hasta bifurcación



Figura 12. Acceso inexistente desde cala en pleamar



Figura 13. Acceso por emisario



Figura 14. Acceso a cala desde emisario



Figura 15. Plataforma accesible en bajamar



Figura 16. Cala donde se ubica el viaducto



Figura 17. Acceso a plataforma



Figura 18. Escaleras acceso desde cala a plataforma

5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

5.1. GENERAL

La estructura se ubica en el PK 27+381, dentro de un trazado recto en planta y con una pendiente en alzado de 13,194%, de ancho métrico y vía única, con una anchura de tablero de 5 m, cruzando sobre un acantilado a 15 m de altura y consiste en una obra de fábrica de hormigón ciclópeo revestido de sillería, de 90 m de longitud mediante 10 vanos con bóvedas de medio punto. Para la nomenclatura, se utiliza la numeración en sentido PK, es decir, de Este a Oeste, disponiendo de 2 estribos y 9 pilas.

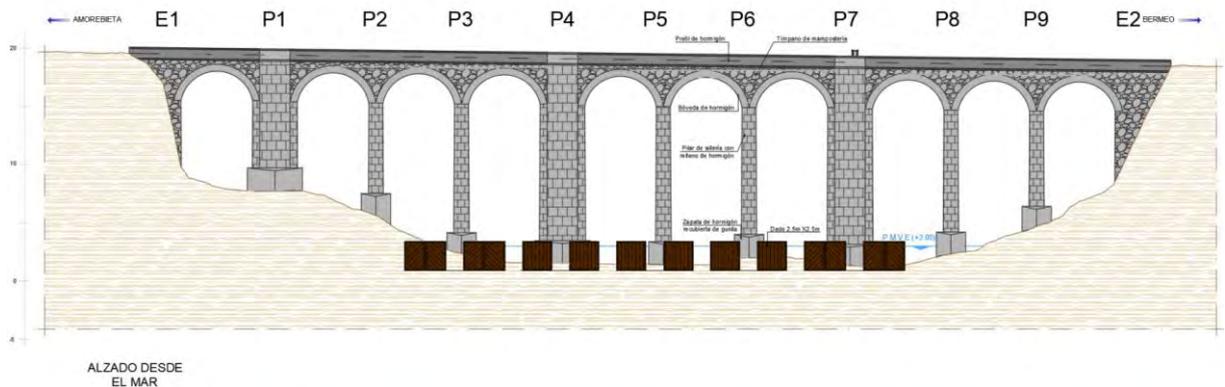


Figura 19. Alzado estructura lado mar



Figura 20. Acotaciones alzado

5.2. CIMENTACIONES

Las cimentaciones originales consisten en zapatas directas mediante sillares, cuya matriz de unión se materializa mediante un hormigón pobre con base de cal, apoyadas sobre la cala. En las pilas donde es posible observar estas zapatas, se observa que la naturaleza y la geometría de la roca difiere. Si bien en la pila 1 se observan cantos rodados, posiblemente provenientes de la cala, en la pila 7 se observan bloques tallados, de naturaleza caliza.



Figura 21. Pila 1



Figura 22. Pila 7

En cuanto a las dimensiones de las mismas, difieren según:

- Tipología: debido a la existencia de pilas-estribos cada 2 pilas
- Terreno apoyo: distinguiendo las cimentaciones centrales de las laterales

Las cimentaciones de pilas que se ubican en carrera de mareas y con superficie para desarrollo de una geometría más amplia, disponen de una longitud de 8 m, una anchura de 3 m y un canto de 3,2 m. Así mismo, disponen de tajamar.

Así mismo, las zapatas de las pilas-estribos disponen también de una longitud de 9 m, una anchura de 4,5 m y un canto de 3,2 m, también con tajamar.



Figura 23. Acotaciones cimentaciones centrales



Figura 24. Cimentaciones alzados centrales

En lo que respecta a las cimentaciones excavadas en la ladera, directamente apoyadas en roca y a una cota superior a la de la cala, las mismas tienen unas dimensiones particularizadas para el recinto de excavación realizado para las mismas.

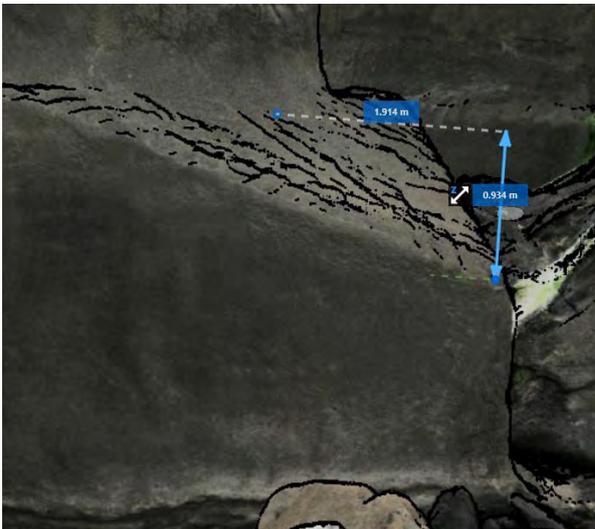


Figura 25. Acotación tajamar lado tierra

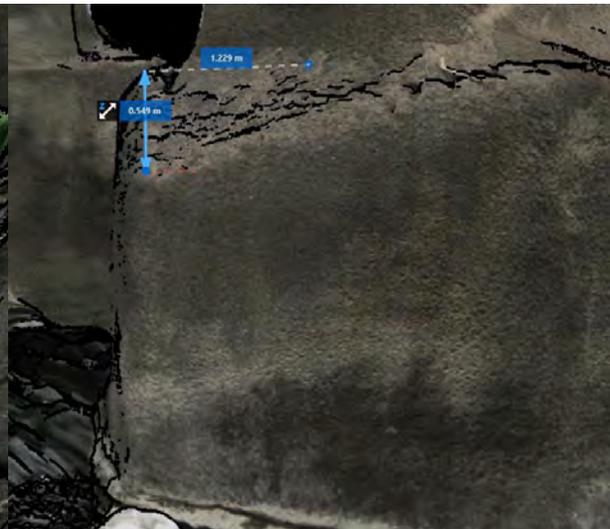


Figura 26. Detalle Acotación tajamar lado mar



Figura 27. Detalle cimentación E1



Figura 28. Detalle cimentación P1



Figura 29. Detalle cimentación P2



Figura 30. Detalle cimentación P9

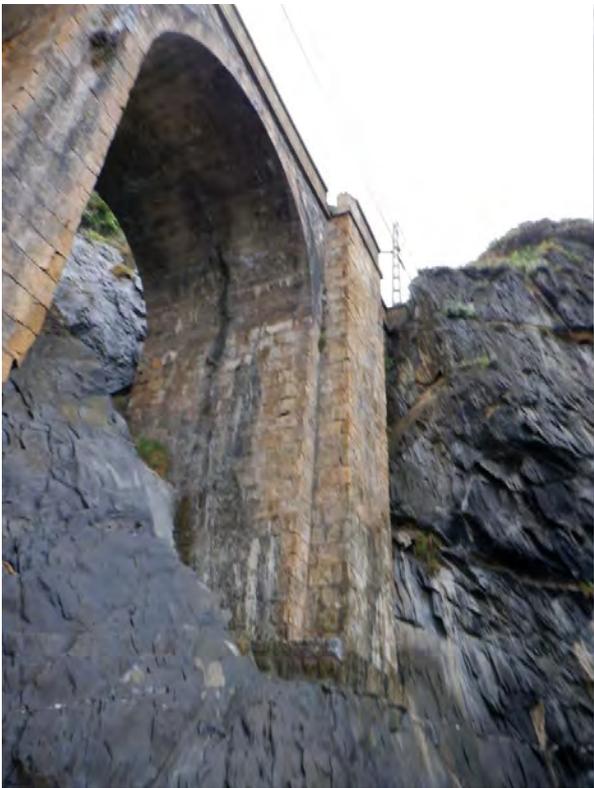


Figura 31. Detalle cimentación E2

5.3. ALZADOS

Como se ha mencionado anteriormente, el viaducto dispone de pilas y pilas-estribos.

En lo que respecta a las pilas, tienen una anchura, en coronación, de 1,20 m, en concordancia con los 0,6 m de espesor de clave de bóveda. En su base, la anchura es de 1,64. Dado que la altura media de pila es de 9 m, por lo que tendrían un talud longitudinal de 1/40. Este valor coincidiría con las recomendaciones de J.E. Ribera en la publicación “Puentes de Fábrica y hormigón armado” para pilas de menos de 20 m. En sentido transversal, la dimensión es constante, con un valor de 5 m.



Figura 32. Acotación cabeza de pila

Figura 33. Acotación estructura (I)



Figura 34. Acotación estructura (II)

En lo que respecta a las pilas-estribos, las mismas son verticales en ambas dimensiones, con un ancho de 2,6 m para el apartadero, y de 3,7 m para la sección completa (0,6+2,6+0,6). En lo que respecta a la dimensión perpendicular, es de 6,3 m (0,65+5,00+0,65).

En lo que respecta a la composición de la misma, consisten en estructuras de hormigón ciclópeo, mediante árido de material heterogéneo y grandes dimensiones, con geometría de lajas y probablemente proveniente de la cala. Este hormigón se encuentra revestido por sillares, que protegen al hormigón de las inclemencias meteorológicas.



Figura 35. Aspecto interior de las pilas

5.4. BÓVEDAS

Las bóvedas son regulares, de una anchura de 5 m y una luz de 6,5 m. La flecha de la clave está en torno a 3,4 m, por lo que es un arco de medio punto. El canto de la bóveda es de 0,6 m, y la naturaleza de la misma es de hormigón. Se desconoce si el mismo está armado o no, pero la inexistencia de restos de óxido indican que posiblemente sea de hormigón en masa.



Figura 36. Bóveda de hormigón



Figura 37. Bóveda y tímpanos

En lo que respecta a los tímpanos, son de mampostería careada, al ser mampuestos regulares en los que se han eliminado las piedras de pequeña dimensión o ripios. Los tímpanos tienen una altura máxima de 3,5 m. Se observa así mismo la existencia de mechinales en el arranque de la bóveda.

5.5. SUPERESTRUCTURA

En lo que respecta a la superestructura, la misma consiste en la plataforma de 5 m, con capa de balasto sobre el relleno granular. La vía es única y electrificada, formada por carriles soldados de 54 kg/m fijos a traviesa monobloque mediante sujeciones elásticas tipo HM con tirafondos. La banqueta de balasto tiene un espesor que oscila alrededor de 0,30 m medido sobre el nivel de relleno.



Figura 38. Vista desde tablero

Dispone de unos petos laterales de hormigón en masa, aparentemente apoyados sobre los tímpanos. Las dimensiones de estos petos o muretes-guardabalasto son de 1,2 m de alto y 0,5 m de ancho.



Figura 39. Detalle de muretes guardabalasto

Los postes de catenaria se ubican en los apartaderos, que coinciden con las pilas-estribo, existiendo adicionalmente una escalera de acceso en la pila 7.



Figura 40. Acotaciones murete guardabalasto

6. DESCRIPCIÓN ACTUACIONES LLEVADAS A CABO

Como se ha indicado con anterioridad, se han llevado a cabo una serie de actuaciones, tanto de reparación del viaducto como encaminadas a la protección del mismo frente al oleaje.

La primera de ellas, sin datar pero en torno a 1990, consistió en la ejecución de 10 bloques de 2,5 x 2.5 x 2.5, con el fin de reducir el oleaje incidente sobre las cimentaciones.

La segunda de ellas, en 2004, consistía en las siguientes actuaciones:

- Reposicionamiento de los bloques de hormigón en su ubicación original
- Fijación de los bloques de hormigón mediante anclajes para evitar el golpeo de los mismos contra elementos estructurales del viaducto
- Tajamar de protección de cimentaciones, materializado mediante la ejecución de micropilotes en el perímetro lado mar de los tajamares, así como el gunitado de los mismos contra el paramento para su vinculación, con doble mallazo y taladros enresinados en base para fijación de los mismos.
- Gunitado de huecos de sillares perdidos
- Disposición de nueva escalera de acceso a cala desde tablero

La documentación relativa a este proyecto se anexa en el Apéndice “Proyecto refuerzo viaducto Mundaka 2004”.



Figura 41. Actuaciones llevadas a cabo en 2004

7. DESCRIPCIÓN GENERAL DE DAÑOS

7.1. DESCRIPCIÓN DAÑOS

7.1.1. TERRENO CIRCUNDANTE

El entorno de la cala es de naturaleza rocosa, observándose la existencia de lajas en los alzados de la misma. Debido a los resguardos a bordes de zapatas ejecutadas a media ladera, se intuye un deterioro del terreno circundante en torno a las cimentaciones, observándose elementos que se han quedado a borde de zapata, como es el caso del entorno el Estribo 2 (Bermeo)

7.1.2. CIMENTACIONES

Se observa, debido a la acción del oleaje, un desgaste o socavación de la superficie del tajamar en contacto con el apoyo, por ser la zona donde se produce el impacto del oleaje y posterior arrastre por las corrientes mareales.

Esta socavación bajo el tajamar ejecutado mediante gunitado, llevado a cabo en la actuación de 2004, deja a la vista, en todo su perímetro, los micropilotes ejecutados también en la citada actuación, en donde se observan muestras de ataque por corrosión.



Figura 42. Micropilotes vistos en pila 6

Aparentemente, se ha producido una socavación bajo la actuación de la gunita, y no un desgaste de la gunita, pues entre los micropilotes vistos se aprecia la existencia de materiales heterogéneos. Por lo que las corrientes generadas por el oleaje están desgastando el apoyo bajo las zapatas. Esto se puede observar igualmente con las armaduras enresinadas al terreno, utilizadas en la actuación de 2004 para la fijación del mallazo a gunitar para el revestimiento del tajamar, pues han quedado colgando, sin apoyo.

Esta socavación seguramente es el resultado del lavado de la plataforma de trabajo que se ejecutaría en 2004 para conseguir una superficie regular sobre la que ejecutar los micropilotes, posiblemente con material seleccionado o similar, que ha sido lavado por las corrientes.

Este desgaste, como en el caso de la pila 7, ha dejado a la vista la zapata o lo que pudiera ser el zócalo de la misma, debido a que tiene una configuración distinta a la única pila visible que no fue gunitada, como es la cimentación de la pila 1. En lo que respecta a la pila 7, la socavación es muy acusada, visualizándose la base de apoyo del zócalo de la misma.



Figura 43. Armadura enresinada a terreno, en pila 5



Figura 44. Micropilotes vistos en pila 7, junto a zócalo de cimentación y barras enresinadas en 2004

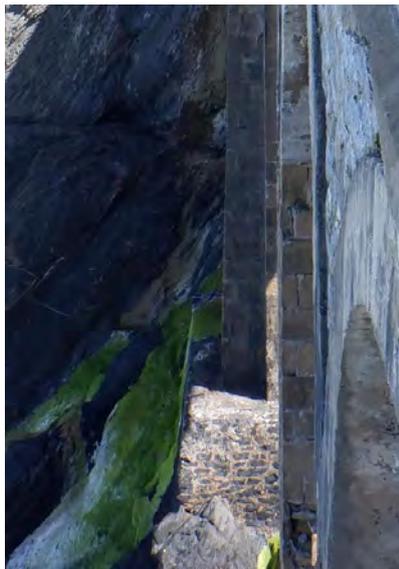


Figura 45. Zapata pila 1

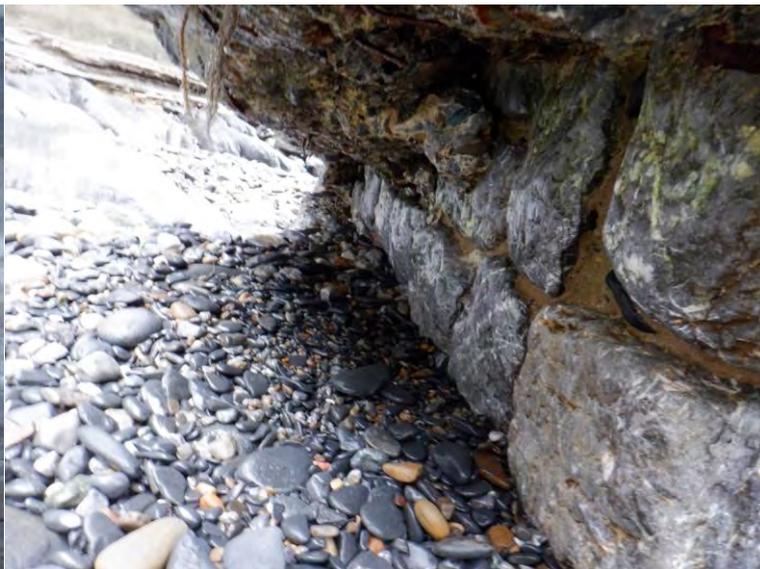


Figura 46. Zócalo pila 7

7.1.3.ALZADOS

En los alzados, se aprecia la existencia de vegetación de naturaleza no arbórea, fruto de la humedad presente en los paramentos internos de pilas, bajo bóveda. El origen de estas humedades, visibles por la presencia de calcificaciones, tiene su origen en los desagües o mechinales que dispone cada bóveda en su arranque para el drenaje del agua que, desde la plataforma, accede al material filtrante de la estructura, y es evacuado para evitar empujes adicionales no deseados sobre la estructura.

Se aprecia que algunos de estos desagües han dejado de funcionar. Así mismo, si se persiguiera eliminar la escorrentía del drenaje sobre el paramento, sería adecuada la disposición de drenajes con prolongación de boquilla, o su entubación hasta base de pila.

No obstante, debido a que parte de la pila es batida por el oleaje, se hace inevitable la presencia de verdín o pequeñas algas.

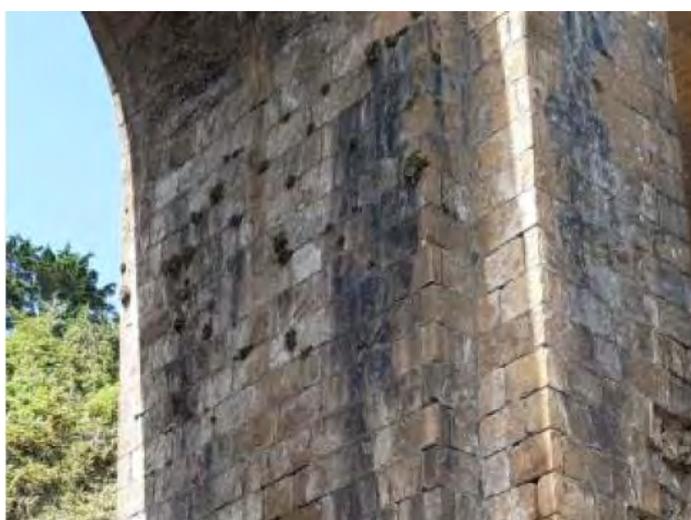


Figura 47. Vegetación no arbórea



Figura 48. Flujo de calcificación, así como boquilla de drenaje

En lo que respecta a los sillares, se observa la pérdida de alguno de los mismos, así como el lavado del material ligante, dejando sillares con pérdida de equilibrio al límite de su caída. El origen de este daño se debe a una suma los materiales utilizados en su época, del entorno marino, de la acción del oleaje sobre la misma y del inexorable paso del tiempo.



Figura 49. Sillares desprendidos

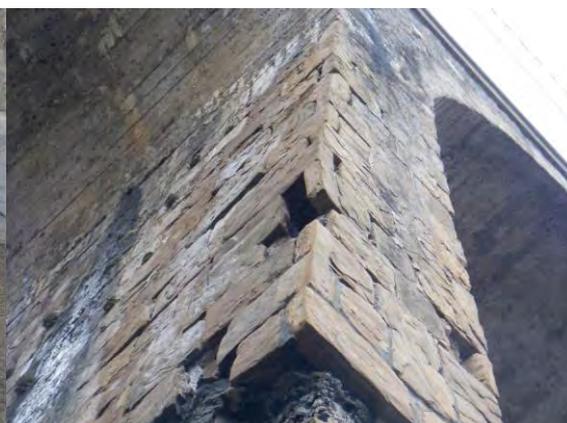


Figura 50. Sillares próximos al desprendimiento

En determinados elementos donde hay pérdida de sillares, se observa la existencia de cavidades en el hormigón ciclópeo que conforma la estructura de la pila.



Figura 51. Cavidades en alzado (I)



Figura 52. Cavidades en alzado (II)

7.1.4. BÓVEDAS

En lo que respecta a las bóvedas, no se aprecia, a simple vista, ningún tipo de fisura en las mismas, por lo que este hecho podría ser una señal de que no se han producido asentamientos diferenciales en las cimentaciones, ni giros, desplazamientos o desplomes en los pilares. No se aprecia ningún tipo de patología al respecto, más allá de zonas húmedas en el cantil de la misma sobre los tímpanos, pues los tímpanos están retranqueados hacia el interior del tablero, generando que discurra sobre la clave de la bóveda

7.1.5. SUPERESTRUCTURA

En lo que respecta a la superestructura, indicar que, si bien la escalera dispuesta en 2004 es de acero inoxidable, parece que las pletinas y tornillos de sujeción de la misma no lo son así, pues se observa la oxidación de los mencionados elementos.



Figura 53. Unión en coronación



Figura 54. Uniones en alzado

Así mismo, existe una escalera para desembarcar desde la parte superior de la cimentación de la pila 7, punto de acceso de las escaleras a tablero, a la base de la cala. A juzgar por el óxido presente en la misma, parece no ser de acero inoxidable

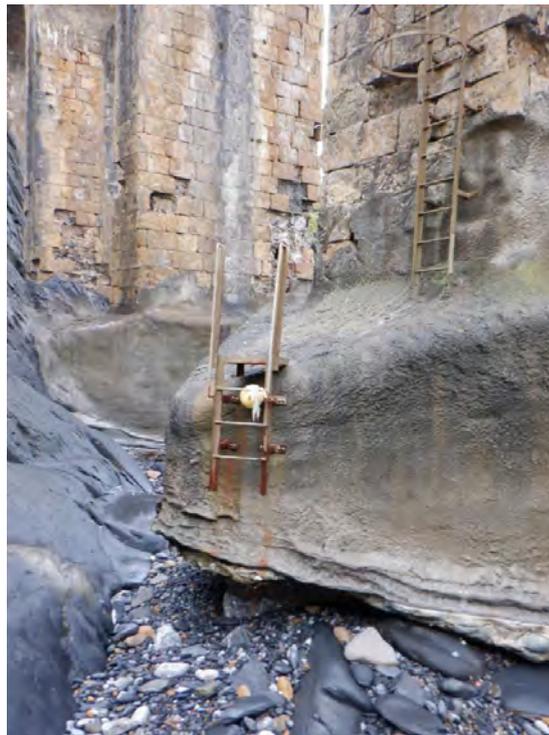


Figura 55. Escalera en canto de zapata

En cuanto a los muretes guardabalasto, se observa la presencia de fisuración en los mismos, así como el hecho de que los mismos son en masa y presentan nidos de grava, fácilmente desmenuzables. Así mismo, existen tramos que han sido arrancados o desprendidos.

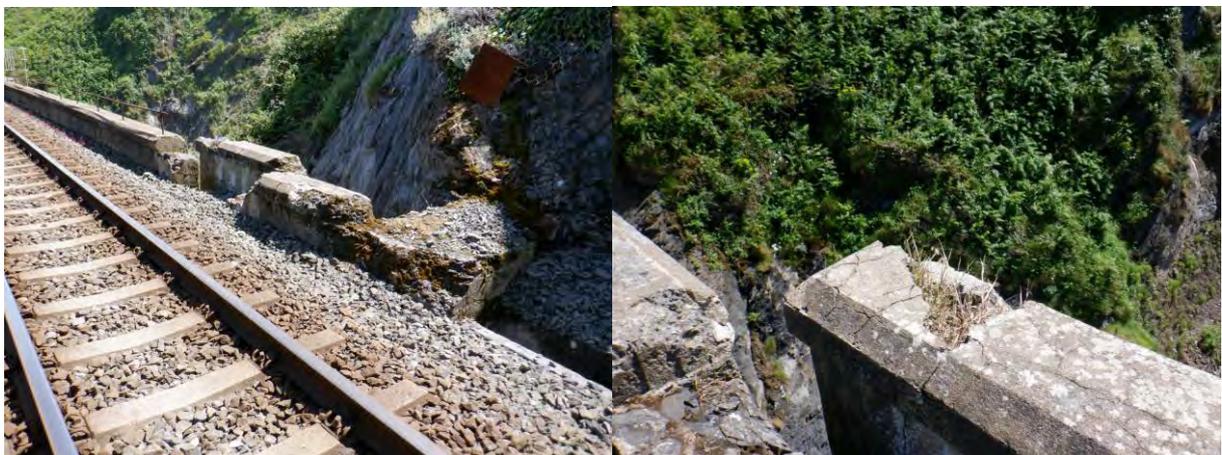


Figura 56. Muro guardabalasto desprendido



Figura 57. Fisuras y desprendimientos en muro guardabalasto



Figura 58. Coqueras y desprendimientos muro guardabalasto

En lo que respecta a barandilla, la misma es inexistente salvo para el itinerario existente entre el estribo 2 (Bermeo) y la pila 7, donde se ubica la escalera de acceso. En lo que respecta a la misma, queda a una altura de 0,7 m, inferior a los 1,1 m recomendables, y la misma consiste en una barra corrugada que presenta un aspecto oxidado, por lo que se debería colocar un pasamanos adecuado a accesibilidad y durabilidad.

Así mismo, la estructura mantiene una serie de elementos que han quedado obsoletos. Dispone de elementos que ya no tienen ningún tipo de función. Adicionalmente, dispone de postes de comunicaciones de madera.



Figura 59. Elementos obsoletos existentes en superestructura



Figura 60. Poste de comunicaciones

7.1.6. PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE

En lo que respecta a los 10 dados de 2,5 m x 2,5 m x 2,5 m fijados al terreno mediante anclajes, los mismos han perdido la losa superior que protegía a los anclajes, por lo que muchos de estos se han visto expuestos a la intemperie y se han visto afectados. Así mismo, dado que a los bloques se les ha impedido su desplazamiento, se han visto sometido a esfuerzos que los han hecho partir. Se observa adicionalmente que los mismos son sobrepasados por el oleaje en grandes pleamares.



Figura 61. Aspecto de bloques frente al oleaje



Figura 62. Aspecto de bloques frente al oleaje Figura 63. Rebase de bloques por el oleaje

7.2. VALORACIÓN SEGÚN NAP 2-4-1.0

7.2.1. INTRODUCCIÓN

Se procede a analizar, según la “Norma ADIF Plataforma. Inspección principal de puentes de ferrocarril”, de julio de 2020, utilizando el “Catálogo de daños para inspección principal de puentes de ferrocarril” anexo en la presente norma, como segundo criterio.

Para la identificación de los daños, se utiliza el anterior catálogo de daños mencionado, donde se define el “Nivel de gravedad de un daño”, así como la intensidad del daño así como la categoría asignada a dicho daño.

La categoría de un daño es la característica que mide la relevancia de las consecuencias que podría tener, en su nivel de máxima intensidad, dicho daño para la funcionalidad y seguridad ferroviarias. Depende de la naturaleza de éste y del elemento afectado por dicho daño.

Algunos defectos, en su nivel más alto de intensidad, provocan un nivel de gravedad máximo. Sin embargo, existen otros defectos que incluso en su intensidad más alta sólo llegan a provocar niveles intermedios de gravedad.

La intensidad se refiere al estado de avance o a la extensión que alcanza el deterioro en el momento de la realización de la inspección.

