

saitec engineering

Proyecto de Urbanización de la
Unidad de Ejecución 1 de la
Actuación Integrada 1 del Área
Mixta de Zorrotzaurre.

**ANEJO Nº 22.
INUNDABILIDAD**



COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ÍNDICE

1. PROBLEMÁTICA GENERAL.....	1
1.1 Problemática general y estudios previos.....	1
1.2 Actuaciones previstas para la protección del casco urbano de Bilbao contra inundaciones.....	1
1.3 Condicionantes impuestos por la inundabilidad sobre la urbanización de Zorrotzaurre	1
1.4 Solución adoptada	2
2. INUNDABILIDAD DE LA CALLE RIBERA DE DEUSTO.....	2
2.1 Antecedentes	2
2.2 Elementos diseñados	2
2.2.1 Elemento de borde	3
2.2.2 Depósitos y bombeos.....	3
2.2.2.1 Depósito 1 y bombeo 1.....	3
2.2.2.2 Depósito 2 y bombeo 2.....	5
3. INUNDABILIDAD DE LA CALLE RIBERA DE ZORROZAURRE.....	7
ANEXO 1. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LOS PROBLEMAS DE EVACUACIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES EN LA CALLE RIBERA DE DEUSTO EN ZORROTZAURRE	
ANEXO 2. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DEL ELEMENTO DE BORDE	
ANEXO 3. LÍMITE DE ZONAS INUNDABLES PARA PERÍODO DE RETORNO T= 500 AÑOS	





COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

1. PROBLEMÁTICA GENERAL

1.1 Problemática general y estudios previos

La ría del Nervión conduce a la altura del barrio de La Peña los caudales de los 1.013 km² de las cuencas de los ríos Nervión e Ibaizábal. Desde ese punto hasta la desembocadura recibe las aportaciones de los ríos Cadagua, con 604 km² de cuenca, Asua (76 km²), Galindo (56 km²) y Gobelas-Udondo (41 km²), además de las de la cuenca propia de la ría (30 km²), hasta una superficie total de 1.797 km².

Esta cuenca genera caudales de escorrentía muy superiores a la capacidad del cauce, como se puso de manifiesto durante las inundaciones de 1983; desde entonces, las distintas administraciones implicadas han desarrollado numerosos estudios sobre las actuaciones necesarias para evitar los problemas de inundación en el casco urbano de Bilbao. A continuación se mencionan los trabajos más relevantes de cara a la definición de dichas actuaciones:

- Estudio hidráulico de la ría del Nervión. SAITEC para la Diputación Foral de Bizkaia, 2001.
- Anteproyecto de las actuaciones de protección contra inundaciones de la ría de Bilbao. SAITEC para la Diputación Foral de Bizkaia, 2005.
- Estudio hidráulico de la apertura del Canal de Deusto. SAITEC para la Comisión Gestora de Zorrotzaurre, 2007.
- Anteproyecto de la apertura del Canal de Deusto. Idom para la Comisión Gestora de Zorrotzaurre, 2007.
- Estudio de alternativas para la protección contra inundaciones de la ría de Bilbao. SAITEC para la Confederación Hidrográfica del Cantábrico, 2010.
- Proyecto constructivo de la apertura del Canal de Deusto. Tyspa para el Ayuntamiento de Bilbao, 2011.

1.2 Actuaciones previstas para la protección del casco urbano de Bilbao contra inundaciones

Como consecuencia de los estudios mencionados, actualmente se encuentran en diversas fases de desarrollo las siguientes actuaciones de protección contra inundaciones:

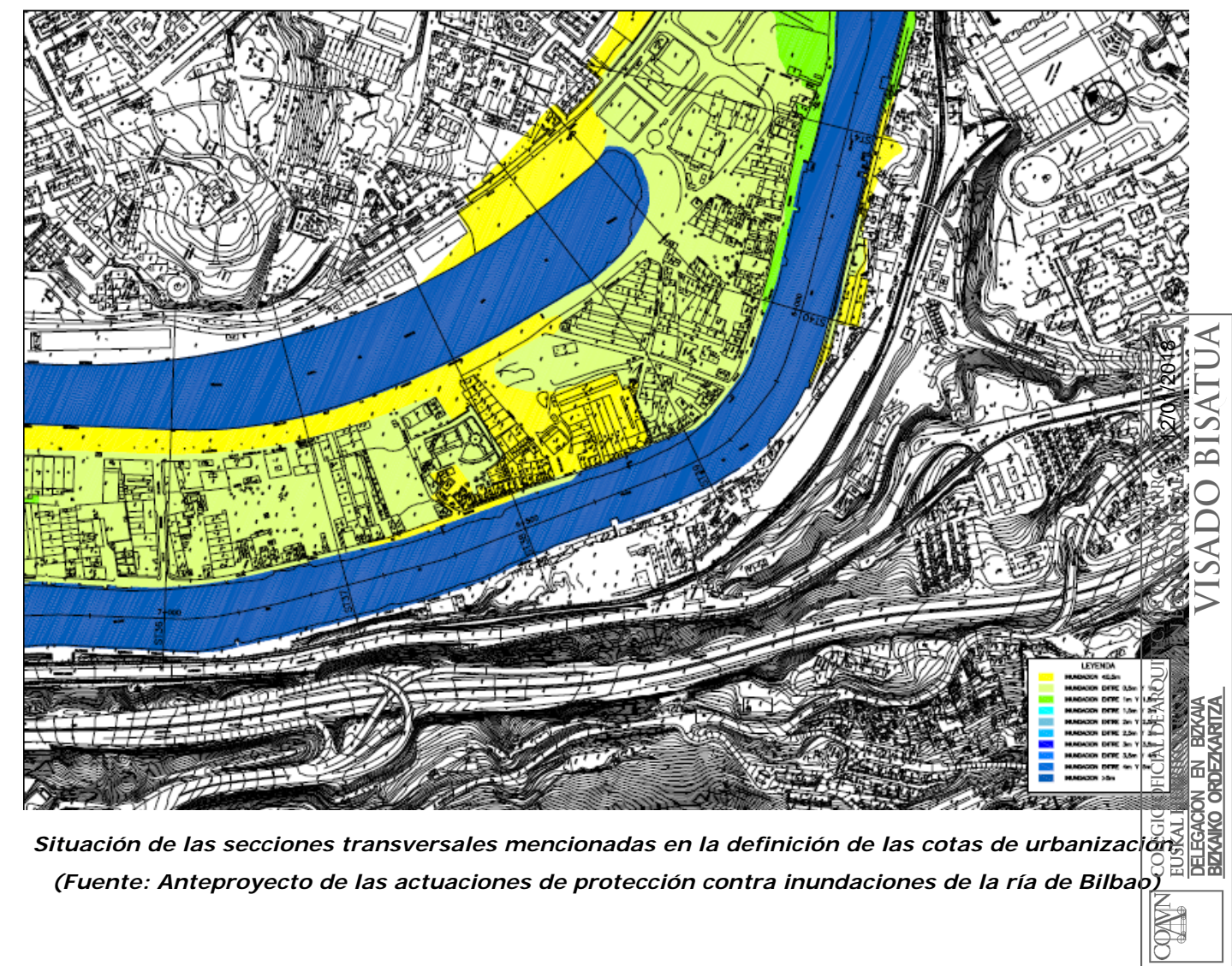
-Apertura del canal de Deusto (En ejecución): Permitirá aumentar la capacidad de desagüe del tramo de cauce actual de la ría entre Olabeaga y la confluencia con el Cadagua, aguas abajo de la cual la capacidad ya es suficiente. Para esta actuación, que se encuentra en ejecución, se ha previsto una anchura de canal de 75 metros.

-Apertura de un nuevo cauce auxiliar de avenidas en túnel desde La Peña a Olabeaga: Constituiría la obra básica, que por sí sola solucionaría casi totalmente el problema de inundabilidad del Casco Viejo, donde el cauce de la ría presenta una notable falta de capacidad. No tiene repercusión en la zona de Zorrotzaurre.

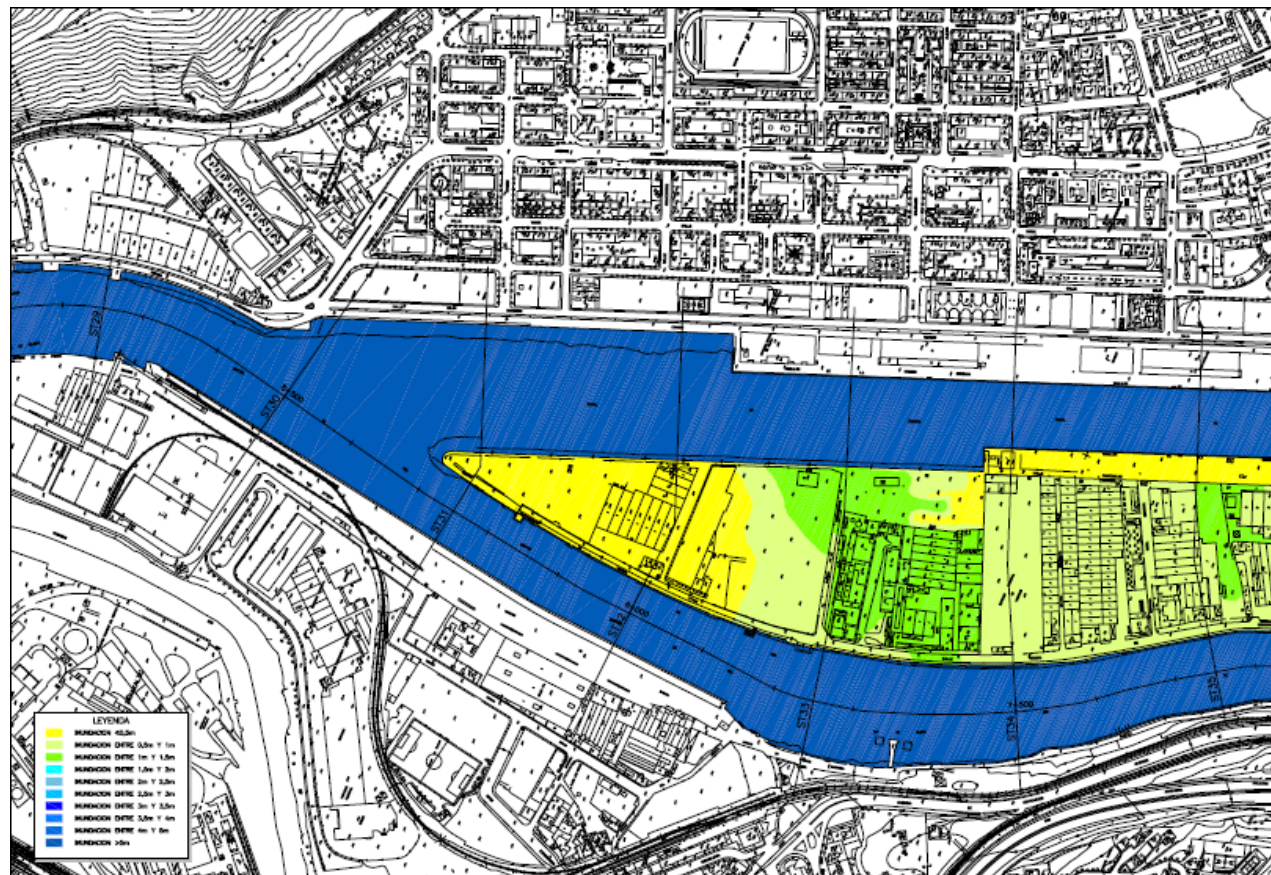
1.3 Condicionantes impuestos por la inundabilidad sobre la urbanización de Zorrotzaurre

El principal condicionante impuesto por la inundabilidad en el diseño urbano de Zorrotzaurre ha sido la definición de la **nueva cota de urbanización**, que debe ser lo suficientemente elevada como para quedar **por encima de la avenida de 500 años**.

En el *Estudio hidráulico de la apertura del Canal de Deusto* redactado en 2007 se planteaba como cota de segura de urbanización a efectos de inundaciones la **+5,00 m sobre el NMMA** para la zona de Zorrotzaurre entre las secciones 41 y 36 y la **+4,70 m** entre las secciones 35 y 31. Las secciones mencionadas se refieren a las empleadas en estudios anteriores, cuya ubicación se indica en los siguientes esquemas:



Situación de las secciones transversales mencionadas en la definición de las cotas de urbanización
(Fuente: Anteproyecto de las actuaciones de protección contra inundaciones de la ría de Bilbao)



Situación de las secciones transversales mencionadas en la definición de las cotas de urbanización.

(Fuente

Anteproyecto de las actuaciones de protección contra inundaciones de la ría de Bilbao)

1.4 Solución adoptada

El presente proyecto cumple con los condicionantes de inundabilidad impuestos, adoptándose finalmente como cotas de referencia la +5,00 m entre las secciones 41 y 36 y la +4,70 entre las secciones 35 y 31.

2. INUNDABILIDAD DE LA CALLE RIBERA DE DEUSTO

2.1 Antecedentes

El Ayuntamiento de Bilbao manifestó en diversas reuniones mantenidas con la Comisión Gestora de Zorrotzaurre su preocupación por resolver los problemas de inundabilidad de la calle Ribera de Deusto en Zorrotzaurre.

La calle Ribera de Deusto se sitúa a cotas entorno a la +2,8, siendo la misma muy similar a la de pleamar máxima (sin tener en cuenta el caudal que pueda traer la ría debido a las cuencas de aportación del Nervión e Ibaizábal). La calle ha sufrido problemas en los momentos en que la ría ha alcanzado y superado dicha cota. Dado que prácticamente todas las edificaciones existentes en la calle se mantienen, no es posible subir la cota de la misma, debiendo resolverse de otra forma.

