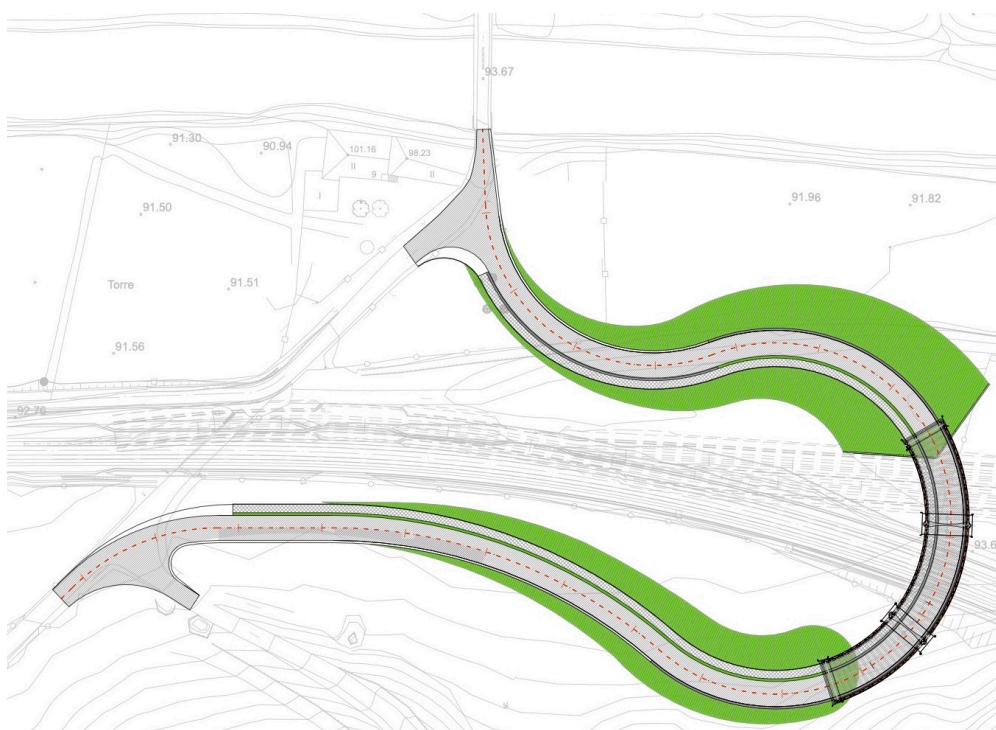


proyecto de construcción para la supresión del paso a nivel de bernabeitia

bernabeitiako trenbide pasagunearen kentzeko eraikuntza proiektua

anejo nº14. estudio hidráulico



mayo 2021
2021ko maiatza



p2001

Anejo nº 14. Estudio hidráulico

00// Índice

01// Introducción	2
01.01 // Objeto	2
01.02 // Descripción de las obras	2
02// Estudio hidráulico	4
02.01 // Alternativa 1	4
02.02 // Alternativa 2	5
02.03 // Alternativa 3	5
02.04 // Solución adoptada	6
Apéndice I: Estudio hidráulico	9

01// Introducción

01.01 // Objeto

El objeto del presente anejo es la comprobación de la viabilidad hidráulica de la solución adoptada en el presente Proyecto.

01.02 // Descripción de las obras

El proyecto corresponde a la construcción de un paso superior al ferrocarril que suprima el actual paso a nivel. El trazado de la obra, de 424 metros de longitud, presenta una planta en herradura y está compuesta por un puente y dos rampas en terraplén que permiten eliminar el desnivel entre aquel y el, vial existente.

El trazado en planta de la obra presenta tres tramos curvos de radios 40,23, 42,03 y 119,1 metros, con un acuerdo recto para entroncar con el puente existente sobre el río Ibaizabal en el norte y un radio de 50 metros con el vial existente al sur del ferrocarril.

El trazado en alzado corresponde a sendas rampas con una pendiente del 6% con un acuerdo convexo de 614 metros de radio. El acuerdo corresponde a la longitud estricta del puente. El desnivel salvado entre el inicio del trazado y el inicio del puente es de 7,86 metros en el norte y 6,81 metros en el sur.

Dado su carácter rural, se prevé limitar la velocidad de circulación por el vial a 30 km/h. Su sección transversal presenta una anchura de 9,45 metros correspondiente a una calzada de 6 metros, una acera de 2 metros en una de sus márgenes y dos sobreechanos de 0,625 y 0,55 metros para alojar sistemas de contención. En el lado exterior de la curva se dispone un pretil de hormigón de nivel de contención H2 sobre el ferrocarril, mientras que se prevé un pretil metálico urbano tipo PEU para separar peatones y calzada en el puente.

La estructura del puente presenta una planta circular de 41,13 metros en el eje y presenta tres vanos de luces 22,5/27/22,5 metros según el eje del puente en desarrollo. La longitud total del puente en desarrollo en el eje es 73,5 metros. La viga interior mide 64,609 metros y la exterior 82,389 metros.

La estructura del paso superior corresponde a un puente bijácena de acero cortén de tres vanos. Las vigas presentan un canto variable, con un alzado basado en la ley de momentos de una viga continua. La sección resistente corresponde a un cajón poligonal cerrado de cinco lados.

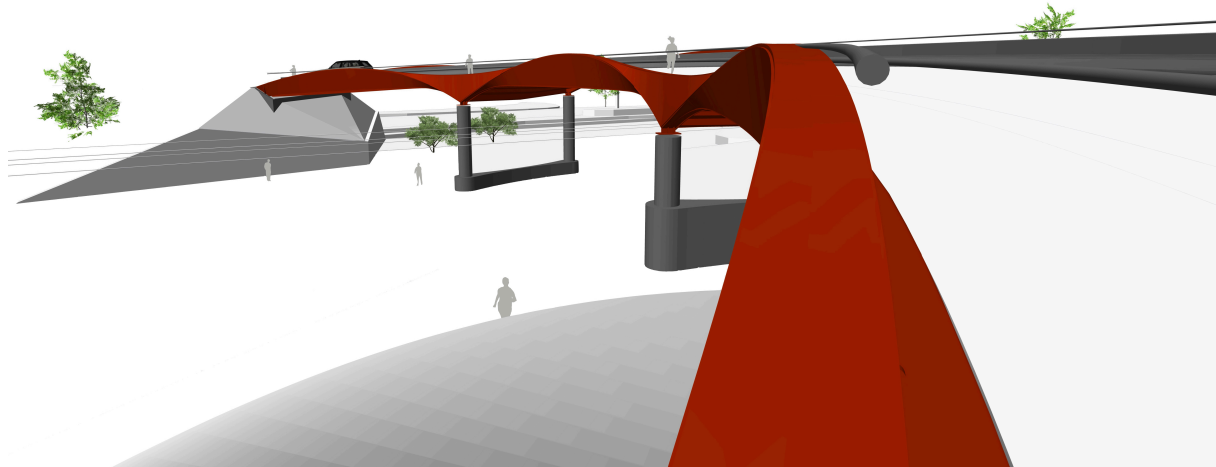
Las vigas longitudinales se solidarizan mediante unas vigas transversales sobre las que se hormigona una losa de hormigón que constituye el tablero. Las vigas longitudinales presentan una separación de 9,45 metros entre caras interiores. Debido a la planta circular el intereje de las viguetas varía entre 1,32 y 1,68 metros. Entre viguetas se dispone una chapa corrida de 4 mm que arriostra la estructura en fase constructiva y sirve de encofrado perdido.