		INTENSIDAD DEL DAÑO			
		Intensidad 1	Intensidad 2	Intensidad 3	Intensidad 4
CATEGORÍA DEL DAÑO (N _{máx})	Categoría 1	N1	N1	N1	N1
	Categoría 2	N1	N2	N2	N2
	Categoría 3	N1	N2	N3	N3
	Categoría 4	N1	N2	N3	N4

Figura 64. Niveles de gravedad en función de categoría e intensidad de daño

NIVEL DE GRAVEDAD DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN	CORRELACIÓN CON CLASIFICACIÓN DAÑOS SEGÚN ITPF-05
N1	Defectos sin repercusión en el comportamiento estructural del activo, ni en la explotación ferroviaria, ni en la durabilidad o funcionalidad del elemento.	Clase 2
N2	Defectos sin repercusión en el comportamiento estructural del activo, ni en la explotación ferroviaria, pero que menoscaban la durabilidad o la funcionalidad del elemento.	Clase 2
N3	Defectos que evidencian una evolución patológica y pueden afectar a la seguridad estructural o a la explotación ferroviaria, o que afectan a terceros.	Clase 1
N4	Defectos que afectan a la seguridad estructural o a la explotación ferroviaria. Se requiere limitación de velocidad para mantener el nivel de seguridad.	Clase 1

Figura 65. Escala y descripción de los niveles de gravedad de daños

Los índices a obtener de la inspección serían los siguientes:

- Índice de Estado de los elementos Estructurales (IEE): es el nivel de gravedad más alto de los daños detectados en los elementos estructurales del puente definidos en el grupo 1 (estribos, pilas, vanos, aparatos de apoyo, juntas de dilatación y los terraplenes de acceso)
- Índice de Estado de la Cimentación (IEC): es el nivel de gravedad más alto de los daños detectados en los elementos de la cimentación del puente definidos en el grupo 2 (cimentación en estribos y cimentación en pilas)
- Índice de Estado de los elementos No Estructurales (IENE): es el nivel de gravedad más alto de los daños detectados en los elementos no estructurales e instalaciones ferroviarias definidos en el grupo 3 (paseos de servicio, barandillas, muretes guarda-balasto, superestructura, sistema de drenaje, pantallas, accesos a los elementos e instalaciones, y el cauce en el terreno circundante)
- Índice de Estado del activo (IE): es el nivel de gravedad más alto de los daños detectados en el activo durante una inspección principal

7.2.2. GRUPOS DE ELEMENTOS A INSPECCIONAR

Los elementos a inspeccionar, de forma general según la citada norma, consisten en:

1. Terreno circundante	1.1. Terraplén de acceso
	1.2. Cauce
2. Estribo	2.1. Cargadero de los apoyos
	2.2. Hastial / Paramento
	2.3. Cimentación
	2.4. Aletas o muros de acompañamiento
3. Pila	3.1. Dintel o Cargadero de los apoyos
	3.2. Fuste
	3.3. Cimentación
4. Vano	4.1. Viga
	4.2. Tablero / Losa de apoyo de superestructura
	4.3. Arriostramiento adicional / Jabalcón
	4.4. Arco / Bóveda
	4.5. Montante en arco y péndolas
	4.6. Tímpano
5. Apoyos	5.1. Lámina de plomo
	5.2. Neopreno / Neopreno zunchado
	5.3. POT
	5.4. Esférico
	5.5. Metálico
6. Amortiguadores sísmicos	
7. Anclajes del tablero	
8. Juntas de dilatación	
9. Elementos no estructurales	9.1. Sistema de drenaje
	9.2. Instalaciones
	9.3. Paseos de servicio
	9.4. Barandillas
	9.5. Murete guardabalasto
	9.6. Pantallas acústicas / avifauna
	9.7. Superestructura

Para el caso particular del viaducto objeto del presente documento:

- 1. Terreno circundante: la norma no recoge específicamente una patología presente en el entorno de esta estructura, que es la degradación del sustrato rocoso entorno a la estructura. Se asimilará la patología a la erosión de un cauce..
- 2. Estribos
 - 2.2. Hastial
 - 2.3. Cimentación
- 3. Pila
 - 3.2. Fuste

- 3.3. Cimentación
- Vano
 - 4.4. Bóveda
 - 4.6. Tímpanos
- No hay apoyos, amortiguadores, anclajes al tablero o juntas de dilatación
- 9. Elementos no estructurales
 - 9.1. Sistema de drenaje
 - 9.2. Instalaciones
 - 9.3. Paseos de servicio
 - 9.4. Barandillas
 - 9.5. Murete guardabalasto
 - 9.7. Superestructura

7.2.3.FICHAS DE INSPECCIÓN

Se presentan a continuación la relación de daños detectados:

TERRENO CIRCUNDANTE

Nº	5	DAÑO:	Erosión de márgenes		CÓDIGO DAÑO	1.2.-.EM
ELEMENTO:	1-Terreno circundante 1.2-Cauce		MATERIAL:	-	CATEGORÍA:	2
DESCRIPCIÓN:						
Consiste en un rebaje de la cota del lecho del cauce respecto a la cota de las márgenes como producto de la erosión fluvial en el cauce. Se pueden observar márgenes que, en su máxima expresión de erosión, forman ángulos de 90° con el lecho, en lugar de presentar taludes tendidos.						
OBSERVACIONES:						
Síntoma de un proceso de erosión fluvial. Reduce la estabilidad de los taludes a ambos lados del río.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Erosión ligera de las márgenes. No se observan paramentos verticales entre lecho y margen.				
2		Erosión moderada. No se observan paramentos verticales, pero se aprecia una cierta erosión de la margen.				
3		Erosión avanzada. Existe un paramento vertical, pero todavía se puede distinguir una margen separando el cauce de la llanura de inundación.				
4		Erosión completa. Solo existe un paramento vertical entre el lecho y la llanura de inundación.				

ESTRIBOS

Nº	33	DAÑO:	Humedades, pátinas, costras, eflorescencias, criptoflorescencias, etc		CÓDIGO DAÑO	2.2.FM.HP CEC
ELEMENTO:	2-Estríbo 2.2-Hastial / Paramento		MATERIAL:	FM	CATEGORÍA:	2
DESCRIPCIÓN:						
<p>Humedades, pátinas: Se refiere a manchas en la superficie debidas a la presencia de agua, que pueden deberse a filtraciones o a fenómenos de capilaridad. Costras, eflorescencias, criptoflorescencias: Se trata de depósitos cristalinos poco coherentes de sales solubles transportados a través o sobre los materiales (las sales pueden proceder o no del propio material). Generalmente son depósitos blancos, que se presentan en zonas donde existe o ha existido humedad. La diferencia entre costras y eflorescencias reside en que estas últimas carecen de volumen (daño en 2 dimensiones).</p>						
OBSERVACIONES:						
<p>Húmedades, pátinas: Para identificar este daño no es imprescindible que la humedad esté fresca (presencia de agua en el momento de la inspección). Aunque la inspección se realice en periodo seco, se observará una pátina característica que delata las causas del daño en otros momentos de la vida de la estructura. Costras, eflorescencias, criptoflorescencias: Se presenta en zonas con una concentración de humedad alta. Las eflorescencias suelen ser concomitantes con otros deterioros como fisuras aisladas o filtraciones, humedades; y pueden derivar en daños más graves como la alveolización o incluso en arenización del elemento.</p>						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		El deterioro tiene una extensión inferior al 25% de la superficie del elemento o no hay otros deterioros asociados.				
2		La extensión es superior al 25% e inferior al 50% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad baja.				
3		La extensión es superior al 50% e inferior al 75% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad media asociados.				
4		La extensión es superior al 75% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad alta asociados.				

Nº	35	DAÑO:	Vegetación herbácea, musgos o líquenes		CÓDIGO DAÑO	2.2.FM.VH
ELEMENTO:	2-Estribo 2.2-Hastial / Paramento		MATERIAL:	FM	CATEGORÍA:	2
DESCRIPCIÓN:						
Crecimiento de ejemplares herbáceos entre elementos de la fábrica, en zonas donde se acumula la materia orgánica. Se incluyen en este deterioro los depósitos de musgos o líquenes.						
OBSERVACIONES:						
Puede llegar a producir degradación superficial de las piezas y desórdenes de la fábrica.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre menos del 25% del elemento.				
2		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 25% y menos del 50% del elemento.				
3		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 50% y menos del 75% del elemento.				
4		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 75% del elemento.				

Nº	38	DAÑO:	Pérdida de material de juntas		CÓDIGO DAÑO	2.2.FM.PM J
ELEMENTO:	2-Estribo 2.2-Hastial / Paramento		MATERIAL:	FM	CATEGORÍA:	4
DESCRIPCIÓN:						
Se trata de la pérdida de material en las juntas entre mampuestos debido a la disolución química de los ligantes, a causa de la circulación de agua o por la acción de los agentes atmosféricos. Esta pérdida puede ser parcial, habiéndose reducido la sección, o total, no quedando material interpuesto entre mampuestos.						
OBSERVACIONES:						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Cuando se ha reducido levemente la sección del rejuntado y la pérdida afecta a menos del 10% del paramento del estribo.				
2		Cuando se ha producido una pérdida de rejuntado que afecta entre el 10% y el 25% del paramento del estribo.				
3		Cuando se ha reducido de forma notable la sección del rejuntado y la pérdida afecta a una superficie equivalente entre el 25% y el 50% del paramento del estribo.				
4		Cuando se ha reducido de forma notable la sección en una superficie mayor del 50% del paramento del estribo. Cuando hay una pérdida total en una superficie mayor del 25% del paramento del estribo.				

Nº	39	DAÑO:	Pérdida de piezas		CÓDIGO DAÑO	2.2.FM.PP
ELEMENTO:	2-Estribo 2.2-Hastial / Paramento		MATERIAL:	FM	CATEGORÍA:	4
DESCRIPCIÓN:						
Desaparición de piezas de la fábrica o desplazamiento respecto de su posición original.						
OBSERVACIONES:						
La causa principal de este daño en paramentos verticales es la meteorización y rotura de las piezas de fábrica por acción de los agentes atmosféricos.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Cuando la pérdida de piezas afecta a menos de un 5% de la superficie del paramento del estribo.				
2		Cuando la pérdida de piezas afecta a entre el 5 y el 15% de la superficie del paramento del estribo.				
3		Cuando la pérdida de piezas afecta a entre el 15 y el 30% de la superficie del paramento del estribo.				
4		Cuando la pérdida de piezas afecta a más del un 30% de la superficie del paramento del estribo.				

PILAS

Nº	229	DAÑO:	Humedades, pátinas, costras, eflorescencias, criptoflorescencias, etc		CÓDIGO DAÑO	3.2.FM.HP CEC
ELEMENTO:	3-Pila 3.2-Fuste		MATERIAL:	FM	CATEGORÍA:	2
DESCRIPCIÓN:						
Humedades, pátinas: Se refiere a manchas en la superficie debidas a la presencia de agua, que pueden deberse a filtraciones o a fenómenos de capilaridad. Costras, eflorescencias, criptoflorescencias: Se trata de depósitos cristalinos poco coherentes de sales solubles transportados a través o sobre los materiales (las sales pueden proceder o no del propio material). Generalmente son depósitos blancos, que se presentan en zonas donde existe o ha existido humedad. La diferencia entre costras y eflorescencias reside en que estas últimas carecen de volumen (daño en 2 dimensiones).						
OBSERVACIONES:						
Húmedades, pátinas: Para identificar este daño no es imprescindible que la humedad esté fresca (presencia de agua en el momento de la inspección). Aunque la inspección se realice en periodo seco, se observará una pátina característica que delata las causas del daño en otros momentos de la vida de la estructura. Costras, eflorescencias, criptoflorescencias: Se presenta en zonas con una concentración de humedad alta. Las eflorescencias suelen ser concomitantes con otros deterioros como fisuras aisladas o filtraciones, humedades; y pueden derivar en daños más graves como la alveolización o incluso en arenización del elemento.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		El deterioro tiene una extensión inferior al 25% de la superficie del elemento o no hay otros deterioros asociados.				
2		La extensión es superior al 25% e inferior al 50% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad baja.				
3		La extensión es superior al 50% e inferior al 75% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad media asociados.				
4		La extensión es superior al 75% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad alta asociados.				

Nº	231	DAÑO:	Vegetación herbácea, musgos o líquenes		CÓDIGO DAÑO	3.2.FM.VH
ELEMENTO:	3-Pila 3.2-Fuste	MATERIAL:	FM		CATEGORÍA:	2
DESCRIPCIÓN:						
Crecimiento de ejemplares herbáceos entre elementos de la fábrica donde se acumula la materia orgánica. Se incluyen en este deterioro los depósitos de musgos o líquenes						
OBSERVACIONES:						
Puede llegar a producir degradación superficial de las piezas y desórdenes de la fábrica.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre menos del 25% del fuste de la pila.				
2		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 25% y menos del 50% del fuste de la pila.				
3		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 50% y menos del 75% del fuste de la pila.				
4		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 75% del fuste de la pila.				

Nº	234	DAÑO:	Pérdida de material de juntas		CÓDIGO DAÑO	3.2.FM.PM J
ELEMENTO:	3-Pila 3.2-Fuste	MATERIAL:	FM		CATEGORÍA:	4
DESCRIPCIÓN:						
Se trata de la pérdida de material en las juntas entre mampuestos debido a la disolución química de los ligantes, a causa de la circulación de agua o por la acción de los agentes atmosféricos. Esta pérdida puede ser parcial, habiéndose reducido la sección del rejuntado, o total, no quedando material interpuesto entre mampuestos.						
OBSERVACIONES:						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Cuando se ha reducido levemente la sección del rejuntado y la pérdida afecta a menos del 10% del paramento de la pila.				
2		Cuando se ha producido una pérdida que afecta entre el 10% y el 30% del paramento de la pila.				
3		Cuando se ha reducido de forma notable la sección del rejuntado y la pérdida afecta a una superficie equivalente entre el 30% y el 50% del paramento de la pila.				
4		Cuando se ha reducido de forma notable la sección en una superficie mayor del 50% del paramento de la pila. Cuando hay una pérdida total en una superficie mayor del 10% del paramento de la pila.				

Nº	235	DAÑO:	Pérdida de piezas		CÓDIGO DAÑO	3.2.FM.PP
ELEMENTO:	3-Pila 3.2-Fuste		MATERIAL:	FM	CATEGORÍA:	4
DESCRIPCIÓN:						
Desaparición de piezas de la fábrica o desplazamiento de estas respecto de su posición original.						
OBSERVACIONES:						
La causa principal de este daño en paramentos verticales es la meteorización y rotura de las piezas de fábrica por acción de los agentes atmosféricos.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Cuando la pérdida de piezas es puntual, afecta a menos de un 5% de la superficie del fuste de la pila.				
2		Cuando la pérdida de piezas afecta a entre el 5 y el 15% de la superficie del fuste de la pila.				
3		Cuando la pérdida de piezas afecta a entre el 15 y el 30% de la superficie del fuste de la pila.				
4		Cuando la pérdida de piezas afecta a más del un 30% de la superficie del fuste de la pila.				

Nº	299	DAÑO:	Descalce / Socavación		CÓDIGO DAÑO	3.3.1.-.DS
ELEMENTO:	3-Pila 3.3-Cimentación 3.3.1-Zapata / Losa		MATERIAL:	-	CATEGORÍA:	4
DESCRIPCIÓN:						
Daño que supone la pérdida de terreno sobre el que se apoya la cimentación, como consecuencia de la formación de cavidades y la descompresión del terreno en el entorno de las bases de apoyo por la acción de las corrientes de agua.						
OBSERVACIONES:						
Si se ve acompañado por daños de fisuración en superestructura no estabilizados o agotamiento de fábrica en pilas, estribos o bóvedas, el riesgo de colapso es elevado. Exige la inmediata inspección y el estudio de la estructura por parte de un equipo especializado en hidráulica fluvial y en estructuras.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Cuando no hay otros daños asociados (movimiento de la pila) y la única consecuencia es que quedan a la vista los paramentos verticales de la cimentación del elemento.				
2		Cuando se aprecia parte de la cara inferior de la cimentación. Cuando hay daños asociados (movimientos o grietas en pila) de intensidad leve.				
3		Cuando se aprecia parte de la cara inferior de la cimentación y huecos entre el terreno de apoyo y la cara inferior de la cimentación en más de un 10% y menos de un 20% de la superficie. Cuando hay daños asociados (movimientos o grietas en pila) de intensidad media.				
4		Cuando se aprecia parte de la cara inferior de la cimentación y huecos entre el terreno de apoyo y la cara inferior de la cimentación en más de un 20% de la superficie. Cuando hay daños graves asociados (movimientos o grietas en pila) de intensidad media-alta.				

BÓVEDA

Nº	426	DAÑO:	Humedades, pátinas, costras, eflorescencias, criptoeflorescencias, etc		CÓDIGO DAÑO	4.4.FHM.H PCEC
ELEMENTO:	4-Vano 4.4-Arco / Bóveda	MATERIAL:	FHM	CATEGORÍA:	2	
DESCRIPCIÓN:						
<p>Humedades, pátinas: Se refiere a manchas en la superficie del arco o bóveda debidas a la presencia de agua, que pueden deberse a filtraciones o a fenómenos de capilaridad. Este daño se produce bien por la falta de impermeabilidad del tablero, por el deficiente funcionamiento del sistema de drenaje o por la condensación de la humedad en las zonas en umbría de un puente. Costras, eflorescencias, criptoeflorescencias: Se trata de depósitos cristalinos poco coherentes de sales solubles transportados a través o sobre los materiales (las sales pueden proceder o no del propio material). Generalmente son depósitos blancos, que se presentan en zonas donde existe o ha existido humedad. La diferencia entre costras y eflorescencias reside en que estas últimas carecen de volumen (daño en 2 dimensiones).</p>						
OBSERVACIONES:						
<p>Húmedades, pátinas: Para identificar este daño no es imprescindible que la humedad esté fresca (presencia de agua en el momento de la inspección). Aunque la inspección se realice en período seco, se observará una pátina característica que delata las causas del daño en otros momentos de la vida de la estructura. Costras, eflorescencias, criptoeflorescencias: Se presenta en zonas con una concentración de humedad alta. Las eflorescencias suelen ser concomitantes con otros deterioros como fisuras aisladas o filtraciones, humedades; y pueden derivar en daños más graves como la alveolización o incluso en arenización del elemento.</p>						
INTENSIDAD	CRITERIO					
1	El deterioro tiene una extensión inferior al 25% de la superficie del elemento o no hay otros deterioros asociados.					
2	La extensión es superior al 25% e inferior al 50% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad baja.					
3	La extensión es superior al 50% e inferior al 75% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad media asociados.					
4	La extensión es superior al 75% de la superficie del elemento o hay otros deterioros de gravedad alta asociados.					

Nº	428	DAÑO:	Vegetación herbácea, musgos o líquenes		CÓDIGO DAÑO	4.4.FHM.VH
ELEMENTO:	4-Vano 4.4-Arco / Bóveda	MATERIAL:	FHM	CATEGORÍA:	1	
DESCRIPCIÓN:						
Crecimiento de ejemplares herbáceos entre elementos o en oquedades, en zonas donde se acumula la materia orgánica. Se incluyen en este deterioro los depósitos de musgos o líquenes.						
OBSERVACIONES:						
Puede producir degradación superficial, incluso la expulsión de fragmentos de hormigón debido a la presión ejercida por raíces de cierta identidad.						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre menos del 25% de la superficie del arco o de la bóveda.				
2		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 25% y menos del 50% de la superficie del arco o de la bóveda.				
3		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 50% y menos del 75% de la superficie del arco o de la bóveda.				
4		Si se trata de vegetación no leñosa que cubre más del 75% de la superficie del arco o de la bóveda.				

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. DRENAJE

Nº	563	DAÑO:	Sumideros / mechinales obstruidos		CÓDIGO DAÑO	9.1.-SMO
ELEMENTO:	9-Elementos no estructurales 9.1-Drenaje	MATERIAL:	-	CATEGORÍA:	2	
DESCRIPCIÓN:						
Se indicará mediante este daño que los sumideros o mechinales se encuentran atorados y no permiten evacuar el agua. En general la obstrucción se produce por la acumulación de materiales o por la presencia de vegetación.						
OBSERVACIONES:						
INTENSIDAD		CRITERIO				
1		Cuando el deterioro afecta parcialmente, pero no impide el funcionamiento del elemento de drenaje, cualquiera que sea el número de sumideros o mechinales afectados.				
2		Cuando el deterioro afecta completamente e impide el correcto funcionamiento del elemento de drenaje, cualquiera que sea el número de sumideros o mechinales afectados.				
3		Cuando el deterioro afecta completamente e impide el correcto funcionamiento del elemento de drenaje y además provoca otros daños adicionales de carácter leve.				
4		Cuando el deterioro afecta completamente e impide el funcionamiento del elemento de drenaje y además provoca otros daños de carácter más grave, como encharcamiento de los paseos de servicio.				

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. BARANDILLAS

Nº	578	DAÑO:	Altura inadecuada	CÓDIGO DAÑO	9.4.-.AI
ELEMENTO:	9-Elementos no estructurales 9.4-Barandillas	MATERIAL:	-	CATEGORÍA:	1
DESCRIPCIÓN:					
Se indicará con este daño que las barandillas no tienen la altura adecuada para desarrollar la función para la que fueron diseñadas.					
OBSERVACIONES:					
INTENSIDAD	CRITERIO				
1	Cuando la barandilla tenga menos de 120 cm de alto, pero más de 100 cm.				
2	Cuando la barandilla tenga menos de 100 cm, pero más de 85 cm.				
3	Cuando la barandilla tenga menos de 85 cm, pero más de 70 cm.				
4	Cuando la barandilla tenga menos de 70 cm o no exista.				

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. MURETE GUARDABALASTO

Nº	581	DAÑO:	Fisuras o grietas		CÓDIGO DAÑO	9.5.-.FG
ELEMENTO:	9-Elementos no estructurales 9.5-Murete guardabalasto	MATERIAL:	-		CATEGORÍA:	3
DESCRIPCIÓN:						
Se trata de aberturas largas y estrechas en el cuerpo de un elemento. Las fisuras pueden seguir una dirección clara o, por el contrario, tener una distribución aleatoria, denominándose fisuras en mapa. En cualquier caso, puede variar la separación entre labios de la fisura y su profundidad, llegando a ser fisuras pasantes en el elemento.						
OBSERVACIONES:						
INTENSIDAD	CRITERIO					
1	Cuando se trata de fisuras localizadas de abertura inferior a 1,00 mm. Cuando se trata de fisuras que afectan a menos del 20% de la superficie del paramento del elemento, independientemente de su abertura.					
2	Cuando se trata de fisuras localizadas de abertura entre 1,00 y 3,00 mm. Cuando se trata de fisuras que afectan entre el 20% y el 40% de la superficie del paramento del elemento, independientemente de su abertura.					
3	Cuando se trata de fisuras localizadas de abertura entre 3,00 y 5,00 mm. Cuando se trata de fisuras que afectan entre el 40% y el 60% de la superficie del paramento del elemento, independientemente de su abertura.					
4	Cuando se trata de fisuras localizadas de abertura superior a 5,00 mm. Cuando se trata de fisuras que afectan a más del 60% de la superficie del paramento del elemento, independientemente de su abertura.					

7.2.4.MATRIZ NIVEL GRAVEDAD

DAÑO	Cat.	INTENSIDAD DEL DAÑO			
		1	2	3	4
1.2.					
Cauce					
Erosión de márgenes					N2
2.2.					
Estribo- Hastial / Paramento					
Fábrica sillería					
Humedades	2	N1	-	-	
Vegetación herbácea	2	N1	-	-	-
Pérdida de material de juntas	1	N1	-	-	-
Pérdida de piezas	4	N1	-	-	-
3.2.					
Pila. Fuste					
Fábrica sillería					
Humedades	2	N1	-	-	
Vegetación herbácea	2	N1	-	-	-
Pérdida de material de juntas	1	-	N1	-	-
Pérdida de piezas	4	-	N2	-	-
3.3.1					
Pila. Cimentación. Zapata					
Descalce / Socavación	4	-	-	N3	-
4.4.					
Vano. Arco/Bóveda					
Fábrica sillería					
Humedades	2	N1	-	-	-
Vegetación herbácea	2	N1	-	-	-
9.1.					
Drenaje					
Sumideros / mechinales obstruidos	2	N1	-	-	-
9.4.					
Barandillas					
Altura inadecuada	1	-	-	-	N1
9.5.					
Murete Guardabalasto					
Fisuras o grietas	3	-	-	N3	-

Tabla 2. Matriz nivel de gravedad

- IEE: 2
- IEC:3
- IENE: 3
- IE: 3

7.2.5. RESUMEN INSPECCIÓN SEGÚN NAP

Los defectos observados en los paramentos verticales no repercuten a día de hoy en el comportamiento estructural del puente. Si bien existe una pérdida de sillares, los mismos no tienen carácter estructural, sino de protección frente a la durabilidad del ciclópeo recogido en su interior. Aunque este aspecto no lo recoge el catálogo de daños, la pérdida de los mismos no supone un gran área en lo que respecta a la pila, por lo que no reviste gran intensidad de daño.

También tiene un cierto impacto la erosión de los paramentos verticales naturales sobre los que se apoyan las zapatas, recogido como erosión por cauce. Este es el caso del Estribo 2.



Figura 66. Erosión del sustrato rocoso con el tiempo bajo cimentación E2

No obstante, las mayores penalización que tiene la estructura están en la cimentación y en el murete guardabalasto.

En lo que respecta a las cimentaciones, existen pilas donde han quedado al aire los micropilotes que cimentan el tajamar realizado con gunita, por lo que presentan socavaciones. También existen socavaciones en los tajamares traseros, que no disponen de micropilotes, donde se puede observar las zapatas o pedestales ejecutados en su momento. Adicionalmente al daño de socavaciones indicado en el catálogo, restaría el peso de los tajamares, que se ve que han perdido su apoyo a los taladros y han quedado colgados de las zapatas, incrementando el peso sobre las mismas.



Figura 67. Descalce zona micros pila 7



Figura 68. Descalce cimentación pila 7

También penaliza el murete guardabalasto, pues si bien es un elemento sin carácter estructural y de fácil reparación, la caída del mismo sobre vía generaría problemas para la explotación de la estructura.



Figura 69. Rotura muretes guardabalastos

8. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

8.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se procede a la evaluación del comportamiento en rotura de la estructura existente ante las cargas de la normativa actual. Previamente al análisis en estado límite último de las bóvedas, se van a destacar una serie de particularidades en cuanto al fallo de este tipo de estructuras.

Los estados límite últimos que deben considerarse para cada elemento estructural incluyen los de pérdida de equilibrio de la estructura o una parte de ella considerada como un cuerpo rígido y el fallo por deformación excesiva, rotura o inestabilidad.

En cada caso de carga, los valores de cálculo de los efectos de las acciones se determinarán considerando sólo la acción variable más desfavorable.

El peculiar comportamiento de los puentes de fábrica requiere una atención especial en lo referente a la consideración del carácter favorable o desfavorable de las distintas acciones que se debe considerar en la estructura.

El sistema portante principal (bóvedas y pilas), presenta modos de fallo por desarrollo de mecanismos, es decir, se forma un número de rótulas (o deslizaderas) suficiente para convertir la estructura en un mecanismo que colapsa incluso para niveles de esfuerzos reducidos. También es posible que no se desarrolle completamente el mecanismo de colapso porque ciertas secciones se agoten antes por estar fuertemente solicitadas.

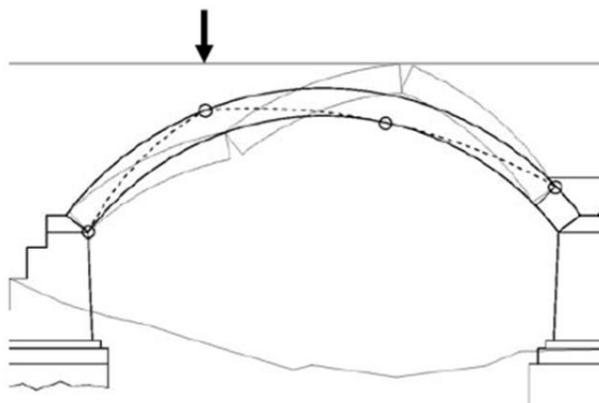


Figura 70. Mecanismo monoarco. Estática y cinemática del mecanismo: la línea discontinua representa la línea de presiones. Cuando ésta toca el extradós se marca la rótula correspondiente con un círculo. En línea fina se representa la deformada

Las cargas puntuales contribuyen a ambas formas de fallo por lo que son desfavorables siempre. Sin embargo, las cargas uniformes (incluidas las de peso propio, cargas muertas y la componente uniforme de la sobrecarga) tienen un efecto favorable frente a la formación de mecanismos en tanto que contribuyen a centrar la línea de empujes, pero son desfavorables para el fallo por agotamiento ya que incrementan el nivel de esfuerzos en las secciones

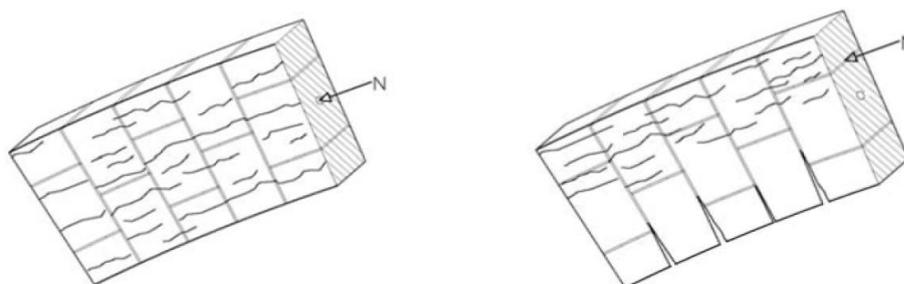


Figura 71. Fallo de compresión simple y fallo en flexo-compresión

No obstante, se ha observado que la componente uniforme de la sobrecarga aplicada solo en la mitad del vano resulta también desfavorable para el fallo por formación de mecanismos. Por tanto, la

combinación de cargas que se van a tener en cuenta en el cálculo corresponde a las sobrecargas puntuales y a la componente uniforme de la sobrecarga aplicada sólo en la mitad del vano, por tratarse del caso más desfavorable de cara al fallo de la estructura

8.2. COMPROBACIÓN EMPÍRICA

En lo que respecta al análisis de un primer dimensionamiento y ratios, se utiliza como referencia el libro “Puentes de fábrica y hormigón armado”, de D. José Eugenio Ribera, en el que recomienda utilizar en viaductos de ferrocarril la fórmula de Sejourné $E=0,10L+0,04A$, siendo L la luz de la bóveda, A la altura de la plataforma sobre el zócalo de la pila y E el espesor de pila. Tal y como se ha venido describiendo con anterioridad, $L=6,5$ m y $A=9,0$ m. Por tanto, el espesor de pila recomendado sería de 1,01 m. Dado que la nuestra es de 1,2 m, se cumpliría este criterio empírico.

En lo que respecta a la bóveda, en su relación clave luz, según P. Sejourné, tras la comparación de 3.300 bóvedas, propuso en su publicación “Grandes Voûtes” para determinar el canto o rosca en función de la tipología de arco, su luz y uso de la estructura la formulación $e = \alpha (1 + \sqrt{L})\mu$.

Siendo $\alpha=0,17$ para puentes de ferrocarril de vía estrecha, $\mu=1$ para los arcos de medio punto, y L la luz del vano (6,5 m), resultando en un canto de 0,60 m. A principios de siglo XX se recomendaba acudir a mismos espesores o incluso menores que los obtenidos en sillería para el dimensionamiento mediante bóvedas de hormigón en masa, al pesar este material menos que la sillería y tener una homogeneidad y monolitismo superior.

8.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.)

Para la comprobación en Estado Límite Último de las bóvedas se ha utilizado el método de análisis de los bloques rígidos con consideración de la resistencia a compresión simple. Para ello, se ha empleado el programa Ring, desarrollado por M. Gilbert para la Universidad de Sheffield, Reino Unido así como para la UIC.

Este programa calcula los mecanismos de rotura en puentes arco mediante el método de los bloques rígidos, detectando los puntos donde la línea de presiones toca el extradós o intradós de la bóveda. En estos puntos será donde se formarán las rótulas, que en número suficiente causan el colapso de la estructura.

En este programa es posible no sólo estudiar el mecanismo de rotura para una carga situada en un punto determinado, sino también calcular la posición pésima de dicha carga. Esto se consigue planteando distintas hipótesis de carga en las que se va variando la posición de la misma a lo largo de la bóveda, obteniéndose como resultado el modo de fallo así como el coeficiente de sobre-seguridad que presenta la estructura.

Como se ha comentado con anterioridad, en esta evaluación se tienen en cuenta exclusivamente las cargas verticales. Se recuerda que la combinación de cargas a tener en cuenta en el cálculo es la de las cargas permanentes de la estructura y las cargas variables que corresponden a los cuatro ejes de 250 kN prescritos para el tren UIC71, así como la carga repartida de 80 kN/m.. De esta forma, el coeficiente de seguridad nos proporciona el factor por el cual deberían multiplicarse las cargas variables para alcanzar el colapso de la estructura.