Por ello, la Comisión Gestora, desde la elaboración de los Pliegos Técnicos, tuvo en cuenta la necesidad de diseñar un elemento de urbanización específico que solventara dicho problema (conseguir que la ría no pudiera entrar), todo ello en coordinación con las redes de pluviales (conseguir a su vez que el agua de lluvia de las calles pudiera evacuarse).

El anteproyecto de urbanización, de fecha agosto de 2012, diseñó, para ello dos bombeos de pleamares en Ribera de Deusto, es decir bombeos capaces de recoger el agua de lluvia e impulsarla por encima de la cota de pleamar máxima.

Posteriormente, en mayo de 2014, SAITEC redactó el *Estudio de Alternativas de solución a los problemas de evacuación de las aguas pluviales en la calle Ribera de Deusto en Zorrotzaurre*.

Dicho Estudio de Alternativas se adjunta en el ANEXO 1. El estudio planteaba dos posibilidades: Bombeo o retención del agua de lluvia durante las horas de marea alta. Ambas, calculadas para lluvias de periodo de retorno $Tr=10$ años, por indicación de los técnicos del Ayuntamiento de Bilbao, siendo este el periodo de retorno habitual para el diseño de las redes de pluviales de las ciudades.

Inicialmente la alternativa que se consideró más idónea fue la retención del agua en dos depósitos y su evacuación en marea baja, dado que esta opción no necesita ningún tipo de mantenimiento. Para ello, ambos se diseñaron con el volumen de almacenamiento necesario para lluvia de $Tr=10$ años y 6 horas de duración, es decir, aproximadamente 2.100 m^3 por depósito.

Posteriormente se indicó por parte del Ayuntamiento, la posibilidad de estudiar el aprovechamiento del agua almacenada para otros usos, como por ejemplo baldeo de calles y riego de zonas verdes.

Dado que la reutilización de agua necesita equipos de tratamiento, impulsión y desinfección con un mantenimiento obligado, se decidió finalmente diseñar los depósitos para los dos usos, resolviendo la evacuación en situación de avenidas y lluvias extremas mediante bombeos.

2.2 Elementos diseñados

Para resolver los problemas explicados en el apartado anterior se han diseñado:

- **Un elemento de borde capaz de contener la lámina** agua de la ría calculada con los siguientes condicionantes:
 - Lluvia en la cuenca de aportación correspondiente a un período de retorno de $Tr=100$ años.
 - Condición de contorno aguas abajo (considerando las mismas hipótesis que las del *Estudio Hidráulico de la Apertura del Canal de Deusto* redactado por SAITEC para la Comisión Gestora de Zorrotzaurre en 2007): +2,47 m sobre NMMA en el Abra, que se obtienen sumando:
 - ~ La pleamar astronómica media = +1,74 m sobre NMMA.
 - ~ La marea meteorológica con un 50% de probabilidad de superación = 0,39 m.
 - ~ El ascenso del nivel del mar debido al cambio climático = 0,34 m.

- **Dos depósitos con sus bombeos**, diseñados para el doble uso de, por un lado, almacenar/reutilizar el agua de lluvia, y por otro lado, evacuarla en situación de marea alta sin que la calle se vea afectada.

En los apartados que siguen se describen los elementos diseñados.

2.2.1 Elemento de borde

El elemento de borde proyectado para el borde la Ría en la calle Ribera de Zorrotzaurre no solo debe evitar el riesgo de inundabilidad, sino que debe resolver el encuentro de la urbanización proyectada con el agua, constituyéndose en un elemento unificador y característico del frente marítimo y del paisaje urbano de la ciudad.

Se busca además un elemento poco costoso, sencillo de ejecución y mantenimiento.

Bajo estas premisas se ha optado por una barandilla-peto constituida por piezas prefabricadas de hormigón visto acabado texturizado, de 2,00 m de ancho y 15 cm de espesor, unidas entre sí mediante junta cerrada que garantice la estanquidad al agua. La altura de la barandilla-peto es de 1,00 m en toda la calle, siendo una altura que garantiza en todo el recorrido la no superación de la cota de lámina para TR=100 años.

El elemento cumple con la función de transición y remate de la urbanización, inclinándose 70º en uno de sus extremos, buscando el contacto con el agua y la ampliación del espacio de paseo. Un pequeño vuelo de 10 cm, crea una sombra sobre la junta de unión entre el elemento contemporáneo y los muelles existentes.

El diseño de la geometría de la pieza permite que la misma sea estable durante su colocación sin necesidad de elementos auxiliares. Una vez colocadas las piezas se deberá ejecutar un contrapeso de hormigón de forma que queden debidamente ancladas.

Entre los 0+518,870 (eje 19) y 0+570,780 (eje 19) el proyecto contempla la ampliación del paseo peatonal, por lo que es necesario recurrir a una solución en vuelo que se definirá y calculará en un proyecto independiente, asociado al estudio y refuerzo de los muelles existentes.

Hay que señalar asimismo que previamente a la ejecución del elemento de borde proyectado, será necesario ejecutar las actuaciones de mejora y refuerzo de los muelles existentes, conforme al proyecto que se deberá redactar a tal efecto.

2.2.2 Depósitos y bombeos

2.2.2.1 Depósito 1 y bombeo 1

2.2.2.1.1 Depósito 1

El depósito 1 se sitúa en el espacio abierto generado a la derecha del eje 19 en el sentido de avance de los pks enterrado bajo la rasante de la misma.

Su capacidad es de aproximadamente 2100 m³. La cuenca de aportación es de 29.425 m². Es rectangular, con dimensiones interiores en planta de 26,5x 40 m aproximadamente, y la altura desde la solera inferior hasta la cota de alivio, es de 2 m.

El esquema de funcionamiento se inicia con la recepción de aguas en una arqueta previa en la que se dispone de by-pass con alivio hacia la ría, para no pasar por el depósito en caso de necesidad de limpieza del mismo. En esta arqueta previa hay dos compuertas motorizadas. Una de ellas se sitúa hacia el tubo de alivio a la ría y se encontrará habitualmente cerrada. La otra se sitúa hacia el tubo

de entrada al depósito y se encontrará habitualmente abierta. De esta forma se garantiza que el agua de lluvia entra siempre en el depósito. Únicamente se invertirá la apertura y cierre de compuertas explicada, para la limpieza del depósito. Tanto el tubo de entrada a este último, como el alivio, son de 800 mm, y hormigón armado.

El funcionamiento del depósito de almacenamiento es el siguiente:

El agua de lluvia entra en el depósito y se va acumulando hasta la cota prevista de alivio (+0.26). A partir de ese momento, con el depósito lleno, el agua entra, y a su vez sale, por el alivio previsto. En marea baja, la salida hacia la ría está garantizada.

Cuando la marea sea tal que no permita la salida, el agua de lluvia seguirá entrando en el depósito, almacenándose por encima de la cota de alivio hasta la cota +1.06, a partir de la cual entrarán en funcionamiento las dos bombas sumergidas (bombeo 1). El depósito se irá vaciando paulatinamente hasta alcanzar la cota +0.26, en la cual se sitúa el nivel de parada de las bombas.

Para la limpieza integral del depósito, como ya se ha mencionado, se colocan dos compuertas motorizadas en la arqueta previa. El vaciado de depósito para limpieza, deberá realizarse con las bombas sumergidas.

Con objeto de evitar la entrada de agua de la ría hacia el depósito se dispondrá de clapetas anti-retorno. Una en el tubo de alivio, y otras dos en la salida de la impulsión de las bombas.

La selección de la cota de solera del depósito obedece a la búsqueda de equilibrio entre las cargas y sub-presiones que evitan la cimentación profunda. La cota de rebose y de arranque de las bombas de evacuación, busca no poner excesivamente en carga la red de pluviales de entrada.

Por último se plantea un acceso desde la parte superior a la cámara seca, hueco para descarga de material, recambios etc y acceso al propio depósito de acumulación para limpieza. Las condiciones de salubridad de la instalación se completan con la acometida eléctrica para los equipos. Según lo indicado con anterioridad se ha previsto dotar a las instalaciones de un sistema de telecontrol que automatice el funcionamiento de las instalaciones, provocando el arranque o parada de los equipos en función de las necesidades del momento, grupo de presión, compuertas, regulación de agua potable y equipos de depuración.

Se prevé un nuevo Cuadro de Control para ubicar los equipos de telemando y telecontrol de las instalaciones del depósito, incluyendo un PLC, un procesador de comunicaciones y todas las protecciones asociadas.

El depósito se podrá controlar desde el Puesto de Control Central (a definir), y desde el Puesto de Operador instalado en el CGBT del propio depósito.

2.2.2.1.2 Bombeo 1

2.2.2.1.2.1 Parámetros de diseño del bombeo

En caso de tanque lleno, el bombeo de alivio deberá ser capaz de evacuar todo el caudal que entra al depósito, sin contar con ninguna laminación. Si se adopta un periodo de retorno de diseño de **12 años**, para el tanque nº 1 se obtiene un caudal de cálculo **Q = 528 l/s**. Como se describe en el apartado siguiente, cada bomba tendrá una impulsión independiente, por lo que el caudal unitario impulsar será de $528/2 = 264$ l/s por cada bomba.

2.2.2.1.2.2 Descripción de la solución propuesta

Se ha previsto instalar **dos bombas**; puesto que el bombeo solo funcionará en situaciones de emergencia, no se ha previsto **ninguna bomba de reserva**. El sistema de bombeo proyectado comprende los siguientes elementos:

- Cada bomba se instalará sumergida en un **pozo de aspiración** independiente de 1,60x3,20 m², con cota de fondo a la -2,24 m y cota de tapa a la +3,21 m.

- Cada bomba contará con su propia **tubería de impulsión** totalmente independiente. El primer tramo de impulsión será de tubería de acero inoxidable DN 600 mm, mientras que el segundo tramo será de PEAD DN 630 mm.

2.2.2.1.2.3 Cálculo de la altura manométrica

A continuación se calcula la altura manométrica que deberán proporcionar las bombas.

- **Altura geométrica:**
 - Altura de lámina en el pozo de aspiración: oscilará entre la +0,26 m (cota máxima en el depósito) y la -2,24 + 1,63 = -0,61 m (cota de fondo de pozo + sumergencia mínima exigida por las bombas).
 - Altura de lámina en la salida: oscilará entre la -2,13 m (bajamar más baja) y la +3,50 m (pleamar máxima más avenida).
 - Altura geométrica máxima: 4,11 m.
- **Características de la aspiración:** se han seleccionado bombas sumergidas, sin tubería de aspiración exenta.
- **Características de la impulsión (tramo 1):**
 - Longitud de impulsión: 2,25 m.
 - Material: acero.
 - Diámetro: DN 600 mm (600 mm interior).
 - Rugosidad: $k = 0,0009144$ m.
- **Características de la impulsión (tramo 2):**
 - Longitud de impulsión: 19,40 m.
 - Diámetro interior: a efectos de cálculo, se ha supuesto que la tubería de PEAD DN 630 mm tendrá espesor 24,1 mm (correspondiente a PE100, PN 6) y diámetro interior = 581,8 mm.
 - Rugosidad: $k = 0,00012192$ m.
- **Caudales de cálculo:**
 - Nº de bombas instaladas: 2.
 - Nº de bombas que funcionan simultáneamente = 2.
 - Caudal punta total = 528 l/s.
 - Caudal punta unitario = 264 l/s para cada bomba.
- **Cálculo de la altura manométrica:**

	Caudal en cada conducción (l/s)	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Materia l (mm)	Coefficient e de rugosidad (m)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga continua (m)	Coefficient e pérdidas de carga localizadas	Pérdidas de carga localizadas (m)	Périd a de carga total (m)
Tramo 1 impulsión	264,00	2,25	600,0	acero	0,00091440	0,93	0,004	1,00	0,004	0,01
Tramo 2 impulsión	264,00	19,40	581,8	PEAD	0,00012192	0,99	0,026	1,00	0,026	0,05
Altura manométrica (m)										4,17

Tabla 1. Bombeo de alivio para el depósito nº 1: cálculo de la altura manométrica

2.2.2.1.2.4 Características de los equipos seleccionados

Se ha previsto equipar el bombeo de alivio del depósito nº 1 con **dos bombas** de marca Flygt, modelo NL 3300 LT 3-821 con rodete de 418 mm.