El puente se apoya sobre sendos estribos dos pilas tabique de hormigón armado con una sección en infinito, regruessando la sección en los bordes donde se apoyan las vigas longitudinales y disminuyendo el espesor en su parte central, donde los esfuerzos son menores. La pila se encuentra rematada con dos fustes circulares exentos

donde se apoyan las vigas del tablero. Cada pila se encuentra cimentada mediante seis pilotes de 0,85 metros de diámetro. La altura máxima de la pila 1 es 7,60 metros y 6,60 metros la de la pila 2.

Los estribos están constituidos por una viga corrida pilotada de hormigón armado de sección rectangular de 2,25 metros de anchura y 1,5 metros de altura. La viga se remata con un murete de guarda, una losa de transición y dos aletas triangulares laterales. La cimentación consiste en cuatro pilotes de 85 centímetros de diámetro.

En un futuro se prevé la ejecución de un ramal ferroviario en el lado norte que discurrirá entre el estribo 0 y la pila 1. Para evitar el derrame de tierras sobre el futuro ramal, el proyecto contempla la ejecución de muro de planta quebrada y altura variable entre 0,5 y 4,85 metros.



02// Estudio hidráulico

En fase de Estudio de Alternativas de Proyecto se barajaron diferentes alternativas, y cada una de ellas fue objeto de un cálculo hidráulico que compara la sobrelevación de la lámina de agua respecto a la situación actual. Una vez concluida la fase de alternativas la planta de la estructura sufrió una modificación debido a la necesidad de cruzar una tercera vía y se volvió a realizar un cálculo hidráulico que es el que figura como apéndice. En grandes líneas, las opciones planteadas en fase de alternativas fueron las siguientes:

- Alternativa 1: se sitúa aguas arriba del puente existente sobre el Ibaizabal y presenta poca estructura y mucho terraplén.
- Alternativa 2: se sitúa aguas arriba del puente existente y consta de una estructura larga y un terraplén reducido.
- Alternativa 3: se sitúa agua abajo del puente de piedra con un terraplén moderado y una estructura larga.

Se consideró que la alternativa más conveniente era la alternativa 2 (aguas arriba, terraplén moderado y estructura larga). La planta de esta alternativa se modificó ligeramente en fase de proyecto y fue objeto de un nuevo cálculo hidráulico que demostró su validez.

02.01 // Alternativa I

La primera alternativa estudiada corresponde a la creación de un terraplén desde la cota 92 hasta 100, es decir, la pendiente longitudinal del nuevo vial es del 6 %, y en planta ocupa desde el camino que conecta con el puente actual hacía aguas arriba tal y como se puede observar en la siguiente figura.



Esta alternativa genera sobrelevaciones que superan largamente los 10 cm, llegando a valores de 22 cm. Luego esta alternativa no es viable desde el punto de vista de la inundabilidad ya que incrementa el riesgo aguas arriba del ámbito.

02.02 // Alternativa 2

La alternativa 2, conceptualmente es lo contrario a la alternativa 1 pues presenta un puente mucho más largo de manera que la parte que ocupa el terraplén es inferior. En este caso el terraplén se desarrolla entre las cotas 92 y 96,10 m y con una pendiente longitudinal del 10 %, con lo que la ocupación en planta es muy inferior a la anterior.

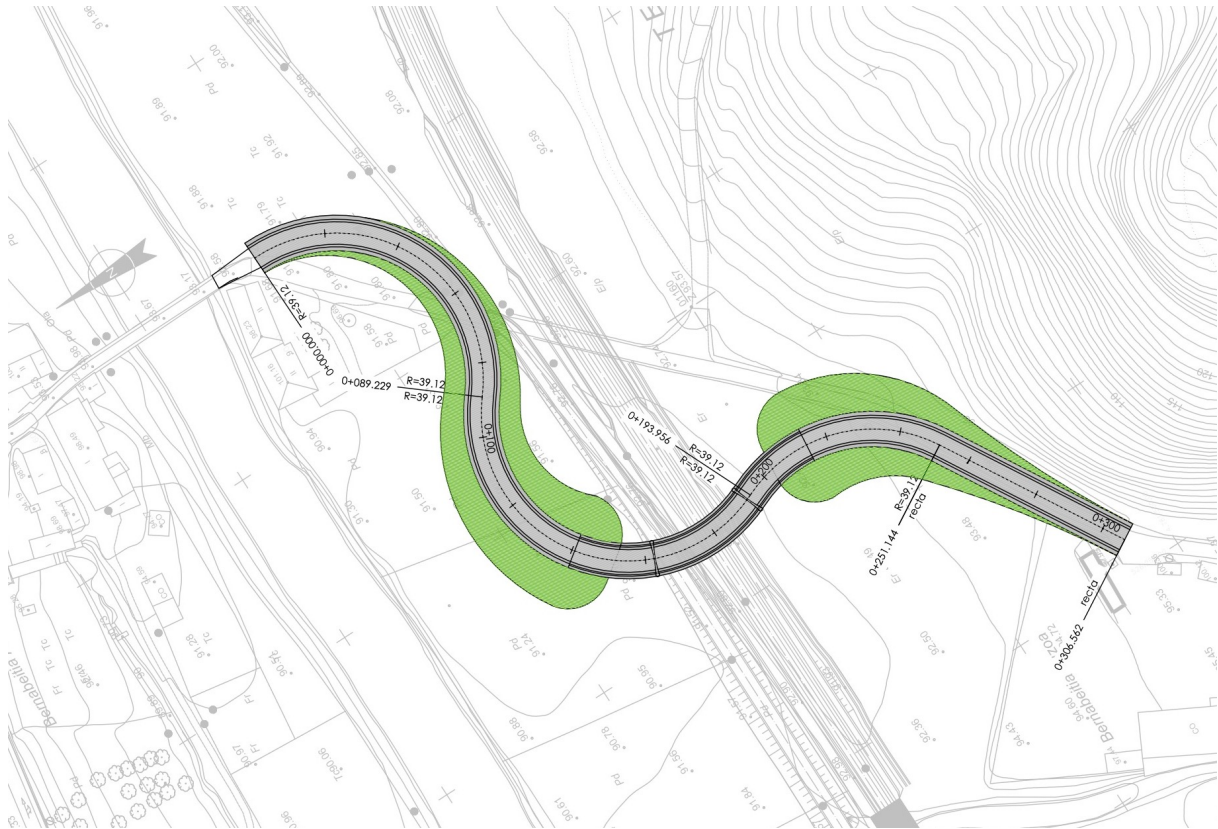


Las sobreelevaciones que se producen son inferiores a 10 cms, luego la alternativa 2 desde el punto de vista de inundabilidad es viable.

02.03 // Alternativa 3

Analizando los resultados del estado actual se detecta que el puente actual que cruza el río Ibaizabal y que da acceso a Bernabeitia junto con las dos casas situadas en ambas márgenes reducen de manera muy considerable la capacidad de desagüe. Como el puente está catalogado desde el punto de vista de patrimonio se descarta la posible sustitución del mismo. Y en cuanto a las casas tampoco se ha considerado la posibilidad de derribar las mismas.