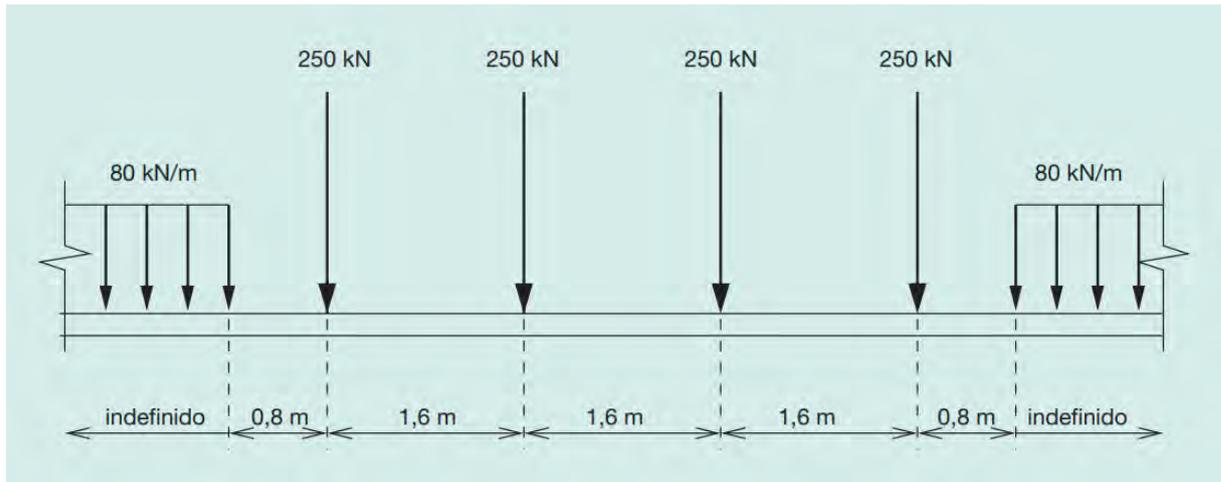


Figura 72. Cargas variables verticales IAPF-07

Por tanto, el comportamiento en Estado Límite Último se ha comprobado pasando la carga de un extremo a otro, para así confirmar los casos más desfavorables de aplicación de las cargas variables y determinar para estos casos el coeficiente de seguridad de la estructura. A continuación, se exponen los resultados de la obra de fábrica objeto de estudio.

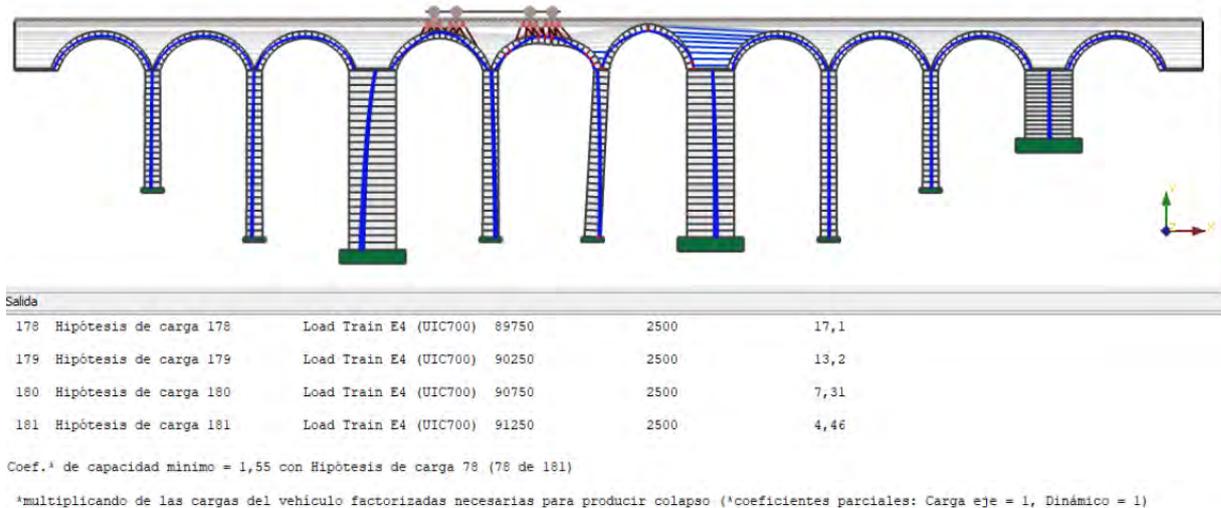


Figura 73. Fallo por formación de mecanismos y carga en clave. Coeficiente de seguridad de 4,46

En lo que respecta a las tensiones transmitidas a la cimentación, tendríamos las siguientes cargas verticales por pila:

- Bóveda: $5 \times 0,6 \times \pi \times 6,25 \times 25 = 1.472,62 \text{ kN}$
- Tímpanos: $2 \times 7,42 \times 0,5 \times 25 = 185,5 \text{ kN}$
- Relleno granular: $7,42 \times (5 - 2 \times 0,5) \times 20 = 593,6 \text{ kN}$
- Balasto: $4 \times 0,3 \times (6,25 + 1,2) \times 27 = 241,38 \text{ kN}$
- Traviesa: $3 \times (6,25 + 1,2) / 0,6 = 37,25 \text{ kN}$
- Carriles: $2 \times 0,54 \times (6,25 + 1,2) = 8,05 \text{ kN}$
- Murete guardabalasto: $2 \times (2 \times 0,3 \times 0,5 + 0,6 \times 0,3) \times (1,2 + 6,5) \times 25 = 184,8 \text{ kN}$
- Tren UIC71: $0,91 \times 992,5 \text{ kN} = 903,18 \text{ kN}$

Actuando sobre coronación de pila tendríamos:

- CM=2.723,2 kN
- Q=903,18 kN

Dado que la coronación de pila es de 1,2 m x 5 m, tendríamos una compresión de $600 \text{ kN/m}^2=0,61 \text{ MPa}$. Descontando la sillería, suponiendo la pérdida total de la misma, el hormigón ciclópeo estaría a una compresión de 0,91 MPa, entendible asumible para el hormigón de la época, pudiendo alcanzar valores de 10 MPa.

En base de pila, tendríamos que añadir el peso de pila

- Pila: $5 \times 25 \times 9 \times (1,2 + 1,64)/2 = 1.586,25 \text{ kN}$

En lo que respecta al área de reparto de las cimentaciones, resulta difícil precisar las dimensiones originales de las mismas previas a la actuación de 2004. Se estima lo anteriormente indicado: 8 m x 3 m x 3,2 m.

- Zapata: $8 \times 3 \times 3,2 \times 25 = 1.920 \text{ kN}$

Por ello, la carga en zapata sería de:

- CM=6.229,45 kN
- Q=903,18 kN
- $\sigma_{max} = \frac{6.229,45+903,18}{8 \times 3} = 0,3 \text{ MPa} = 3 \text{ kg/cm}^2$

No se dispone de características de la roca existente, pero dado la naturaleza de la misma, se podría estimar que puede alcanzar valores mínimos de 5 kg/cm^2 , por lo que existe margen de seguridad en caso de aumento de la socavación. Considerando las cargas anteriormente indicadas, nominales sin factores de mayoración, se puede conservar una cierta merma antes de presentar inestabilidades.

9. CONCLUSIONES Y DICTÁMEN TÉCNICO

Se analizan los resultados de los estudios y análisis por elemento

9.1. TERRENO CIRCUNDANTE

La cala se ve erosionada por la acción del oleaje y por el arrastre de las corrientes, observándose pedestales naturales a borde de zapata, lo cual indica una erosión de los mismos, que podría dar lugar a descalces futuros bajo cimentación. Dado que resulta difícil reconstruir los mismos con los medios disponibles, se recomienda un seguimiento de los márgenes de apoyo del estribo 2, especialmente, con respecto a su cimiento.

9.2. CIMENTACIONES

Existen zapatas donde la socavación es severa, debido a la acción del oleaje, por estar en carrera de mareas, y su exposición al oleaje. Estas socavaciones, como en el tajamar lado mar de la pila 7, alcanzan altura de 30 cm, profundidades de 40 cm y anchuras de 1,6 m.

La existencia de estas socavaciones ha dejado expuestas las armaduras tubulares de los micropilotes que derivan al terreno el peso del revestimiento gunitado, así como también ha quedado a la vista la armadura que aportaba resistencia a tracción a la gunita, así como un reparto homogéneo de las tensiones en la misma a consecuencia de los impactos del oleaje.

El hecho de que estos elementos metálicos se encuentren en la carrera de mareas les sitúa en un ambiente agresivo IIIc+Qb, lo que conlleva la oxidación y corrosión de los mismos, provocando incrementos de sección a causa del óxido que generaran fisuras, desconches y, en definitiva, puntos débiles sobre el gunitado, que acelerará el desprendimiento del mismo.

Así mismo, el ataque de ión cloruro ha ido y seguirá picando y corroyendo los elementos metálicos, reduciendo su sección.

La socavación, una vez iniciada, sigue un desarrollo exponencial, por lo sería preciso, por un lado, la restitución del apoyo bajo la misma y, por el otro, minimizar la acción que produce la socavación, que vendría a ser la reducción de la energía de las olas proyectada contra las pilas. Como se ha justificado con anterioridad, se debería socavar entorno a un 40% de la superficie de apoyo de las cimentaciones para superar las tensiones de hundimiento admisibles estimadas para el terreno, por lo que se prevé que se produzca antes la pérdida de sillares utilizados para el zócalo de cimentación por erosión o tensiones sobre la matriz de unión entre sillares.

9.3. ALZADOS

Existen alzados que han perdido parte de la sillería de protección, que a su vez ha derivado en degradaciones y erosiones en el hormigón ciclópeo encargado de la rigidez de la estructura y transmisión de las cargas a las cimentaciones desde la bóveda.

Estos elementos se han desprendido por el lavado del ligante entre sillares, y estos a su vez han sido desplazados por el impacto del oleaje.

Se observa vegetación y humedades en los paramentos de las pilas, que tienen su origen en los desagües ubicados en los arranques de las bóvedas.

No se observan desplazamientos en los alzados de las pilas

9.4. BÓVEDAS

No se observan fisuras ni patologías en las bóvedas. Así mismo, como se ha justificado con anterioridad, el dimensionamiento de la bóveda es correcto para un sillar, más que correcto para un elemento de hormigón en masa.

9.5. SUPERESTRUCTURA

A parte de cierta oxidación en los carriles, las traviesas presentan un aspecto correcto, así como el balasto, que presenta un paquete homogéneo.

Se observa la existencia de elementos encargados de llevar servicios no existentes, que se han quedado obsoletos.

Adicionalmente, se observa la rotura y desprendimiento del murete guardabalasto, lo cual se debe a que el mismo es de hormigón en masa y que no presenta juntas, más allá de los apartaderos que se sitúan cada 25 m aproximadamente. Esto ha provocado la erosión y rotura de algunos tramos. Así mismo, existe un pasamanos dispuesto a una altura inferior de 1,10 m, desde el acceso Bermeo hasta las escaleras de gato, consistente en una barra corrugada oxidada.

Existen unas escaleras de gato de acero inoxidable que presentan buen aspecto, para unir la plataforma con la parte superior de la zapata de la pila 7. Existe otra escalera para acceder a la parte inferior de la cala, la cual si presenta oxidación, pudiendo deberse a que la misma no es de acero inoxidable.

Se observa que las uniones utilizadas para anclar sendas escaleras se ha llevado a cabo mediante acero no inoxidable, que muestra síntomas de oxidación y de corrosión.

9.6. ELEMENTOS DE PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE

Se observa que los dados anclados al terreno no han resistido los esfuerzos del oleaje, pues todos ellos se muestran alterados, perdiendo algunos de ellos únicamente la losa superior de protección de los anclajes, estando otros parcialmente derruidos a causa del oleaje.

10. ESTUDIO DE OLEAJE

Se plantea el estudio de las condiciones de clima marítimo en aguas profundas que permitan definir los valores del régimen extremal de oleaje para trasladarlos posteriormente hasta el pie del viaducto de Lamiaran en la costa de Mundaka y obtener el oleaje de diseño en las inmediaciones del viaducto de cara a diseñar la protección marítima de las pilas del mismo.

Con el objetivo de estudiar el régimen extremal del oleaje se plantea el análisis de los datos registrados y la propagación del oleaje desde la Boya de Bilbao-Vizcaya, situada en un punto exterior a la costa vasca, hasta pie del viaducto de Lamiaran.

Para ello será necesario realizar una caracterización del clima marítimo en la Boya de Bilbao-Vizcaya y la propagación de los estados de mar representativos del régimen extremal hasta los puntos seleccionados.

La propagación de estos estados de mar se llevará a cabo mediante el uso del modelo numérico SWAN (Simulating WAves till Nearshore), que permite la obtención de las características del oleaje forzado por los datos de la boya en el exterior de los diques del puerto donde se quieren conocer los valores locales de oleaje extremal.

10.1. CLIMA MARÍTIMO

La caracterización del clima marítimo se llevará a cabo basándose en datos proporcionados por Puertos del Estado para la Boya de Bilbao-Vizcaya, con los que se obtendrán los valores de régimen medio y de régimen extremal característicos de la zona de estudio sobre la que se trabaja.

10.1.1. Fuente de datos

De cara al análisis del régimen de oleaje en aguas profundas, se ha utilizado los datos de instrumentales de la boya de Bilbao-Vizcaya, perteneciente a la Red Exterior de Puertos del Estado (REDEXT). Dicha boya se haya fondeada en las coordenadas geográficas 3.04°W y 43.63°N, a unos 35 km al noroeste de la zona del viaducto de Lamiaran, a una profundidad de 600 m.

Dichos datos representan una serie con información direccional, y un registro que abarca desde noviembre de 1990 hasta junio de 2021. El registro presenta una periodicidad de 3h hasta finales de febrero de 2002 y horaria desde entonces. Atendiendo a los periodos en los que la boya no estuvo operativa, el registro efectivo de datos del Estudio es de algo más de 20 años.

En la siguiente figura se muestra la ubicación de la fuente de datos y la del viaducto de Lamiaran.

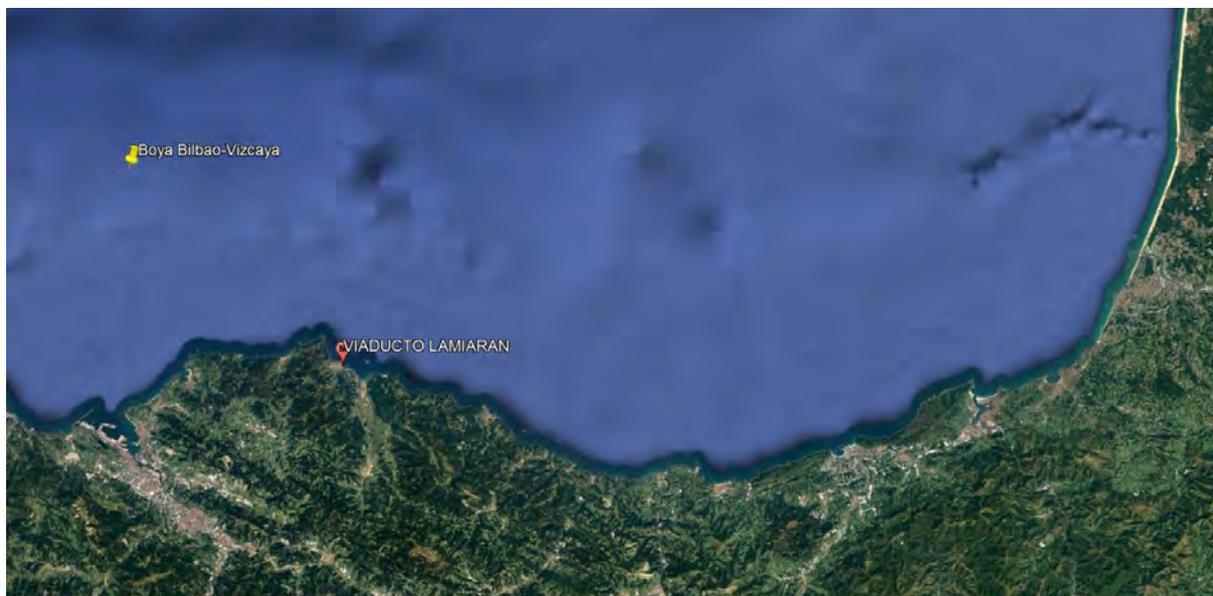


Figura 74. Ubicación boya de Bilbao-Vizcaya y viaducto de Lamiaran.

La distribución sectorial del oleaje queda caracterizada mediante las rosas de oleaje, que discretizan los datos en direcciones y alturas de ola. Cada sector se representa con un brazo de la rosa. La longitud de cada brazo es proporcional a la probabilidad de presentación de cada sector, calculada como la frecuencia relativa muestral. De esta forma, se puede apreciar visualmente cuáles son los sectores que predominan. La discretización en alturas de ola permite determinar cuáles son los sectores más energéticos.

En la siguiente figura se muestra la rosa de oleaje, en la que se aprecia como los oleajes principales se concentran entre las direcciones WNW a N, siendo el sector más frecuente el sector NW, que comparte ser el más energético junto con el sector WNW.

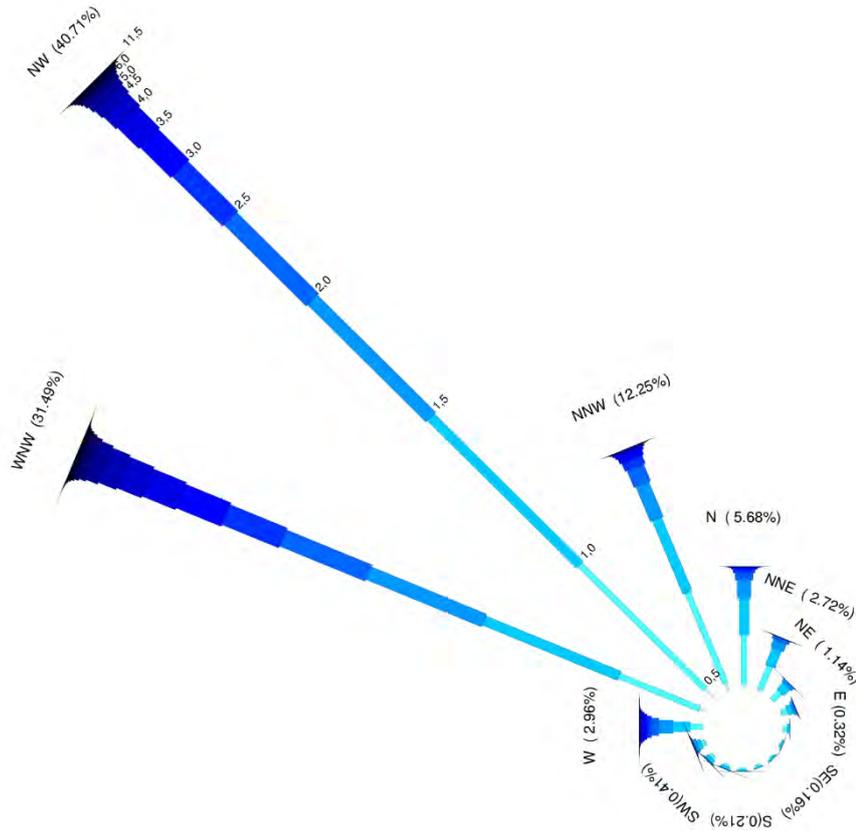


Figura 75. Rosa de oleaje en aguas profundas. Boya exterior Bilbao-Vizcaya.

En la siguiente tabla se muestran los encuentros entre la altura de ola y la dirección del oleaje. Se puede observar que los oleajes más extremos son del cuarto cuadrante, en especial del sector WNW seguidos del sector NW.

Sector/Hs	0.0-0.5	0.5-1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0	3.0-3.5	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0	9.0-9.5	9.5-10.0	10.0-10.5	10.5-11.0	11.0-11.5	11.5-12.0	>12.0	%	TOTAL		
Cálmias																													
N	191	2511	1853	927	370	171	82	36	18	3	5	2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
NNE	112	1280	936	436	154	24	5	6	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NE	39	556	431	166	39	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ENE	73	303	258	131	45	11	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	16	198	109	20	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ESE	5	81	81	2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SE	5	74	93	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SSE	3	107	69	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S	2	109	94	16	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SSW	4	118	116	35	2	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SW	24	166	169	58	15	6	0	2	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
WSW	33	194	196	154	49	15	11	5	3	3	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
W	45	595	866	718	369	227	140	99	67	49	14	10	3	6	3	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
WNW	385	4363	7343	6283	4636	3102	2455	1803	1326	968	621	329	210	149	97	49	24	24	11	13	3	4	3	0	1	0	0	0	0
NW	737	8883	10579	8414	5624	3571	2779	1502	890	517	355	255	142	126	103	59	33	15	10	7	7	3	1	1	0	0	0	0	0
NNW	427	4975	4026	1921	918	440	256	158	106	48	12	7	3	9	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
%	1.93%	22.58%	25.06%	17.76%	11.44%	6.97%	4.72%	3.32%	2.22%	1.46%	0.93%	0.56%	0.33%	0.27%	0.19%	0.10%	0.05%	0.04%	0.02%	0.02%	0.01%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	
TOTAL	2101	24523	27219	19287	12424	7574	5131	3611	2411	1587	1013	607	360	292	208	111	59	39	21	21	10	7	4	1	1	1	1	108622	

Tabla 3. Tabla de encuentros altura de ola (Hs) – dirección media (a).

Esta distribución de oleajes es característica de las zonas del Cantábrico, que recibe la llegada de los fuertes temporales del Atlántico Norte, especialmente durante el invierno.

10.1.2. Régimen medio

El objetivo del estudio del régimen medio es caracterizar la probabilidad de no superación de diferentes niveles de altura de ola en un año medio. Esto se lleva a cabo mediante el ajuste de la muestra de alturas de ola disponible a una función de distribución acumulada.

La función utilizada habitualmente para caracterizar el régimen medio del oleaje es la distribución de Weibull de mínimos. Su función de distribución acumulada es:

$$P[H_s \leq h] = 1 - \exp\left[-\left(\frac{h - A}{B}\right)^C\right]$$

donde A es el parámetro de posición, B es el parámetro de escala y C es el parámetro de forma. Los tres parámetros de esta distribución deben estimarse. En el presente estudio se ha utilizado para ello el método de los momentos.

El análisis del régimen medio de oleaje se realiza a partir de los datos de la boya, realizando un ajuste por mínimos cuadrados a una función de distribución de tipo Weibull triparamétrica. Los resultados se muestran en la Figura 7, con los coeficientes y parámetros que definen el ajuste (Tabla 2).

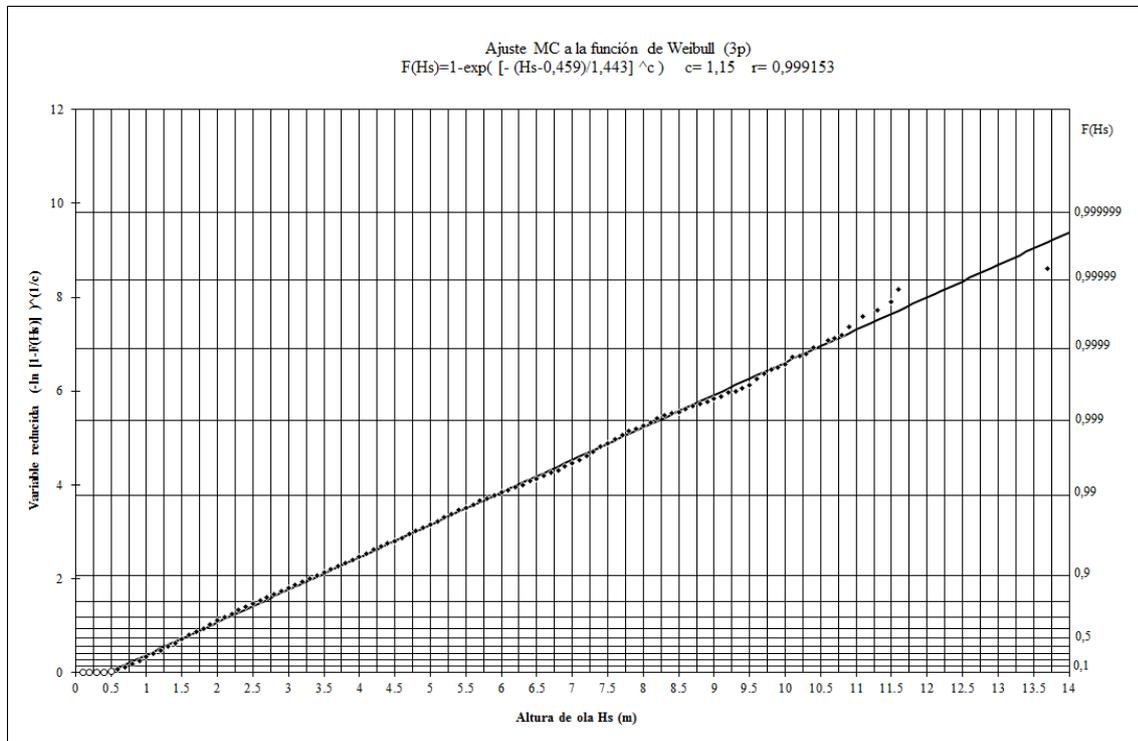


Figura 76. Régimen medio escalar. Boya exterior Bilbao-Vizcaya.

Weibull (MC)	Parámetros
a	0,4590
b	1,4430
c	1,1500
r	0,9992

Tabla 4. Parámetros de la distribución de Weibull (MC). Régimen medio escalar.

10.1.3. Régimen extremal

La caracterización de los valores extremos es muy importante desde el punto de vista de la ingeniería porque está relacionada con la definición de las acciones externas que tienen que resistir las estructuras que se diseñan. El problema para poder caracterizar estas acciones es que los sucesos peligrosos ocurren con relativa poca frecuencia. Por lo tanto, se debe utilizar una teoría que permita estimar el comportamiento de los niveles altos a partir de niveles más bajos. Esto se consigue con la Teoría de Valores Extremos.

En función de los datos que se utilizan para extrapolar el comportamiento de la cola superior de la distribución se distinguen los siguientes métodos: distribución de tamaños, que utiliza todos los datos disponibles y extrapola el resultado a la cola superior, distribución de extremos, que divide el tiempo de registro en intervalos y sólo utiliza el máximo de cada uno, y distribución de excesos, que calcula la distribución de los excesos sobre un umbral.

Según el teorema de Fisher-Tippett, si la distribución que se quiere caracterizar tiene la cola superior regular y el número de datos es suficientemente grande, la distribución del máximo de éstas se aproxima a uno de los siguientes modelos: Fréchet, Gumbel o Weibull.

El análisis extremal de los sectores más energéticos se ha realizado a partir de la obtención de una muestra de extremos representativa, seleccionando los temporales por el método del umbral o POT (*Peak Over Threshold*) y ajustando los valores de la muestra a una función de distribución de Gumbel, por el método de ajuste de Mínimos Cuadrados (MC).

La selección de temporales independientes entre sí que definen el régimen extremal direccional, se ha determinado a partir de un umbral de altura de ola diferente para cada sector, N, NNW, NW y WNW, en este caso con valores de 3 m, 3,5 m, 6 m y 6,25 m, respectivamente. Se han obtenido a su vez una muestra de extremos para cada sector compuestas por 38, 64, 53 y 61 temporales distintos, respectivamente. Los resultados de dichos ajustes se muestran de la Figura 12 a la Figura 15. Los datos se han obtenido del registro actualizado hasta junio de 2021.

Finalmente, para definir el oleaje de cálculo debemos conocer previamente el periodo de retorno asociado a la obra. Una vez conocido, se escogen los valores de H_s a partir de los ajustes realizados. Según la normativa ROM, se considera una vida útil de 25 años y un periodo de retorno asociado de 238 años.

Con esto, los valores direccionales para dicho periodo de retorno obtenidos de los ajustes para los 4 sectores considerados se resumen en la Tabla 3, si se considera la altura de ola asociada a la estima central, y en la Tabla 4 para la banda superior de confianza del 90%. En ambos casos, se muestran los periodos asociados a la altura de ola obtenida, definidos dentro de un rango de posibles valores, de los que identifica en cada caso un valor mínimo y un valor máximo (ver apartado siguiente).

Los temporales de la Tabla 4 serán propagados hasta pie de obra para definir el oleaje de diseño.

**Régimen extremal direccional. Selección método POT Hs > 3.0 m
Ajuste MC a la distribución Gumbel. Sector N**

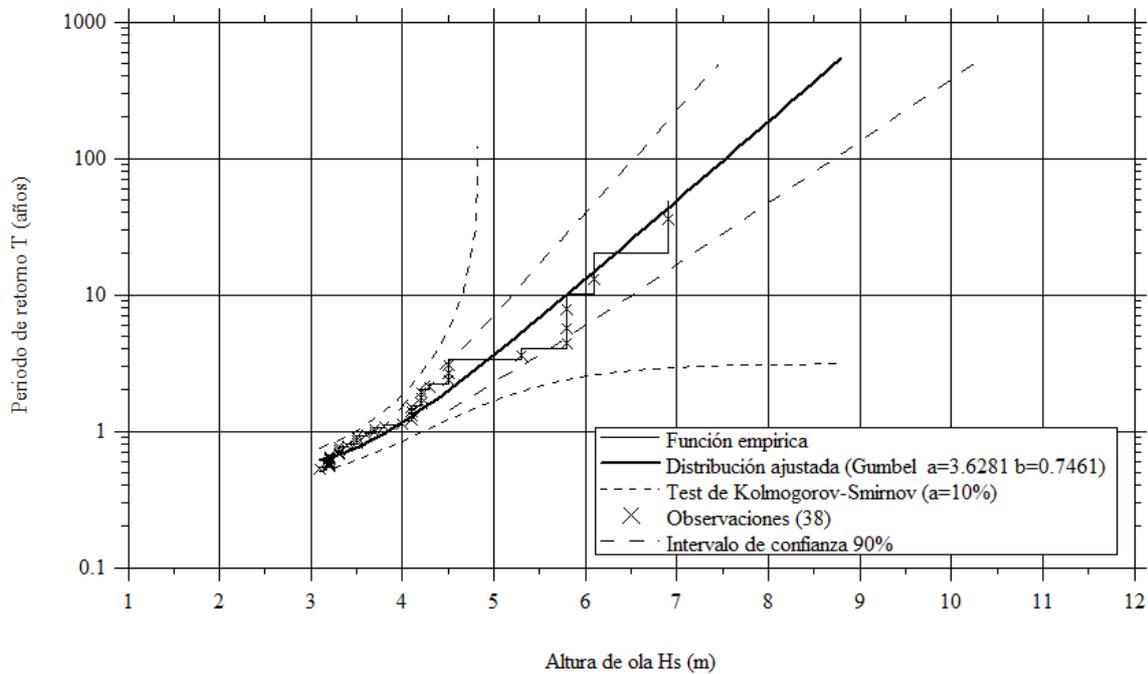


Figura 77. Régimen extremal direccional. Sector N.