2.2.2.1.2.5 Comprobación del funcionamiento del sistema bomba-tubería

En la gráfica siguiente se indica el punto de funcionamiento real del sistema bomba-tubería, calculado a partir de las dimensiones finales de cada elemento:

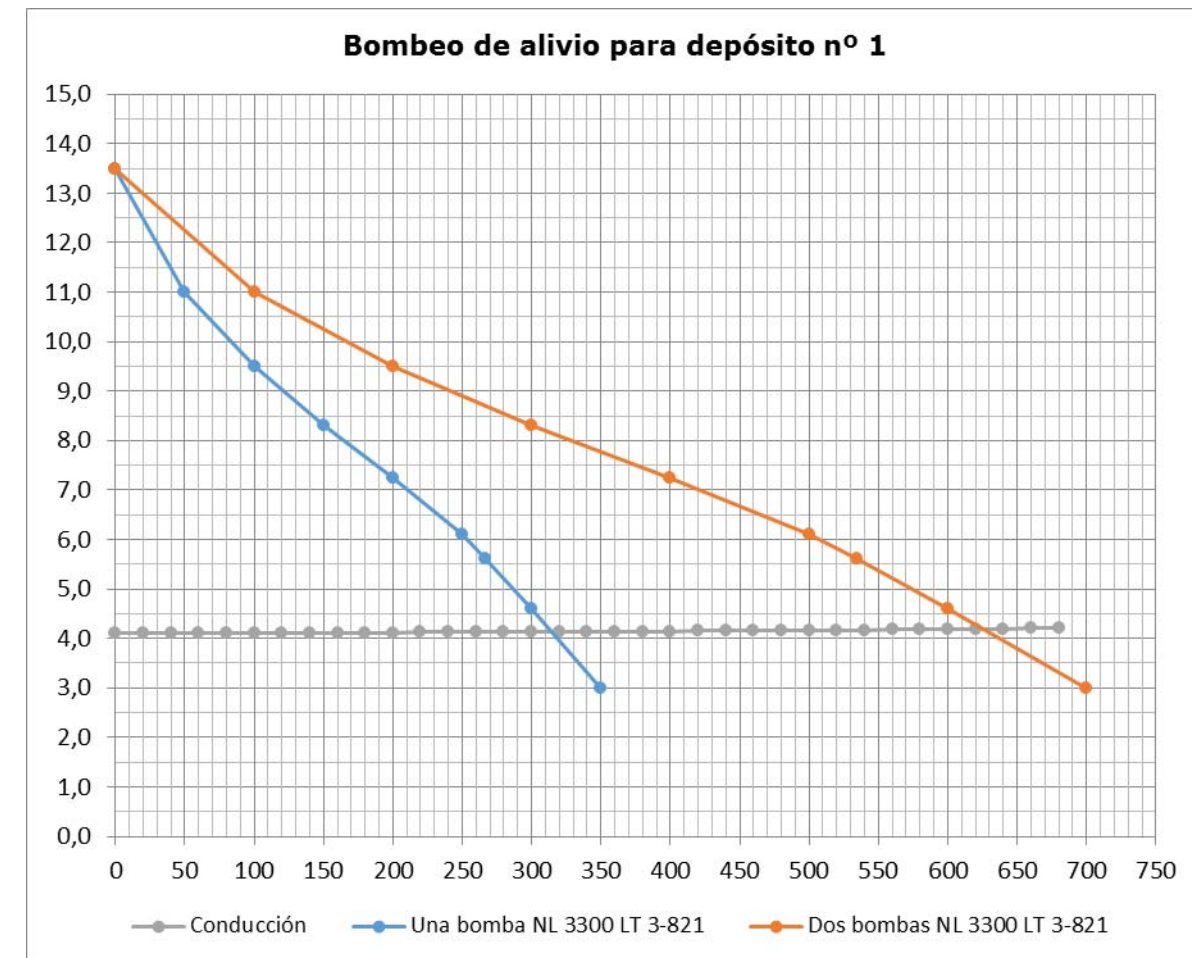


Figura 1. Bombeo de alivio para el depósito nº 1: punto de funcionamiento del sistema bomba-tubería

Según se aprecia en la gráfica, el punto de funcionamiento del sistema con dos bombas en servicio y rendimiento óptimo correspondería a un caudal total $Q = 625$ l/s (312,5 l/s por cada bomba) y una altura manométrica $H_m = 4,2$ m. No obstante, las bombas contarán con variadores de frecuencia para regular el caudal de bombeo u optimizar el consumo de energía.

2.2.2.1.2.6 Condiciones de mantenimiento

El mantenimiento de la instalación se limitará a mantener operativas las bombas, las sondas de nivel y el sistema eléctrico y control. En caso de avería de alguna bomba, se izará con la cadena existente, sin necesidad de bajar al pozo. Deberá seguirse el plan de mantenimiento previsto por fabricante y realizar pruebas periódicas de funcionamiento para evitar el deterioro de las bombas en caso de periodos secos.

2.2.2.2 Depósito 2 y bombeo 2

2.2.2.2.1 Depósito 2

El depósito 2 se sitúa bajo la nueva plaza entre el edificio existente con forma de U, el vial eje 22 y el equipamiento EQ-11.

Su capacidad es de aproximadamente 2100 m³. La cuenca de aportación es de 31.104 m², como puede verse en los planos del *Anexo 1*. Es cuadrado, con dimensiones interiores en planta de 34,5x34,5 m, y la altura desde la solera inferior hasta la cota de alivio, es de 2 m.

El esquema de funcionamiento se inicia con la recepción de aguas en una arqueta previa en la que se dispone de by-pass con alivio hacia la ría, para no pasar por el depósito en caso de necesidad de limpieza del mismo. En esta arqueta previa hay dos compuertas motorizadas. Una de ellas se sitúa hacia el tubo de alivio a la ría y se encontrará habitualmente cerrada. La otra se sitúa hacia el tubo de entrada al depósito y se encontrará habitualmente abierta. De esta forma se garantiza que el agua de lluvia entra siempre en el depósito. Únicamente se invertirá la apertura y cierre de compuertas explicada, para la limpieza del depósito. Tanto el tubo de entrada a este último, como el alivio, son de 800 mm, y hormigón armado.

El funcionamiento del depósito de almacenamiento es el siguiente:

El agua de lluvia entra en el depósito y se va acumulando hasta la cota prevista de alivio (+0.26). A partir de ese momento, con el depósito lleno, el agua entra, y a su vez sale, por el alivio previsto. En marea baja, la salida hacia la ría está garantizada.

Cuando la marea sea tal que no permita la salida, el agua de lluvia seguirá entrando en el depósito, almacenándose por encima de la cota de alivio hasta la cota +1.06, a partir de la cual entrarán en funcionamiento las dos bombas sumergidas (bombeo 1). El depósito se irá vaciando paulatinamente hasta alcanzar la cota +0.26, en la cual se sitúa el nivel de parada de las bombas.

Para la limpieza integral del depósito, como ya se ha mencionado, se colocan dos compuertas motorizadas en la arqueta previa. El vaciado de depósito para limpieza, deberá realizarse con las bombas sumergidas.

Con objeto de evitar la entrada de agua de la ría hacia el depósito se dispondrá de clapetas anti-retorno. Una en el tubo de alivio, y otras dos en la salida de la impulsión de las bombas.

La selección de la cota de solera del depósito obedece a la búsqueda de equilibrio entre las cargas y sub-presiones que evitan la cimentación profunda. La cota de rebose y de arranque de las bombas de evacuación, busca no poner excesivamente en carga la red de pluviales de entrada.

Por último se plantea un acceso desde la parte superior a la cámara seca, hueco para descarga de material, recambios etc y acceso al propio depósito de acumulación para limpieza. Las condiciones de salubridad de la instalación se completan con la acometida eléctrica para los equipos. Según lo indicado con anterioridad se ha previsto dotar a las instalaciones de un sistema de telecontrol que automatice el funcionamiento de las instalaciones, provocando el arranque o parada de los equipos en función de las necesidades del momento, grupo de presión, compuertas, regulación de agua potable y equipos de depuración.

Se prevé un nuevo Cuadro de Control para ubicar los equipos de telemando y telecontrol de las instalaciones del depósito, incluyendo un PLC, un procesador de comunicaciones y todas las protecciones asociadas.

El depósito se podrá controlar desde el Puesto de Control Central (a definir), y desde el Panel Operador instalado en el CGBT del propio depósito.

2.2.2.2.2 Bombeo 2

2.2.2.2.2.1 Parámetros de diseño del bombeo

En caso de tanque lleno, el bombeo de alivio deberá ser capaz de evacuar todo el caudal que entra al depósito, sin contar con ninguna laminación. Si se adopta un periodo de retorno de diseño de **10 años**, para el tanque nº 2 se obtiene un caudal de cálculo **Q = 655 l/s**. Como se describe en el apartado siguiente, cada bomba tendrá una impulsión independiente, por lo que el caudal unitario a impulsar será de $655/2 = 327,5$ l/s por cada bomba.

2.2.2.2.2.2 Descripción de la solución propuesta

Se ha previsto instalar **dos bombas**; puesto que el bombeo solo funcionará en situaciones de emergencia, no se ha previsto **ninguna bomba de reserva**. El sistema de bombeo proyectado comprende los siguientes elementos:

- Cada bomba se instalará sumergida en un **pozo de aspiración** independiente de 1,60x3,20 m², con cota de fondo a la -2,24 m y cota de tapa a la +3,21 m.
- Cada bomba contará con su propia **tubería de impulsión** totalmente independiente. El primer tramo de impulsión será de tubería de acero inoxidable DN 600 mm, mientras que el segundo tramo será de PEAD DN 630 mm.

2.2.2.2.2.3 Cálculo de la altura manométrica

A continuación se resumen los parámetros y resultados del cálculo de las pérdidas de carga previstas en cada situación, y se calcula la altura manométrica que deberán proporcionar las bombas.

• Altura geométrica:

- Altura de lámina en el pozo de aspiración: oscilará entre la +0,26 m (cota máxima en depósito) y la $-2,24 + 1,63 = -0,61$ m (cota de fondo de pozo + sumergencia mínima exigida por las bombas).
- Altura de lámina en la salida: oscilará entre la -2,13 m (bajamar más baja) y la +3,50 m (pleamar máxima más avenida).
- Altura geométrica máxima: 4,11 m.

• Características de la aspiración:

se han seleccionado bombas sumergidas, sin tubería de aspiración exenta.

• Características de la impulsión (tramo 1):

- Longitud de impulsión: 2,25 m.
- Material: acero.
- Diámetro: DN 600 mm (600 mm interior).
- Rugosidad: $k = 0,0009144$ m.

• Características de la impulsión (tramo 2):

- Longitud de impulsión: 20,10 m.
- Diámetro interior: a efectos de cálculo, se ha supuesto que la tubería de PEAD DN 630 mm tendrá espesor 24,1 mm (correspondiente a PE100, PN 6) y diámetro interior = 581,8 mm.
- Rugosidad: $k = 0,00012192$ m.

• Caudales de cálculo:

- Nº de bombas instaladas: 2.
- Nº de bombas que funcionan simultáneamente = 2.
- Caudal punta total = 655 l/s.
- Caudal punta unitario = 327,5 l/s para cada bomba.

COLECCIÓN DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARTEGIA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDEZKARITZA
 VISADO BISATUA
 12/01/2018

• **Cálculo de la altura manométrica:**

	Caudal en la conducción (l/s)	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material (mm)	Coefficiente de rugosidad (m)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga continua (m)	Coefficiente pérdidas de carga localizadas	Pérdidas de carga localizadas (m)	Pérdida de carga total (m)
Tramo 1 impulsión	327,50	2,25	600,0	acero	0,00091440	1,16	0,006	1,00	0,006	0,01
Tramo 2 impulsión	327,50	20,10	581,8	PEAD	0,00012192	1,23	0,040	1,00	0,040	0,08
Altura manométrica (m)										4,20

Tabla 2. Bombeo de alivio para el depósito nº 2: cálculo de la altura manométrica

2.2.2.2.2.4 Características de los equipos seleccionados

Se ha previsto equipar el bombeo de alivio del depósito nº 2 con **dos bombas** de marca Flygt, modelo NL 3300 LT 3-623 con rodete de 384 mm.

2.2.2.2.2.5 Comprobación del funcionamiento del sistema bomba-tubería

En las tablas y gráficas siguientes se indica el punto de funcionamiento real del sistema bomba-tubería, calculado a partir de las dimensiones finales de cada elemento:

Según se aprecia en la gráfica, el punto de funcionamiento del sistema con dos bombas en servicio y rendimiento óptimo correspondería a un caudal total $Q = 815 \text{ l/s}$ (407,5 l/s por cada bomba) y una altura manométrica $H_m = 4,2 \text{ m}$. No obstante, las bombas contarán con variadores de frecuencia para regular el caudal de bombeo u optimizar el consumo de energía.

2.2.2.2.2.6 Condiciones de mantenimiento

El mantenimiento de la instalación se limitará a mantener operativas las bombas, las sondas de nivel y el sistema eléctrico y control. En caso de avería de alguna bomba, se izará con la cadena existente, sin necesidad de bajar al pozo. Deberá seguirse el plan de mantenimiento previsto por fabricante y realizar pruebas periódicas de funcionamiento para evitar el deterioro de las bombas en caso de periodos secos.

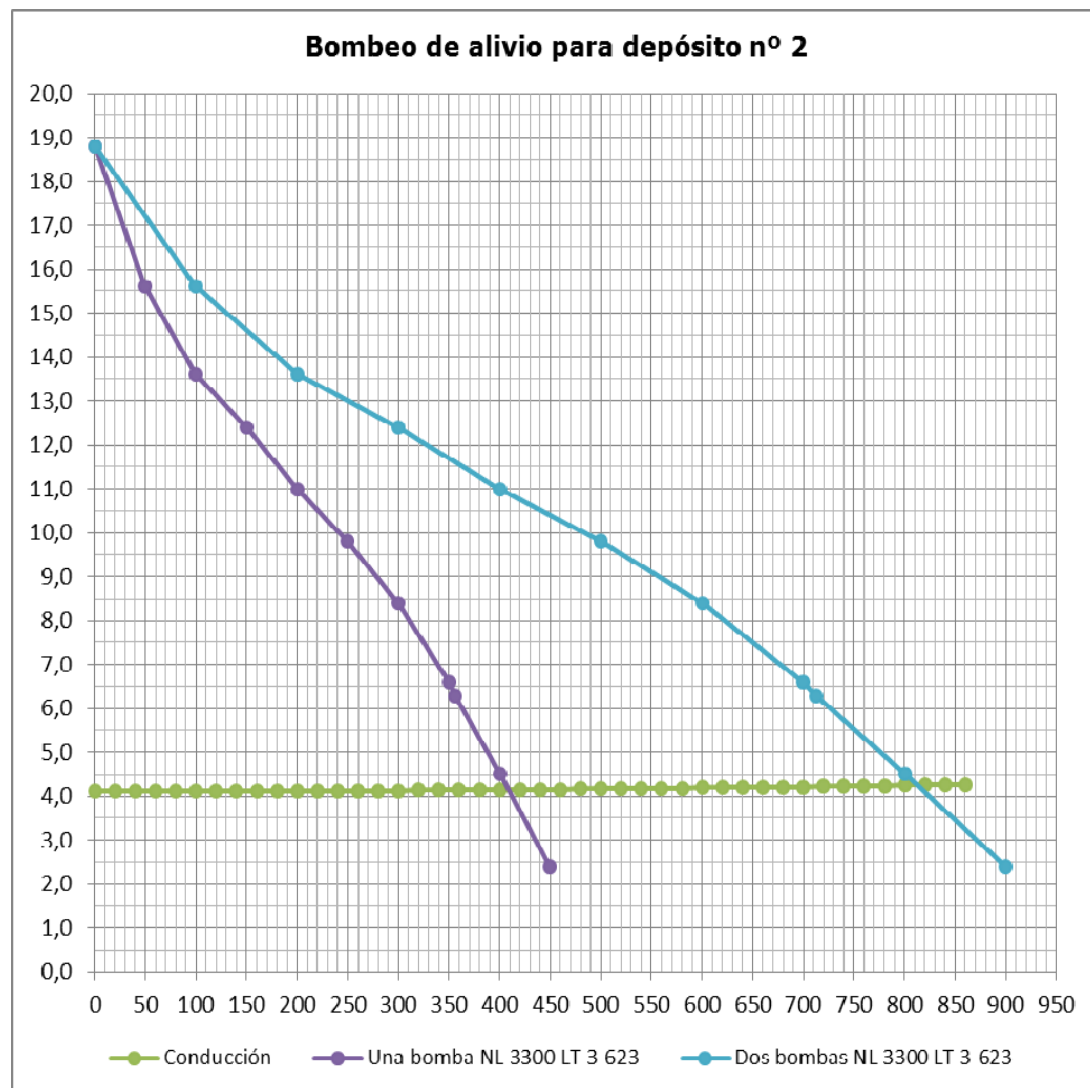


Figura 2. Bombeo de alivio para el depósito nº 2: punto de funcionamiento del sistema bomba-tubería

3. INUNDABILIDAD DE LA CALLE RIBERA DE ZORROZAURRE

La actual calle Ribera de Zorrozaurre tiene los mismos problemas de inundabilidad explicados en el apartado anterior para la calle Ribera de Deusto.