Se propone una alternativa de que en lugar de que el nuevo acceso esté aguas arriba del puente esté aguas abajo, es decir, previamente al “cuello de botella” del puente más las casas, de manera que se pueda estudiar si de esta manera la afección es menor. Por esta razón se ha propuesto una alternativa con una pendiente longitudinal del 10 %, y un terraplén desde la cota 92 hasta la cota 99, es decir 7 m de terraplén. La ocupación en planta con esa altura de terraplén es amplia tal y como se puede observar en la siguiente figura.



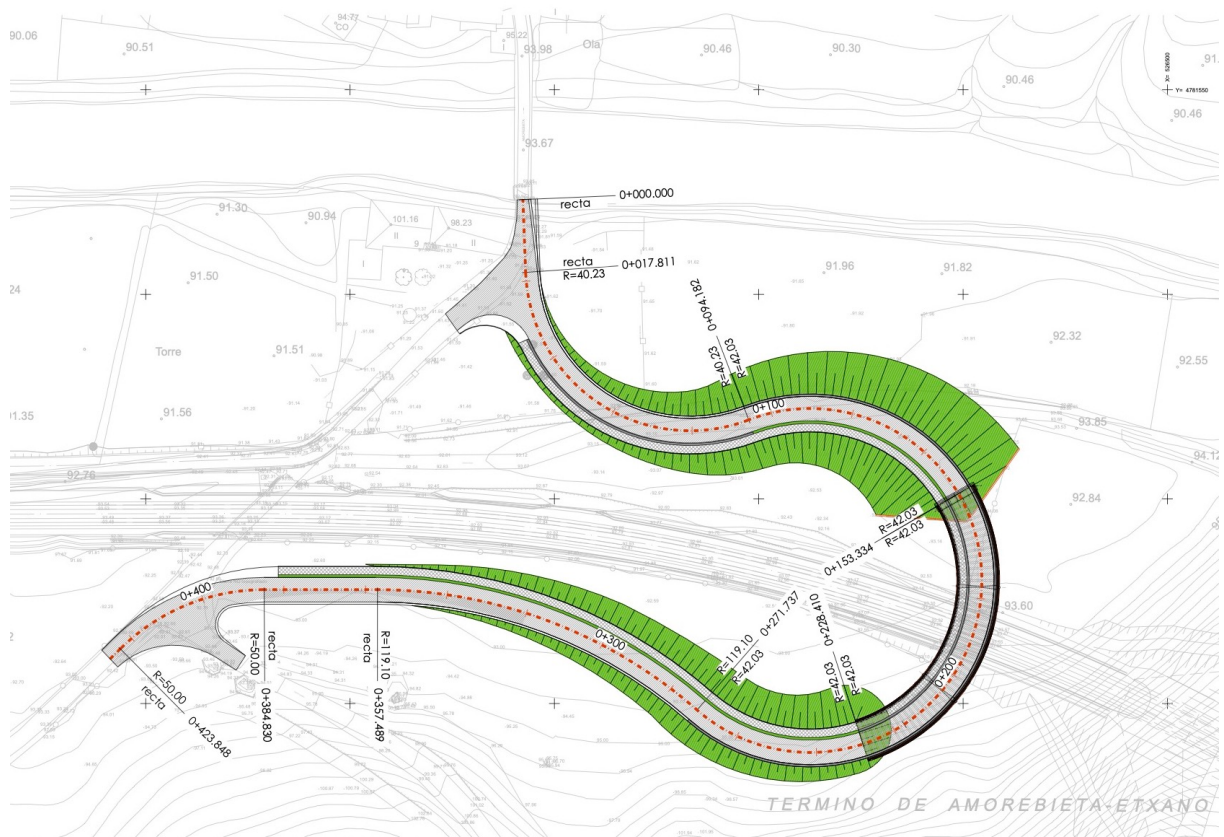
La alternativa 3 no genera sobreelevaciones de la lámina de agua superiores a los 10 cm. Sin embargo, para que la alternativa 3 fuera viable sería necesario incrementar la longitud de la estructura, pues uno de los estribos se sitúa en la mancha de inundación de 100 años.

02.04 // Solución adoptada.

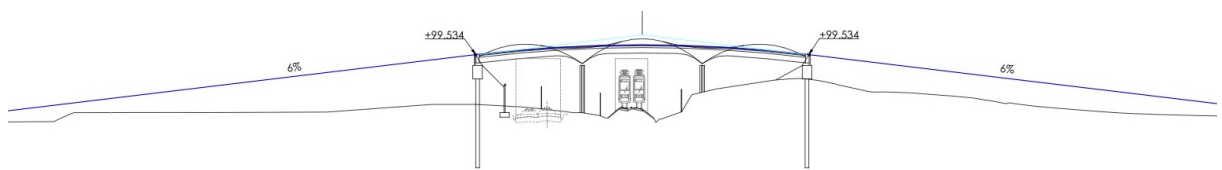
La solución adoptada en Proyecto es básicamente la correspondiente a la alternativa 2 (situada aguas abajo con muchas estructura y terraplén reducido) ligeramente modificada en planta y alzado. La planta se modifica en fase de Proyecto debido a la necesidad de cruzar una futura línea de ferrocarril y a ajustar el perfil del vial a una pendiente máxima del 6% para que sea admisible para el uso peatonal.

El proyecto corresponde a la construcción de un paso superior al ferrocarril que suprima el actual paso a nivel. El trazado de la obra, de 424 metros de longitud, presenta una planta en herradura y está compuesta por un puente y dos rampas en terraplén que permiten eliminar el desnivel entre aquel y el, vial existente.

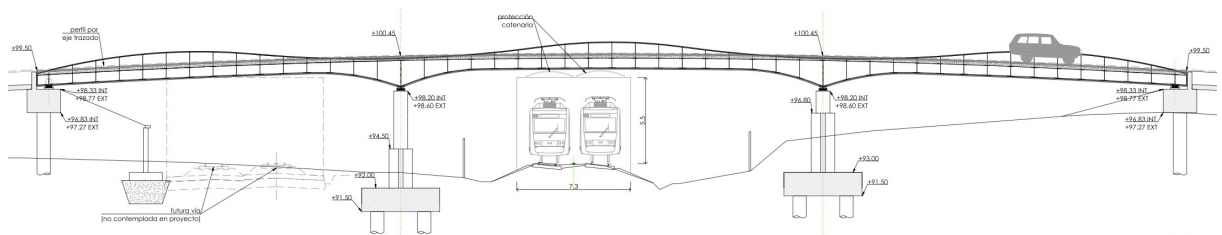
El trazado en planta de la obra presenta tres tramos curvos de radios 40,23, 42,03 y 119,1 metros, con un acuerdo recto para entroncar con el puente existente sobre el río Ibaizabal en el norte y un radio de 50 metros con el vial existente al sur del ferrocarril.



El trazado en alzado corresponde a sendas rampas con una pendiente del 6% con un acuerdo convexo de 614 metros de radio. El acuerdo corresponde a la longitud estricta del puente. El desnivel salvado entre el inicio del trazado y el inicio del puente es de 7,86 metros en el norte y 6,81 metros en el sur.



La estructura del puente presenta una planta circular de 41,13 metros en el eje y presenta tres vanos de luces 22,5/27/22,5 metros según el eje del puente en desarrollo. La longitud total del puente en desarrollo en el eje es 73,5 metros.