**Régimen extremal direccional. Selección método POT Hs > 3.5 m
Ajuste MC a la distribución Gumbel. Sector NNW**

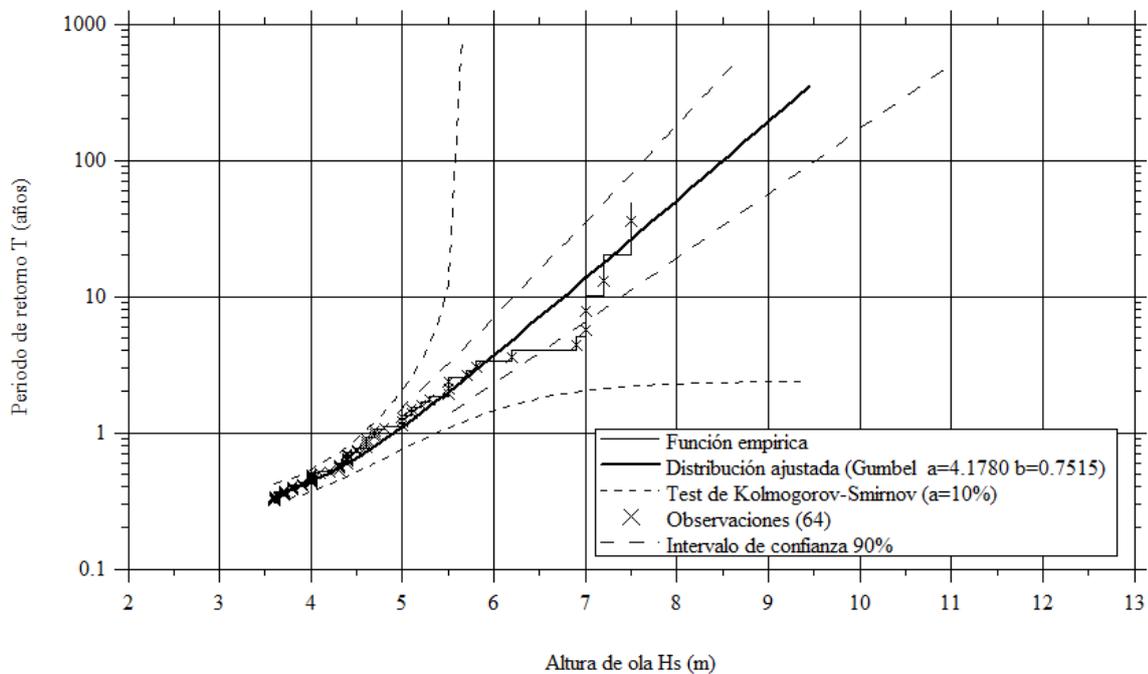


Figura 78. Régimen extremal direccional. Sector NNW.

Régimen extremal direccional. Selección método POT $H_s > 6.0$ m
Ajuste MC a la distribución Gumbel. Sector NW

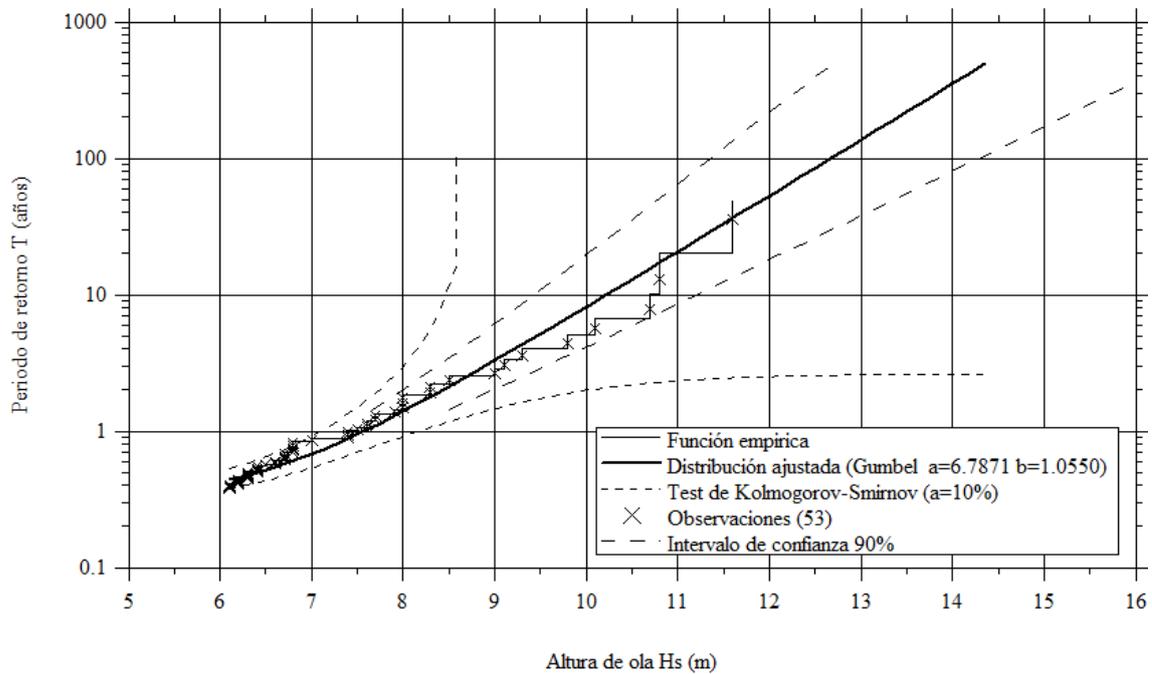


Figura 79. Régimen extremal direccional. Sector NW.

Régimen extremal direccional. Selección método POT $H_s > 6.25$ m
Ajuste MC a la distribución Gumbel. Sector WNW

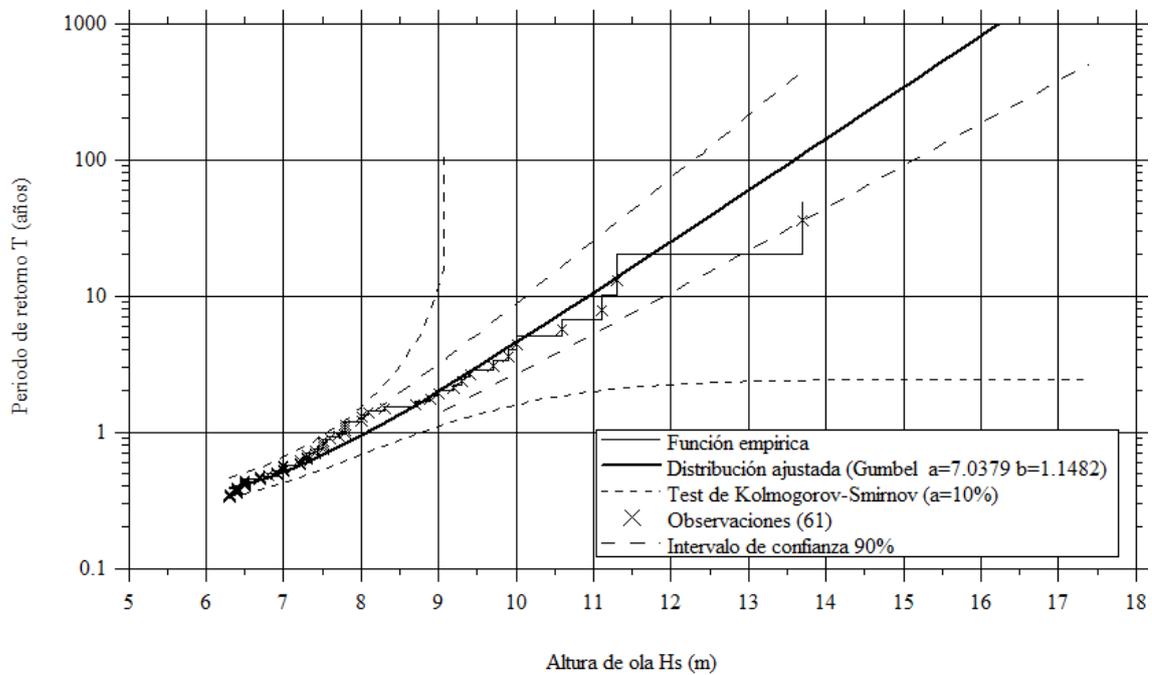


Figura 80. Régimen extremal direccional. Sector WNW.

Sector	Hs (m)	Tpmin (s)	Tpmax (s)
N	8,185	13	17
NNW	9,160	14	18
NW	13,582	15	19
WNW	14,595	16	20

Tabla 5. Valores extremos asociados a la estima central (T=238 años).

Sector	Hs (m)	Tpmin (s)	Tpmax (s)
N	9,556	14	18
NNW	10,305	15	18,5
NW	15,433	16	22
WNW	16,357	17	22,5

Tabla 6. Valores extremos asociados a la banda superior de confianza del 90% (T=238 años).

10.1.4. Relación entre H_s y T_p

Finalmente, se muestra la relación existente entre las variables H_s y T_p , de tal forma que pueda elegirse el conjunto de oleajes tipo a analizar en las propagaciones.

A partir del conjunto de datos direccionales de la boya de Bilbao-Vizcaya, se ha obtenido el diagrama de dispersión con las variables H_s y T_p para cada uno de los 4 sectores considerados (Figuras mostradas a continuación). En dichas figuras se ha superpuesto las curvas de isoperalte de pico en aguas profundas, para identificar de forma clara el tipo de oleajes en función de la altura de ola.

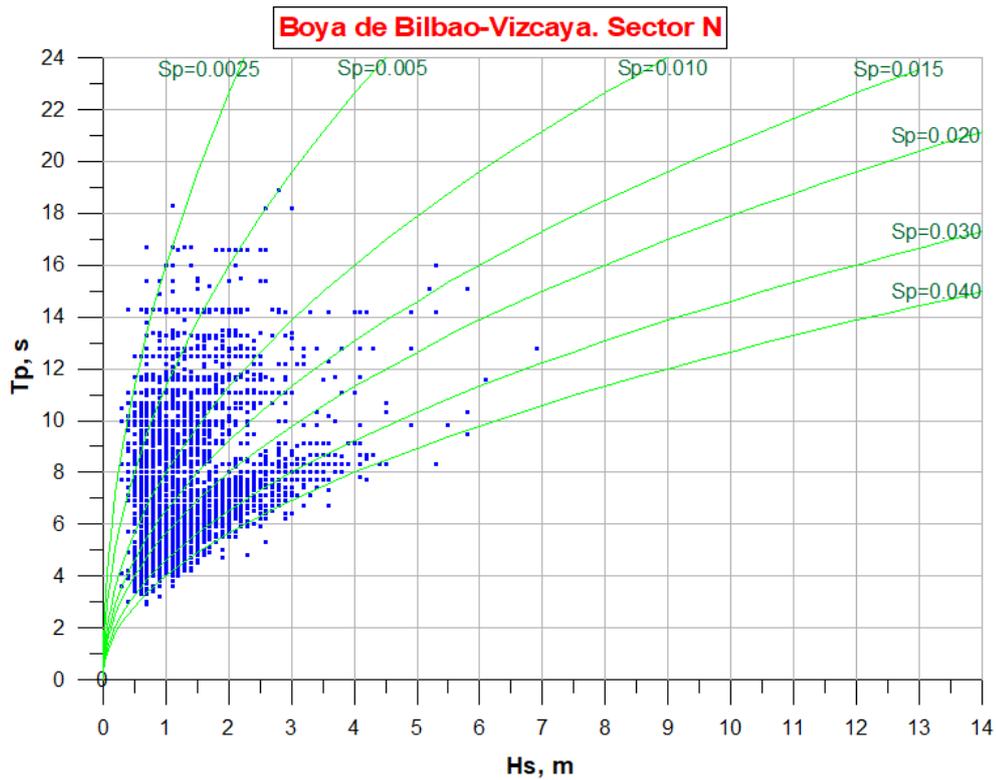


Figura 81. Diagrama de dispersión Hs - Tp. Sector N.

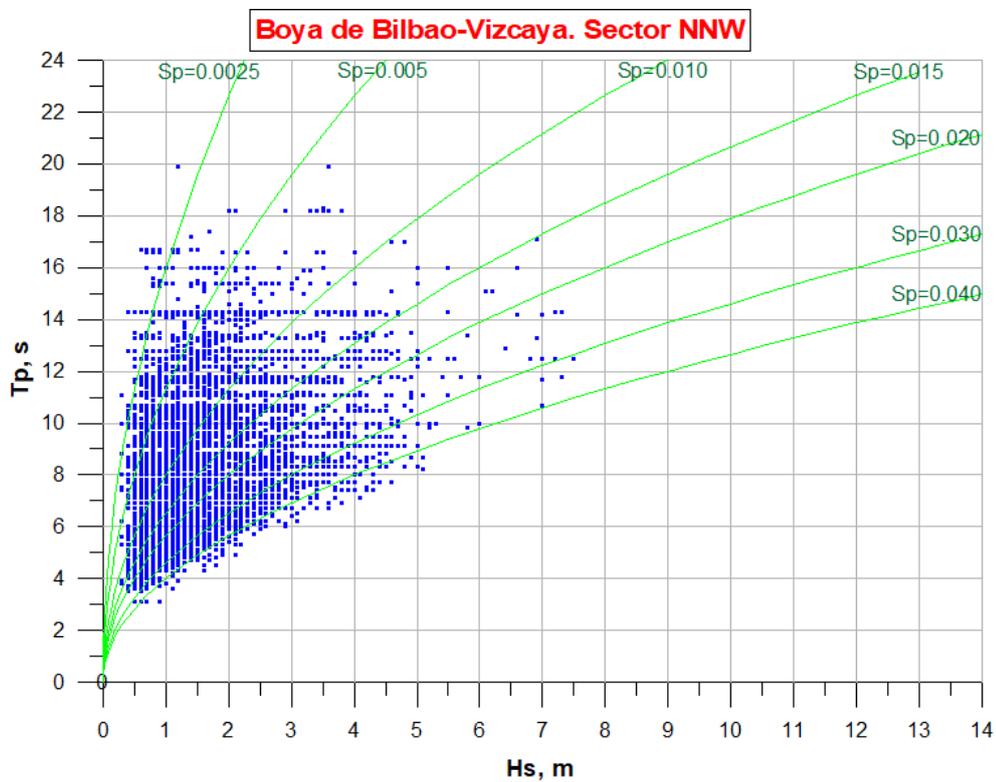


Figura 82. Diagrama de dispersión Hs - Tp. Sector NNW.

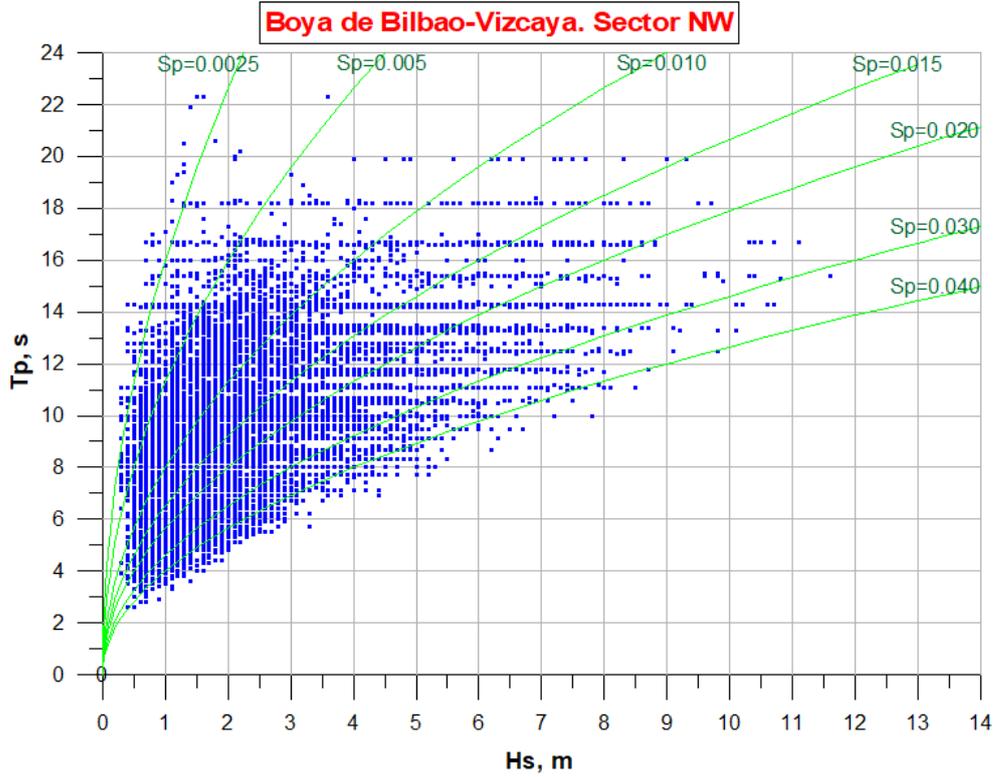


Figura 83. Diagrama de dispersión Hs - Tp. Sector NW.

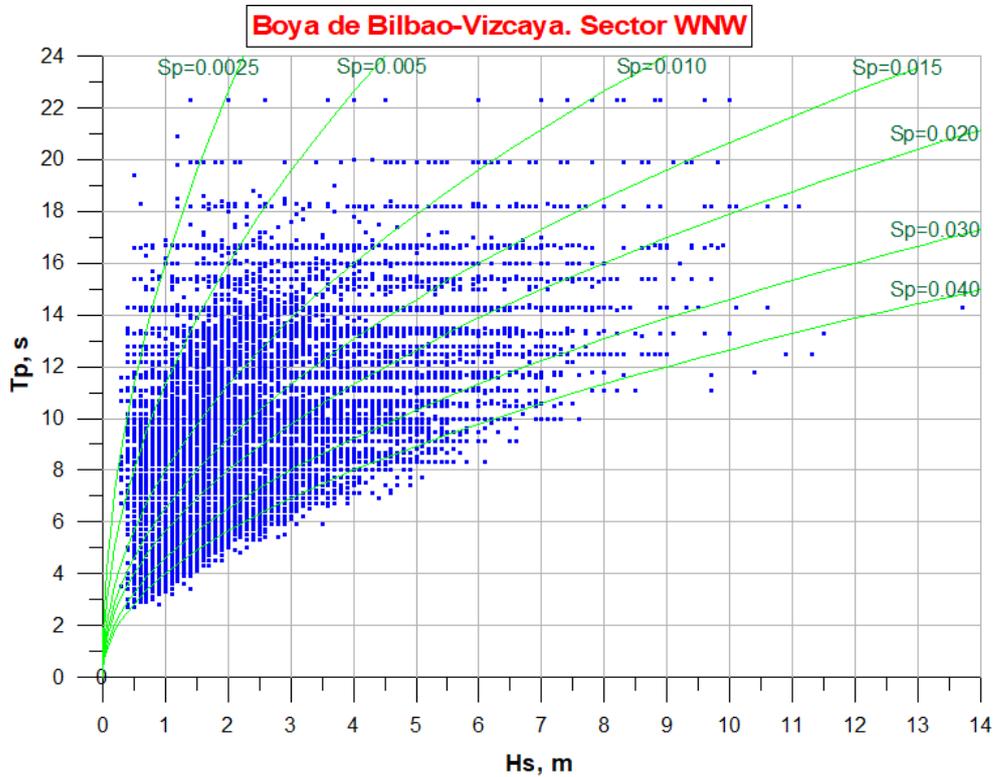


Figura 84. Diagrama de dispersión Hs - Tp. Sector WNW.

10.2. PROPAGACIÓN DEL OLAJE

Las olas generadas en altamar se propagan hasta la obra según su dirección media de procedencia. Cuando alcanzan zonas de profundidad aproximadamente igual a su semilongitud de onda, su velocidad de avance comienza a sentir el efecto de los fondos de la plataforma. Las olas experimentan entonces los procesos de modificación de su dirección de avance y de su altura, debido a los procesos de refracción y *shoaling* (o asomeramiento).

La generación y la propagación del oleaje desde aguas profundas hasta el viaducto de Lamiaran se realiza mediante el modelo SWAN (*Simulating WAVes till Nearshore*), desarrollado por la *Faculty of Civil Engineering and Geosciences* de la Universidad Tecnológica de Delft (TU Delft, Países Bajos).

SWAN es un modelo de propagación de oleaje de tercera generación que permite obtener estimaciones realistas de parámetros del oleaje en áreas costeras, lagos y estuarios a partir de condiciones de viento, batimetría y corriente dadas. SWAN puede ser utilizado en cualquier escala pertinente para propagar olas de gravedad generadas por el viento. A continuación, se describen algunas de las características físicas del modelo:

- a. Propagación de oleaje en tiempo y espacio, *shoaling*, refracción debida al fondo, variación en la frecuencia debido a corrientes y profundidad no estacionaria
- b. Generación de oleaje por viento
- c. Interacción ola-ola
- d. Fricción con el fondo y rotura de oleaje por fondo
- e. *Set-up* inducido por el oleaje
- f. Escalas de trabajo: desde laboratorio hasta escalas globales
- g. Transmisión y reflexión debida a obstáculos
- h. Difracción

Los cálculos con el modelo SWAN se pueden realizar en una malla regular, curvilínea o en una malla no estructurada en elementos triangulares, en coordenadas cartesianas o esféricas. Es posible anidar mallas, utilizando como entrada los resultados de otros modelos como el propio SWAN, WAVEWATCH III o WAM. Este modelo es el de referencia en múltiples estudios a nivel internacional.

Una vez obtenida una la digitalización del terreno, el programa es capaz de generar un oleaje a partir de datos de viento y/o propagar un oleaje definido. Por ello, el programa calcula propagaciones de oleaje en cualquier zona de la costa que esté definida con una batimetría. Ello obliga a que, además de la batimetría de detalle de la zona, será necesario recurrir a cartas náuticas que extiendan la zona cartografiada hasta aguas profundas.

10.2.1. Implantación del modelo

La definición de la batimetría y de la topografía de la zona de estudio se ha obtenido de las fuentes siguientes:

- o Cartas náuticas 942, 943 y 944: Realizadas por el Instituto Hidrográfico de la Marina, incluidas en el paquete BACO, contenido en el SMC.

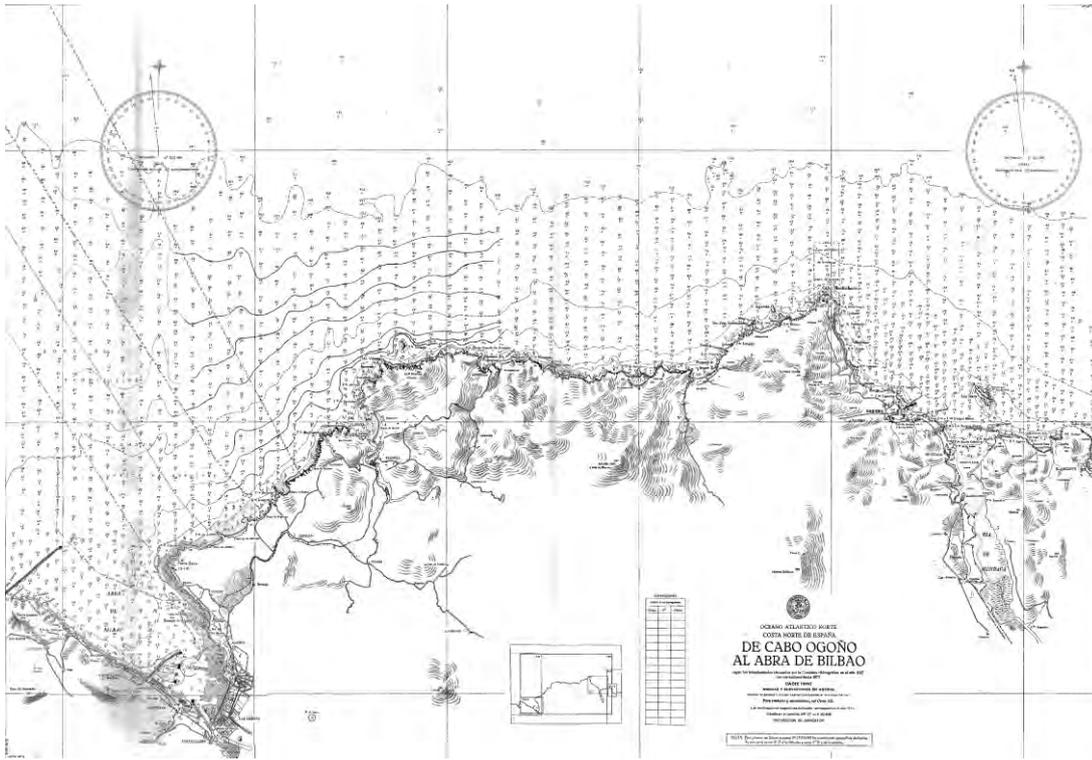


Figura 85. Carta Náutica 942.

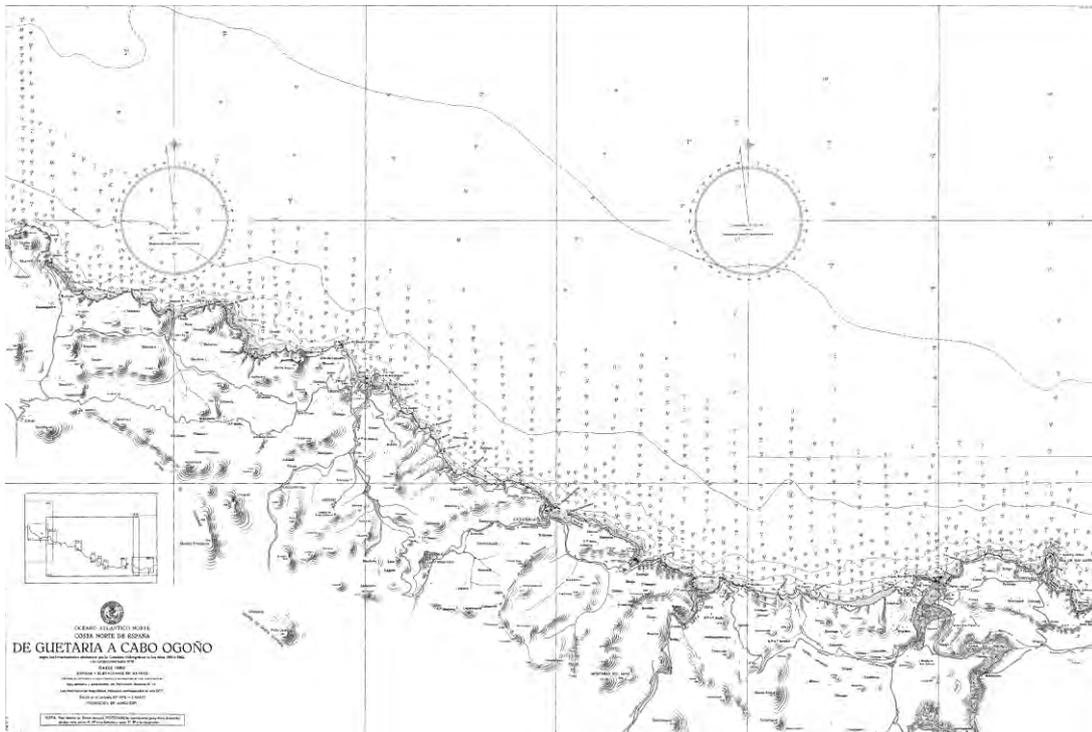


Figura 86. Carta Náutica 943.

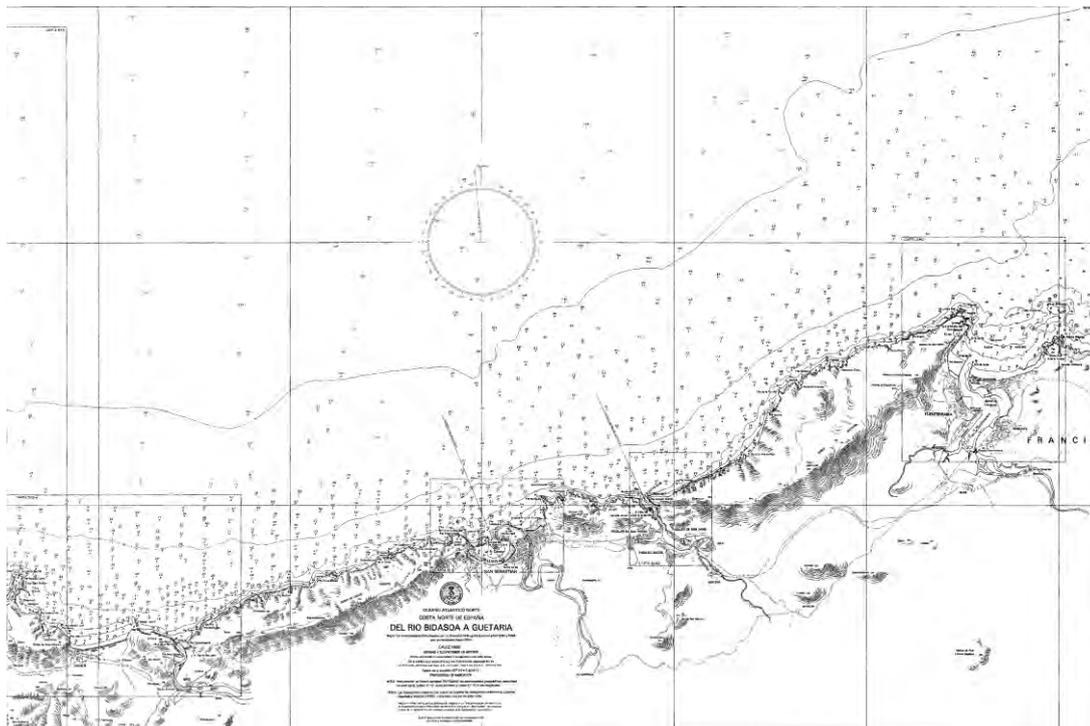


Figura 87. Carta Náutica 944.