Sin embargo, en este caso, prácticamente todos los edificios existentes van a desaparecer, quedando únicamente 3 parcelas existentes a cota aproximada +3,00.

La solución que se adopta es subir la rasante de la calle de forma que ésta quede por encima de la lámina correspondiente al período de retorno T_r 100 años y adaptando las entradas a las 3 parcelas mencionadas.

Para ello se recrece sobre la calzada y muro de muelle actuales una altura variable entre 1,10 y 2,0 metros. La contención del recrecido hacia la ría, se resuelve mediante muro de hormigón ejecutado "in situ", retranqueado 0.6 metros con respecto a la alineación del muelle y revestido con mampostería.

El equipo redactor desea dejar constancia de que la actuación proyectada abarca únicamente desde las rasantes existentes hacia arriba. Los recrecidos planteados deberán ser analizados en el "Proyecto de Refuerzo de los Muelles" con objeto de definir la necesidad y tipo de refuerzo necesario de cara a garantizar la estabilidad del muro de mampostería y del conjunto.

Además, y con objeto de proteger la nueva calle generada en la ribera de la ría también para la avenida de $T=500$ años, se juega con la altura pieza de hormigón prefabricada que sirve de remate al nuevo muro. Dicha pieza se diseña con altura variable en algunas zonas con objeto de que la rasante de su coronación sea siempre igual o superior a la cota 4,1 (cota para $T=500$, según el "Estudio hidráulico de la Apertura del Canal de Deusto", considerando el nivel total en el Abra de 2,47).





COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIA ORDEZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ANEXO 1. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LOS PROBLEMAS DE EVACUACIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES EN LA CALLE RIBERA DE DEUSTO EN ZORROTZAURRE

12/01/2013
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIA ORDEZKARITZA
VISADO BISATUA



COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

Estudio de Alternativas de Solución a los problemas de evacuación de las aguas pluviales en la calle Ribera de Deusto en Zorrotzaurre.

**INFORME Nº 8. PLUVIALES
RIBERA DE DEUSTO**

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES	1
2. SOLUCIÓN MEDIANTE BOMBEOS	2
2.1 Descripción breve:.....	2
2.2 Justificación de esquema propuesto:.....	2
2.3 Ventajas e inconvenientes.....	5
3. SOLUCIÓN MEDIANTE ALMACENAMIENTO DEL AGUA DE LLUVIA DURANTE EL PERIODO DE MAREA ALTA	6
3.1 Descripción breve.....	6
3.2 Ventajas e inconvenientes.....	6
4. PLANOS	9

1. ANTECEDENTES

El Ayuntamiento de Bilbao ha manifestado en diversas reuniones mantenidas con la Comisión Gestora de Zorrotzaurre su preocupación por resolver los problemas actuales de inundabilidad de la calle Ribera de Deusto en Zorrotzaurre.

La calle Ribera de Zorrotzaurre se sitúa a cotas entorno a la +3, siendo la misma muy similar a la de pleamar máxima (sin tener en cuenta el caudal que pueda traer la ría debido a las cuencas de aportación del Nervión e Ibaizábal).

La calle plantea problemas en los momentos en que la ría alcanza y supera dicha cota.

Los problemas de inundación se resuelven mediante la ejecución de un peto diseñado para contener la lámina de agua de la ría calculada con los siguientes condicionantes:

- Lluvia en la cuenca de aportación correspondiente a un período de retorno de $T_r = 100$ años.
- Condición de contorno aguas abajo: +3,54 m sobre NMMA en el Abra, que se obtienen sumando:
 - La pleamar astronómica máxima = +2,81 m sobre NMMA.
 - La marea meteorológica con un 50% de probabilidad de superación = 0,39 m.
 - El ascenso del nivel del mar debido al cambio climático = 0,34 m (considerando las mismas hipótesis que las del *Estudio Hidráulico de la Apertura del Canal de Deusto* redactado por SAITEC para la Comisión Gestora de Zorrotzaurre en 2007).

Por otro lado, existe la **problemática de evacuar las aguas de lluvia cuando la ría se sitúe a cotas altas**, por encima de la +3 (contenidas mediante el peto explicado en el párrafo anterior), debidas, a pleamares máximas únicamente sin aportación de la cuenca, o bien, a la suma de pleamares y caudales de los ríos Nervión e Ibaizábal.

Para ello, se plantean dos alternativas:

- Mediante bombeo. El agua evacuará por gravedad hacia la ría en situación de marea baja. Cuando vaya subiendo la marea, el agua de lluvia irá subiendo de cota en los colectores hasta alcanzar la cota de alivio hacia el bombeo. Desde éste se impulsará a ría en presión en cualquier situación de marea.
- Mediante retención del agua de lluvia durante el período de marea alta. El agua evacuará por gravedad hacia la ría en situación de marea baja. Cuando vaya subiendo la marea, el agua de lluvia irá subiendo de cota en los colectores hasta alcanzar la cota de alivio hacia el tanque de tormentas. Éste se irá llenando progresivamente hasta que la lámina de agua de la ría baje y pueda vaciarse por gravedad.

Ambas alternativas se han diseñado para lluvias de período de retorno $T_r = 10$ años, por indicación de los técnicos del Ayuntamiento de Bilbao, siendo este el período de retorno habitual para el diseño de las redes de pluviales de las ciudades.

2. SOLUCIÓN MEDIANTE BOMBEO

2.1 Descripción breve:

La opción planteada de utilización de estación de bombeo se fundamenta en la imposibilidad de evacuación de aguas pluviales en situación de pleamar en la calle Ribera de Deusto con el nuevo planeamiento previsto en el Proyecto de Urbanización del Área Mixta de Zorrotzaurre. La alternativa de bombeo requiere impulsión y vertido a presión a la ría para evitar inundaciones en situación de tormenta pésima y marea alta. El caudal de aguas de lluvia procedente de la red de drenaje de la cuenca aliviará directamente en caso de que la carga de marea lo permita mientras que en caso contrario será dirigido a un pozo de bombeo que impulsará a presión hasta la ría a partir de cotas de marea superiores a +2,00 m. Por debajo aliviará por la propia conducción de impulsión. El caudal de bombeo que podrían desarrollar las bombas se plantea máximo y adecuado aportando en el esquema propuesto flexibilidad en su operación y mantenimiento.

2.2 Justificación de esquema propuesto:

Criterios de diseño:

Debido a las características del planeamiento proyectado y a los condicionantes de espacio existentes se decide segregarse el volumen total a tratar procedente de aguas pluviales en dos zonas 1 y 2 diferentes y por tanto dos estaciones diferentes representadas según planos adjuntos.

Por un lado estaría la cuenca de aportación (Cuenca1) correspondiente a la calle Ribera de Deusto y parte de las perpendiculares que vierten a la misma, desde el edificio 39 hasta la nueva parcela RD-8. Esta cuenca tiene una superficie de 32.055 m², dividiéndose la misma en varias sub-cuencas.

Por otro lado, la segunda cuenca (Cuenca 2) sería toda la manzana correspondiente a la iglesia, EQ-9, EQ-10 y los edificios de los portales del 59 al 39. Esta cuenca tiene una superficie de 38.337 m², dividiéndose la misma del mismo modo en varias sub-cuencas.

El cálculo del caudal instantáneo o máximo esperable de precipitación en función del tiempo de concentración, el área de la cuenca y el coeficiente de escorrentía se fundamenta en la aplicación del Método Racional siguiendo las recomendaciones de la Instrucción 5.2-IC de drenaje superficial (Ministerio de Fomento). Se adopta un tiempo de concentración de 15 minutos para la red proyectada y un aguacero por tanto de la misma duración para un período de retorno establecido de 10 años. El caudal obtenido correspondería a un valor máximo esperable y pésimo de cara al dimensionamiento de la instalación.

Los parámetros utilizados se basan en:

- Cuenca 1:
 - Área de drenaje= 32055 m²
 - Coeficiente de escorrentía = 0,8 para áreas urbanas.
 - Intensidad precipitación en mm/h a 10 años = 74.12
 - Intensidad precipitación en mm/h a 2 años = 45.59
 - Caudal máximo a 10 años 528 l/s
 - Caudal a 2 años 325 l/s
- Cuenca 2:
 - Área de drenaje= 38337 m²

- Coeficiente de escorrentía = 0,8 para áreas urbanas.
- Intensidad precipitación en mm/h a 10 años = 77.05
- Intensidad precipitación en mm/h a 2 años = 47.38
- Caudal máximo a 10 años 655 l/s
- Caudal a 2 años 403 l/s

Dimensionamiento de pozos de bombeo:

La estación de bombeo consta de elementos mecánicos, eléctricos y constructivos que deben estar seleccionados para el funcionamiento y mantenimiento adecuado del conjunto de la instalación.

- Forma de tanque receptor: Puede ser circular o rectangular, siendo más adecuado desde el punto de vista hidráulico esta última. Los circulares se utilizan en instalaciones pequeñas prefabricadas de poco caudal.
- Equipamiento mediante diseño en pozo húmedo o seco. Se entiende que dadas las condiciones de uso y funcionamiento puntual, espacio ocupado y coste de obra civil, el diseño en pozo húmedo es la opción más sencilla. De ese modo se requiere el uso de bombas sumergibles de flujo axial instaladas en hueco de hormigón y tubo de acero acoplado en descarga a presión y válvula anti-retorno.
- El volumen máximo no es limitante en relación a la septicidad de las aguas y la economía en el espacio ocupado y la obra civil. Por el contrario es necesario un mínimo volumen de regulación del pozo de bombeo limitado por el número de arranques por hora máximos adecuados para la vida útil de las bombas. Se toma la siguiente tabla por parte del manual de proveedor siendo el valor adoptado para potencias desde 37 a 110 kW el valor más restrictivo de 8 arranques/hora. El motor de la bomba seleccionada alcanza los 55 kW y el adoptado 10 arranques/hora.

Arranques/hora	
Potencia, kW	Arranques/hora
<11	12 – 20
11 a 37	10 – 17
37 a 110	8 – 14
110 a 160	7 – 12
>160	5 - 10

Para el diseño se opta por diseño único para ambas cuencas y un único tipo de bomba con funcionamiento válido para ambos caudales y amplio rango de caudales medios. Suponiendo caudal de 655,74 l/s ó 2360 m3/h. La cuenca 1 sería objeto de optimización más adelante.

Una vez seleccionado el número de arranques /h se calcula el periodo T (tiempo entre dos arranques consecutivos), mediante la expresión:

$T(s) = 3600/n^{\circ}$ arranques hora = 360 segundos = 6 minutos como mínimo entre arranques sea bomba principal o reserva.

El volumen útil mínimo viene dado por la expresión desarrollada de la referencia "Collection and Pumping of Wastewater" de Metcalf-Eddy y además propuesta por fabricante según:

$$V \text{ útil (l)} = T(s) * Q \text{ (l/s)} / 4 = 0,9 * Q \text{ (l/s)} / \text{ arranques} = \mathbf{58,95 \text{ m}^3}.$$

La condición extrema no ocurrente de arranques estaría marcada de manera desfavorable por el arranque y parada en sucesivos aguaceros consecutivos pésimos. Suponiendo un volumen de 59,1 m3 tardaría en llenarse 1,5 minutos y otros 1,5 minutos en vaciado a

caudal máximo de la bomba. En caso de que tras el primer aguacero parase la bomba y a continuación llegase otro de mismas características y así sucesivamente durante una hora el número de arranques alcanzaría el valor de 20. Teniendo en cuenta el funcionamiento alternado y controlado desde PLC de la bomba principal y reserva bajo estas circunstancias no ocurrentes sería por tanto de 10 arranques por hora siendo el valor adoptado inicialmente en el diseño. Se valida por tanto la propuesta en cualquiera de los casos.