En el apéndice I se incluyen los cálculos hidráulicos realizados por INGENIERÍA SALABERRIA. Se constata que las sobrelevaciones que se producen como consecuencia de la ejecución de las obras correspondientes al presente proyecto van desde los 8 cm hasta un máximo de 10 cm. Luego esta actuación es viable desde el punto de vista de la inundabilidad ya que al producirse una sobrelevación máxima de 10 cm de la lámina de agua para 500 años se considera que no se incrementa el riesgo con respecto al estado actual.

Apéndice I: Estudio hidráulico

**BERNABEITIAKO TRENBIDE-PASAGUNEA MURRIZTEKO
IBAIZABAL IBAIAREN IKERKETA HIDRAULIKOA**

**ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO IBAIZABAL PARA LA
SUPRESIÓN DEL PASO A NIVEL DE BERNABEITIA**



APIRILA 2021 ABRIL

MEMORIA

ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO IBAIZABAL PARA LA SUPRESIÓN DEL PASO A NIVEL DE BERNABEITIA

-MEMORIA-

1	INTRODUCCIÓN	1
2	METODOLOGÍA EMPLEADA	3
2.1	CAUDALES Y CONDICIONES DE CONTORNO	3
2.2	ESTUDIO HIDRÁULICO	3
2.2.1	CRITERIOS DE MODELIZACIÓN.....	3
2.2.2	GEOMETRÍA DE PERFILES TRANSVERSALES	4
2.2.3	PUENTES.....	5
2.2.4	OBRAS DE PASO	7
2.2.5	RUGOSIDAD DEL TERRENO	8
2.2.6	ÁREAS INEFECTIVAS Y EDIFICIOS EXISTENTES CONSOLIDADOS	9
3	ESTUDIO HIDRAULICO EN SITUACIÓN ACTUAL.....	10
3.1	RESULTADOS OBTENIDOS EN SITUACIÓN ACTUAL.....	10
4	PROPUESTA DE ACTUACIÓN.....	11
4.1	RESULTADOS OBTENIDOS	12
5	DOCUMENTACIÓN QUE SE ENTREGA.....	14
6	CONCLUSIÓN	16

-ANEXOS-

ANEXO Nº1: Resultados del modelo hidráulico



MEMORIA

ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO IBAIZABAL PARA LA SUPRESIÓN DEL PASO A NIVEL DE BERNABEITIA

- M E M O R I A -

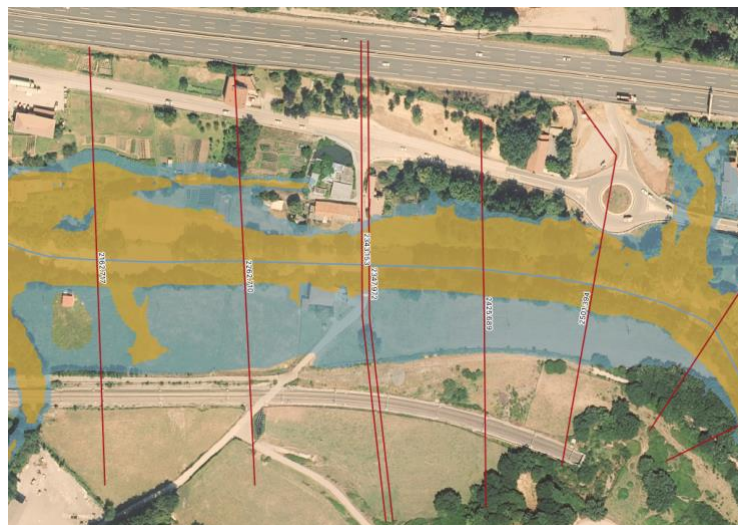
1 INTRODUCCIÓN

El presente estudio hidráulico tiene el objeto de estudiar la viabilidad hidráulica de la actuación propuesta en el Proyecto de supresión del paso a nivel de Bernabeitia.

La empresa Anta fue la empresa adjudicataria del contrato de redacción del proyecto antes mencionado promovido por ETS.

Debido a que las actuaciones a realizar se encuentran dentro de la mancha de 500 años de periodo de retorno del río Ibaizabal, se ha decidido estudiar cual va a ser la afección de esta actuación en la inundabilidad, y si la misma es viable desde este punto de vista.

Para poder alcanzar el gálibo necesario para cruzar el ferrocarril por encima es necesario en mayor o menor medida realizar un relleno. Este relleno desde el punto de vista de la normativa hidráulica es autorizable o viable siempre y cuando se encuentre fuera de la mancha de 100 años de periodo de retorno y no incremente el riesgo de inundación para 500 años de periodo de retorno en las inmediaciones, es decir, no se incrementen el riesgo aguas arriba del ámbito de actuación estricto. En este caso particular, tal y como se puede observar en la siguiente imagen, la mancha de 100 años de periodo de retorno se sitúa en el cauce con lo que el condicionante a estudiar es el incremento del riesgo para la avenida de 500 años.





Por último, indicar que de cara a considerar si la actuación es viable o no desde el punto de vista de la inundabilidad se ha considerado aceptable un incremento en la lámina de agua para 500 años de periodo de retorno de hasta 10 cm.

2 METODOLOGÍA EMPLEADA

2.1 CAUDALES Y CONDICIONES DE CONTORNO

Los caudales y condiciones de contorno empleados en el presente trabajo han sido los empleados por URA en el modelo proporcionado por ellos.

Los caudales son los que se reflejan en la siguiente tabla:

	River	Reach	RS	T500
1	AFIBD100	AFIBD100-100	1.634,223	45
2	CORTA	MANA	244	0.01
3	IBAIZABAL	IBAIZABAL-103	8.399,296	471
4	IBAIZABAL	IBAIZABAL-102	6.903,275	537
5	IBAIZABAL	IBAIZABAL-101	6688,85	537
6	IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	6.400,460	584
7	MAÑARIA	MAÑARIA-100	5.603,207	158

En cuanto a las condiciones de contorno, la empleada ha sido aguas abajo del tramo de río de estudio la definición de la pendiente hidráulica con un valor de 0,0047.

2.2 ESTUDIO HIDRÁULICO

2.2.1 CRITERIOS DE MODELIZACIÓN

El modelo matemático de un río debe ser capaz de simular el comportamiento real del medio físico. Por esta razón, la definición de cada elemento no se limita a la mera transcripción de los datos geométricos.

El modelo que se ha empleado en el presente Estudio es de tipo unidimensional, adaptándose los datos a una serie de “puntos”, enlazados longitudinalmente.

En general, se ha tomado el eje teórico del río como eje del modelo, al cual se han ido asignando los valores correspondientes a cada punto. Dicho eje se ha identificado por las distancias a un punto que se toma como origen, y que en este caso se han sido los pk's del río según las mediciones realizadas por URA ya en el modelo facilitado.

Sobre el eje se definen los “puntos” del modelo que se caracterizan mediante perfiles transversales. Estos perfiles transversales deben de ser ortogonales al río en la zona del cauce y ortogonales a las líneas de corriente en las llanuras de inundación de los márgenes izquierda y derecha. Para ello y dado que en principio se desconocen las zonas inundables, conviene conocer la zona de estudio con el mayor detalle posible para señalar la orientación de los perfiles transversales en la zona de los márgenes

inundables. Se observarán los quiebros dentro de un mismo perfil para colocarse siempre perpendicular a la dirección de la corriente, por ello y en algunos casos es necesario realizar modelos geométricos diferentes en función del caudal de cálculo.