- Batimetrías de detalle facilitadas para la redacción del Proyecto. Se han facilitado varias batimetrías en una zona próxima al viaducto de Mundaka. En la Figura 23 se incluye una topobatimetría de detalle de la cala donde se ubica el viaducto, realizada por TOPOLAN y AZTI en mayo de 2021. En la Figura 24, las isóbatas cada metro para la zona de estudio a partir de la información de GeoEuskadi.

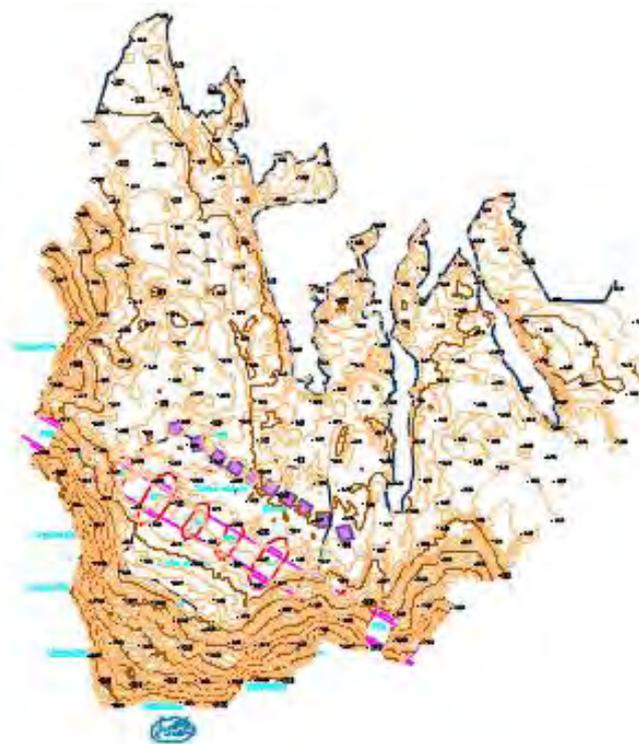


Figura 88. Topobatimetría de detalle (TOPOLAN y AZTI, mayo 2021).

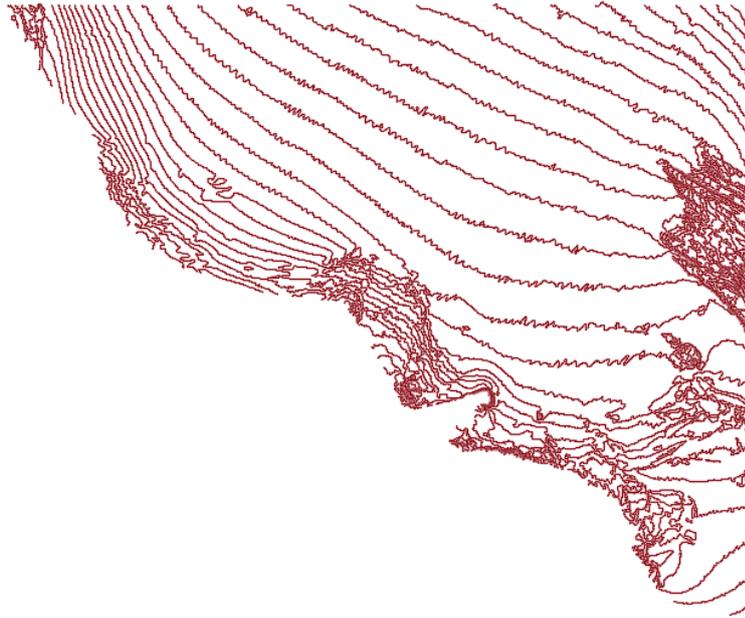


Figura 89. Batimetría exterior de detalle (GeoEuskadi).

A partir de los datos anteriores, es necesario generar un MDT (Modelado Digital del Terreno) de la línea de costa y de la batimetría. A partir de todas las batimetrías correctamente digitalizadas, se obtiene una nube de puntos con información XYZ, empleando la proyección WGS84, Huso 30. Esta nube de puntos es interpolada empleando el programa Surfer. A partir de esta información, se realiza el transporte de los datos al modelo SWAN, para realizar la propagación del oleaje espectral.

Para la propagación se han empleado cuatro mallas en diferencias finitas, una exterior para incluir la boya exterior de Bilbao-Vizcaya, desde donde se propagan los oleajes, que cubre una extensión equiparable a todo el frente cantábrico del País Vasco, cubriendo una superficie de 100x50 km con una resolución de elementos cuadrados de 250x250 m (400 nodos en la dirección X y 200 nodos en la dirección Y); en ella se anida una malla intermedia, que cubre una superficie de 20x20 km con una resolución de elementos cuadrados de 50x50 m (400 nodos en la dirección X y 400 nodos en la dirección Y); a continuación, en esta malla intermedia se anida una segunda malla intermedia que cubre la zona de Bermeo a Mundaka, con una superficie de 4x4 km y una resolución de elementos cuadrados de 10x10 m (400 nodos en la dirección X y 400 nodos en la dirección Y); y, finalmente, una malla de detalle con una superficie de 1x1 km y una resolución de elementos cuadrados de 2.5x2.5 m (400 nodos en la dirección X y 400 nodos en la dirección Y) que cubre la zona de la cala donde se encuentra el viaducto del Euskotren. Estas mallas han sido nombradas como Level1, Level2, Level3 y Level4.

En las siguientes Figuras se muestra la digitalización de la batimetría y el dominio computacional para la malla exterior y la malla de detalle.

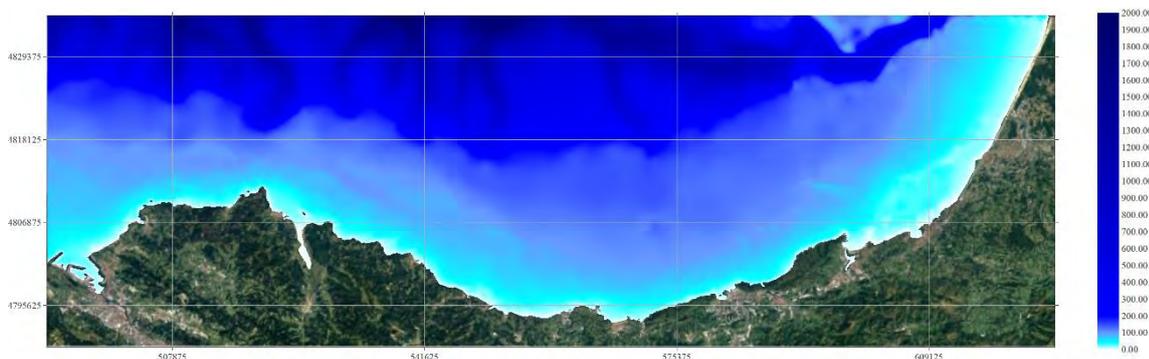


Figura 90. Malla exterior. Zona de Euskadi

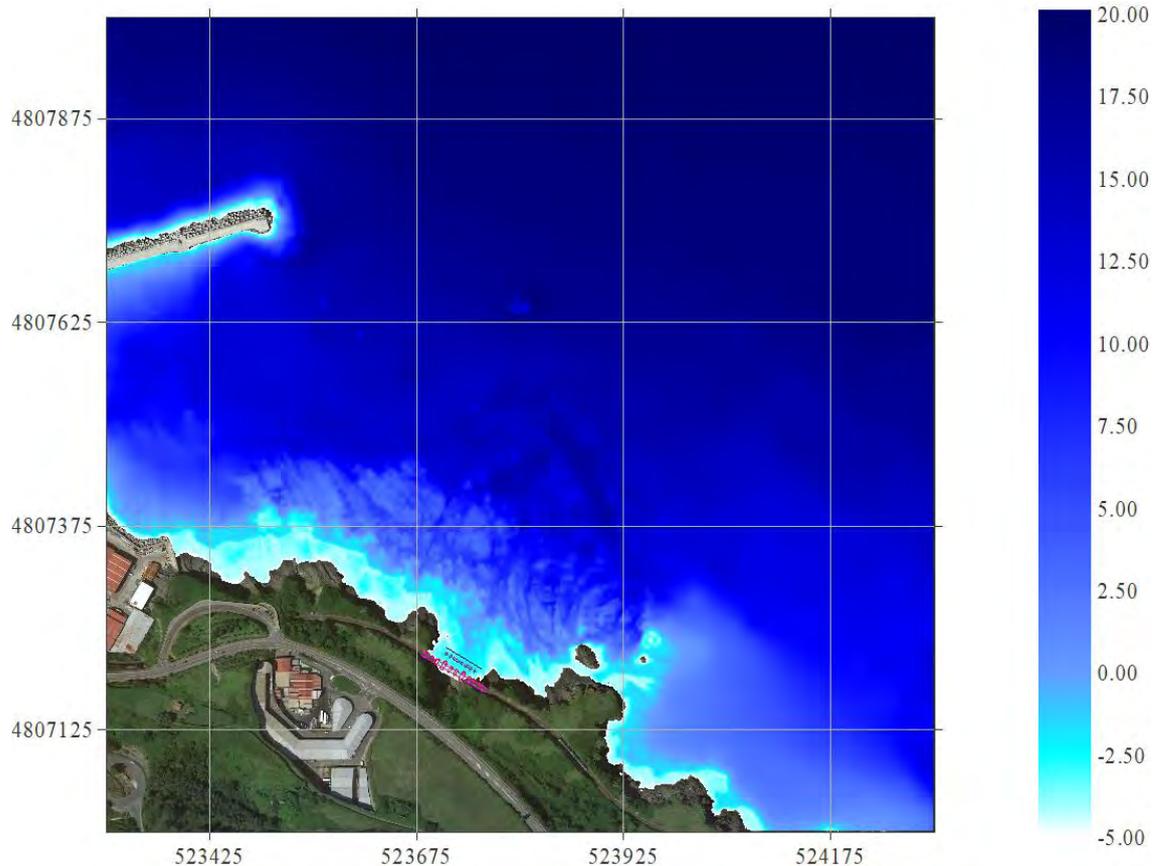


Figura 91. Malla de detalle. Cala del viaducto.

La propagación de los oleajes extremos definidos anteriormente se realiza con el nivel del mar de diseño, con una cota de +5,50 m.

El valor del nivel del mar de diseño ha sido definido teniendo en cuenta la marea astronómica, con un máximo de +4,80 m, la sobreelevación debida a marea meteorológica, con un valor estimado de 0,50 m, y los efectos del cambio climático, que en la costa española, puede considerarse un valor de 0,20 m para un horizonte temporal de 50 años (ver apartado 4.3).

10.2.2. Resultados de la propagación del oleaje

Los resultados de las propagaciones se resumen de manera gráfica en el Apéndice 2: figuras de propagación en la malla de detalle de los oleajes correspondientes a la estima de la banda superior de confianza del 90% para un periodo de retorno de 238 años.

A partir de los resultados de las propagaciones, se ha procedido a definir el oleaje de cálculo a lo largo de la alineación donde se situará la protección marítima de las pilas del viaducto, tomada esta a los bloques actuales de protección (ver Figura 27).

Como resumen de los resultados del análisis del oleaje de diseño para el conjunto de oleajes propagados desde aguas profundas hasta el viaducto de Lamiaran, se reseñan en la Tabla 5, los valores máximos que se producen a pie de viaducto para los distintos sectores, de acuerdo con la banda superior de confianza del 90% y el periodo de retorno de 238 años.

A modo de ejemplo se indica en la Figura 28 la distribución de la altura de ola y la dirección de incidencia para los oleajes del WNW que generan los valores máximos a pie de viaducto, que se corresponden con el nivel de pleamar y el mayor de los dos periodos considerados.

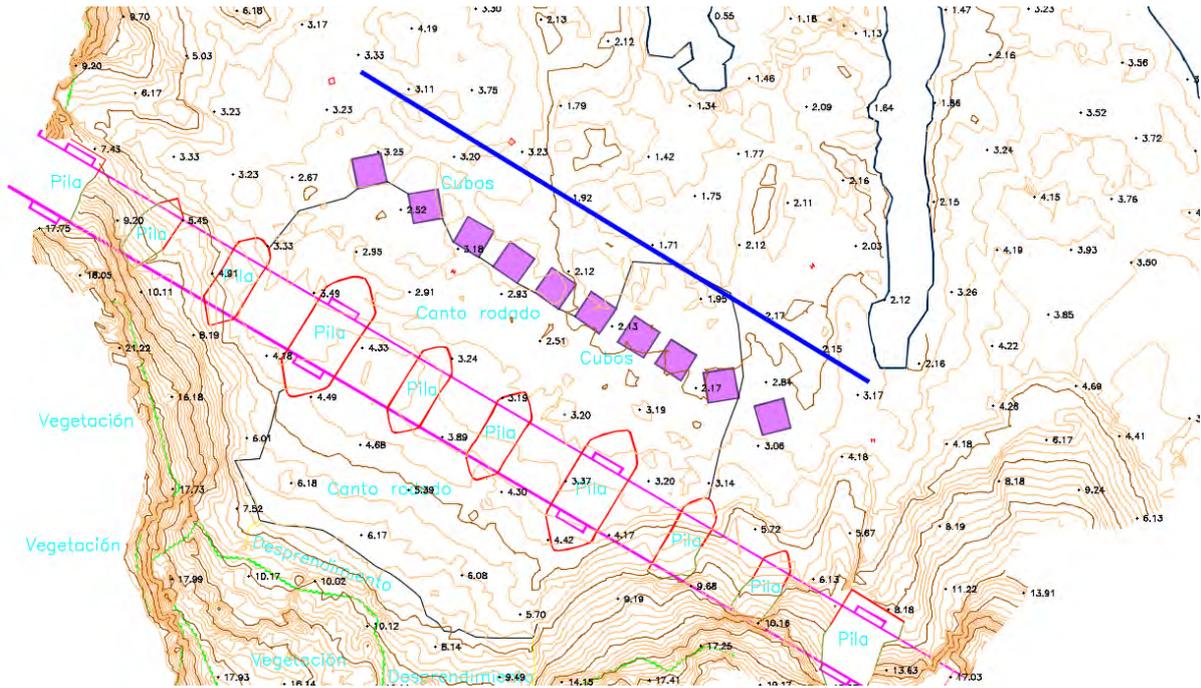


Figura 92. Alineación para obtención del oleaje de cálculo frente a los bloques de protección del viaducto de Lamiaran.

Oleaje Diseño		Tpmin	Tpmax
N	Hs (m)	3,08	3,79
	Tp (s)	14	18
	Dir (°)	16,2	21,3
NNW	Hs (m)	3,16	3,68
	Tp (s)	15	18,5
	Dir (°)	13,6	18,9
NW	Hs (m)	3,37	4,01
	Tp (s)	16	22
	Dir (°)	15,9	15,8
WNW	Hs (m)	3,49	4,13
	Tp (s)	17	22,5
	Dir (°)	15,2	14,4

Tabla 7. Valores del oleaje de diseño asociados a la banda superior de confianza del 90% y T=238 años.

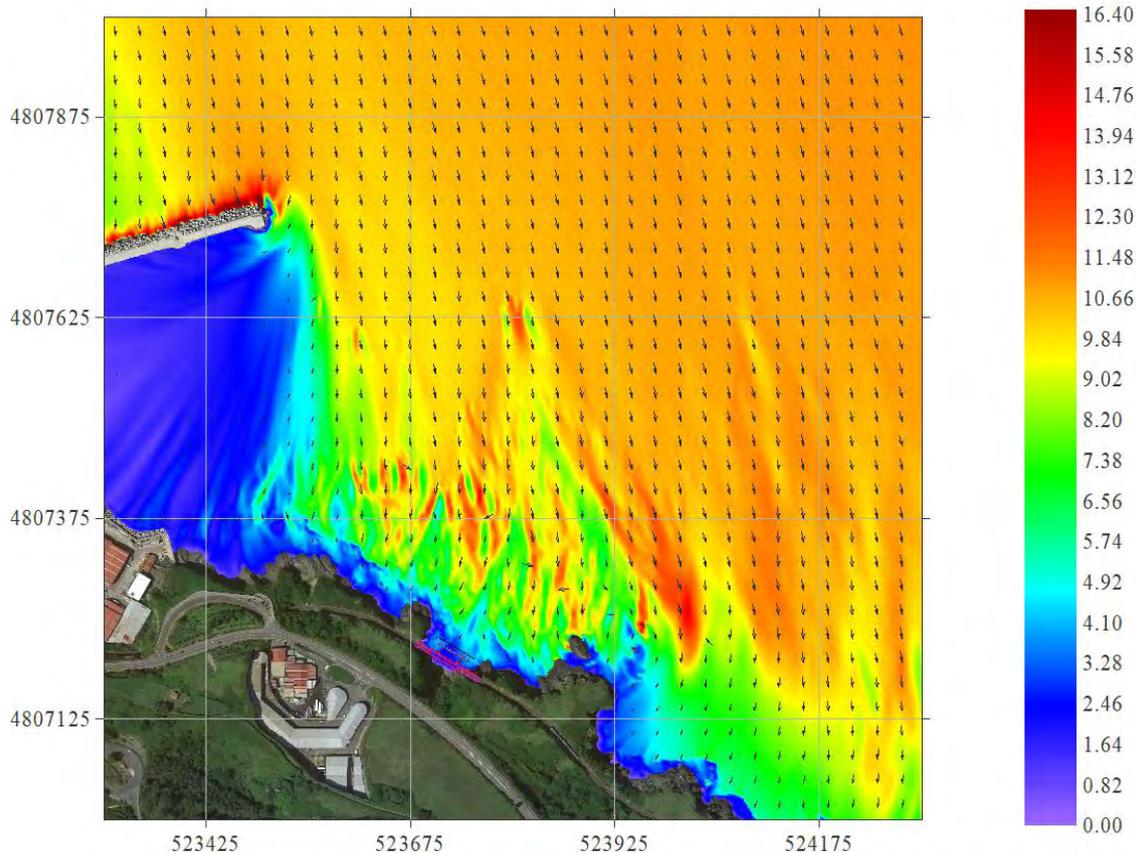


Figura 93. Distribución de Hso y dirección media. Sector WNW. Hso = 16.36 m; $T_p = 22.5$ s.; Pleamar.

10.3. EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO

Toda la información relativa a la subida del nivel medio del mar ha sido extraída del Quinto Informe de Evaluación del IPCC (*Intergovernmental Panel on Climate Change*) elaborado entre 2013 y 2014: "*Climate Change 2013. The Physical Science Basis*", y las sus conclusiones más destacables se exponen a continuación.

10.3.1. Nivel medio del mar global

La subida del nivel del mar global, como media del ascenso del nivel del mar de todo el planeta, se debe fundamentalmente a dos factores:

- La expansión térmica del agua del mar, debido a que el calentamiento del agua produce un aumento en su volumen.
- El deshielo, motivado por el incremento global de la temperatura.

La expansión térmica es la responsable de aproximadamente un tercio de la subida del nivel del mar global, producida en el siglo XX hasta 1990. Desde entonces, el deshielo procedente de glaciares, capas de hielos continentales y polares ha sido mucho más importante.

El ascenso observado entre 1880 y el año 2009 ha sido aproximadamente de 0,21 m, existiendo una considerable variabilidad de la tasa de ascenso a lo largo del siglo XX.

El IPCC proporciona las proyecciones de subida de nivel del mar más fiables para los diferentes escenarios de emisiones. En concreto se valoran 5 escenarios: RCP2.6, RCP4.5, RCP6.0, RCP8.5, y SRES A1B. Los Escenarios RCP (del inglés, *Representative Concentration Pathways*) son cuatro escenarios de emisiones sobre la evolución estimada de la emisión y concentración de gases de efecto

invernadero a la atmósfera durante el siglo XXI, establecidos por el IPCC, metro que el último se obtiene de simulaciones semi-empíricas.

Como se puede observar en la Tabla 6 y la Figura 29, hasta el año 2050 el nivel del mar aumenta con una tasa similar en los cinco escenarios, con un aumento en torno a 0,17-0,38 m sobre el nivel de referencia en el periodo 1980-2000. Sin embargo, para finales del siglo XXI, la elección de un escenario u otro supone claras diferencias en el nivel del mar, variable de 0,28 a 0,98 m de ascenso.

Los valores que se muestran en la Tabla 6 muestran el aumento del nivel del mar relativo al período de referencia 1986-2005. Aunque la vida útil de la obra sea de 25 años para considerar el efecto del cambio climático según el Artículo 92 del RD 876/2014, se tomará un horizonte temporal de 50 años. Por tanto, se tomarán la información del IPCC con las proyecciones previstas para el período 2046-2065, que integra la tendencia a una proyección de 60 años.

Los valores medios para el período 2046-2065 son 0,26 m para el escenario RCP4.5, y 0,30 m para el escenario RCP8.5, que supone una tendencia de $4,33 \pm 1,17$ mm/año para el escenario RCP4.5 y de $5,00 \pm 1,33$ mm/año para el escenario RCP8.5. Según estos valores, en 50 años se tendría una subida de nivel del medio de $21,6 \pm 5,8$ cm para el escenario RCP4.5 y de $25,0 \pm 6,6$ cm para el escenario RCP8.5.

	SRES A1B	RCP2.6	RCP4.5	RCP6.0	RCP8.5
Thermal expansion	0.21 [0.16 to 0.26]	0.14 [0.10 to 0.18]	0.19 [0.14 to 0.23]	0.19 [0.15 to 0.24]	0.27 [0.21 to 0.33]
Glaciers ^a	0.14 [0.08 to 0.21]	0.10 [0.04 to 0.16]	0.12 [0.06 to 0.19]	0.12 [0.06 to 0.19]	0.16 [0.09 to 0.23]
Greenland ice-sheet SMB ^b	0.05 [0.02 to 0.12]	0.03 [0.01 to 0.07]	0.04 [0.01 to 0.09]	0.04 [0.01 to 0.09]	0.07 [0.03 to 0.16]
Antarctic ice-sheet SMB ^c	-0.03 [-0.06 to -0.01]	-0.02 [-0.04 to -0.00]	-0.02 [-0.05 to -0.01]	-0.02 [-0.05 to -0.01]	-0.04 [-0.07 to -0.01]
Greenland ice-sheet rapid dynamics	0.04 [0.01 to 0.06]	0.05 [0.02 to 0.07]			
Antarctic ice-sheet rapid dynamics	0.07 [-0.01 to 0.16]				
Land water storage	0.04 [-0.01 to 0.09]				
Global mean sea level rise in 2081–2100	0.52 [0.37 to 0.69]	0.40 [0.26 to 0.55]	0.47 [0.32 to 0.63]	0.48 [0.33 to 0.63]	0.63 [0.45 to 0.82]
Greenland ice sheet	0.09 [0.05 to 0.15]	0.06 [0.04 to 0.10]	0.08 [0.04 to 0.13]	0.08 [0.04 to 0.13]	0.12 [0.07 to 0.21]
Antarctic ice sheet	0.04 [-0.05 to 0.13]	0.05 [-0.03 to 0.14]	0.05 [-0.04 to 0.13]	0.05 [-0.04 to 0.13]	0.04 [-0.06 to 0.12]
Ice-sheet rapid dynamics	0.10 [0.03 to 0.19]	0.12 [0.03 to 0.20]			
Rate of global mean sea level rise	8.1 [5.1 to 11.4]	4.4 [2.0 to 6.8]	6.1 [3.5 to 8.8]	7.4 [4.7 to 10.3]	11.2 [7.5 to 15.7]
Global mean sea level rise in 2046–2065	0.27 [0.19 to 0.34]	0.24 [0.17 to 0.32]	0.26 [0.19 to 0.33]	0.25 [0.18 to 0.32]	0.30 [0.22 to 0.38]
Global mean sea level rise in 2100	0.60 [0.42 to 0.80]	0.44 [0.28 to 0.61]	0.53 [0.36 to 0.71]	0.55 [0.38 to 0.73]	0.74 [0.52 to 0.98]
Only the collapse of the marine-based sectors of the Antarctic ice sheet, if initiated, could cause GMSL to rise substantially above the <i>likely</i> range during the 21st century. This potential additional contribution cannot be precisely quantified but there is <i>medium confidence</i> that it would not exceed several tenths of a meter of sea level rise.					

Notes:

- ^a Excluding glaciers on Antarctica but including glaciers peripheral to the Greenland ice sheet.
- ^b Including the height-SMB feedback.
- ^c Including the interaction between SMB change and outflow.

Tabla 8. Valores de subida del nivel medio para diferentes escenarios (fuente: IPCC).

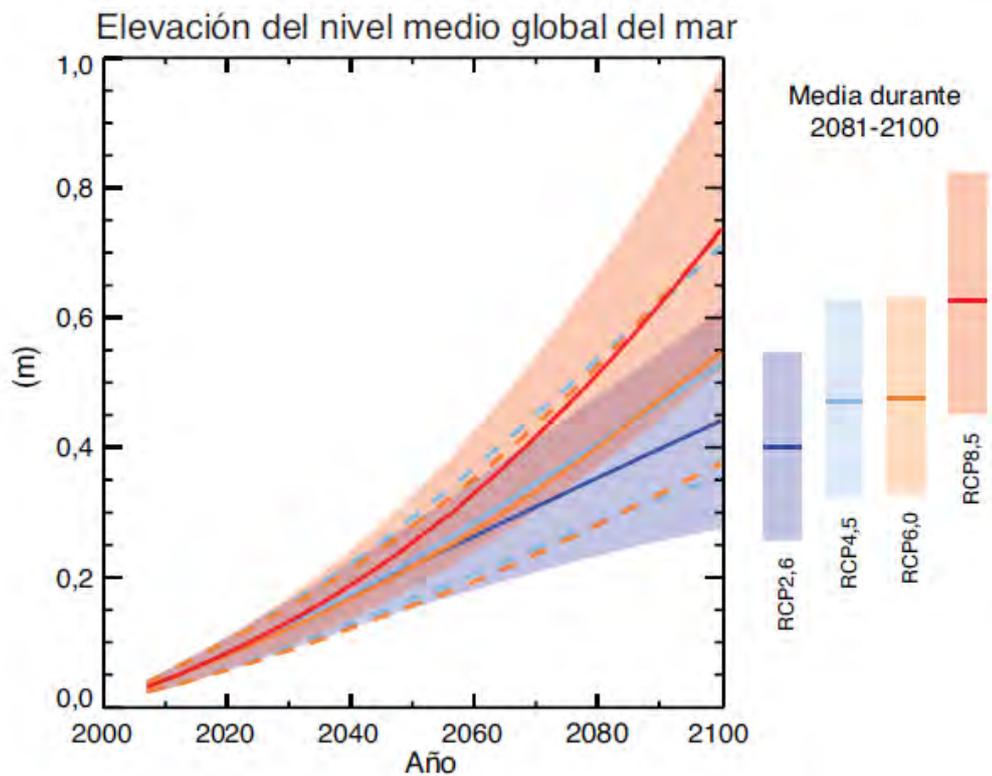


Figura 94. Subida del nivel medio del mar según los diferentes escenarios (fuente: IPCC).

Por otro lado, hay autores que han determinado que las proyecciones del IPCC se quedan cortas, y han establecido subidas del nivel medio mucho más acusadas para finales de siglo. Aunque en estos escenarios se les da menos probabilidad de acierto, debido a que son muy relevantes los valores que ofrecen.

Vermeer and Rahmstorf (2009) establecieron posibles subidas del nivel medio del mar a escala global para finales de siglo, entre ellas que los escenarios más pesimistas se acercan a los 2 m (ver Tabla 7 y Figura 30).

Table 1. Temperature ranges and associated sea-level ranges by the year 2100 for different IPCC emission scenarios

Scenario	Temperature range, °C above 1980–2000	Model average, °C above 1980–2000	Sea-level range, cm above 1990	Model average, cm above 1990
B1	1.4–2.9	2.0	81–131	104
A1T	1.9–3.8	2.6	97–158	124
B2	2.0–3.8	2.7	89–145	114
A1B	2.3–4.3	3.1	97–156	124
A2	2.9–5.3	3.9	98–155	124
A1FI	3.4–6.1	4.6	113–179	143

The temperatures used are taken from the simple model emulation of 19 climate models as shown in figure 10.26 of the IPCC AR4 (2); they represent the mean \pm 1 SD across all models, including carbon cycle uncertainty. The sea-level estimates were produced by using Eq. 2 and 342 temperature scenarios and are given here excluding the uncertainty of the statistical fit, which is approximately \pm 7% (1 SD).

Tabla 9. Valores de subida del nivel medio en escenario pesimista.

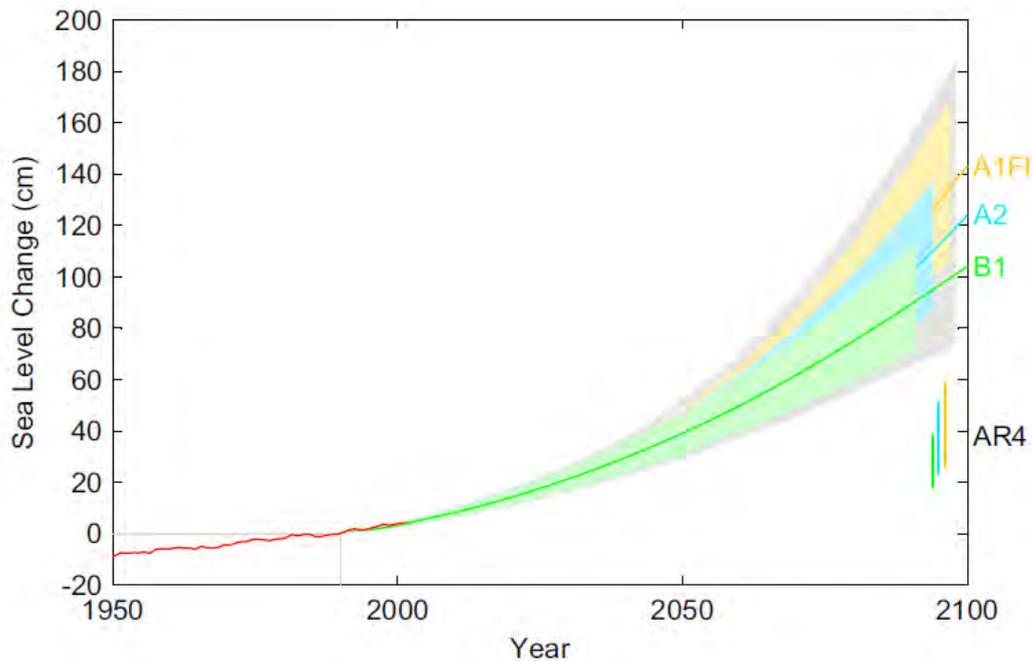


Figura 95. Valores de subida del nivel medio según Vermeer and Rahmstorf.