Por tanto se adopta un pozo de bombeo de volumen total 128,8 m3 y volumen útil 59,1 m3. Las dimensiones en planta son estructura de hormigón armado de 8,66 m de largo por 3,5 m de ancho sin contar espesores de muros. La forma rectangular favorece el adecuado funcionamiento de este tipo de bombas, evitando entrada de aire, ausencia de corrientes y sumergencia mínima. Se realiza cámara tranquilizadora en llegada de conducción de entrada mediante muro ligero de hormigón para evitar turbulencias en cámara de aspiración.

Sistema hidráulico y funcionamiento

La tubería prevista para ambas conducciones será de diámetro 600 en acero o fundición dúctil con una longitud aproximada de 20 metros. La altura manométrica de la impulsión sería:

$$H_{manom} = H_{geométrica} + \Delta H_c + I + \text{Carga variable de marea} \approx 3,5 \text{ m}$$

El sistema propuesto constaría de esquema con 1+1 bombas verticales sumergibles de flujo axial principal y reserva con motores de 55 kW y 655 l/s. El funcionamiento sería alternado y controlado desde PLC. La instalación de las bombas es sencilla con simple apoyo en cono de hormigón y cadena de izado para mantenimiento.

El arranque del sistema se controlaría con sondas de nivel, arranque (+2.5m), parada (+0.55 m) y alarma (+2.7m). La entrada de agua al pozo se realiza en carga y la impulsión vierte a ría a cota +2,0 m. Una vez se alcanza la cota de arranque la bomba impulsará todo el agua del pozo de bombeo que se reciba hasta alcanzar la cota de parada. Al ser descarga en presión es necesario acoplar a las bombas la tubería de impulsión en acero o función con válvula anti-retorno. La cota de arranque únicamente se alcanzará en situación de lluvia y marea por encima de cota +2,00 m de modo que el funcionamiento será muy puntual.

El caudal máximo de bombeo será el máximo de aguacero de periodo de retorno 10 años. No obstante se dotarán a las bombas de variadores de frecuencia para regular el caudal de bombeo al máximo en caso de alcanzar sonda de alarma u optimizar consumos energéticos una vez comprobados los caudales medios recibidos en situación de explotación.

Se dispone de vaciado para limpieza y mantenimiento controlado con compuerta motorizada y alivio a ría a realizar en situaciones excepcionales de marea baja. La instalación incluirá la hornacina de acometida eléctrica, control de motores y PLC ubicada a nivel de urbanización.

En caso de situaciones excesivamente anómalas fallos de funcionamiento y lluvias con altos periodos de retorno la instalación vertería por alivio general en red previa a entrada a pozo o directamente por tubería de impulsión a cota +2,00 m. Por encima de este valor entraría en carga pudiendo provocar inundaciones a lo largo de las 6 horas que dura la pleamar máxima.

Condiciones de mantenimiento:

El mantenimiento de la instalación se limitará a mantener operativas las bombas, las sondas de nivel y el sistema eléctrico y control. En caso de avería de alguna de ellas se izarán con cadena existente sin necesidad de bajar al pozo para envío a reparación. Se

deberá seguir el plan de mantenimiento predictivo establecido por fabricante junto con pruebas periódicas de funcionamiento para evitar su deterioro en caso de periodos secos.

En situación de bajamares excepcionales se permitirá el vaciado del pozo para limpieza mediante accionamiento de compuerta motorizada. Esta limpieza se consideraría únicamente necesaria en caso de posibles atascos o colmataciones que si bien no se prevén pudieran ser imprescindibles tras varios años de operación. Para esta tarea y otras como cambios en la ubicación de las sondas o comprobaciones estructurales será necesario dejar acceso desde exterior con escalera.

2.3 Ventajas e inconvenientes

Ventajas:

- Baja ocupación de espacio en planeamiento urbano.
- Más control de daños ante situaciones extremas de inundación con altos periodos de retorno por encima de 10 años dado funcionamiento continuo y alternado de bombas durante las seis horas que dura pleamar.
- Flexibilidad de adaptación en explotación a esquemas de caudales máximos y medios reales recibidos.
- Costes de inversión inicial a verificar.

Inconvenientes:

- Costes de explotación anual previstos en energía, repuestos, mano de obra de revisiones y mantenimiento.
- Posibilidad de fallo de bomba principal, bomba reserva e incapacidad para controlar inundación durante las 6 horas de pleamar.
- Costes de inversión inicial a verificar.

3. SOLUCIÓN MEDIANTE ALMACENAMIENTO DEL AGUA DE LLUVIA DURANTE EL PERIODO DE MAREA ALTA

3.1 Descripción breve

Se ha dividido la zona en dos cuencas de aportación hacia la ría.

Por un lado estaría la cuenca de aportación (cuenca1) correspondiente a la calle Ribera de Deusto y parte de las perpendiculares que vierten a la misma, desde el edificio 39 hasta la nueva parcela RD-8. Esta cuenca tiene una superficie de 32.055 m², dividiéndose la misma en varias sub-cuencas.

Por otro lado, la segunda cuenca (cuenca 2) sería toda la manzana correspondiente a la iglesia, EQ-9, EQ-10 y los edificios de los portales del 59 al 39. Esta cuenca tiene una superficie de 38.337 m², dividiéndose la misma en varias sub-cuencas.

• Solución mediante almacenamiento para la cuenca 1

El volumen de almacenamiento se ha calculado de la siguiente forma:

Intensidad media mm/h para Tr= 10 años, y duración de lluvia de 6 horas (periodo aproximado de marea alta) = 14 mm/h

Coeficiente de escorrentía = 0.85

$$V= 32.055 \times 0.85 \times 0.014 \times 6 = 2288 \text{ m}^3$$

Este volumen de almacenamiento se puede lograr mediante un tanque únicamente o bien mediante la combinación de tubo de 2.000 mm y tanque.

La posibilidad de colocar un tubo de 2 metros alojado bajo la calle Ribera de Deusto, dada su anchura y la ubicación de otros servicios, se da únicamente entre los pks 0+650 y 0+860 del eje 19.

Por lo tanto hay dos posibilidades:

- Tanque de 2288 m³
- Tubo de 210 mm y 2 de diámetro (660 m³) + tanque de 1628 m³.

En los planos adjuntos se ha representado gráficamente sólo la opción a.

• Solución mediante almacenamiento para la cuenca 2

$$V= 38.337 \times 0.85 \times 0.014 \times 6 = 2737 \text{ m}^3.$$

Dada la estrechez de la calle Ribera de Deusto en esta zona y la necesidad de ubicar otros servicios, no se considera posible el almacenamiento mediante tubo de 2 metros, siendo la única opción planteada la de tanque.

3.2 Ventajas e inconvenientes

Ventajas

- La principal ventaja con respecto a la solución de bombeo es la de no necesidad de mantenimiento, salvo inspección visual anual y limpieza si se considera necesario.

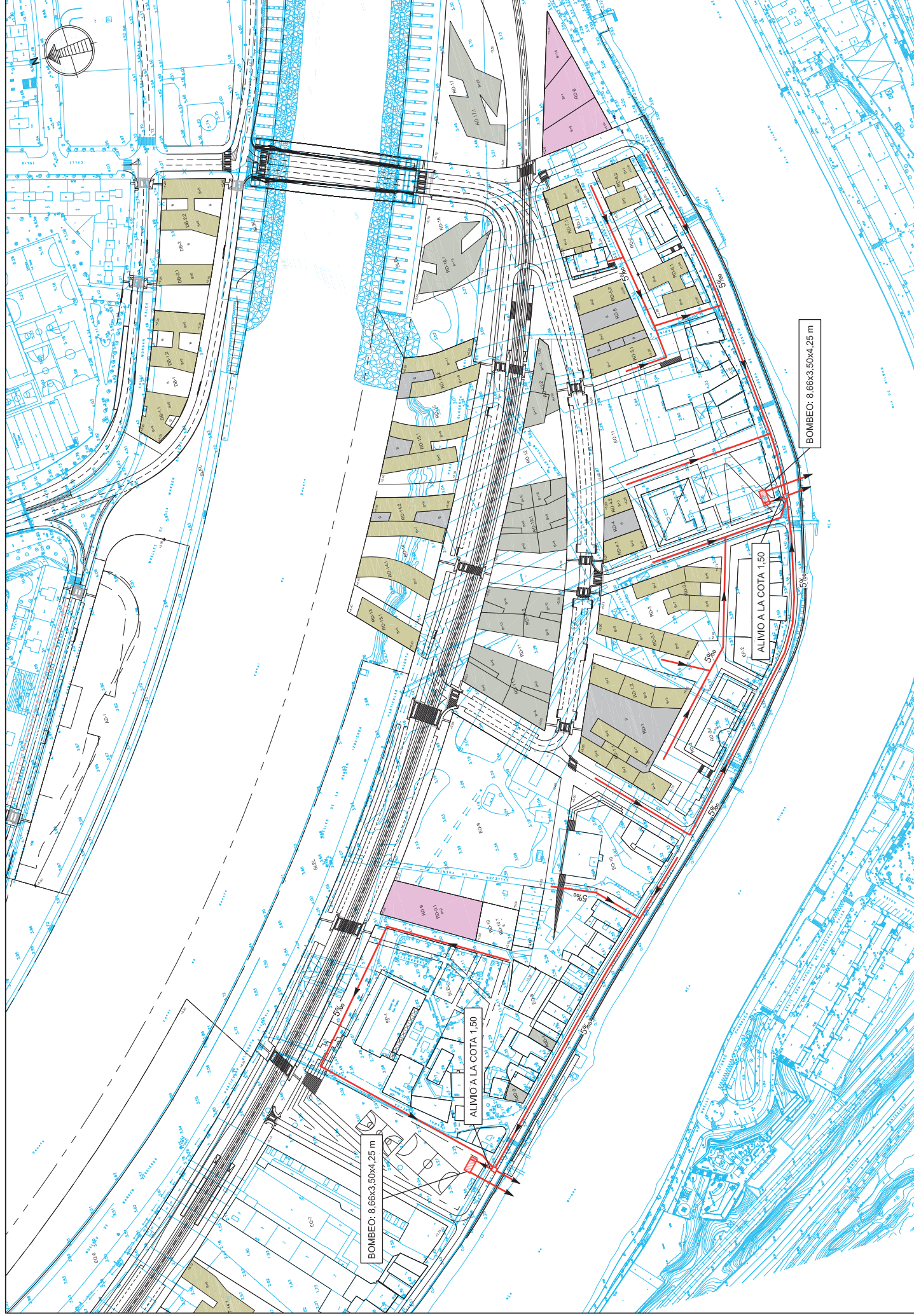
Inconvenientes

- Mayor presupuesto que la opción de bombeo. Además, al tratarse de un tanque situado al lado de la ría, el nivel freático está muy alto. Esto conlleva la necesidad de muros y

losas de espesor importante (al menos 0.5 m) con objeto de evitar flotabilidad, y por lo tanto cuantía de acero nada despreciable.

- La cota de la losa inferior del tanque de almacenamiento está condicionada para su evacuación en gravedad con marea baja, por lo tanto, debe ser entorno a la cota 0 (aproximadamente cota más alta de las mareas bajas). Si la ría lleva además caudal procedente de sus cuencas de aportación del Nervión e Ibaizábal, el tanque evacuará por gravedad hasta la cota en la que se sitúe la ría, pudiendo ser superior a la 0 y ocurrir por lo tanto, que se no pueda vaciar completamente.
- Funcionamiento en carga de los colectores de pluviales de entrada al tanque para el llenado del mismo.
- No cubre ante situaciones extremas de inundación con altos periodos de retorno. Una vez que el volumen de almacenamiento ha sido agotado, el agua de lluvia no entrará o saldrá por los sumideros.

4. PLANOS



VER.	FECHA	DESCRIPCION

PLANOS: PAISAJE PRELIMINAR DEFINITIVO

NOBRE: PROYECTO PLANTA ALTERNATIVA 2



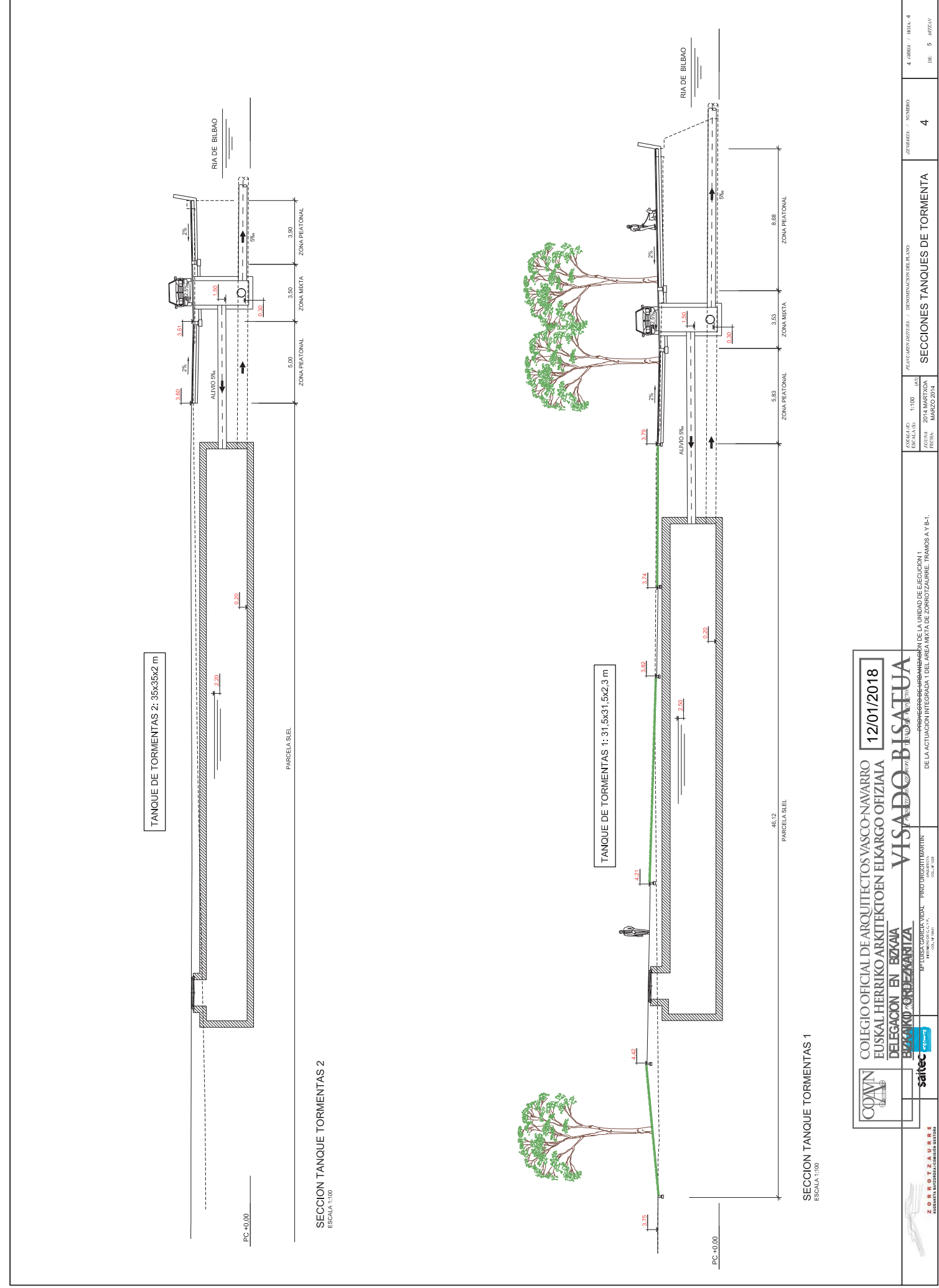
M^a LUISA GARCIA VIDAL
 PINO LURGOTTI MARTIN
 COL. 4. 2018