2.2.2 GEOMETRÍA DE PERFILES TRANSVERSALES

Mediante los perfiles transversales se efectúa la modelización del medio físico. Por eso, no siempre coinciden con la geometría de éste, ya que han de servir para simular el comportamiento hidráulico del río. El lugar de obtención de un perfil transversal se ha de elegir con cuidado. La situación ideal sería una sucesión de perfiles casi continua, de manera que su sola geometría representara el medio físico, pero ello no sería práctico ni viable.

Por lo tanto, se ha de seleccionar el número suficiente de perfiles transversales que permita la simulación. Para ello se elige sobre la cartografía la posición y la traza de los perfiles a obtener, teniendo en cuenta que se deben reflejar tanto los tramos de geometría uniforme, como los de fuerte variación. En esta definición discreta del medio físico se ha de incluir la modelización de los obstáculos que existen al paso del agua, como es el caso de azudes, pasos de río, rellenos, etc. Cada tipo de obra presenta un efecto obstaculizador que depende de las dimensiones propias y de su proporción con el cauce.

Para reflejar adecuadamente el comportamiento hidráulico, estos perfiles transversales deben ser siempre perpendiculares a la dirección de la corriente, lo que equivale a decir que su trazado en planta puede ser una línea quebrada con dos quiebros que señala la perpendicularidad a la dirección del flujo en cada margen y propio río, sobre todo cuando existen inundaciones en las márgenes.

Estos perfiles transversales que definen físicamente los puntos del modelo se identifican por su número y se relacionan entre sí mediante las distancias parciales que los separan, debiéndose definir tres distancias, siguiendo siempre la dirección del agua en cada una de las tres zonas en que se divide el perfil transversal. Así la distancia de la zona de río (Channel en el modelo) seguirá el eje del mismo. La distancia entre zonas correspondientes a las márgenes es más indeterminada ya que corresponde a la distancia entre los centros de gravedad de las áreas inundadas en cada perfil transversal, siguiendo siempre la dirección de la corriente. Como esta longitud no se conoce a priori, es necesario realizar una hipótesis inicial y corregirla posteriormente si el error es muy importante. Hay que tener en cuenta que no es un factor en general decisivo en el cálculo ya que el caudal que transporta cada margen es reducido frente al caudal que transporta la zona de río.

2.2.3 PUENTES

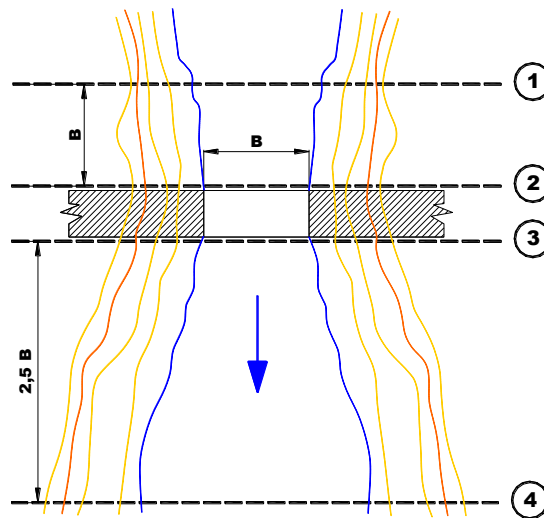
La presencia de un puente en un cauce constituye una obstrucción al flujo de la corriente, que depende de la forma del puente, de las dimensiones relativas del puente y el cauce, y del caudal. A igualdad de los dos primeros factores, la obstrucción al paso del agua es creciente con el caudal, creciendo rápidamente cuando se aproxima el nivel de vertido sobre el tablero. A partir de aquí, la obstrucción “decrece” de forma relativa, si aumenta el caudal, llegando a constituir una mínima perturbación cuando el nivel de aguas abajo es igual al de aguas arriba.

Para pequeños caudales el agua circula por los ojos o vanos, sin casi acusar su presencia. Cuando el nivel supera la mitad de altura del vano, es frecuente que se forme el vertido crítico, bien a la entrada del vano o bien en el interior del puente.

Dependiendo de la forma de los ojos o vanos, la circulación en carga bajo el puente se produce de forma progresiva (ojos en forma de arcos) o lo hace de forma brusca (vanos adintelados).

En cualquier caso, el vertido sobre el tablero se produce de forma rápida. En este caso, el tablero funciona como vertedero de pared gruesa. Los accesos al puente y la forma de la rasante longitudinal del camino a través del puente tienen una importancia decisiva. Los puentes modernos suelen ser de rasante recta o casi-recta, por lo que suelen tener unos terraplenes de acceso que producen en el flujo del agua el efecto de una estrangulación, tanto mayor cuanto mayor sea la relación entre la anchura del cauce y la suma de los vanos. Cuando el agua rebosa sobre el tablero, también lo hará sobre los terraplenes de acceso, con lo que la rasante se convierte en un vertedero continuo.

Los puentes se modelizan mediante 4 perfiles transversales topográficos, según el dibujo adjunto, de los que los dos extremos sirven para delimitar la zona de influencia del flujo hidráulico en su contracción de la vena líquida de aguas arriba, la expansión de aguas abajo. Los perfiles centrales definen la geometría del terreno junto al puente y el modelo coloca el puente correctamente definido perpendicular a la corriente sobre dichos perfiles. En este sentido hay que tener en cuenta que en general las barandillas actúan durante una fase de la avenida como elementos macizos y sobrelevan la lámina de agua en el puente. Por lo tanto, el número de perfiles de cálculo son seis, cuatro exteriores al puente y dos interiores, que el modelo realiza superponiendo los dos perfiles exteriores más próximos con los datos del tablero.



Los coeficientes de contracción y expansión a emplear en estos casos son los propuestos en el manual del HEC-RAS.

Para el cálculo del puente es obligatorio distinguir dos casos, si el puente entra en carga o el puente se comporta como un canal.

En este segundo caso el programa dispone de cuatro métodos para el cálculo de la pérdida de carga del puente:

- Método de la energía
- Método del Momento
- Fórmula Yarnell
- Método WSHPRO

Los dos últimos son dos métodos empíricos-experimentales: resultan complicada su aplicación a puentes con arcos, así como la estimación de los coeficientes, por lo que, salvo raras excepciones, no parece conveniente utilizarlos.

La elección entre los dos métodos hidráulicos no es clara, pudiéndose elegir el que produce una sobreelevación mayor (opción por defecto) para estar del lado de la seguridad.

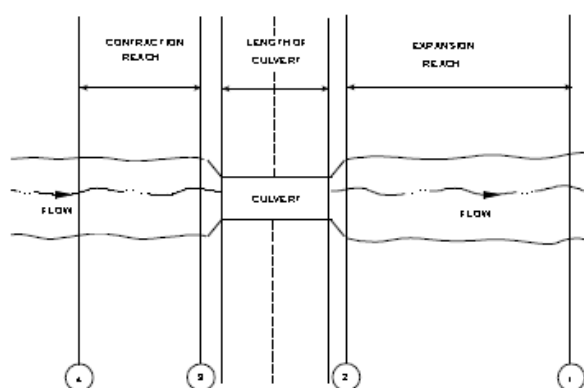
El cálculo con el puente en carga permite también dos métodos. Uno es el método de la energía que sólo sería aplicable en puentes que se encuentran claramente sumergidos, y el otro es el método que permite calcular el puente como un orificio a presión y como un vertedero por el tablero.