Para conocer los valores de referencia en el presente Estudio, se deben tomar los valores a escala global como referencia, sobre los que se aplican las variaciones regionales o locales según la zona.

10.3.2. Nivel medio del mar regional: Costa Cantábrica Española

En cuanto a proyecciones a nivel regional la información disponible es muy limitada. Todo apunta a que a lo largo del siglo XXI el nivel en las costas españolas seguirá subiendo. En cuanto a los nuevos escenarios de cambio climático, tampoco son muchos los estudios realizados a nivel regional, si bien el más fiable corresponde a Slangen *et al.* (2014), donde se hicieron proyecciones regionalizadas para las cuencas de todo el mundo para los escenarios RCP 4.5 y RCP 8.5.

En el presente informe se tomarán como referencia las proyecciones del IPCC, donde se expone que el efecto regional en el Cantábrico genera una reducción de un 10% sobre los valores medios globales (ver Figura 31).

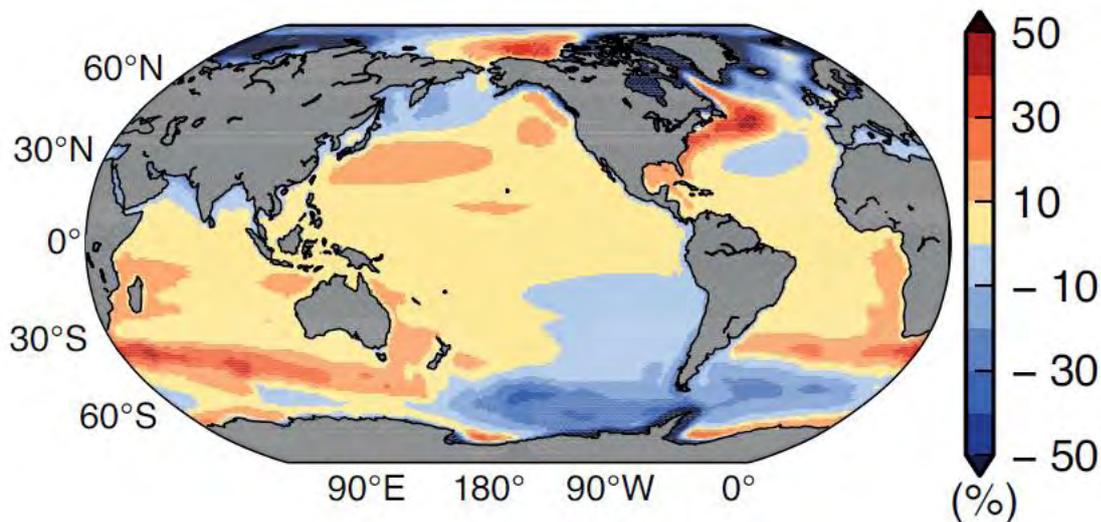


Figura 96. Desviaciones regionales en relación al nivel global (fuente: IPCC).

Aplicando esa reducción del 10% en las tendencias obtenidas a nivel global, resulta que la tendencia para la región cantábrica sería de $3,90 \pm 1,05$ mm/año para el escenario RCP4.5 y de $4,50 \pm 1,20$ mm/año para el escenario RCP8.5. Según estos valores, en 50 años se tendría una subida de nivel del medio de $19,6 \pm 5,2$ cm para el escenario RCP4.5 y de $22,6 \pm 6,0$ cm para el escenario RCP8.5.

En España se han desarrollado diversos estudios sobre el aumento del nivel del mar en su costa, obteniéndose tasas de crecimiento de entre 2 y 3 mm/año durante el último siglo, con importantes variaciones en la cuenca mediterránea debido a efectos regionales.

En el País Vasco, se han determinado los valores de subida del nivel medio del mar, analizando los datos del mareógrafo de Bilbao (REDMAR, *Puertos del Estado*). Tal y como se muestran en la Figura 32, se observa un incremento sobre los valores medios anuales de $2,55 \pm 0,52$ mm/año. Dichos valores resultan ligeramente inferiores a los mostrados según las tendencias del IPCC. Según estos valores en 50 años se tendría una subida de $12,8 \pm 2,6$ cm.

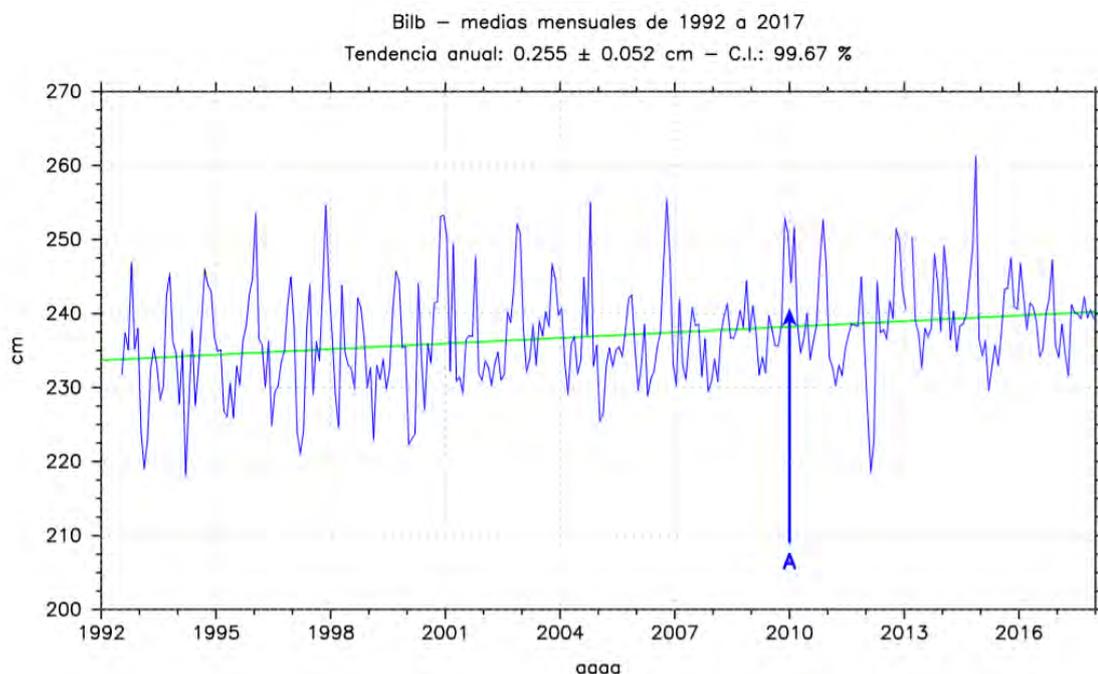


Figura 97. Tendencia anual de subida de nivel del mar según datos del Mareógrafo de Bilbao (fuente: Puerto del Estado).

10.3.3. Nivel medio del mar local

Para obtener la subida del nivel del mar local en las costas españolas hay que sumar, al valor regionalizado, los movimientos verticales de la corteza terrestre asociados a la subsidencia.

Este fenómeno es especialmente importante en desembocaduras de ríos donde se producen aportes de sedimentos. En España resultan especialmente destacables el Delta del Ebro y la zona de la desembocadura del Guadalquivir.

En el caso la Costa Cantábrica, debido a la lejanía con zonas deltaicas, no se producen modificaciones de la zona batimétrica cercana.

Con ello, para futuras proyecciones se mantienen los valores medios del mar regionalizados para la costa Cantábrica anteriores, o en todo caso, se atiende a las tendencias ofrecidas por el mareógrafo de Bilbao que muestran valores inferiores a las tendencias del IPCC, y por ello se eligen los valores de la banda inferior en estos últimos.

10.3.4. Escenarios considerados en este Estudio

Finalmente, y de acuerdo con los valores anteriores, se han considerado 3 posibles escenarios para valorar la subida del nivel medio del mar para el año 2071: RCP4.5, RCP8.5 y tendencias del

mareógrafo de Bilbao. Los valores de subida de nivel del mar establecidos según estos escenarios se muestran en la Tabla 8.

$\delta\eta$ (m)	2071 Regional/Local
RCP 4.5	0,14
RCP 8.5	0,16
Bilbao	0,16

Tabla 10. Valores de subida del nivel medio relativos a 2021 considerado en este Estudio.

De acuerdo con estos valores, la subida de nivel del mar esperable en los próximos 50 años alcanzará valores entre los 15 y los 20 cm.

10.4. ESTUDIO BÁSICO DE DINÁMICA LITORAL

En este apartado se realiza un estudio básico de dinámica litoral para evaluar los posibles efectos de las actuaciones previstas sobre la dinámica litoral de la zona, según el Artículo 93 del RD 876/2014.

10.4.1. Análisis de la capacidad de transporte litoral

Como se puede apreciar en la siguiente ortofoto, la zona objeto del proyecto está formada por lajas y bajos rocosos. A partir de la naturaleza de este tramo costero se puede concluir que es una zona en la que no se produce un transporte litoral, ya que este tipo de material (Figuras 34 y 35) no es susceptible de entrar en movimiento por la acción del oleaje.



Figura 98. Tipología de la costa en las inmediaciones del viaducto de Mundaka.



Figura 99. Bajos rocosos en la zona frontal del viaducto de Mundaka.



Figura 100. Bajos rocosos en la zona lado mar del viaducto de Mundaka.

10.4.2. Análisis de la ladera situada en lado tierra del viaducto de Mundaka

A continuación, se realiza un análisis del tramo de costa que queda protegido parcialmente frente la acción del oleaje por las pilas del propio viaducto.



Figura 101. Ladera situada en el lado tierra del viaducto de Mundaka.

Se trata de un entrante que queda encajado y protegido parcialmente del oleaje por las pilas del propio viaducto. El material de este entrante de costa está formado por cantos rodados de diferente tamaño, variando desde valores centimétricos (entre 2 y 10 cm) a decimétricos (entre 10 y 40 cm).

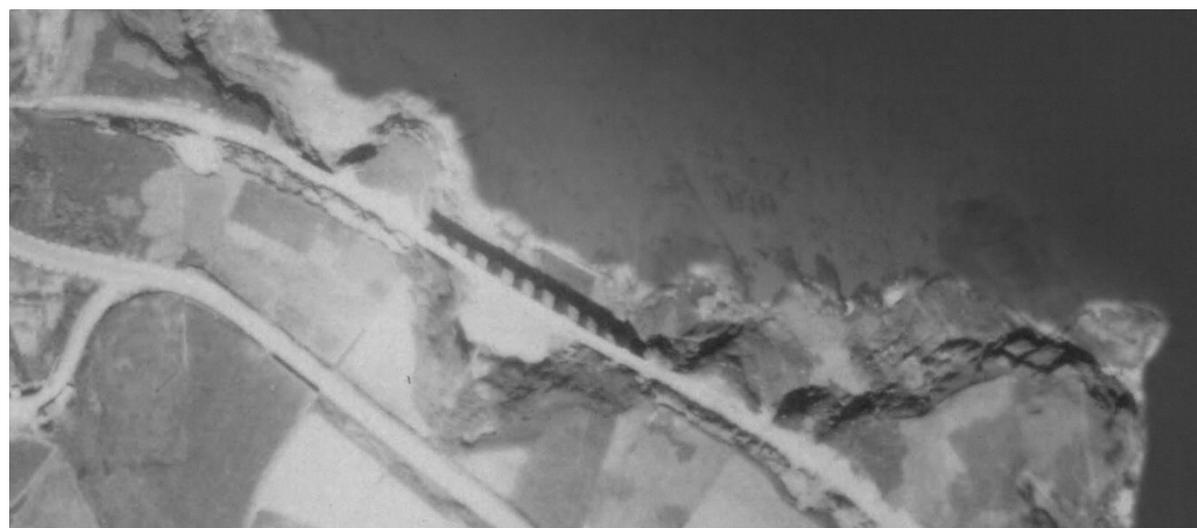


Figura 102. Entrante de costa en el lado tierra del viaducto de Mundaka.



Figura 103. Tamaño de los cantos rodados en el entrante de costa en el lado tierra del viaducto de Mundaka.

A partir del análisis de diferentes fotografías aéreas de diferentes años se puede concluir que si bien se producen ciertos derrumbes del material tipo suelo de la ladera, el entrante de costa y el material de cantos rodados se ha mantenido en un equilibrio estable.



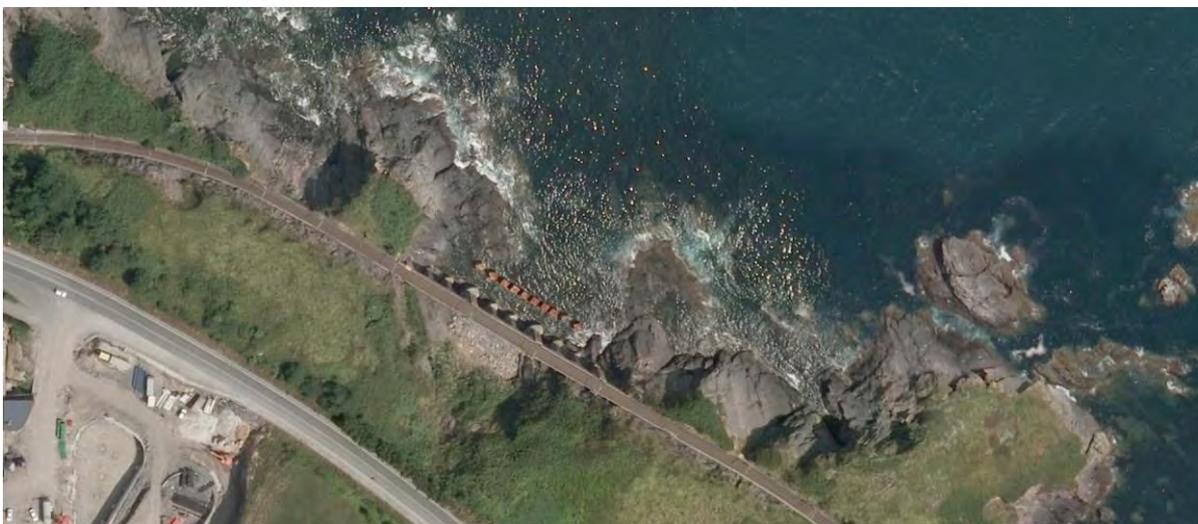
1956. Primera fotografía tras la construcción del viaducto.



1990. Posible derrumbe de material por la construcción de la carretera



1995. Bloques de protección desplazados por la acción del oleaje.



2006. Bloques de protección anclados al sustrato rocoso. Mayor vegetación en la parte inferior de la ladera.



2012. Bloques de protección anclados al sustrato rocoso. Se mantiene la vegetación en la parte inferior de la ladera.



2016. Bloques de protección anclados al sustrato rocoso, pero con signos evidentes de deterioro. Se observa menor vegetación en la parte inferior de la ladera posiblemente causada por la incidencia de los temporales del año 2014.

Cabe destacar la actuación de protección del viaducto mediante bloques de peso 40 toneladas, que en la fotografía de 1995 se puede observar que han sufrido movimiento desde su posición original. Posteriormente, en el año 2004 se realizó el anclaje de estos elementos de protección al sustrato rocoso, observándose a partir de ese año como la ladera presenta una mayor estabilidad, que se traduce en una mayor presencia de vegetación en la zona del pie de la ladera.

No obstante, en situaciones de temporal y pleamares se pueden producir erosiones en el pie de la ladera, principalmente en el material tipo suelo.



Figura 104. Erosiones localizadas en el pie de la ladera.

10.4.3. Oleaje incidente

A partir de las propagaciones realizadas, descritas en el apartado 4.2, y obteniendo valores de la altura de ola en dos alineaciones situadas en el lado mar y en el lado tierra de las pilas (líneas rojas).

Mientras que en la alineación lado mar se alcanzan unos valores de altura de ola significante comprendidos entre 3,0 y 3,5 m, en la alineación situada inmediatamente tras las pilas del viaducto la altura de ola significante se reduce de forma muy significativa hasta valores ente 1,0 y 1,3 m. Hay que tener en cuenta que son valores en régimen extremal y para un periodo de retorno de 238 años, y que tampoco consideran el efecto de los bloques de protección y las pilas del propio viaducto.

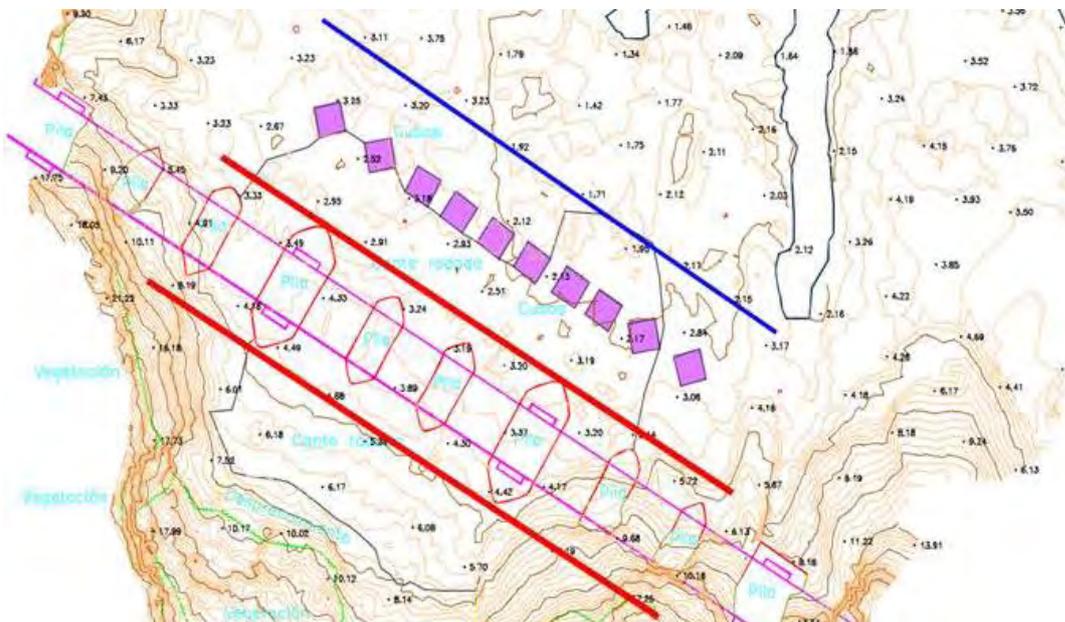


Figura 105. Alineaciones para obtención de valores de altura de ola en las inmediaciones del viaducto.

10.4.4. Conclusiones

A partir del análisis realizado, se puede concluir que en la zona objeto de estudio no hay un impacto en la dinámica litoral de la zona, ya que no hay capacidad de transporte porque este tipo de material no es susceptible de entrar en movimiento por la acción del oleaje.

Por otro lado, las protecciones marítimas planteadas producirán una reducción del oleaje incidente en la entrada de costa situada en el lado tierra del viaducto lo que favorecerá la estabilidad de esta zona frente a la acción del oleaje, reduciéndose las inestabilidades en el pie de la ladera.

11. ACTUACIONES ESTRUCTURALES

11.1. TERRENO CIRCUNDANTE

Como se ha mencionado anteriormente, se recomienda un seguimiento visual y/o topográfico de la erosión bajo la zapata del estribo 2, producida por erosión y rotura bajo el sustrato rocoso. En caso de detectar un avance de la misma en el futuro, sería recomendable la construcción de un recrecido con hormigón de la base bajo la zapata.

11.2. CIMENTACIONES

11.2.1. SOCAVACIONES

Como primera actuación, se debería llevar a cabo la reposición de la socavación bajo zapata. Para ello, en las grandes socavaciones localizables a simple vista, se debería disponer de un encofrado para posteriormente utilizar lechada sin retracción para la reposición de la base. El encofrado podría ser metálico, pues garantiza mayor estanqueidad que la madera, pero sería más completo de disponer debido a la irregularidad del terreno. Así mismo, existen lechadas que garantizan el fraguado entorno a 6h y que son sulfurresistentes, ideales para ataques por ambiente específico Qb, como el del presente viaducto. Previamente a esta actuación, se cepillaría y/o limpiaría con agua a presión los paramentos metálicos para eliminación de la capa de óxido.

Para la reposición de socavaciones de espesores menores a 10 cm, de cara a garantizar la no existencia de tubificaciones, sería recomendable la inyección de la lechada a través de taladros realizados en la estructura, de cara a poder verter la misma a través de estas perforaciones, habiendo encofrado previamente el contorno.

En la ejecución de la reposición, debería realizarse un zuncho perimetral de 30 cm x 30 cm como protección a futuras socavaciones, en el que se limpiase previamente el fondo bajo la misma, para evitar penetraciones bajo el zuncho.

Se considera que esta actuación debería llevarse a cabo con lechada y no resina por ser la primera más rápida en “tirar” y alcanzar una consistencia adecuada, y por ser la segunda de ellas más cara.



11.2.2. PROTECCIÓN CARBONATACIÓN

La gunita utilizada en la actuación de 2004, así como el ligante de los sillares del encepado, está prescrito en el proyecto constructivo como hormigón IIIc, por lo que no tienen composición química resistente al ataque Qb del agua marina, por lo que se recomienda, de cara a evitar la merma de sus propiedades debido al paso de los años, dotarla de un recubrimiento sulforresistente. Para lograrlo, se recomienda la aplicación manual de mortero sulforresistente en la cara vista de las zapatas, en una capa de 7,5 cm, requiriéndose la disposición de andamios para poder abarcar el canto total de la zapata (3,2 m).

Es posible que el recubrimiento sea lavado con el tiempo, y como podría ser laborioso la introducción de taladros con barras inoxidable enresinadas para la fijación del mismo, podría ser conveniente la aplicación de pintura anticarbonatación en el perímetro de la cimentación previo a la ejecución de la capa de mortero sulforresistente, para garantizar la no carbonatación de la gunita, retrasando la oxidación del mallazo interior, a pesar de que se retirase completamente la capa de mortero.

11.3. ALZADOS

11.3.1. PÁTINAS BIOLÓGICAS Y VEGETACIÓN

Se propone la utilización de herbicidas y microbicidas a base de triazina y cloruro de benzalconio, así como soplado con aire a presión. La aplicación de la misma se realizará de forma manual mediante andamio.

11.3.2. SUPERFICIES CALCIFICADAS

Se propone su limpieza mediante lanza de agua atomizada durante varios ciclos de humectación-evaporación con periodos aproximados de 3 y 4 horas, a realizar mediante andamio.

Así mismo, de cara a evitar este desperfecto, y debido a la existencia de desagües que actualmente están obturados, se propone volver a ejecutar un desagüe por cada arranque de bóveda, con la salvedad respecto al anterior de que disponga de gárgola o longitud en voladizo, o la posibilidad de canalizar la misma a lo largo de la pila, bajando hasta la zapata. Si bien esta última medida podría ser efectiva, se considera que afearía el aspecto estético de la estructura. Por ello, se ejecutaría, mediante barrena de rotación con agua, taladros para colocación de tubo de PVC en pico de flauta, el cual se sellaría. En caso de realización de las bajantes, se recomienda la utilización de zinc. Estas actuaciones se realizarían desde andamio.

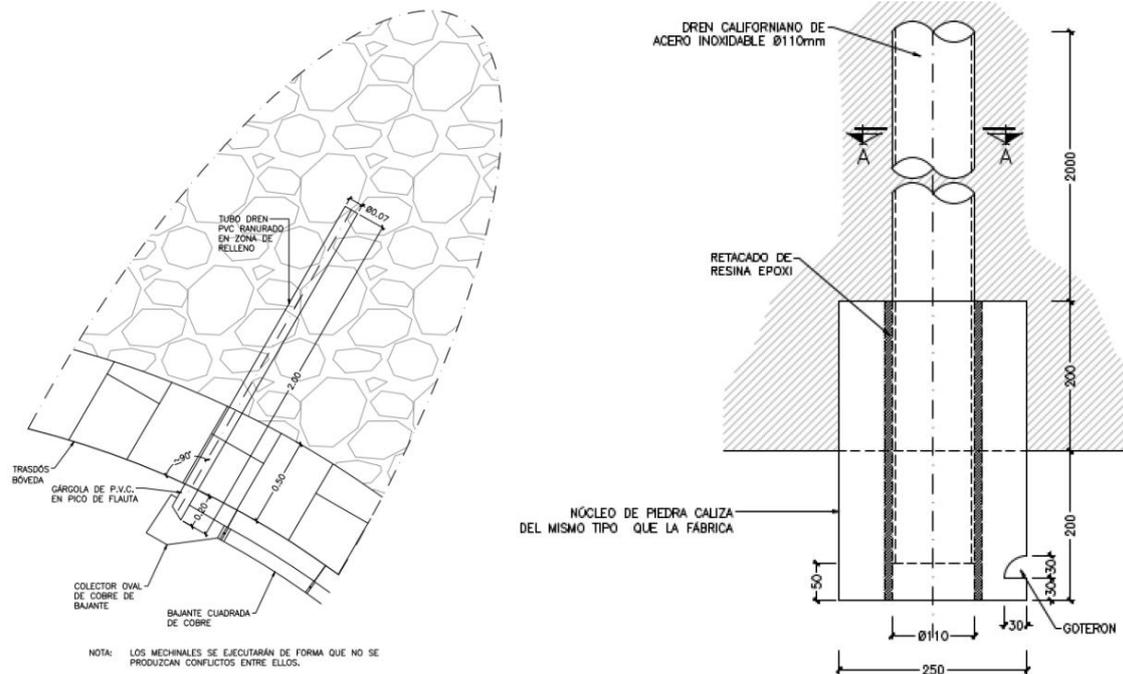


Figura 107. Detalles de drenaje en bóveda

11.3.3. Rejuntado, reposición, reconstrucción de sillares y relleno ciclópeo

Se propone en primer lugar el saneado manual de los elementos sueltos o con riesgo de desprendimiento, con posterior aplicación de agua nebulizada sobre las zonas a rejuntar para asegurar la ausencia de polvo y materiales sueltos.

Con posterioridad, aplicación de mortero de cal, S260 Tix o equivalente, que puede conseguirse una consistencia para el mismo fluido o cementoso, y al ser de cal no tiene problema con los ataques de sulfatos. En consistencia fluida podría penetrar en los deterioros del hormigón ciclópeo, mientras que para el rejuntado, se dispondría una consistencia cementosa. Se eliminarán las rebabas y limpiará la piedra a medida que se rejunta.

En cuanto a las piezas a disponer perdidas, dado que su pérdida se localiza en grandes paños, se podría plantear la aplicación del mortero de cal anteriormente citado o equivalente, con consistencia proyectable, aplicando un punteado final sobre el mismo que simule las piezas de fábrica con los mismos espesores de llagas y tendeles, pintando el llagueado del mismo color que el mortero de la fábrica original. Se considera que el pintado no sería necesario dado que este detalle no sería relevante al no ser visible a corta distancia la estructura.

Para la sujeción del mortero al hormigón ciclópeo, se dispondrían taladros al hormigón de 10 mm de profundidad, con varillas de acero inoxidable roscadas de Ø4 mm sujetas mediante resina epoxi, disponiendo a continuación las capas de mortero proyectado, utilizando mallas de gallinero de alambre galvanizado entre cada capa proyectada.

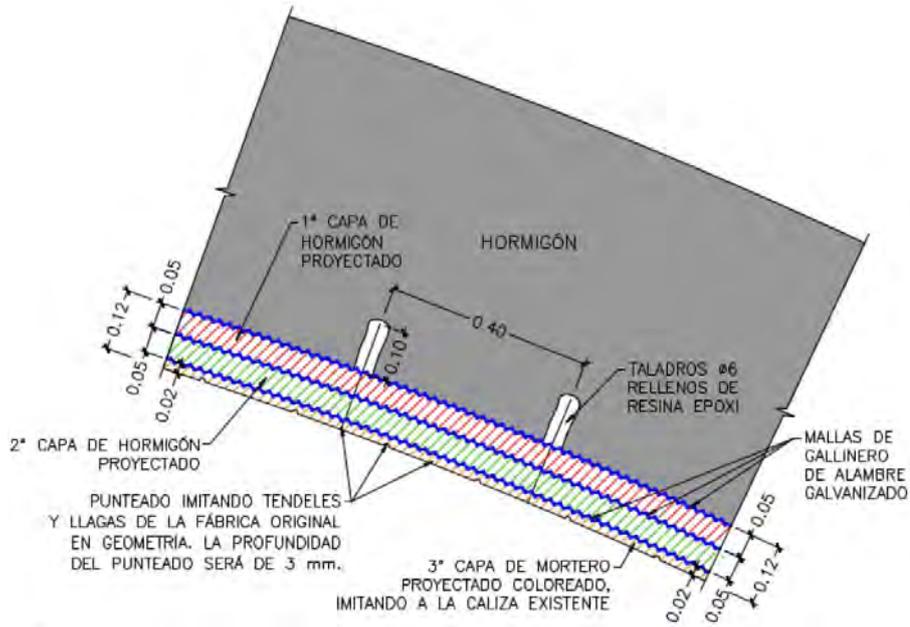


Figura 108. Esquema de reposición sillares para grandes paños

11.4. SUPERESTRUCTURA

11.4.1. Murete guardabalasto

En los tramos donde se observan pérdidas parciales de sección de los muretes guardabalasto, se plantea la reconstrucción de los mismos mediante un zuncho armado replicando las dimensiones para no reducir la sección existente, conectados al murete existente mediante anclajes químicos con barra corrugada.

Donde se observan pequeños desprendimientos, se recomienda la reconstrucción de la misma con un mortero cementoso de aplicación manual.

Así mismo, donde se presenta la existencia de fisuras, se recomienda la inyección de una resina Master 1330 o equivalente, de naturaleza plástica, para en el caso de que el elemento pueda volver a retraerse en un futuro, no se abra la fisura inyectada. Se plantea el cosido adicional de fisuras mediante taladros con redondos.