PROYECTO DE URBANIZACION DE LA UNIDAD DE EJECUCION 1
 DE LA ACTUACION INTEGRADA DEL AREA MIXTA DE ZORROZAUROE, TRAMOS A Y B-1.

ESCALA: 1:1000
 FECHA: 2014 MARTEA
 MARZO 2014

PLANTA ALTERNATIVA 2

ZONA: 3
 NUMERO: 3
 DE: 5



VER.	FECHA	DESCRIPCION

PLANOS: PAISAJE PRELIMINAR DEFINITIVO

NOBRE: PROYECTO SECCIONES TANQUES



M^a LUISA GARCIA VIDAL
 PINO LURGOTTI MARTIN
 COL. 4. 2018

PROYECTO DE URBANIZACION DE LA UNIDAD DE EJECUCION 1
 DE LA ACTUACION INTEGRADA DEL AREA MIXTA DE ZORROZAUROE, TRAMOS A Y B-1.

ESCALA: 1:100
 FECHA: 2014 MARTEA
 MARZO 2014

SECCIONES TANQUES DE TORMENTA

ZONA: 4
 NUMERO: 4
 DE: 5

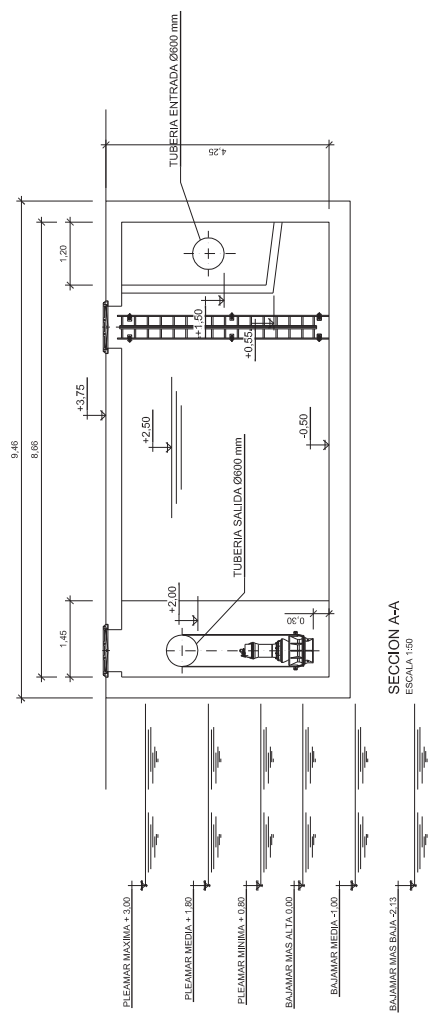
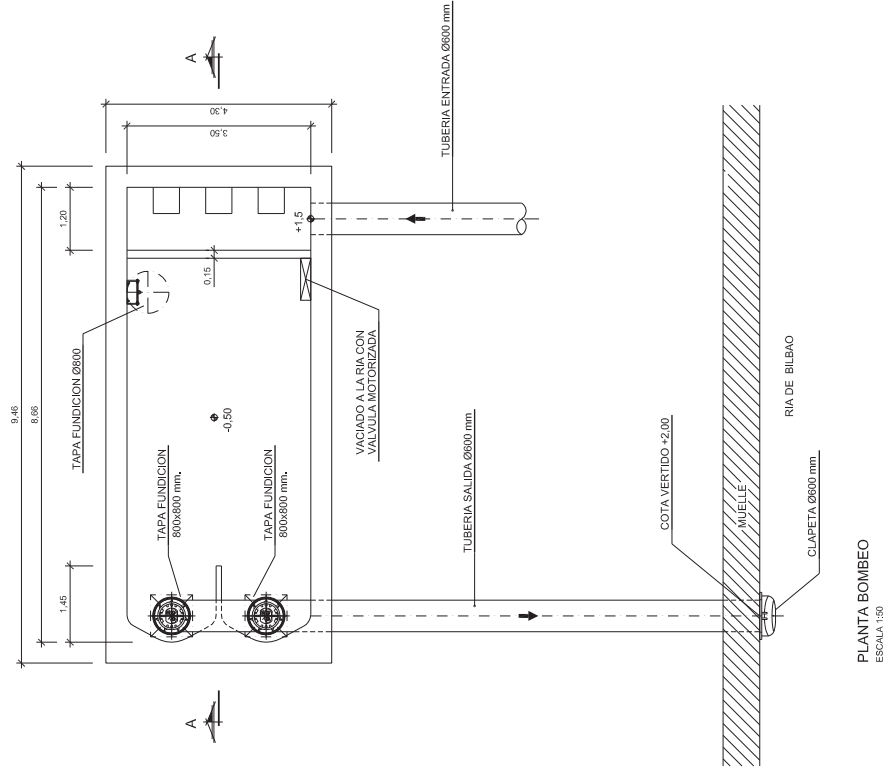
12/01/2018

COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARGO OFIZIALA
 DELEGACION EN BIZKAIA
VISADO BISIATUA

PROYECTO DE URBANIZACION DE LA UNIDAD DE EJECUCION 1
 DE LA ACTUACION INTEGRADA DEL AREA MIXTA DE ZORROZAUROE, TRAMOS A Y B-1.

M^a LUISA GARCIA VIDAL
 PINO LURGOTTI MARTIN
 COL. 4. 2018

saitec



NOMBRE: PROYECTO_05_BOMBEO.dwg

PLANTAS: PLAN CONSTRUCCION DE PROYECTO PRELIMINAR

VER.	FECHA	DESCRIPCION	USU.	VER.



PROYECTOS Y OBRAS
AUTOR AL SEÑOR PROYECTO
M^º LUISA GARCIA VIDAL PINO LURGOTTI MARTIN
C/O 4 1004

PROYECTO DE URBANIZACION DE LA UNIDAD DE EJECUCION 1
DE LA ACTUACION INTEGRADA 1 DEL AREA MIXTA DE ZORROZAUERRE, TRAMOS A Y B-1.

ESCALA: 1:100
FECHA: 2014 MARTEA
RECIBI: MARZO 2014

BOMBEO, PLANTA Y SECCION

5

5 / 0001 / 0004 5
DE 5 / 0001 / 0004 5



COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIA ORDEZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ANEXO 2. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DEL ELEMENTO DE BORDE





COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. CONDICIONES DE DISEÑO DEL PARAPETO
3. MODELO HIDRÁULICO UTILIZADO Y CALIBRACIÓN
4. DATOS DE PARTIDA
 - 4.1. Geometría del cauce
 - 4.1.1. Ámbito de la modelización
 - 4.1.2. Procedencia de la información
 - 4.1.3. Modelización de la apertura del canal de Deusto
 - 4.2. Definición geométrica de elementos singulares
 - 4.3. Caudales de cálculo
 - 4.4. Condiciones de contorno
 - 4.4.1. Condición de contorno en el extremo de aguas arriba
 - 4.4.2. Condición de contorno en el extremo de aguas abajo
 - 4.4.2.1. Análisis de las mareas en el puerto de Bilbao
5. PARÁMETROS DE LA MODELIZACIÓN
 - 5.1. Opciones generales de cálculo
 - 5.2. Coeficientes de rugosidad
 - 5.3. Opciones de cálculo de elementos singulares
 - 5.3.1. Azudes y puentes
 - 5.4. Características de las simulaciones
6. RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDRÁULICO
 - 6.1. Perfil longitudinal
 - 6.2. Cotas de lámina en cada sección
7. CONCLUSIONES



COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIA ORDEZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. SECCIONES TRANSVERSALES INTRODUCIDAS EN EL MODELO

FIGURA 2. HIDROGRAMA ANTES DE LA INCORPORACIÓN DE CAUDALES DEL RÍO CADAGUA (PERIODOS DE RETORNO DE 1.000, 500, 100, 50, 25, 10 Y 5 AÑOS)

FIGURA 3. HIDROGRAMA DESPUÉS DE LA INCORPORACIÓN DE CAUDALES DEL RÍO CADAGUA (PERIODOS DE RETORNO DE 1.000, 500, 100, 50, 25, 10 Y 5 AÑOS)



COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ÍNDICE DE TABLAS

- TABLA 1. EXTREMOS DEL TRAMO DEL ESTUDIO
- TABLA 2. ELEMENTOS SINGULARES INCLUIDOS EN LA MODELIZACIÓN
- TABLA 3. CAUDALES EN LA PEÑA PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO
- TABLA 4. PUNTOS DE INTEGRACIÓN DE CAUDALES DE AFLUENTES
- TABLA 5. NIVELES DE MAREA ASTRONÓMICA EN EL PUERTO DE BILBAO
- TABLA 6. PARÁMETROS DE LA DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL PARA LOS VALORES EXTREMOS DE LA SERIE DE MAREA METEOROLÓGICA
- TABLA 7. MAREAS METEOROLÓGICAS PARA CADA PERIODO DE RETORNO
- TABLA 8. ELEVACIÓN DEL NIVEL DEL MAR PARA CADA ESCENARIO DE CAMBIO CLIMÁTICO
- TABLA 9. CONDICIÓN DE CONTORNO AGUAS ABAJO
- TABLA 10. CARACTERÍSTICAS DE LA SIMULACIÓN REALIZADA



COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

1. INTRODUCCIÓN

La calle Ribera de Deusto se sitúa a cotas en torno a la +3,00 m sobre NMMA, muy próximas a la cota de la pleamar máxima. Por esta razón, la calle sufre frecuentes inundaciones cuando la pleamar coincide con el paso de caudales importantes por la ría. A priori, la solución pasaría por elevar la cota de rasante, pero esto no es posible, ya que se van a conservar la mayoría de las edificaciones existentes en la calle. Por tanto, el presente proyecto propone una solución alternativa que comprende:

- La construcción de **dos depósitos de almacenamiento de aguas pluviales**, capaces de retener el caudal del aguacero de 10 años y evacuarlo paulatinamente durante las horas de bajamar, y
- La construcción de un **parapeto** que evite la inundación de la zona durante avenidas de periodo de retorno bajo o medio.

El objeto de este anejo es justificar la cota adoptada para el diseño de este parapeto.

2. CONDICIONES DE DISEÑO DEL PARAPETO

Como condiciones de diseño del parapeto se han adoptado las siguientes:

- Lluvia en la cuenca de aportación correspondiente a un período de retorno de 100 años.
- Condición de contorno aguas abajo (considerando las mismas hipótesis que las del *Estudio Hidráulico de la Apertura del Canal de Deusto* redactado por SAITEC para la Comisión Gestora de Zorrotzaurre en 2007): +2,47 m sobre NMMA en el Abra, que se obtienen sumando:
 - La pleamar astronómica media = +1,74 m sobre NMMA.
 - La marea meteorológica con un 50% de probabilidad de superación = 0,39 m.
 - El ascenso del nivel del mar debido al cambio climático = 0,34 m.

3. MODELO HIDRÁULICO UTILIZADO Y CALIBRACIÓN

Para la determinación de la cota de diseño del parapeto, se ha simulado el comportamiento hidráulico de la ría de Bilbao mediante el programa HEC-RAS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. La versión empleada ha sido la 4.0 de marzo de 2008.

El modelo hidráulico se ha calibrado a partir de los datos de caudales y niveles correspondiente a la avenida del 27 de enero de 2009 y la gran avenida del 26-27 de agosto de 1983, por ser las únicas para las cuales se dispone de información completa no solo en cuanto a los niveles alcanzados, sino también a los caudales circulantes y a las cotas de marea durante el paso de la riada.

Como resultado del proceso de calibración, se han fijado los valores del coeficiente de rugosidad de Manning en todas las secciones incluidas en el modelo.

4. DATOS DE PARTIDA

En los siguientes puntos se especifica la procedencia de los datos utilizados para la modelización.