Es necesario modelizar las dos posibilidades y adoptar la más correcta en función de las condiciones del puente y de aguas abajo. Estas condiciones pueden variar según el caudal, lo que puede llevar a tener que realizar modelos geométricos diferentes. Así para un caudal correspondiente a 100 años de periodo de retorno, el puente puede trabajar como vertedero y en cambio para 500 años, el puente puede trabajar como sumergido, con modelos de cálculo diferentes.

En este caso, no se ha modificado la definición del puente actual. Se ha mantenido tanto la geometría como las áreas inefectivas definidas debido a la estructura en los perfiles de aguas abajo y de aguas arriba.

2.2.4 OBRAS DE PASO

Las obras de paso se pueden modelizar en HEC-RAS como estructura (culvert) con cuatro perfiles de forma que se tenga en cuenta la sección de la obra de paso aguas abajo y lo mismo aguas arriba, según el dibujo adjunto, de los que los dos extremos sirven para delimitar la zona de influencia del flujo hidráulico en su contracción de la vena líquida de aguas arriba, la expansión de aguas abajo. Los perfiles centrales definen la geometría del terreno junto al caño y el modelo coloca el mismo correctamente definido perpendicular a la corriente sobre dichos perfiles.



Los coeficientes de contracción y expansión a emplear en estos casos son los propuestos en el manual del HEC-RAS.

Para la realización de este informe no se ha modificado ningún parámetro ni geográfico ni hidráulico de los caños ni coberturas del modelo facilitado por URA, ya que en el ámbito exacto de estudio no hay coberturas.

2.2.5 RUGOSIDAD DEL TERRENO

Para el cálculo de los coeficientes de rugosidad en la zona del río y en las llanuras de inundación de ambas márgenes, se procede siguiendo la metodología propuesta en la publicación titulada “Guía para seleccionar los coeficientes de rugosidad de Manning en ríos y llanuras de inundación” del Geological Survey (1989). Esta publicación ha sido asumida por numerosos organismos públicos americanos y se basa en la metodología desarrollada en el libro de Van Te Chow de “Hidráulica de los canales abiertos”, siguiendo el método de Cowan.

Este método consiste en determinar un coeficiente de Manning inicial en el cauce a partir de las características del fondo del mismo, arena, grava, limo, roca y añadir a este coeficiente otros en función de una serie de parámetros como son:

- Variaciones en la sección transversal
- Irregularidades en el cauce
- Obstrucciones
- Vegetación
- Existencia de Meandros

Un resumen de este método se indica en la tabla siguiente.

CALCULO DEL NÚMERO DE MANNING

Valores aproximados que intervienen en el cálculo

Variable	Alternativas	Valor recomendable
Básico n1	Arenas	0.020
	Roca	0.025
	Gravilla	0.024
	Grava	0.028
	Irregularidades lecho n2	Suave
Irregularidades lecho n2	Pequeñas	0.005
	Moderadas	0.010
	Importantes	0.020
	Cambios en sección transversal n3	Gradual
Ocasionalmente		0.005
Frecuentemente		.010 - .015
Obstrucciones n4	Despreciables	0.000
	Pequeñas	.010 - .015
	Apreciables	.020 - .030

Vegetación n5	Importantes	.040 - .060
	Escasa	.005 - .010
	Media	.010 - .020
	Alta	.025 - .050
	Muy alta	.050 - .100
Sinuosidad n6	Poca	0.000
	Apreciable	0.15 * ns
	Importante	0.30 * ns

El valor de ns es el siguiente:

$$ns = n1+n2+n3+n4+n5$$

2.2.6 ÁREAS INEFECTIVAS Y EDIFICIOS EXISTENTES CONSOLIDADOS

Definido el modelo geométrico a analizar mediante puntos del terreno con sus correspondientes perfiles, es necesario reflejar en el mismo los obstáculos que existen en las llanuras de inundación, principalmente edificios, teniendo en cuenta la obstrucción que producen en el sentido perpendicular a la dirección del agua en dicha llanura. Ello conlleva a tener que proyectar en el perfil transversal correspondiente y en la dirección perpendicular a la corriente, los obstáculos existentes.

Un elemento clave en la modelización hidráulica de una vega de inundación consiste en definir con cierta exactitud las áreas inefectivas o las áreas de velocidad cero y que por lo tanto no trabajan para desaguar la avenida. En estas áreas el agua está parada, no mejoran la capacidad de desagüe y no presentan rozamiento del agua. Esta agua se produce por efecto de obstáculos existentes aguas arriba que obligan a reducir el área efectiva de desagüe a una zona concreta próxima al río. En general la existencia de estas áreas disminuye la capacidad de desagüe de una sección dada aumentando la lámina de agua respecto a la consideración de la máxima capacidad geográfica obtenida con los perfiles topográficos. Estas áreas inefectivas o zonas de velocidad cero del agua, aparecen sobre todo en las zonas en donde existen lezones, muros o llanuras de inundación cortadas por estructuras, terraplenes y calles urbanas. El comportamiento de las áreas inefectivas puede ser diferente en función del caudal, lo que obliga a definir distintas áreas inefectivas según el caudal de cálculo y por lo tanto realizar modelos geométricos diferentes según dicho caudal.

En este caso, se han empleado las áreas inefectivas definidas por URA en su modelo original y además en la propuesta de actuación estudiada se han definido nuevas áreas inefectivas para poder discretizar correctamente la afección del terraplén a ejecutar.

3 ESTUDIO HIDRAULICO EN SITUACIÓN ACTUAL

Lo primero que se ha realizado ha sido correr el modelo del estado actual proporcionado por URA para tener así el punto de partida con lo que comparar las obras propuestas en el Proyecto de Demolición.

3.1 RESULTADOS OBTENIDOS EN SITUACIÓN ACTUAL

Los resultados numéricos del estado actual en el ámbito de estudio son los siguientes:

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
2.011.411	584.00	85.40	91.30		91.69	0.001359	3.01	266.80	112.76	0.41
2.162.717	584.00	86.26	91.51		91.91	0.001585	3.02	256.97	155.86	0.45
2.262.710	584.00	86.05	91.48	90.06	92.21	0.002516	3.85	183.96	127.84	0.56
2.343.153	584.00	86.31	91.47	90.86	92.71	0.003788	5.00	123.30	46.03	0.74
2.345.455	Mult Open									
2.347.972	584.00	86.01	92.25	90.67	92.97	0.002166	3.90	179.65	129.23	0.55
2.425.689	584.00	86.16	92.71		93.18	0.001350	3.22	254.45	139.28	0.44
2.501.394	584.00	86.33	92.73		93.35	0.002043	3.57	189.75	109.00	0.51
2.590.476	584.00	86.92	92.74	92.38	93.71	0.004231	4.60	159.51	78.54	0.70
2.656.064	584.00	87.02	93.61	93.61	94.35	0.004208	4.56	202.37	160.49	0.65
2.747.860	584.00	87.15	93.85		95.01	0.008479	4.76	124.26	67.11	0.71
2.861.601	584.00	87.06	94.37		95.64	0.003561	5.11	128.32	122.28	0.66
2.957.452	584.00	87.80	94.96	93.45	96.03	0.004247	4.58	131.98	243.39	0.63