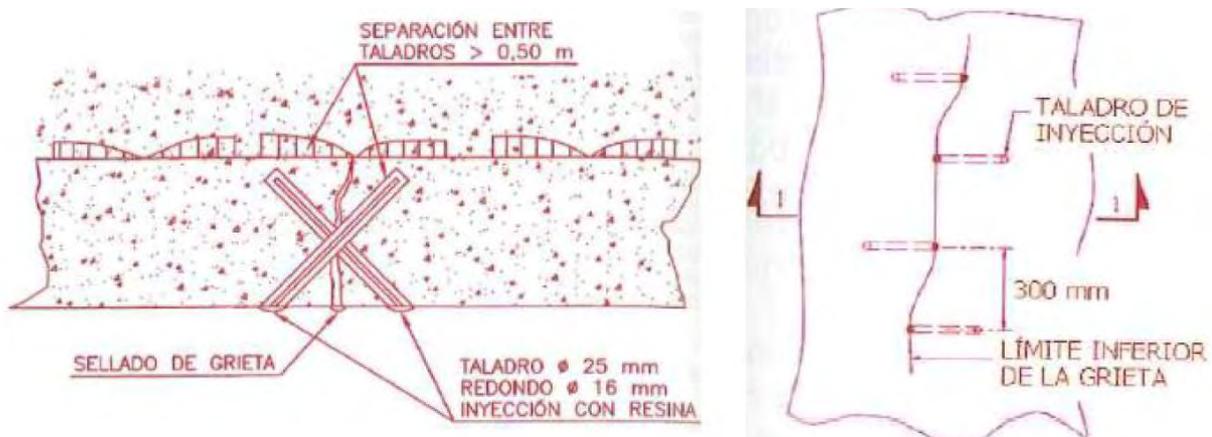


Figura 109. Tratamiento de fisura en elementos de hormigón en masa

Estos trabajos se realizarían desde vía o bien desde andamio exterior

11.4.2. Pasamanos/barandilla

Se plantea el corte con radial del pasamanos existente, con sustitución de pasamanos tubular de acero inoxidable, que alcance una altura de 1,10 m para mayor seguridad, a lo largo de todo el viaducto, a ambos lados. El mismo se anclará en vertical al muro guardabalasto, mediante placas de anclaje.

Así mismo, puede plantearse la disposición de línea de vida paralela al pasamanos.

Estos trabajos se realizarían desde vía o bien desde andamio exterior.

11.4.3. Escaleras

Se plantea la colocación de una nueva escalera inoxidable en el canto de la cimentación de la pila 7, con anclajes químicos inoxidables.

Se plantea la sustitución parcial, mediante andamio, de las fijaciones horizontales de la escalera, buscando la penetración de más de 20 cm para alcanzar el hormigón ciclópeo, evitando posibles desprendimientos futuros de sillares, así como las pletinas, buscando para ambos la utilización de elementos inoxidables.

Se plantea también, en caso de considerarse oportuno, la sustitución de la escalera por otra nueva que disponga de un descansillo adicional, junto con línea de vida, para lograr que los descansillos dispongan de una altura menor entre ellos. Actualmente, el descansillo se encuentra a media altura, a 7 m sobre la coronación de zapata.

11.5. MEDIOS DE OBRA PARA REPARACIÓN ESTRUCTURAL

Todas las actuaciones anteriormente planteadas se llevan a cabo mediante aplicación manual o mediante proyección, por lo que son fácilmente realizables mediante andamio.

En cuanto a los andamios, se deben situar sobre las zapatas, debido a que la base de la cala se encuentra por debajo de la máxima pleamar. Esta actuación deberá realizarse entre los meses de Abril y Septiembre y una vez terminada la actuación del dique de protección, para evitar afecciones a los andamios por oleaje, y que pudiera poner en riesgo la seguridad de los trabajadores.

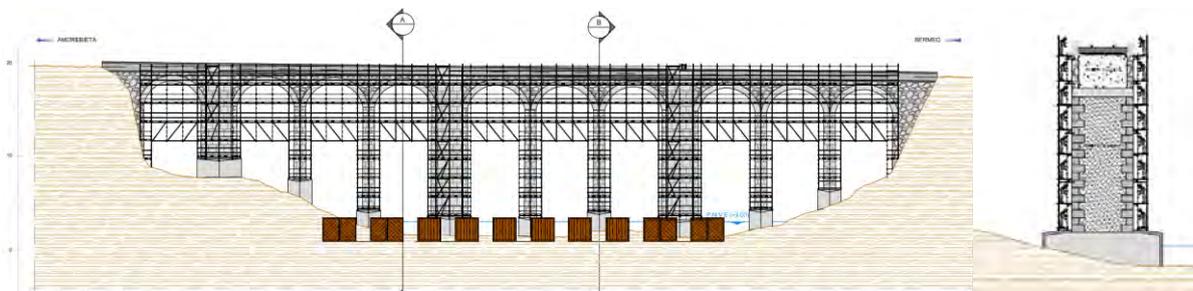


Figura 110. Disposición de los andamios

En cuanto a las necesidades de acceso al viaducto, serían:

- Descarga de maquinaria ligera y materiales
- Grúas para montaje de andamios
- Descarga de personal

12. PISTA ACCESO PARA MAQUINARIA Y ESCALERAS PEATONALES

12.1. PISTA DE ACCESO

Dentro de las condiciones del contrato una premisa exigida por ETS es la no afección a la circulación de los trenes y la no posibilidad de utilizar las vías para la ejecución de la obra. Ante esto, se hace necesario, previo al análisis detallado de las alternativas, el estudio de una plataforma donde poder posicionar las grúas para bajar a la cala todo el material disponible, así como pequeña maquinaria.

Se han analizado dos posibles ubicaciones para la plataforma, una al Este (lado Mundaka) del viaducto y otra al Oeste (lado Bermeo) del mismo. Debido al gran desnivel existente ambas plataformas requieren de un importante movimiento de tierras y elementos de contención por lo que la plataforma oeste es más adecuada debido a la menor longitud del camino (aproximadamente 150 m frente a 300 m).

Otro aspecto a tener en cuenta es el entronque entre la BI-2235 y el nuevo camino de acceso a la plataforma. El acceso a la plataforma Oeste se podría realizar fácilmente desde el mirador, mientras que para ejecutar el acceso a la plataforma Este sería necesario atravesar parcelas pertenecientes a terceras personas.

Con lo anteriormente expuesto, se descarta la plataforma Este y se dimensionará una sola plataforma sobre la que posicionar todas las grúas necesarias para la ejecución de la obra.

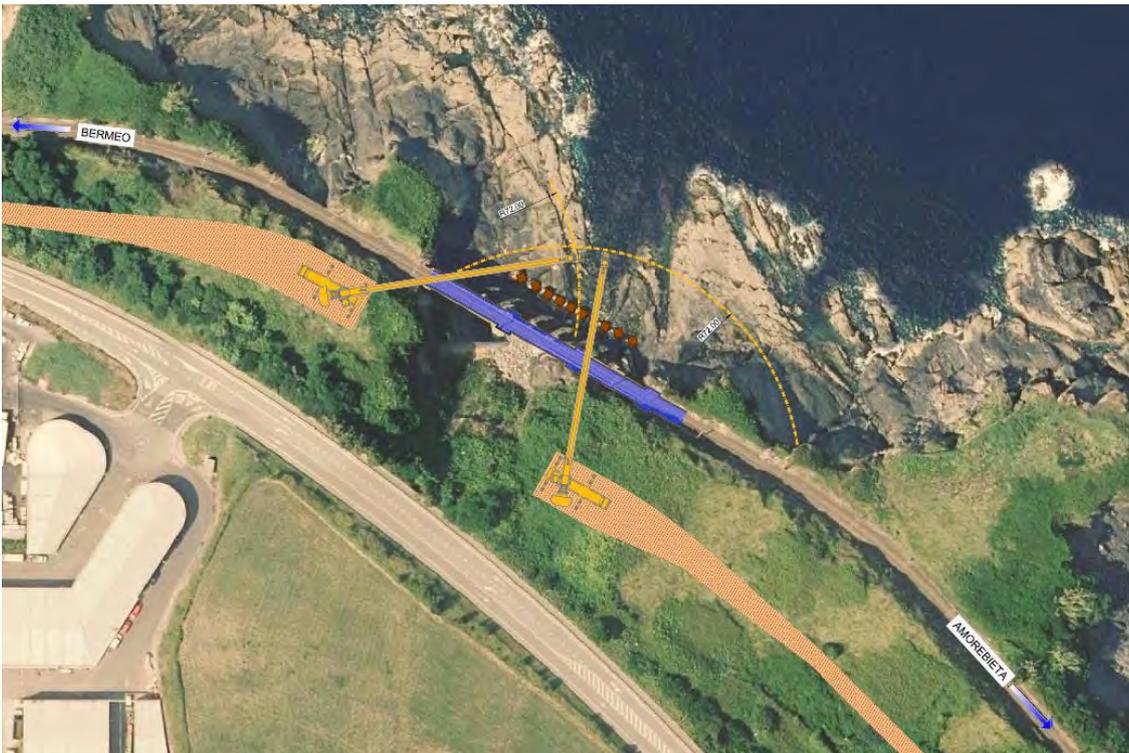


Figura 111. Posibles pistas de acceso para la ejecución de los trabajos de protección marítima del viaducto.



Figura 112. Zona de entronque entre la BI-2235 y el nuevo camino de acceso a la plataforma.

12.2. ESCALERAS PEATONALES

Adicionalmente a la pista, la cual contaría con una plataforma para la realización de las maniobras y acopio de materiales, se plantea también la posibilidad de realizar unas escaleras de acceso peatonal a la base de la cala con una vida útil, al menos, para la actuación a llevar a cabo.

Por ello, se plantea la utilización de grúas desde pista de acceso junto al estribo lado Bermeo, para la descarga de material y montaje de andamios.

El personal accedería a la cala mediante las escaleras de acceso a ejecutar.

Actualmente, para acceso de personal de obra, existen 2 posibles accesos a la cala del viaducto.

El primero de ellos, sería a través de la plataforma ferroviaria, siendo el acceso más cercano a la misma desde el camino que discurre desde el aparcamiento del mirador ubicado en frente del polígono de Lamiaran. Este camino baja desde el mirador, cruzando las vías sobre el emboquille del túnel ferroviario, que se bifurca en un camino de acceso a una caseta de instalaciones junta a la plataforma ferroviaria, y en un camino de acceso al emisario del mencionado polígono.

Este itinerario hacia el emisario da acceso, en bajamar, a una plataforma rocosa, plana y paralela a los acantilados, que permite acceder a los bajos del puente. El mismo dispone de unas escaleras de gato con escalón intermedio, que permiten el acceso desde la parte superior del tablero del puente.



Figura 113. Acceso desde mirador a itinerario sobre emboquille.



Figura 114. Panorámica desde acceso a camino sobre emboquille.



Figura 115. Acceso hasta bifurcación.



Figura 116. Acceso inexistente desde cala en pleamar.



Figura 117. Acceso por emisario.



Figura 118. Acceso a cala desde emisario.



Figura 119. Plataforma accesible en bajamar.



Figura 120. Cala donde se ubica el viaducto.



Figura 121. Acceso a plataforma.



Figura 122. Escaleras acceso desde plataforma a cala.

Debido a la falta de seguridad que ofrece el tránsito por la senda sobre el emboquille, así como el acceso desde la cala, condicionado a las mareas, para el acceso peatonal a la cala durante las labores de protección del viaducto, se propone la ejecución de una escalera que conecte la plataforma de la grúa con la parte inferior de la cala.

El dimensionamiento de esta escalera metálica de servicio sigue los criterios del RD486/1997, con una huella de 36 cm, una contrahuella de 20 cm, una altura entre descansillos de 3,6 m, una anchura de 1 m y unos descansillos de no menos de 1 m. Se dimensiona mediante perfiles metálicos longitudinales, con travesaños metálicos también, sobre los que se dispondría tramex. Para su ejecución, se requeriría el anclaje de la misma mediante anclajes químicos al talud rocoso, realizando estos trabajos mediante cesta.



Figura 123. Vial de acceso propuesto

Figura 124. Escaleras de acceso propuestas



Figura 125. Croquis pista de acceso y escalera a cala

13. PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE. ALTERNATIVA 1: DIQUE DE BLOQUES DE HORMIGÓN ALTA DENSIDAD O PIEDRA CALIZA

13.1. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

Esta primera alternativa consiste en la ejecución de un dique de bloques de hormigón o piedra caliza o escollera para la protección marítima del viaducto. Dadas las peculiaridades del ámbito y la complejidad en la ejecución del mismo, se han realizado cálculos de estabilidad utilizando diferentes formulaciones (Van der Meer y Hudson).

- Hudson (1974) – Dique no rebasable escollera
- Van der Meer (1998) – Dique no rebasable escollera
- Van der Meer (1991) – Dique rebasable escollera
- Van der Meer (1991) – Dique sumergido escollera
- Van der Meer (1998) – Dique no rebasable cubos

Todos los cálculos de estabilidad se han realizado para cada uno de los oleajes de diseño asociados a la banda superior de confianza del 90 % a pie de viaducto, siendo el más desfavorable el oleaje con dirección WNW, altura de ola significativa (Hs) de 4,13 m y un periodo de pico (Tp) de 22,5 s. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

RESUMEN RESULTADOS							
FORMULACIÓN	MATERIAL	TIPO	Nº CAPAS	cotan α	P	M ₅₀ (t)	D _{n50} (m)
Hudson (1974)	Escollera	No rebasable	2	1,5		8,30	1,45
Van der Meer (1998)	Escollera	No rebasable	2	1,5	0,4	13,10	1,69
Van der Meer (1991)	Escollera	Rebasable	2	1,5	0,4	8,26	1,45
Van der Meer (1991)	Escollera	Sumergido	2	2,0		9,57	1,52
Van der Meer (1998)	Cubos Hº	No rebasable	2	1,5	0,4	9,80	1,54

Tabla 11. Resumen resultados. Sector WNW. Hs = 4.13 m; Tp = 22.5 s

De todas las formulaciones analizadas la de mayor similitud al objeto de este análisis de alternativas es la indicada en verde, Van der Meer (1994) para diques rebasables, desarrollada a partir de una serie de ensayos experimentales en canal de oleaje, la cual nos proporciona el valor del parámetro de estabilidad N_s , definido como:

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_{escollera}}{\rho_w} - 1 \right) D_{n,50}}$$

donde $D_{n,50} = \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\rho_{escollera}}}$ es el diámetro nominal medio, y W_{50} es el peso medio (mediana) de los cubos de hormigón. Dicho parámetro es función del número de elementos movidos S , el número de olas del temporal N y el nº de Iribarren Σ_m . La expresión propuesta es la siguiente:

$D_{n50} = H_{2\%} / (\Delta \times 1,4 \times P^{-0,13} \left\{ S / \sqrt{N} \right\}^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^p)$	para <i>surging</i>	$\xi_m > \xi_{mc}$
$D_{n50} = H_{2\%} / (\Delta \times 8,7 \times P^{0,18} \left\{ S / \sqrt{N} \right\}^{0,2} \xi_m^{-0,5})$	para <i>plunging</i>	$\xi_m < \xi_{mc}$

Con esta metodología y los datos del emplazamiento resulta el siguiente peso de bloques:

PROYECTO: PROTECCIÓN VIADUCTO MUNDAKA

CÁLCULO DEL PESO DE BLOQUES SEGÚN FÓRMULAS DE HUDSON Y VAN DER MEER

Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. Van der Meer, 1994

DATOS DE ENTRADA

$D_{material}$ =	2,70	Densidad del material considerado (roca u hormigón) (t/m3)
D_{agua} =	1,025	Densidad agua del mar (t/m3)
Δ =	1,6341	Densidad sumergida (t/m3)
h=	2,00	Calado desde la bajamar (m)
Sobre-elevación=	5,5	Sobre-elevación (m)
$\cot \alpha$=	1,5	Talud de la escollera
H_s=	4,13	Altura de ola significativa (m)
H_{sd}=	4,13	Altura de ola significativa de cálculo (m)
T_m=	19,6	Periodo medio (s)
T_p =	22,5	Periodo pico (s)
L_{om} =	596,74	Longitud de onda aguas profundas_ T_m (m)
L_{op} =	789,18	Longitud de onda aguas profundas_ T_p (m)
L_p=	190,92	Longitud de onda local_ T_p (m)
s_{om} =	0,0069	Peralte ola aguas profundas_ T_m (entre 0.005 y 0.06 en formulación de van der Meer)
s_{op} =	0,0052	Peralte ola aguas profundas_ T_p
s_p =	0,0216	Peralte ola con longitud onda local_ T_p

0,6667 Pendiente

3,7043E-05

ESCOLLERA - No rebasable / (van der Meer 1988)		
Factor de permeabilidad P=	0,4	0,1 < P < 0,6
S=nivel de daños=	2	2-3 inicio de averías
N=nº de olas=	7500	< 7500

Oleaje irregular
Escollera en 2 capas
 $\cot\alpha < 4,0$

$$\xi_{mc} = \left[6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}} = 4,4212$$

$$\xi_m = 8,0136 \text{ (Nº Iribarren o surf similarity parameter)}$$

$$\xi_m = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}} = \tan(\alpha)/s$$

Condiciones de aguas someras

$H_{2\%}/H_s = 1,4$ $H_{2\%} = 5,782$	(para aguas profundas este valor es 1.4, pero puede disminuir si hay limitación por fondo).
$D_{n50} = H_{2\%} / (\Delta \times 1,4 \times P^{-0,13} \left\{ S / \sqrt{N} \right\}^{0,2} \sqrt{\cot\alpha} \xi_m^p)$	para <i>surging</i> $\xi_m > \xi_{mc}$
$D_{n50} = H_{2\%} / (\Delta \times 8,7 \times P^{0,18} \left\{ S / \sqrt{N} \right\}^{0,2} \xi_m^{-0,5})$	para <i>plunging</i> $\xi_m < \xi_{mc}$
$D_{n50} =$	1,69 m (surging)
$M_{50} =$	13,10 t

ESCOLLERA - Rebasable / (van der Meer 1991)		
Cota coronación=	8,0	(m)
Rc=	2,5	Francobordo (m)
Rp*	0,0175	Parámetro
f _i =	0,86	Factor reductor D _{n50}
$D_{n50} =$	1,45 m	
$M_{50} =$	8,26 t	

Tabla 12. Calculo de estabilidad. Sector WNW. H_s = 4.13 m; T_p = 22.5 s

Actualmente, las escolleras tienen un límite de peso en torno a las 8 t por lo que se plantea la utilización de bloques cúbicos de 10 t de piedra caliza, ya que la fabricación de dichos cubos está normalizada hasta las 60 t. También se plantea la variante de utilizar bloques de hormigón de alta densidad (2,70 t/m³).

Debido a las dificultades que presenta la ejecución de cualquier protección marítima y su posterior mantenimiento, se considera oportuno la colocación de bloques de mayor peso en aquellas zonas en las que, por capacidad de grúa, sea posible. Se plantea utilizar una grúa autopropulsada de 750 t con un alcance de 10 t a 95 m. Esta misma grúa es capaz de colocar bloques de 20 t a 65 m de distancia, por lo tanto, se considera acertado la protección hasta los 65 m de alcance con una capa de bloques de 20 t. Las siguientes figuras muestran las secciones tipo analizadas tanto constructivamente como económicamente.

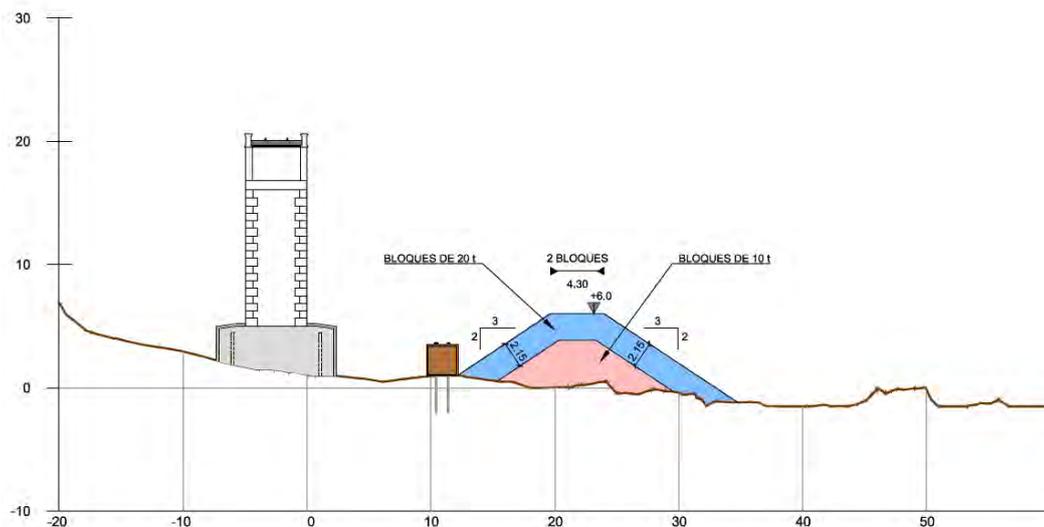


Figura 126. Sección tipo bloques 10 t y 20 t hasta un alcance máximo de la grúa de 65 m.

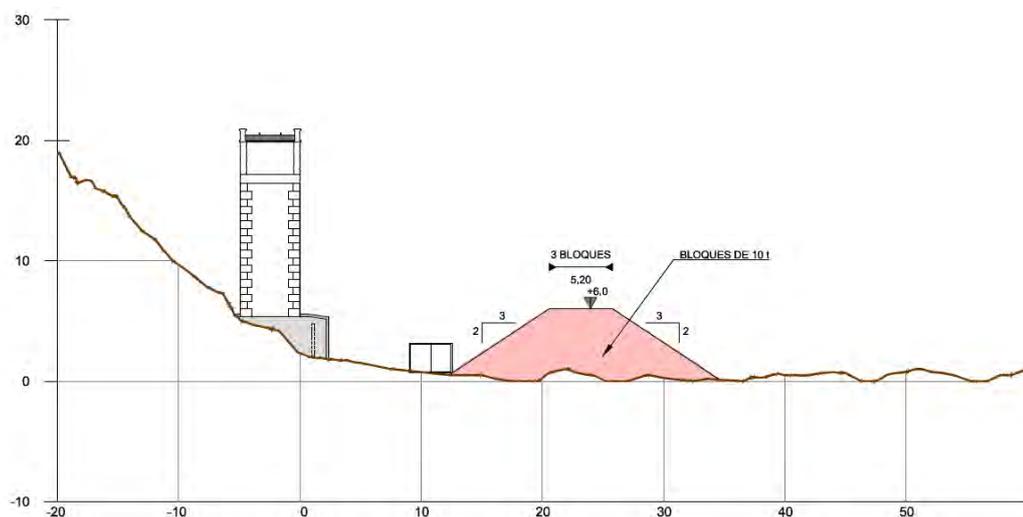


Figura 127. Sección tipo bloques 10 t hasta un alcance máximo de la grúa de 95 m.

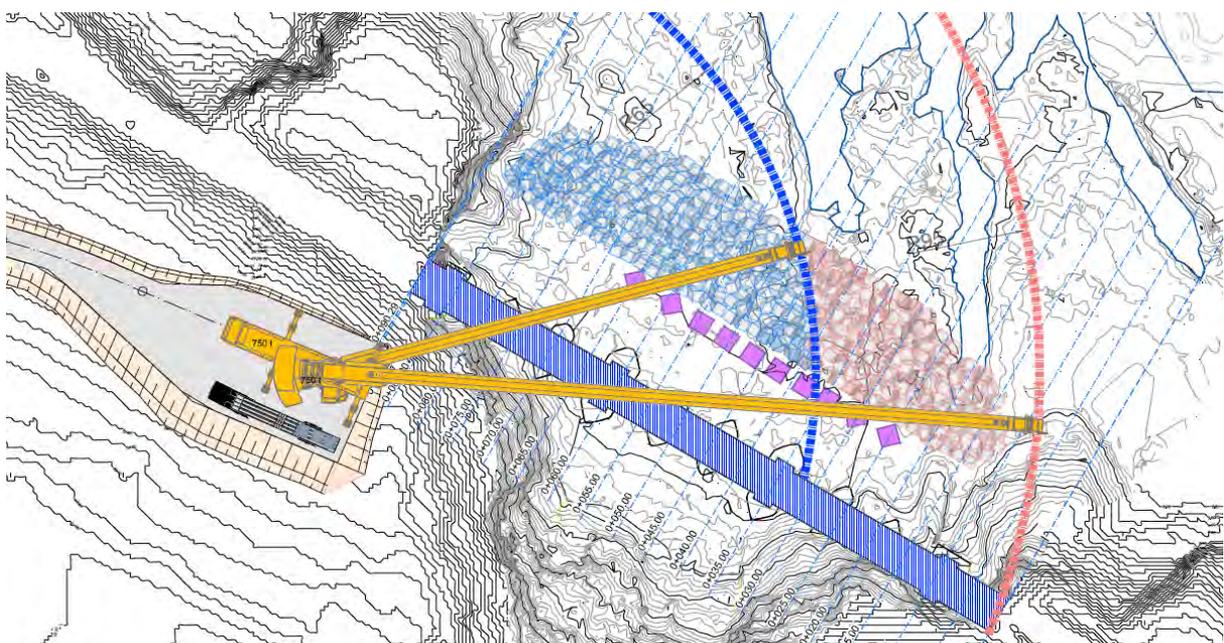


Figura 128. Planta colocación bloques 10 t y 20 t.

13.2. ANÁLISIS ECONÓMICO

Para calcular la cantidad de bloques necesarios en función de los pesos obtenidos en el apartado anterior, es necesario recurrir a los perfiles transversales. Para cada peso se obtiene el volumen efectivo de hormigón (índice de huecos considerado del 35%), el número de bloques y la cantidad de piedra caliza o hormigón necesario.

Peso bloque	Lado bloque	Volumen (según perfiles transversales)	Nº bloques	Piedra caliza / hormigón necesario
10 t	1,55 m	3.377,53 m ³	590 ud	2.197,09 m ³
20 t	1,95 m	1.422,20 m ³	125 ud	926,86 m ³

Una vez calculado el número de bloques de cada peso, el siguiente paso es calcular el coste de fabricación, acopio, transporte y colocación de cada bloque, por ello a continuación se muestran de forma detallada dichos costes en función del peso de bloque.

Como se estima que la colocación de bloques será más rápida que su fabricación una vez se disponga de bloques acopiados suficientes se procederá a la colocación de los mismos en el dique de protección del viaducto.

Se adjunta la valoración económica para la solución de bloques de piedra caliza y bloques de hormigón de alta densidad.

PRESUPUESTO DIQUE BLOQUES CALIZOS VIADUCTO MUNDACA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques calizos 10 t	590,00	1.741,74	1.027.626,58
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques calizos 20 t	125,00	2.412,87	301.608,55
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.349.235,12	53.969,40
TOTAL			1.403.204,53
PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL			1.403.204,53
Gastos generales 13,00%			182.416,59
Beneficio industrial 6,00%			84.192,27
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)			1.669.813,39

Tabla 13. Presupuesto alternativa dique bloques piedra caliza

PRESUPUESTO DIQUE BLOQUES HORMIGÓN 2,70 t/m3 VIADUCTO MUNDACA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques hormigón alta densidad 10 t	590,00	1.955,26	1.153.602,54
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques hormigón alta densidad 20 t	125,00	2.647,35	330.918,29
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.504.520,83	60.180,83
TOTAL			1.564.701,67
PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL			1.564.701,67
Gastos generales 13,00%			203.411,22
Beneficio industrial 6,00%			93.882,10
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)			1.861.994,98

Tabla 14. Presupuesto alternativa dique bloques hormigón alta densidad

Hay que recordar que al presupuesto indicado habría que sumarle el coste de ejecución de la pista de acceso (presupuesto base de licitación sin IVA 245.405,30 €).

13.3. PLAZOS

A continuación, se indica el plazo orientativo de trabajos, a ser justificado y desglosado en el correspondiente anejo de "Plan de trabajos".

Para su estimación se ha tenido en cuenta que la fabricación de los bloques (piedra caliza o hormigón de alta densidad) se pueden realizar en cualquier época del año, mientras que para la colocación de los mismos se ha tenido en cuenta la premisa de no actuación entre los meses de Octubre y Marzo, debido a ser época de temporales y fuerte oleaje. Así mismo, se ha contado con la dificultad de acceso a la misma y con los rendimientos de trabajo condicionados a las mareas.

La plataforma de la grúa se encuentra 7 m por encima de la cota de vía, por lo que el brazo de la misma no interceptaría la catenaria. No obstante, se considera que al pasar carga sobre la vía del ferrocarril, no deberían realizarse las maniobras mientras el tren esté en funcionamiento. Con esta premisa, la colocación de bloques debería realizarse de forma nocturna, lo cual resulta más tedioso que de día, y con menor garantía de trabazón de los bloques.

Con todo ello, se estima un plazo de 4 meses de trabajo para la fabricación de bloques y de 4 meses de trabajo para la colocación de los mismos, si bien es cierto, que ambas actividades pueden solaparse en el tiempo reduciéndose el plazo a 6 meses.

Hay que recordar que al plazo indicado habría que sumarle el plazo de ejecución de la pista de acceso (2 meses), si bien es cierto, esta podría ejecutarse al comienzo de la obra mientras se están fabricando los bloques.

14. PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE. ALTERNATIVA 2: CUBOS AISLADOS CON MICROPILOTES

Esta alternativa consiste en mantener una tipología similar a la existente. Dado el elevado grado de deterioro de los cubos existentes se plantea la demolición de los mismos y la colocación de nuevos cubos colocados estratégicamente para minimizar el impacto del oleaje sobre el viaducto. Un aspecto considerado fundamental para mejorar la protección sobre el viaducto es elevar la cota de coronación de dichos bloques, ya que la cota actual es insuficiente. Por ello, se plantea la realización de dos filas de bloques de 2,50 x 2,50 x 3,50 m, la primera coronando a la cota +4,50 m y dispuestos en forma oblicua al oleaje y la segunda coronada a la cota +6,50 m dispuesta perpendicularmente al oleaje.

Para que los cubos puedan alcanzar dicha cota de coronación se considera necesario ejecutar una zapata corrida, a dos alturas, sobre las que apoyar los cubos.