4.1. Geometría del cauce

4.1.1. Ámbito de la modelización

Se ha modelizado una longitud total de **15.500 metros** de la ría del Nervión, que comprenden desde el azud de La Peña en Bilbao hasta el muelle de Churruga en Las Arenas. Para esta modelización se han introducido **137 secciones** transversales, con anchuras suficientes para incluir no sólo el cauce principal sino también la llanura de inundación.

A continuación se incluye el esquema de la geometría introducida en el modelo:

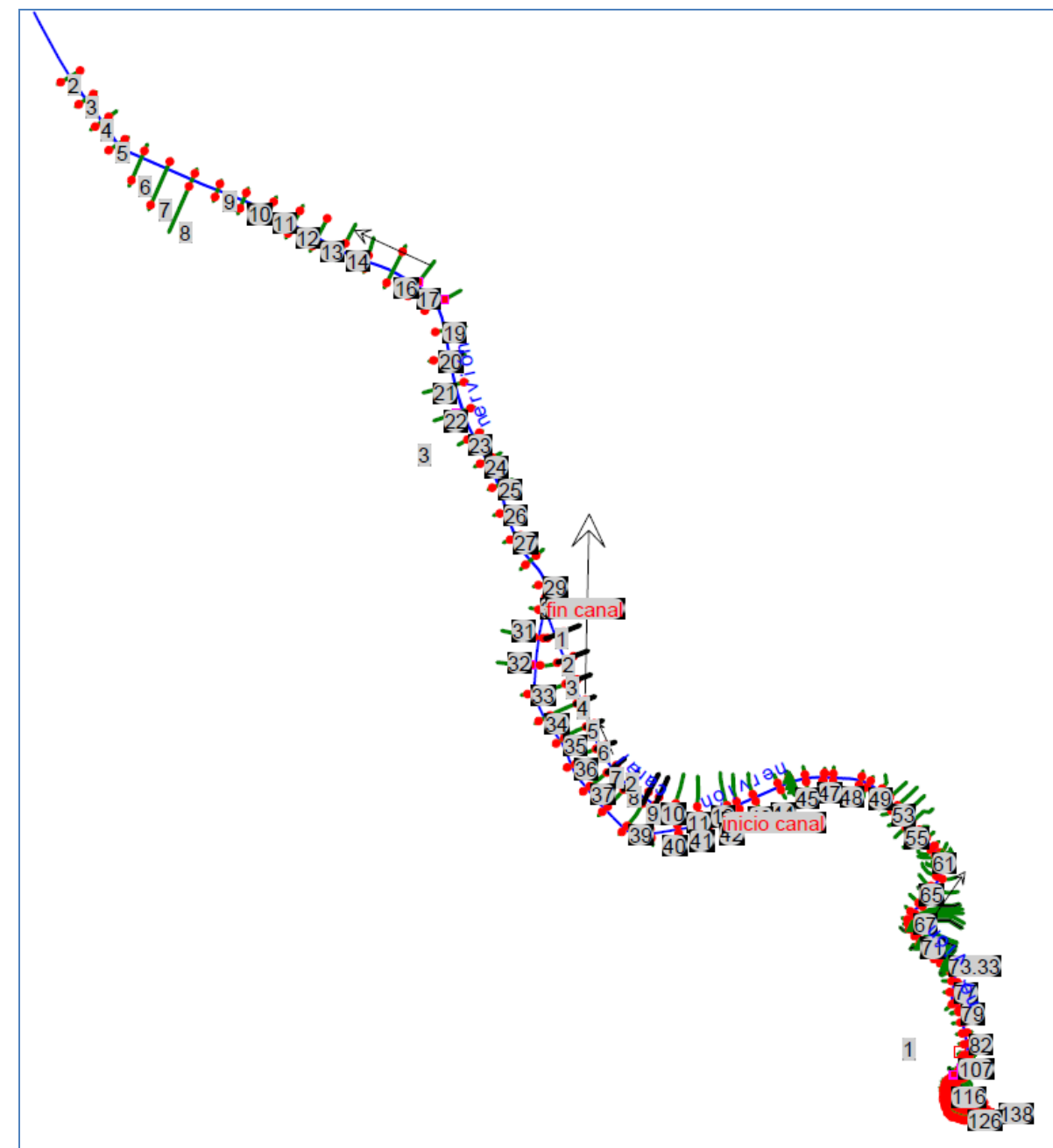


Figura 1. Secciones transversales introducidas en el modelo

Aunque los P.K. aumentan en el sentido de avance del río, la numeración de las secciones va de aguas abajo hacia aguas arriba, ya que así lo requiere el programa. De esta forma, los extremos del tramo de estudio serán:

Sección	P.K.	Descripción
138	0+000	Azud de La Peña - Extremo de aguas arriba
2	15+500	Desembocadura - Extremo de aguas abajo

Tabla 1. Extremos del tramo de estudio

4.1.2. Procedencia de la información

Las secciones introducidas en el programa proceden de varias fuentes:

- **Entre la sección 138** (P.K. 0+000, azud de La Peña) **y la sección 83** (P.K. 0+900), los transversales se han tomado del "Anteproyecto de las actuaciones de protección contra inundaciones de la ría de Bilbao", redactado por SAITEC para la Diputación Foral de Bizkaia, en diciembre de 2005, que a su vez se obtuvieron a partir de la cartografía a escala 1:1000 de la Diputación Foral de Bizkaia. En algunos puntos la geometría del cauce se completó con datos del Proyecto Constructivo de regeneración del tramo superior de la ría de Bilbao, incluido en el Proyecto Integral de regeneración medioambiental de la ría de Bilbao y redactado también por Saitec. para la Autoridad Portuaria de Bilbao en Junio de 1999.
- **Entre la sección 82** (P.K. 1+000) **y la sección 30** (aguas abajo del final del Canal de Deusto), los transversales se han tomado del "Estudio sobre las características y frecuencia de los dragados a realizar en la ría de Bilbao para el mantenimiento de su capacidad hidráulica", redactado por Saitec para el Ayuntamiento de Bilbao en Junio de 2009, puesto que la parte correspondiente al cauce se realizó con una batimetría más actualizada.
- **Entre la sección 29 y la sección 2** (P.K. 15+500, en la desembocadura), los transversales se han tomado del "Anteproyecto de las actuaciones de protección contra inundaciones de la ría de Bilbao", redactado por SAITEC para la Diputación Foral de Bizkaia, en diciembre de 2005, la geometría de las márgenes procede de la cartografía a escala 1:1000 de la Diputación Foral de Bizkaia y la geometría del cauce, se obtuvo de la batimetría proporcionada por la Autoridad Portuaria de Bilbao.

Además de las secciones transversales descritas, se han definido perfiles adicionales en todos los puntos singulares (puentes y azudes).

- Cada una de las secciones mencionadas ha sido revisada, comprobando su idoneidad mediante visitas a campo y la comparación con el modelo digital del terreno (en adelante MDT) de toda la zona de estudio realizado ex profeso para el presente estudio.
- Para la realización de dicho MDT se ha tomado la cartografía a escala 1:1.000 de la Diputación Foral de Bizkaia, la cartografía 1: 500 del Ayuntamiento de Bilbao, y las batimetrías de la ría realizadas por la Autoridad Portuaria y por el Ayuntamiento, y se han corregido y/o completado mediante levantamientos topográficos localizados y levantamiento manual de las capas de la cartografía que no contaban con coordenada Z (edificaciones, cerramientos y algunos viales).

4.1.3. Modelización de la apertura del canal de Deusto

En el modelo de situación actual se ha incluido ya la **apertura del canal de Deusto**; por tanto se incluye en el modelo un tramo de algo menos de 3 kilómetros de longitud correspondiente al canal, el cual se modeliza ya abierto y funcionando como cauce en paralelo al de la propia ría.

En este tramo se incluyen doce secciones transversales, que se han tomado del "Estudio sobre las características y frecuencia de los dragados a realizar en la ría de Bilbao para el mantenimiento de su capacidad hidráulica", redactado por SAITEC para el Ayuntamiento de Bilbao en Junio de 2009.

Las diez primeras se han dejado tal como se incluían en el estudio anterior y las dos últimas, correspondientes al tramo que actualmente falta por abrir, se han definido con una sección rectangular de 75 metros de anchura, que es la que se estableció como óptima en el "Estudio Hidráulico mediante la modelización con el programa MIKE-21 de la apertura del Canal de Deusto", redactado por Saitec en 2007 para la comisión gestora de Zorrozaurre.

Además, se ha bloqueado la parte más profunda de algunas de las secciones en previsión de que se forme una pendiente de equilibrio en todo el tramo una vez entre en funcionamiento (pendiente del 0,056% entre la sección 12 del canal y la sección 30 del tramo 3 del Nervión).

4.2. Definición geométrica de elementos singulares

Los elementos singulares de la zona de actuación (azudes y puentes) se han tomado de los estudios antecedentes, si bien se han revisado sus características geométricas y los métodos de cálculo en cada caso.

A continuación se incluye una lista de los elementos singulares en la zona de actuación:

Sección	P.K.	Descripción
137.95	0+000	Azud en La Peña - Inicio del estudio
106.5	0+641	Pasarela de La Peña
74.25	1+800	Puente de San Antón
71.25	2+083	Pasarela de La Ribera
68.25	2+262	Puente de La Merced
63.25	2+628	Puente del Arenal
59.25	2+995	Puente del Ayuntamiento
50.25	3+938	Puente de La Salve
47.65	4+335	Pasarela de Pedro Arrupe

Sección	P.K.	Descripción
46.25	4+659	Puente de Deusto

Tabla 2. Elementos singulares incluidos en la modelización

No se han incluido en el modelo los puentes de Miraflores, pasarela de Zubi-Zuri, Rontegi y Bizkaia, ya que no tienen ninguna influencia sobre el flujo, puesto que los tableros se encuentran muy por encima de la lámina de agua.

4.3. Caudales de cálculo

Los caudales utilizados para el estudio de la situación actual proceden del *Estudio de alternativas para la protección contra inundaciones de la ría de Bilbao* redactado por SAITEC para la Confederación Hidrográfica del Cantábrico en agosto de 2010. En la tabla siguiente se resumen los valores correspondientes a los caudales en La Peña.

T (años)	Caudal (m³/s) en La Peña
5	792,79
10	1.015,56
25	1.361,76
50	1.547,41
100	1.861,69
500	2.510,20
1000	2.880,46

Tabla 3. Caudales en La Peña para distintos periodos de retorno

Se han considerado además un total de tres puntos de integración de caudales en el modelo, para la simulación de la desembocadura de los principales afluentes de la ría, que son los siguientes:

Punto	Sección
La Peña	138
Incorporación de caudales los ríos Cadagua y Asua	27

Punto	Sección
Incorporación de caudales los ríos Galindo y Udondo	20

Tabla 4. Puntos de integración de caudales de afluentes

En cuanto a los citados puntos de integración, hay que señalar dos aspectos importantes:

- Los puntos de integración considerados no coinciden exactamente con las desembocaduras de los afluentes. En este caso, se supone que:
 - La aportación de caudales del Asua, que desemboca en la sección 24, se realiza conjuntamente con la del Cadagua en la sección 27. Así, estamos considerando que el río Asua desemboca 750 metros aguas arriba de donde lo hace en la realidad.
 - La aportación de caudales del Gobela-Udondo, que desemboca en la sección 13, se realiza conjuntamente con la del Galindo en la sección 20, por lo que el caudal del Gobela-Udondo se incorpora 1.250 metros aguas arriba de su verdadera desembocadura
 - Ambas hipótesis nos dejan del lado de la seguridad.
- No se han tenido en cuenta las posibles variaciones de caudal debidas a escorrentías laterales, por ser de muy pequeña magnitud frente a los caudales totales circulantes. Análogamente, a partir de los resultados del modelo sólo se podrán determinar las zonas que resultarían inundadas por el desbordamiento de la ría, no las que se verían afectadas por escorrentías locales o desbordamientos de los afluentes.

4.4. Condiciones de contorno

El programa requiere dos condiciones de contorno para cada tramo de río. En este caso, se han utilizado los valores considerados en el *“Estudio Hidráulico mediante la modelización con el programa MIE-21 de la apertura del Canal de Deusto”* de Mayo de 2007, que se obtuvieron como se describe a continuación.

4.4.1. Condición de contorno en el extremo de aguas arriba

Calado normal correspondiente a una pendiente longitudinal $I = 1,583\%$, que es la pendiente media en el tramo inicial de la ría.

4.4.2. Condición de contorno en el extremo de aguas abajo

Condición de contorno en el extremo de aguas abajo: cota de lámina conocida, igual a +2,74 metros en el Abra, obtenida de acuerdo a las siguientes hipótesis:

4.4.2.1. Análisis de las mareas en el puerto de Bilbao

La marea puede desglosarse como la suma de dos componentes, la marea astronómica y la componente meteorológica (residuo o marea meteorológica, como se la conoce vulgarmente).

En lo que se refiere a la marea astronómica, el puerto de Bilbao, como todos los puertos del Atlántico, presenta mareas de tipo semidiurno, es decir, con dos pleamares y dos bajamares diarias, claramente diferenciadas y con amplitud apreciable.



Por su parte, la marea meteorológica incluye todas las variaciones de nivel no periódicas, como las ocasionadas por variaciones de densidad, por variaciones de la presión atmosférica o por el viento.

Mientras que la marea astronómica, por su periodicidad, permite una caracterización determinista de los valores máximos, la caracterización extremal de la componente de residuo o meteorológica necesita un tratamiento probabilista en términos de período de retorno.

4.4.2.1.1. Análisis de la marea astronómica

A la hora de determinar el valor de diseño de la marea astronómica, es preciso analizar dos aspectos: por una parte, la probabilidad de coincidencia del caudal punta de la avenida con la pleamar; y, por otra parte, el valor de dicha pleamar.