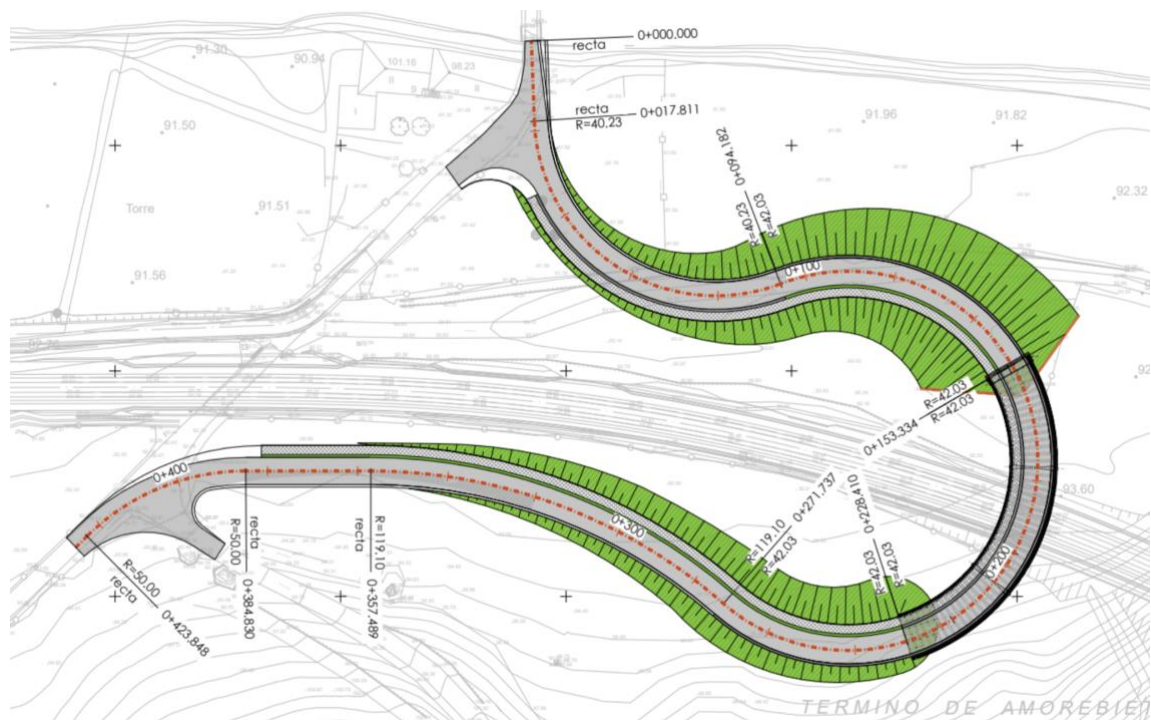
De los resultados numéricos se observan varias observaciones.

La primera de ellas se produce en el perfil justo aguas abajo del puente, en el perfil 2343,153, en donde se observa como por efecto tapón de las casas situadas en ambas márgenes y del puente, la velocidad se incrementa un montón comparando con los perfiles de aguas abajo y el área de inundación se reduce debido a dichos obstáculos. Esto junto con el puente provoca que justo aguas arriba de la estructura el incremento de la lámina de agua sea de 78 cm.

El segundo aspecto a tener en cuenta es que en el perfil 2656,064 se produce un crítico, luego el efecto del aumento del riesgo de inundabilidad únicamente se podrá cuantificar aguas debajo de este perfil.

4 PROPUESTA DE ACTUACIÓN

La actuación propuesta según las indicaciones del promotor ha sido la solución que se compone por la creación de un terraplén desde la cota 92 hasta 99,534, es decir, la pendiente longitudinal del nuevo vial es del 6 %, y en planta ocupa desde el camino que conecta con el puente actual hacia aguas arriba tal y como se puede observar en la siguiente figura.



La ventaja de esta propuesta de que cuenta con poca estructura, o con poca longitud de puente, con lo que económicamente es más ventajosa, pero desde el punto de vista de capacidad de desagüe de la avenida no es muy idónea dado que tiene una gran ocupación sobre la llanura de inundación producida por los terraplenes de hasta 5,4 m en el peor punto si bien en cuanto a la afección directa de la corriente el terraplén máximo es de alrededor de 4,60 m.

Tal y como se ha descrito en el apartado de metodología en este caso se han modificado las áreas inefectivas de los perfiles de aguas abajo y de aguas arriba, además, de la propia geometría de los perfiles afectados para poder simular correctamente las obras. En la siguiente figura se observan en color mostaza las nuevas áreas inefectivas creadas.



4.1 RESULTADOS OBTENIDOS

De acuerdo con los planos se ha creado una nueva geometría en donde se ha modificado el perfil número 2425,689, marcando el relleno hasta la cota 97,95 m (se ha medido la distancia al origen y se ha considerado que la pendiente longitudinal es del 6 % según lo marcado en los planos facilitados), junto con la ocupación del terraplén marcada; y se han modificado las áreas inefectivas de los perfiles 2343,153, 2347,972 y 2501,394.

Con esta nueva geometría se ha creado un nuevo modelo, y los resultados numéricos de estas obras y del estado actual obtenidos son los siguientes:

River Sta	Plan	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
2.011.411	T500	584.00	85.40	91.30		91.69	0.001359	3.01	266.80	112.76	0.41
2.011.411	T500_hipo1_rev1	584.00	85.40	91.30		91.69	0.001359	3.01	266.80	112.76	0.41
2.162.717	T500	584.00	86.26	91.51		91.91	0.001585	3.02	256.97	155.86	0.45
2.162.717	T500_hipo1_rev1	584.00	86.26	91.51		91.91	0.001585	3.02	256.97	155.86	0.45
2.262.710	T500	584.00	86.05	91.48	90.06	92.21	0.002516	3.85	183.96	127.84	0.56
2.262.710	T500_hipo1_rev1	584.00	86.05	91.48	90.06	92.21	0.002516	3.85	183.96	127.84	0.56
2.343.153	T500	584.00	86.31	91.47	90.86	92.71	0.003788	5.00	123.30	46.03	0.74
2.343.153	T500_hipo1_rev1	584.00	86.31	91.47	90.86	92.71	0.003788	5.00	123.30	46.03	0.74
2.345.455		Mult Open									
2.347.972	T500	584.00	86.01	92.25	90.67	92.97	0.002166	3.90	179.65	129.23	0.55
2.347.972	T500_hipo1_rev1	584.00	86.01	92.35	90.67	93.06	0.002060	3.85	171.18	132.93	0.54