Los cubos serán ejecutados en dos fases. En la primera fase y en una parcela exterior se realizarán con hormigón solamente las paredes de los bloques (espesor 15 cm), los cuales servirán de encofrado perdido. En una segunda fase serán transportados y colocadas en su posición final y serán rellenados con hormigón mediante bombas posicionadas en la plataforma.

Antes de colocar los cubos será necesario ejecutar 3 micropilotes por cubo para garantizar su estabilidad, ya que los bloques por si mismos no serían estables frente al oleaje incidente (muestra de ello son los desplazamientos sufridos por los bloques originales).

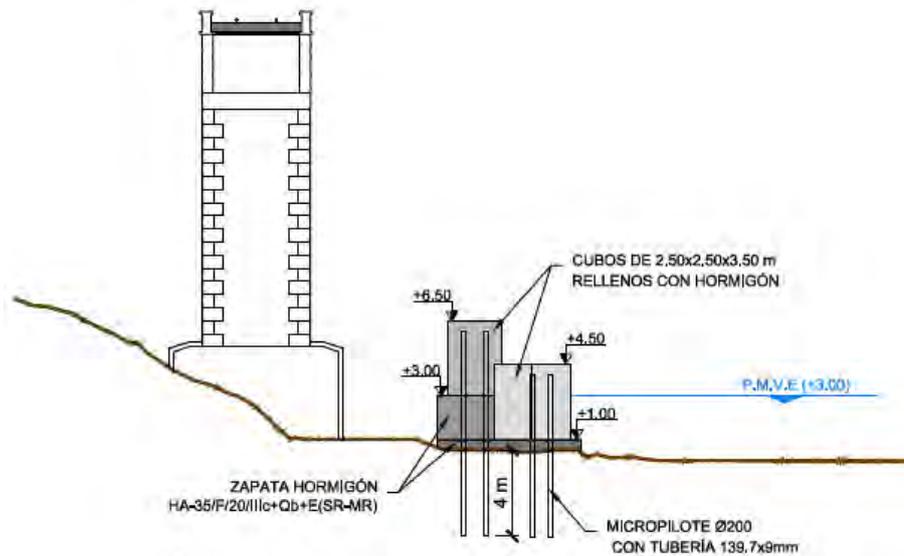
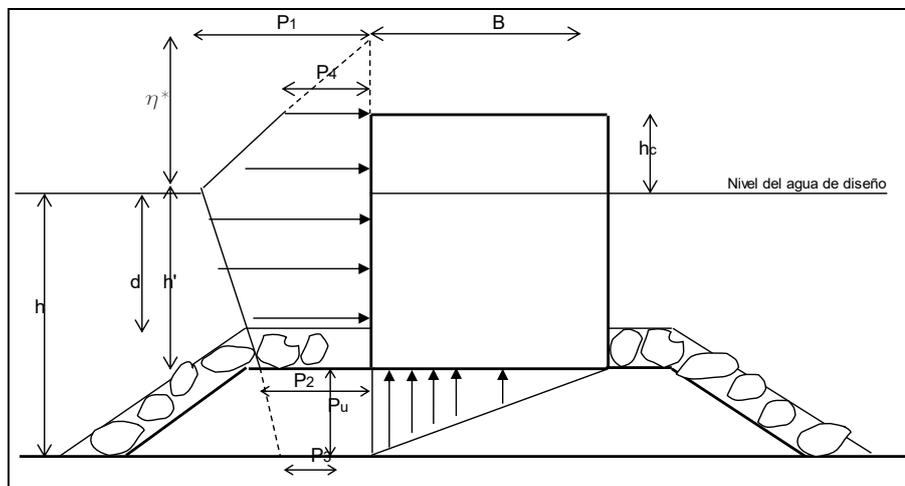


Figura 129. Sección tipo cubos aislados con micropilotes.

14.1. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

Para el cálculo de estabilidad de los bloques y los micropilotes, se ha utilizado la formulación de Goda de diques verticales. Se calcula la ola máxima que puede impactar contra la superficie zapata-bloque y se dimensionan los micropilotes necesarios para su anclaje.



A continuación, se presentan los resultados obtenidos para la estabilidad del espaldón empleando la formulación de Goda:

	Bloque delantero	Bloque trasero
Fuerza horizontal por ml	20,8 t/ml	27,2 t/ml
Fuerza horizontal total por bloque	74 t	68 t

14.2. ANÁLISIS ECONÓMICO

Se adjunta la valoración económica para la solución de cubos aislados.

PRESUPUESTO CUBOS AISLADOS VIADUCTO MUNDAKA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
UD. Demolición y retirada cubos existentes	10,00	8.157,07	81.570,69
ML. Micropilote D=200 mm y tubería interior 139,7 x 9 mm	780,00	411,63	321.071,40
M2. Encofrado zapata apoyo cubos aislados	416,25	52,83	21.990,49
M3. Hormigón HA-35/F/20/IIIc+Qb+E (SR-MR) en zapata	791,70	205,31	162.539,97
UD. Encofrado 2,5x2,5x3,5 para hormigonado cubos aislados	29,00	13.333,32	386.666,25
M3. Hormigón HA-35/F/20/IIIc+Qb+E (SR-MR) en cubos aislados	482,13	205,31	98.982,67
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.092.821,47	43.712,86
TOTAL			1.136.534,33
PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL			1.136.534,33
Gastos generales 13,00%			147.749,46
Beneficio industrial 6,00%			68.192,06
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)			1.352.475,85

Tabla 15. Presupuesto alternativa cubos aislados.

Hay que recordar que al presupuesto indicado habría que sumarle el coste de ejecución de la pista de acceso (presupuesto base de licitación sin IVA 245.405,30 €).

14.3. PLAZOS

A continuación, se indica el plazo orientativo de trabajos, a ser justificado y desglosado en el correspondiente anejo de "Plan de trabajos".

Para su estimación se ha tenido en cuenta la premisa de no actuación entre los meses de Octubre y Marzo, debido a ser época de temporales y fuerte oleaje. Así mismo, se ha contado con la dificultad de acceso a la misma y con los rendimientos de trabajo condicionados a las mareas.

Con todo ello, se estima un plazo de 6 meses de trabajo.

Hay que recordar que al plazo indicado habría que sumarle el plazo de ejecución de la pista de acceso (2 meses), ya que ambos trabajos no pueden coincidir en el tiempo.

15. PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE. ALTERNATIVA 3: ESPALDÓN VERTICAL

Esta alternativa consiste en la ejecución de un espaldón vertical que sirva de barrera de protección contra el oleaje. Previo a la ejecución del espaldón será necesaria la ejecución de micropilotes para garantizar la estabilidad al vuelvo y al deslizamiento del espaldón. Dado que no supone una interacción con los dados existentes en la cala, no se plantea la demolición de los mismos, pero tampoco su reposición.

15.1. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

Los cálculos de estabilidad y esfuerzos son similares a la alternativa 2.

15.2. ANÁLISIS ECONÓMICO

Se adjunta la valoración económica para la solución de espaldón.

PRESUPUESTO ESPALDON VIADUCTO MUNDAKA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
ML. Micropilote D=200 mm y tubería interior 139,7 x 9 mm	1.906,50	411,63	784.772,60
M2. Encofrado espaldón	1.360,00	72,83	99.048,80
M3. Hormigón HA-35/F/20/IIIc+Qb+E (SR-MR) en espaldón	1.232,50	205,31	253.038,41
ML. Encofrado con tubería PVC para ejecución del botaolas	85,00	35,10	2.983,50
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.159.843,31	46.393,73
TOTAL			1.206.237,04
PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL			1.206.237,04
Gastos generales 13,00%			156.810,82
Beneficio industrial 6,00%			72.374,22
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)			1.435.422,08

Tabla 16. Presupuesto alternativa espaldón

Hay que recordar que al presupuesto indicado habría que sumarle el coste de ejecución de la pista de acceso (presupuesto base de licitación sin IVA 245.405,30 €).

15.3. PLAZOS

A continuación, se indica el plazo orientativo de trabajos, a ser justificado y desglosado en el correspondiente anejo de "Plan de trabajos".

Para su estimación se ha tenido en cuenta la premisa de no actuación entre los meses de Octubre y Marzo, debido a ser época de temporales y fuerte oleaje. Así mismo, se ha contado con la dificultad de acceso a la misma, y con los rendimientos de trabajo condicionados a las mareas.

Con todo ello, se estima un plazo de 6 meses de trabajo.

Hay que recordar que al plazo indicado habría que sumarle el plazo de ejecución de la pista de acceso (2 meses), ya que ambos trabajos no pueden coincidir en el tiempo.

16. COMPARATIVA ALTERNATIVAS

A continuación, se indican las ventajas e inconvenientes de cada una de las alternativas analizadas.

Alternativas	Ventajas	Inconvenientes
Alternativa 1 (piedra caliza)	Constructivamente menor dependiente de la climatología adversa.	Impacto medioambiental elevado. Necesidad de grúa de gran capacidad.
Alternativa 1 (hormigón alta densidad)	Constructivamente menor dependiente de la climatología adversa. Puesta en valor de un residuo (escorias)	Impacto medioambiental elevado. Necesidad de realizar los bloques en invierno (problemas de fisuración). Necesidad de grúa de gran capacidad.
Alternativa 2 (cubos aislados)	Económicamente más ventajosa Solución similar a la actual, por lo que puede favorecer la tramitación de la actuación	Impacto medioambiental moderado (solución similar a la actual).
Alternativa 3 (espaldón)	Posiblemente la más efectiva para reducir la acción del oleaje.	Impacto medioambiental elevado. Constructivamente mayor dependiente de la climatología adversa.

Con el objetivo de realizar un análisis multicriterio a continuación se indican en la siguiente tabla diferentes criterios donde se ha valorado cada alternativa con una puntuación del 1 al 5, donde 1 es muy desfavorable y 5 es lo más favorable.

Alternativas	Técnico-constructivo	Efectividad	Económico	Medioambiental	Afección FFCC
Alternativa 1 (piedra caliza)	4	3	2	2	2
Alternativa 1 (hormigón alta densidad)	4	3	1	3	2
Alternativa 2	4	3	5	4	4
Alternativa 3	3	4	4	1	4

Como resultado de este análisis se considera que la alternativa más viable desde los diferentes puntos de vista analizados es la descrita como **ALTERNATIVA 2**.

17. RELACIÓN VALORADA DE LA INTERVENCIÓN PROPUESTA

17.1. PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1A (PROTECCIÓN DIQUE DE BLOQUES CALIZOS)

PISTA ACCESO PARA GRÚAS Y ESCALERAS A CALA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Desbroce y tala para pista	1.044,44	3,45	3.603,32
M2. Desbroce desde cesta para escalera	252,30	9,80	2.472,54
M3. Excavación de tierra vegetal	871,73	1,50	1.307,60
M3. Excavación todo tipo de material incluso roca	3.857,06	5,66	21.830,93
M3. Relleno con material de excavación	801,70	1,68	1.346,85
M3. Suplemento transporte a verteder incluso canon de vertido	3.927,09	7,42	29.139,01
T. Escollera 500 kg	514,43	17,65	9.079,69
M3. Suelo seleccionado para regulación del camino de acceso y plataforma	283,25	12,95	3.668,09
M3. Hormigón para regulación del camino de acceso y plataforma	226,60	92,00	20.847,20
Ud. Anclaje químico inoxidable desde cesta	112,00	32,30	3.617,60
KG. Suministro y montaje acero estructural inoxidable AISI 316	13.169,11	5,10	67.162,47
M2. Tramex AISI 316	80,00	67,70	5.416,00
ML. Barandilla	160,00	95,00	15.200,00
PA. Entronque camino acceso a la carretera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	2.500,00	2.500,00
P.A. RCDs	1,00	1.100,00	1.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	2.000,00	2.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	198.291,29	7.931,65
TOTAL			206.222,94
REPARACIÓN VIADUCTO - ACCESO POR PISTA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Alquiler/Instalación. Andamio tubular h<22 m	5.665,00	95,60	541.574,00
M3. Lechada para socavación, incluido encofrado metálico	39,11	311,20	12.169,48
M2. Pintura anticarbonatación perímetro cimentación	1.632,68	32,20	52.572,14
M3. Mortero SR perímetro cimentación	84,32	115,30	9.721,52
M. Taladro para inyección lechada en base zapata	82,50	19,67	1.622,78
M2. Limpieza agua a presión eliminación calcificación	396,00	25,20	9.979,20
M2. Limpieza general paramentos con agua atomizada	387,20	21,80	8.440,96
M2. Eliminación vegetación enraizada paramentos	486,20	20,70	10.064,34
M2. Reconstrucción paños sillería	198,00	1.351,80	267.656,40
M2. Rejuntado de fábrica mortero cal	24,75	40,53	1.003,12
Ud. Desagües en bóvedas	20,00	44,61	892,20
P.A. Retirada escalera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
Ud. Escalera inoxidable 14 m	1,00	11.500,00	11.500,00
Ud. Escalera inoxidable 4 m	1,00	4.500,00	4.500,00
M. Reconstrucción muro guardabalasto	180,00	447,30	80.514,00
M. Barandilla y línea de vida	180,00	210,00	37.800,00
P.A. Descenso material desde pista	1,00	85.000,00	85.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	15.500,00	15.500,00
P.A. RCDs	1,00	4.100,00	4.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	6.000,00	6.000,00
P.A. Seguridad y salud (2% PEM)	0,02	1.168.610,12	23.372,20
TOTAL			1.191.982,33
PROTECCIÓN CON DIQUE BLOQUES CALIZOS			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques calizos 10 t	590,00	1.741,74	1.027.626,58
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques calizos 20 t	125,00	2.412,87	301.608,55
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.349.235,12	53.969,40
TOTAL			1.403.204,53

PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL

Gastos generales 13,00%

Beneficio industrial 6,00%

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)

2.801.409,79

364.183,27

168.084,59

3.333.677,65

17.2. PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1B (PROTECCIÓN DIQUE DE HORMIGÓN AD)

PISTA ACCESO PARA GRÚAS Y ESCALERAS A CALA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Desbroce y tala para pista	1.044,44	3,45	3.603,32
M2. Desbroce desde cesta para escalera	252,30	9,80	2.472,54
M3. Excavación de tierra vegetal	871,73	1,50	1.307,60
M3. Excavación todo tipo de material incluso roca	3.857,06	5,66	21.830,93
M3. Relleno con material de excavación	801,70	1,68	1.346,85
M3. Suplemento transporte a verteder incluso canon de vertido	3.927,09	7,42	29.139,01
T. Escollera 500 kg	514,43	17,65	9.079,69
M3. Suelo seleccionado para regulación del camino de acceso y plataforma	283,25	12,95	3.668,09
M3. Hormigón para regulación del camino de acceso y plataforma	226,60	92,00	20.847,20
Ud. Anclaje químico inoxidable desde cesta	112,00	32,30	3.617,60
KG. Suministro y montaje acero estructural inoxidable AISI 316	13.169,11	5,10	67.162,47
M2. Tramex AISI 316	80,00	67,70	5.416,00
ML. Barandilla	160,00	95,00	15.200,00
PA. Entronque camino acceso a la carretera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	2.500,00	2.500,00
P.A. RCDs	1,00	1.100,00	1.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	2.000,00	2.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	198.291,29	7.931,65
TOTAL			206.222,94
REPARACIÓN VIADUCTO -ACCESO POR PISTA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Alquiler/Instalación. Andamio tubular h<22 m	5.665,00	95,60	541.574,00
M3. Lechada para socavación, incluido encofrado metálico	39,11	311,20	12.169,48
M2. Pintura anticarbonatación perímetro cimentación	1.632,68	32,20	52.572,14
M3. Mortero SR perímetro cimentación	84,32	115,30	9.721,52
M. Taladro para inyección lechada en base zapata	82,50	19,67	1.622,78
M2. Limpieza agua a presión eliminación calcificación	396,00	25,20	9.979,20
M2. Limpieza general paramentos con agua atomizada	387,20	21,80	8.440,96
M2. Eliminación vegetación enraizada paramentos	486,20	20,70	10.064,34
M2. Reconstrucción paños sillería	198,00	1.351,80	267.656,40
M2. Rejuntado de fábrica mortero cal	24,75	40,53	1.003,12
Ud. Desagües en bóvedas	20,00	44,61	892,20
P.A. Retirada escalera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
Ud. Escalera inoxidable 14 m	1,00	11.500,00	11.500,00
Ud. Escalera inoxidable 4 m	1,00	4.500,00	4.500,00
M. Reconstrucción muro guardabalasto	180,00	447,30	80.514,00
M. Barandilla y línea de vida	180,00	210,00	37.800,00
P.A. Descenso material desde pista	1,00	85.000,00	85.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	15.500,00	15.500,00
P.A. RCDs	1,00	4.100,00	4.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	6.000,00	6.000,00
P.A. Seguridad y salud (2% PEM)	0,02	1.168.610,12	23.372,20
TOTAL			1.191.982,33
PROTECCIÓN CON DIQUE BLOQUES BLOQUES HORMIGÓN 2,70 t/m3			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques hormigón alta densidad 10 t	590,00	1.955,26	1.153.602,54
UD. Fabricación, transporte y colocación bloques hormigón alta densidad 20 t	125,00	2.647,35	330.918,29
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.504.520,83	60.180,83
TOTAL			1.564.701,67

PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL

Gastos generales 13,00%

Beneficio industrial 6,00%

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)

2.962.906,93

385.177,90

177.774,42

3.525.859,25

17.3. PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2 (PROTECCIÓN CON CUBOS AISLADOS)

PISTA ACCESO PARA GRÚAS Y ESCALERAS A CALA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Desbroce y tala para pista	1.044,44	3,45	3.603,32
M2. Desbroce desde cesta para escalera	252,30	9,80	2.472,54
M3. Excavación de tierra vegetal	871,73	1,50	1.307,60
M3. Excavación todo tipo de material incluso roca	3.857,06	5,66	21.830,93
M3. Relleno con material de excavación	801,70	1,68	1.346,85
M3. Suplemento transporte a verteder incluso canon de vertido	3.927,09	7,42	29.139,01
T. Escollera 500 kg	514,43	17,65	9.079,69
M3. Suelo seleccionado para regulación del camino de acceso y plataforma	283,25	12,95	3.668,09
M3. Hormigón para regulación del camino de acceso y plataforma	226,60	92,00	20.847,20
Ud. Anclaje químico inoxidable desde cesta	112,00	32,30	3.617,60
KG. Suministro y montaje acero estructural inoxidable AISI 316	13.169,11	5,10	67.162,47
M2. Tramex AISI 316	80,00	67,70	5.416,00
ML. Barandilla	160,00	95,00	15.200,00
PA. Entronque camino acceso a la carretera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	2.500,00	2.500,00
P.A. RCDs	1,00	1.100,00	1.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	2.000,00	2.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	198.291,29	7.931,65
TOTAL			206.222,94
REPARACIÓN VIADUCTO -ACCESO POR PISTA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Alquiler/Instalación. Andamio tubular h<22 m	5.665,00	95,60	541.574,00
M3. Lechada para socavación, incluido encofrado metálico	39,11	311,20	12.169,48
M2. Pintura anticarbonatación perímetro cimentación	1.632,68	32,20	52.572,14
M3. Mortero SR perímetro cimentación	84,32	115,30	9.721,52
M. Taladro para inyección lechada en base zapata	82,50	19,67	1.622,78
M2. Limpieza agua a presión eliminación calcificación	396,00	25,20	9.979,20
M2. Limpieza general paramentos con agua atomizada	387,20	21,80	8.440,96
M2. Eliminación vegetación enraizada paramentos	486,20	20,70	10.064,34
M2. Reconstrucción paños sillería	198,00	1.351,80	267.656,40
M2. Rejuntado de fábrica mortero cal	24,75	40,53	1.003,12
Ud. Desagües en bóvedas	20,00	44,61	892,20
P.A. Retirada escalera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
Ud. Escalera inoxidable 14 m	1,00	11.500,00	11.500,00
Ud. Escalera inoxidable 4 m	1,00	4.500,00	4.500,00
M. Reconstrucción muro guardabalasto	180,00	447,30	80.514,00
M. Barandilla y línea de vida	180,00	210,00	37.800,00
P.A. Descenso material desde pista	1,00	85.000,00	85.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	15.500,00	15.500,00
P.A. RCDs	1,00	4.100,00	4.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	6.000,00	6.000,00
P.A. Seguridad y salud (2% PEM)	0,02	1.168.610,12	23.372,20
TOTAL			1.191.982,33
PROTECCIÓN CON CUBOS AISLADOS			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
UD. Demolición y retirada cubos existentes	10,00	8.157,07	81.570,69
ML. Micropilote D=200 mm y tubería interior 139,7 x 9 mm	780,00	411,63	321.071,40
M2. Encofrado zapata apoyo cubos aislados	416,25	52,83	21.990,49
M3. Hormigón HA-35/F/20/IIIc+Qb+E (SR-MR) en zapata	791,70	205,31	162.539,97
UD. Encofrado 2,5x2,5x3,5 para hormigonado cubos aislados	29,00	13.333,32	386.666,25
M3. Hormigón HA-35/F/20/IIIc+Qb+E (SR-MR) en cubos aislados	482,13	205,31	98.982,67
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.092.821,47	43.712,86
TOTAL			1.136.534,33

PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL

Gastos generales 13,00% 329.516,15
Beneficio industrial 6,00% 152.084,38

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)

3.016.340,11

17.4. PRESUPUESTO ALTERNATIVA 3 (PROTECCIÓN CON MURO ESPALDÓN)

PISTA ACCESO PARA GRÚAS Y ESCALERAS A CALA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Desbroce y tala para pista	1.044,44	3,45	3.603,32
M2. Desbroce desde cesta para escalera	252,30	9,80	2.472,54
M3. Excavación de tierra vegetal	871,73	1,50	1.307,60
M3. Excavación todo tipo de material incluso roca	3.857,06	5,66	21.830,93
M3. Relleno con material de excavación	801,70	1,68	1.346,85
M3. Suplemento transporte a verteder incluso canon de vertido	3.927,09	7,42	29.139,01
T. Escollera 500 kg	514,43	17,65	9.079,69
M3. Suelo seleccionado para regulación del camino de acceso y plataforma	283,25	12,95	3.668,09
M3. Homigón para regulación del camino de acceso y plataforma	226,60	92,00	20.847,20
Ud. Anclaje químico inoxidable desde cesta	112,00	32,30	3.617,60
KG. Suministro y montaje acero estructural inoxidable AISI 316	13.169,11	5,10	67.162,47
M2. Tramex AISI 316	80,00	67,70	5.416,00
ML. Barandilla	160,00	95,00	15.200,00
PA. Entronque camino acceso a la carretera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	2.500,00	2.500,00
P.A. RCDs	1,00	1.100,00	1.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	2.000,00	2.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	198.291,29	7.931,65
TOTAL			206.222,94
REPARACIÓN VIADUCTO -ACCESO POR PISTA			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
M2. Alquiler/Instalación. Andamio tubular h<22 m	5.665,00	95,60	541.574,00
M3. Lechada para socavación, incluido encofrado metálico	39,11	311,20	12.169,48
M2. Pintura anticarbonatación perímetro cimentación	1.632,68	32,20	52.572,14
M3. Mortero SR perímetro cimentación	84,32	115,30	9.721,52
M. Taladro para inyección lechada en base zapata	82,50	19,67	1.622,78
M2. Limpieza agua a presión eliminación calcificación	396,00	25,20	9.979,20
M2. Limpieza general paramentos con agua atomizada	387,20	21,80	8.440,96
M2. Eliminación vegetación enraizada paramentos	486,20	20,70	10.064,34
M2. Reconstrucción paños sillería	198,00	1.351,80	267.656,40
M2. Rejuntado de fábrica mortero cal	24,75	40,53	1.003,12
Ud. Desagües en bóvedas	20,00	44,61	892,20
P.A. Retirada escalera existente	1,00	8.000,00	8.000,00
Ud. Escalera inoxidable 14 m	1,00	11.500,00	11.500,00
Ud. Escalera inoxidable 4 m	1,00	4.500,00	4.500,00
M. Reconstrucción muro guardabalasto	180,00	447,30	80.514,00
M. Barandilla y línea de vida	180,00	210,00	37.800,00
P.A. Descenso material desde pista	1,00	85.000,00	85.000,00
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	15.500,00	15.500,00
P.A. RCDs	1,00	4.100,00	4.100,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	6.000,00	6.000,00
P.A. Seguridad y salud (2% PEM)	0,02	1.168.610,12	23.372,20
TOTAL			1.191.982,33
PROTECCIÓN CON MURO ESPALDÓN			
Unidad de obra	Medición	Precio Unitario (€)	Presupuesto (€)
ML. Micropilote D=200 mm y tubería interior 139,7 x 9 mm	1.906,50	411,63	784.772,60
M2. Encofrado espaldón	1.360,00	72,83	99.048,80
M3. Homigón HA-35/F/20/IIIc+Qb+E (SR-MR) en espaldón	1.232,50	205,31	253.038,41
ML. Encofrado con tubería PVC para ejecución del botaolas	85,00	35,10	2.983,50
P.A. Vigilancia ambiental	1,00	13.000,00	13.000,00
P.A. RCDs	1,00	3.000,00	3.000,00
P.A. Limpieza y terminación	1,00	4.000,00	4.000,00
P.A. Seguridad y salud (4% PEM)	0,04	1.159.843,31	46.393,73
TOTAL			1.206.237,04

PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL

Gastos generales 13,00%

Beneficio industrial 6,00%

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (SIN IVA)

2.604.442,30

338.577,50

156.266,54

3.099.286,34

18. PLAZOS

A continuación se indica el plazo orientativo de trabajos.

Para su estimación se ha tenido en cuenta la premisa de no actuación entre los meses de Octubre y Marzo, debido a ser época de temporales y fuerte oleaje. Así mismo, se ha contado con la dificultad de acceso a la misma, de los rendimientos de trabajo, condicionados en algunos casos a las mareas, como todos aquellos trabajos relacionados con las zapatas, expuestas a la carrera de mareas.

18.1. PREPARACIÓN DE PISTAS Y ACCESOS

Se estima un plazo de 2 meses de trabajo para la ejecución de la plataforma de acceso. Se contempla en 1 mes la ejecución de la escalera de acceso.

18.2. REPARACIÓN ESTRUCTURAL

El montaje de los andamios condiciona principalmente el plazo de ejecución, existiendo 2 posibilidades de montaje:

Montaje completo del andamio, para lo cual se estima un tiempo de montaje y desmontaje de 1,5 meses, restando 4,5 meses para las actividades de reparación

División longitudinal del andamio en 3 módulos, suponiendo el montaje y desmontaje de cada uno de ellos en un plazo de 1,5 meses, restando 1,5 meses para las actividades de reparación

La primera de las alternativas resulta más costosa pues implica el alquiler de mayor cantidad de material durante los meses que dure la reparación, pero garantiza que las labores de reparación puedan llevarse a cabo durante una única ventana estival. Por ello, se estima más adecuado el montaje total del andamiaje, con un plazo de 6 meses, entre Abril y Septiembre.

18.3. PROTECCIÓN FRENTE AL OLEAJE

18.3.1. ALTERNATIVA 1: DIQUE DE BLOQUES DE HORMIGÓN ALTA DENSIDAD O PIEDRA CALIZA

Para su estimación se ha tenido en cuenta que la fabricación de los bloques (piedra caliza o hormigón de alta densidad) se pueden realizar en cualquier época del año, mientras que para la colocación de los mismos se ha tenido en cuenta la premisa de no actuación entre los meses de Octubre y Marzo, debido a ser época de temporales y fuerte oleaje. Así mismo, se ha contado con la dificultad de acceso a la misma y con los rendimientos de trabajo condicionados a las mareas.

La plataforma de la grúa se encuentra 7 m por encima de la cota de vía, por lo que el brazo de la misma no interceptaría la catenaria. No obstante, se considera que, al pasar carga sobre la vía del ferrocarril, no deberían realizarse las maniobras mientras el tren esté en funcionamiento. Con esta premisa, la colocación de bloques debería realizarse de forma nocturna, lo cual resulta más tedioso que de día, y con menor garantía de trabazón de los bloques.

Con todo ello, se estima un plazo de 4 meses de trabajo para la fabricación de bloques y de 4 meses de trabajo para la colocación de los mismos, si bien es cierto, que ambas actividades pueden solaparse en el tiempo reduciéndose el plazo a 6 meses.

18.3.2. ALTERNATIVA 2: CUBOS AISLADOS CON MICROPILOTES

Se estima un plazo de 6 meses de trabajo.

18.3.3. ALTERNATIVA 3: ESPALDÓN VERTICAL

Se estima un plazo de 6 meses de trabajo.

18.4. PLAZO GLOBAL DE EJECUCIÓN

Se considera un periodo inicial de 3 meses para la ejecución de accesos y el comienzo, en su caso de la fabricación de bloques.

Posteriormente se solaparán los trabajos de reparación estructural y de protección frente al oleaje, con una duración de 6 meses.

El plazo total de ejecución previsto para las obras de reparación y protección del viaducto de Mundaka es de 9 MESES.

19. DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO BÁSICO

El presente Proyecto Básico de reparación y protección del viaducto de Mundaka consta de los siguientes documentos:

MEMORIA

ANEJO 1 Estudio de alternativas de la protección marítima del Viaducto

ANEJO 2 Estudio de Impacto Ambiental. Documento de inicio

ANEJO 3 Informe diagnóstico estructural y propuesta de actuación

ANEJO 4 Afección a espacios de la Red Natura 2000

ANEJO 5 Cambio climático

ANEJO 6 Estudio básico de dinámica litoral

PLANOS

1. Situación
2. Planta actual
3. Pista de acceso
4. Alternativa 1
5. Alternativa 2
6. Alternativa 3
7. Afecciones

■ PRESUPUESTOS

20. DECLARACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE LA LEY DE COSTAS

Conforme al artículo 44.7 de la Ley 22/1988 de 28 de julio de Costas, y el artículo 96.1 del Reglamento General para su desarrollo y ejecución, correspondiente al Real decreto 1471/1989 de 1 de diciembre, se declara expresamente que el “Proyecto Básico de reparación y protección del viaducto de Mundaka” cumple las disposiciones de la citada Ley de Costas, así como las normas generales y específicas que se dicten para su desarrollo y aplicación.

Bilbao, octubre de 2021

El autor del Proyecto

Fdo.: Néstor Urrutxua Miguel

Ingeniero de Caminos, CC y PP

Colegiado nº 13.323