2.425.689	T500	584.00	86.16	92.71		93.18	0.001350	3.22	254.45	139.28	0.44
2.425.689	T500_hipo1_rev1	584.00	86.16	92.79	90.83	93.26	0.001306	3.20	242.62	118.29	0.43
2.501.394	T500	584.00	86.33	92.73		93.35	0.002043	3.57	189.75	109.00	0.51
2.501.394	T500_hipo1_rev1	584.00	86.33	92.83		93.41	0.001889	3.48	197.37	115.66	0.49
2.590.476	T500	584.00	86.92	92.74	92.38	93.71	0.004231	4.60	159.51	78.54	0.70
2.590.476	T500_hipo1_rev1	584.00	86.92	92.84		93.74	0.003843	4.45	166.08	80.93	0.67
2.656.064	T500	584.00	87.02	93.61	93.61	94.35	0.004208	4.56	202.37	160.49	0.65
2.656.064	T500_hipo1_rev1	584.00	87.02	93.61	93.61	94.35	0.004201	4.55	202.51	160.59	0.65
2.747.860	T500	584.00	87.15	93.85		95.01	0.008479	4.76	124.26	67.11	0.71
2.747.860	T500_hipo1_rev1	584.00	87.15	93.85		95.01	0.008480	4.76	124.26	67.08	0.71
2.861.601	T500	584.00	87.06	94.37		95.64	0.003561	5.11	128.32	122.28	0.66
2.861.601	T500_hipo1_rev1	584.00	87.06	94.37		95.64	0.003561	5.11	128.32	122.23	0.66
2.957.452	T500	584.00	87.80	94.96	93.45	96.03	0.004247	4.58	131.98	243.39	0.63
2.957.452	T500_hipo1_rev1	584.00	87.80	94.96	93.45	96.03	0.004247	4.58	131.98	243.39	0.63

Observando la tabla, se concluye que las sobrelevaciones que se producen van desde los 8 cm hasta un máximo de 10 cm. **Luego esta actuación o solución proyectada es viable desde el punto de vista de la inundabilidad ya que al producirse hasta un máximo de 10 cm de la lámina de agua para 500 años se considera que no se incrementa el riesgo con respecto al estado actual.**

5 DOCUMENTACIÓN QUE SE ENTREGA

Junto con el presente documento en el Cd se entrega la siguiente información.

- Modelo hec-ras
 - Geometrías. Están todas las geometrías que tenía el modelo original de URA. Además, se han realizado esta geometría.
 - T500_hipotesis 1. Es la geometría de la propuesta de actuación.
 - Condiciones de contorno y caudales. Están todos los archivos provenientes del modelo original.
 - Planes. Están todos los planos proporcionados por URA y además se han realizado otro plan.
 - T500_hipotesis 1. La geometría empleada es la T500_hipotesis 1. En conclusión, es el modelo de la actuación propuesta.

- GIS. Se entrega un archivo Qgis en donde se ha incorporado la siguiente información.
 - Capas.
 - Perfiles transversales. Están todos los perfiles transversales del modelo hidráulico y además se le han incorporado los resultados del modelo hec-ras en la tabla de atributos.
 - Río. Esta la capa la cual tiene grafiado el río con su correspondiente tabla de atributos en donde se especifican sus condiciones geométricas.
 - WS(T500). Es la mancha de inundación de 500 años de periodo de retorno en el estado actual según el lidar 2017 disponible en geoeuskadi.
 - WS(T100). Es la mancha de inundación de 500 años de periodo de retorno en el estado actual según el lidar 2017 disponible en geoeuskadi.
 - Hipótesis 1 líneas. Define las líneas de la de la propuesta de actuación.
 - Hipótesis 1 sombreado. Define los sombreados de la propuesta de actuación.
 - Hipótesis 1 áreas inefectivas. Define las áreas inefectivas modificadas o incorporadas en la geometría para la modelización de la propuesta de actuación.



- Ortofoto. Se incluye la ortofoto del ámbito descargada desde el visor de Geoeuskadi del año 2019.
- Mdt. Se incluye el lidar con el que se han representado las manchas de inundación

6 CONCLUSIÓN

En vista de todo lo estudiado se puede concluir que desde el punto de vista de inundabilidad la propuesta de actuación propuesta es viable. La propuesta está compuesta por una pendiente longitudinal del 6% pero con un desarrollo en curva en planta de manera que la altura de terraplén máxima que afecta al flujo del agua es alrededor de 4,60 m de altura.

Los resultados del modelo realizado indican que las sobreelevaciones que se producen debido al nuevo terraplén son desde 8 hasta 10 cm, es decir, están por debajo de 10 cm con lo que se da por viables.

En Donostia/San Sebastián, abril 2021

Los Ingenieros Autores del Estudio:



Fdo: Amaia Salaverria
Ingeniera de Caminos



Fdo.: Ane Ezenarro
Ingeniera de Caminos



ANEXO Nº 1

RESULTADOS MODELIZACIÓN HEC-RAS

HEC-RAS Locations: User Defined Profile: T500

River	Reach	River Sta	Profile	Plan	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2011.411	T500	T500	584.00	85.40	91.30		91.69	0.001359	3.01	266.80	112.76	0.41
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2011.411	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	85.40	91.30		91.69	0.001359	3.01	266.80	112.76	0.41
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2162.717	T500	T500	584.00	86.26	91.51		91.91	0.001585	3.02	256.97	155.86	0.45
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2162.717	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.26	91.51		91.91	0.001585	3.02	256.97	155.86	0.45
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2262.710	T500	T500	584.00	86.05	91.48	90.06	92.21	0.002516	3.85	183.96	127.84	0.56
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2262.710	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.05	91.48	90.06	92.21	0.002516	3.85	183.96	127.84	0.56
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2343.153	T500	T500	584.00	86.31	91.47	90.86	92.71	0.003788	5.00	123.30	46.03	0.74
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2343.153	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.31	91.47	90.86	92.71	0.003788	5.00	123.30	46.03	0.74
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2345.455			Mult Open									
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2347.972	T500	T500	584.00	86.01	92.25	90.67	92.97	0.002166	3.90	179.85	129.23	0.55
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2347.972	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.01	92.35	90.67	93.06	0.002060	3.85	171.18	132.93	0.54
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2425.689	T500	T500	584.00	86.16	92.71		93.18	0.001350	3.22	254.45	139.28	0.44
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2425.689	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.16	92.79	90.83	93.26	0.001306	3.20	242.62	118.29	0.43
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2501.394	T500	T500	584.00	86.33	92.73		93.35	0.002043	3.57	189.75	109.00	0.51
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2501.394	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.33	92.83		93.41	0.001889	3.48	197.37	115.66	0.49
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2590.476	T500	T500	584.00	86.92	92.74	92.38	93.71	0.004231	4.60	159.51	78.54	0.70
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2590.476	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	86.92	92.84		93.74	0.003843	4.45	166.08	80.93	0.67
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2656.064	T500	T500	584.00	87.02	93.61	93.61	94.35	0.004208	4.56	202.37	160.49	0.65
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2656.064	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	87.02	93.61	93.61	94.35	0.004201	4.55	202.51	160.59	0.65
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2747.860	T500	T500	584.00	87.15	93.85		95.01	0.008479	4.76	124.26	67.11	0.71
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2747.860	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	87.15	93.85		95.01	0.008480	4.76	124.26	67.08	0.71
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2861.601	T500	T500	584.00	87.06	94.37		95.64	0.003561	5.11	128.32	122.28	0.66
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2861.601	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	87.06	94.37		95.64	0.003561	5.11	128.32	122.23	0.66
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2957.452	T500	T500	584.00	87.80	94.96	93.45	96.03	0.004247	4.58	131.98	243.39	0.63
IBAIZABAL ni	IBAIZABAL-103 ni	2957.452	T500	T500_hipo1_rev1	584.00	87.80	94.96	93.45	96.03	0.004247	4.58	131.98	243.39	0.63

Durango Plan: 1) T500 14/02/2020 2) T500_hipo1_rev1 28/04/2021

IBAIZABAL ni IBAIZABAL-103 ni

Legend

- WS T500 - T500
- WS T500 - T500_hipo1_rev1
- Ground
- Left Levee
- Right Levee