En lo que se refiere a la **probabilidad de coincidencia de la pleamar con el paso del caudal punta**, se ha partido de los hidrogramas obtenidos en el estudio hidrológico del Plan Integral de Prevención de Inundaciones de la Comunidad Autónoma del País Vasco. A continuación aparecen los hidrogramas correspondientes a los puntos de integración nº 24 y nº 26, situados respectivamente antes y después de la confluencia del Nervión y el Cadagua:

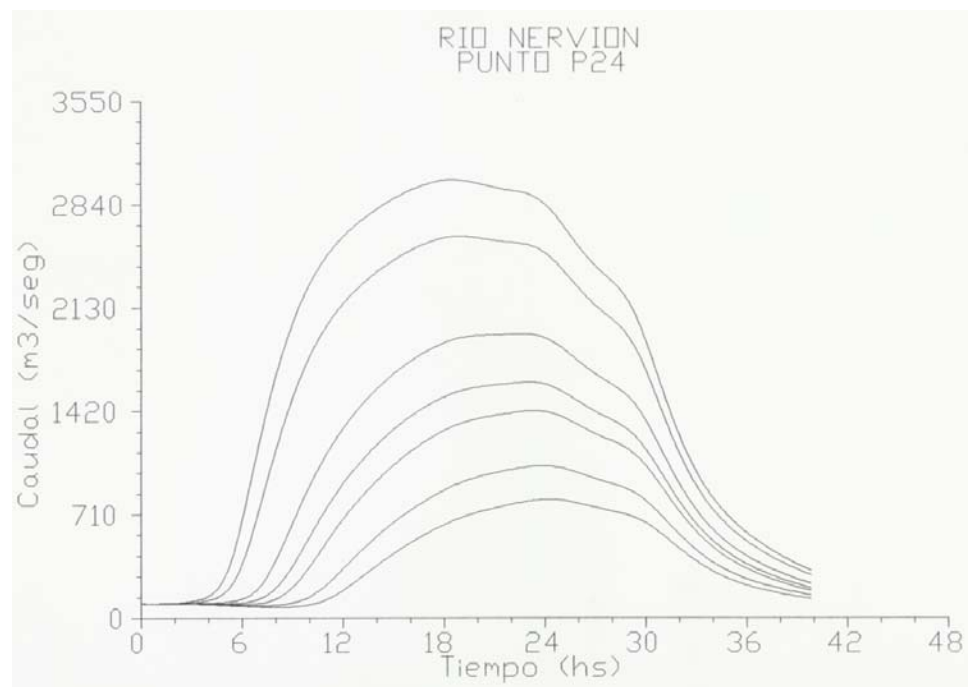


Figura 2. Hidrograma antes de la incorporación de caudales del río Cadagua (periodos de retorno de 1.000, 500, 100, 50, 25, 10 y 5 años)

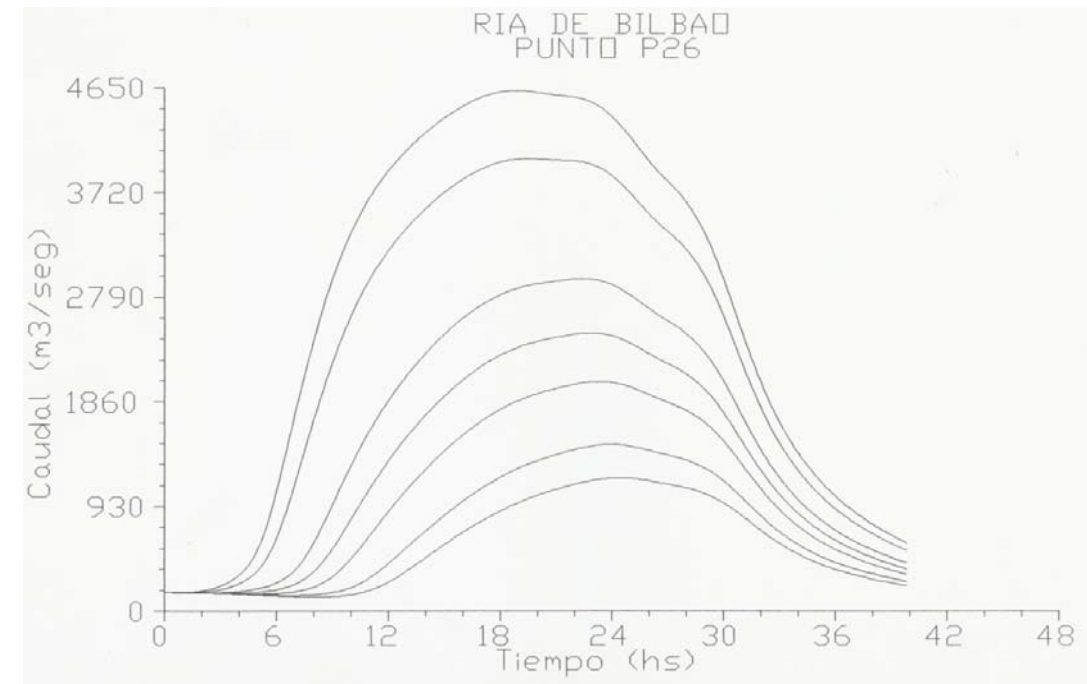


Figura 3. Hidrograma después de la incorporación de caudales del río Cadagua (periodos de retorno de 1.000, 500, 100, 50, 25, 10 y 5 años)

A la vista de ambos hidrogramas, y puesto que las mareas en el puerto de Bilbao son semidiurnas (una pleamar cada doce horas), se puede concluir que la punta de la avenida se extiende a lo largo de un periodo de tiempo lo suficientemente largo como para garantizar la coincidencia del caudal máximo con la pleamar.

En cuanto a la **altura de la pleamar**, se ha partido de los datos recogidos para el puerto de Bilbao en el informe Red de mareógrafos de puertos (Redmar). Resumen de parámetros relacionados con el nivel del mar y la marea que afectan a las condiciones de diseño y explotación portuaria, redactado en febrero de 2005 por la Dirección de Planificación y Desarrollo Portuario de Puertos del Estado.

En dicho informe, y a partir de la simulación de un ciclo nodal de 18,6 años, se obtienen los siguientes niveles de marea astronómica (la diferencia entre el cero del puerto y el nivel medio del Mediterráneo en Alicante en el momento en que se realizó el estudio era de 2,016 m):

	Valores referidos al cero del puerto (m)			Valores referidos al Nivel Medio del Mar en Alicante (m)		
	Máxima	Mínima	Media	Máxima	Mínima	Media
Pleamar	4,83	2,76	3,76	2,81	0,74	1,74
Bajamar	2,04	-0,11	0,99	0,02	-2,13	-1,03
Pleamar viva	4,83	3,8	4,32	2,81	1,78	2,30

	Valores referidos al cero del puerto (m)			Valores referidos al Nivel Medio del Mar en Alicante (m)		
	Máxima	Mínima	Media	Máxima	Mínima	Media
Bajamar viva	0,97	-0,11	0,44	-1,05	-2,13	-1,58
Pleamar muerta	3,52	2,76	3,16	1,50	0,74	1,14
Bajamar muerta	2,04	1,09	1,59	0,02	-0,93	-0,43

Tabla 5. Niveles de marea astronómica en el puerto de Bilbao

De la tabla anterior se desprende que, para el puerto de Bilbao, las pleamares astronómicas pueden variar entre un máximo de 2,81 metros y un mínimo de 0,74 metros, con un valor medio de 1,74 metros referidos al nivel medio del Mediterráneo en Alicante.

4.4.2.1.2. Análisis de la marea meteorológica

Para el análisis de la marea meteorológica se ha partido del informe Red de mareógrafos de puertos (Redmar). Resumen de parámetros relacionados con el nivel del mar y la marea que afectan a las condiciones de diseño y explotación portuaria, ya mencionado, donde a las series de niveles totales medidos en el mareógrafo de Santurce se les ha restado la componente de marea astronómica para obtener una serie de residuos.

De acuerdo con dicho informe, los valores extremos de la serie de residuos pueden ajustarse a una distribución de Weibull:

$$Xr = \beta \left[-\ln \left(\frac{1}{\lambda \cdot Pr} \right) \right]^{\frac{1}{\gamma}} + \alpha$$

donde, para el caso de Bilbao, los parámetros adoptan los siguientes valores:

α	8,9
β	12,2
γ	1,5
λ	24,8

Tabla 6. Parámetros de la distribución de Weibull para los valores extremos de la serie de marea meteorológica

De este modo, se obtienen los siguientes residuos máximos para cada periodo de retorno:

Periodo de retorno (años)	Marea meteorológica (m)
2	0,39
5	0,44
10	0,47
20	0,50
25	0,51
50	0,54
100	0,57
300	0,61
500	0,63
600	0,64

Tabla 7. Mareas meteorológicas para cada periodo de retorno

4.4.2.1.3. Consideraciones sobre el cambio climático

Debido al horizonte temporal en el que deben plantearse una actuación urbanística como las de protección contra inundaciones de Bilbao, es preciso tomar en consideración el efecto que puede tener el cambio climático sobre el nivel del mar en el futuro.

A este respecto, la Organización de las Naciones Unidas ha publicado el *Cuarto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC)*, aprobado definitivamente en noviembre de 2007. Este informe aún estaba en redacción cuando se redactó el "Estudio Hidráulico mediante la modelización con el programa MIKE-21 de la apertura del Canal de Deusto" de Mayo de 2007, por lo que en el presente estudio se han revisado las conclusiones de dicho informe. En concreto, se han tomado los datos de aumento del nivel del mar de la tabla del Informe de síntesis del Cuarto Informe de Evaluación, que se incluye a continuación, y que no ha sufrido modificaciones con respecto a lo tenido en cuenta en el estudio de 2007.

COMITADO REGULADOR DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EL SECTORS ARKITEKTURAREN ELKARGO OFIZIALA
 VISADO BISATUA
 DELEGACION EN BILBAO
 Euzkako Ordenantza
 12/01/2018

Escenario	Elevación del nivel del mar (diferencia en metros del nivel en 2090-2099 respecto al nivel de 1980-1999)
B1	0,18 - 0,38
A1T	0,20 - 0,45
B2	0,20 - 0,43
A1B	0,21 - 0,48
A2	0,23 - 0,51
A1FI	0,26 - 0,59

Tabla 8. Elevación del nivel del mar para cada escenario de cambio climático

Los escenarios son los establecidos en el *Informe especial sobre escenarios de emisiones (IE-EE)* aprobado en marzo de 2000. Estos escenarios no incluyen iniciativas adicionales en relación con el clima, es decir, en ninguno de ellos se da por supuesto que se cumplan ni la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el cambio climático ni los objetivos de emisiones establecidos en el Protocolo de Kyoto.

4.4.2.1.4. Valor de marea propuesto para el diseño

En el presente estudio se ha adoptado como criterio conservador, el de hacer coincidir el paso del caudal de avenida correspondiente al período de retorno de 500 años con:

- La pleamar astronómica media.
- La marea meteorológica cuya probabilidad de excedencia en un año sea del 50%.

Con este criterio se obtiene la siguiente condición de contorno en el Abra:

Pleamar astronómica media (m sobre NMMA)	1,74
Marea meteorológica para T = 2 años (m)	0,39
Sobreelevación por el cambio climático	0,34
Nivel total en el Abra (m sobre NMMA)	2,47

Tabla 9. Condición de contorno aguas abajo

5. PARÁMETROS DE LA MODELIZACIÓN

A continuación se resumen los parámetros y métodos de cálculo empleados en la simulación:

5.1. Opciones generales de cálculo

- Régimen de flujo: mixto.
- Método de cálculo del transporte:

Para calcular el transporte y la energía cinética, el programa divide la sección en diferentes subsecciones. El método elegido es el de dividir la sección en tantas franjas verticales como zonas de distinta n de Manning existan.

- Método de cálculo de la pendiente hidráulica:

La pendiente de la línea de energía entre dos secciones 1 y 2 se obtendrá como:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

donde:

Q caudal

K transporte, definido a partir de la ecuación de Manning como:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3}$$

donde:

n coeficiente de rugosidad de Manning

A sección

R radio hidráulico

- Método de cálculo del calado crítico: método de búsqueda múltiple

5.2. Coeficientes de rugosidad

Los coeficientes de rugosidad empleados en cada tramo de cada sección se han ajustado mediante el proceso de calibración mencionado en el apartado 3.

5.3. Opciones de cálculo de elementos singulares

5.3.1. Azudes y puentes

Los métodos de cálculo y los valores de los parámetros utilizados en el cálculo de los azudes y puentes en el tramo de estudio han sido los recomendados por el manual del programa HEC-RAS, aunque han sido ajustados en el proceso de calibración del modelo. Se resumen a continuación:

- Cálculo del azud del perfil 94 (azud de La Peña):
El azud se ha modelizado mediante la opción *Inline Weir Spillway*, con un coeficiente de desagüe $C_d = 1'66 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.
- Cálculo del puente del perfil 106.5 (pasarela de La Peña):
 - Métodos de cálculo para caudales bajos: método de la energía.
 - Método de cálculo para caudales altos: método de la energía.
 - Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes:
 - $C_c = 0'1$, $C_e = 0'3$ (no se produce contracción ni expansión del flujo).
- Cálculo del puente del perfil 74.25 (puente de San Antón):
 - Métodos de cálculo para caudales bajos:
 - ~ Método de la energía
 - ~ Método del momento, con un coeficiente de desagüe de las pilas de $C_D = 1'33$.
 - *Método de cálculo para caudales altos*: combinación de flujo en presión y vertido sobre el tablero, con un coeficiente de vertido $C_d = 1'05 \text{ m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$.
 - *Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes*:
 - $C_c = 0'3$, $C_e = 0'5$.
- Cálculo del puente del perfil 71.25 (pasarela de La Ribera):
 - Métodos de cálculo para caudales bajos:
 - ~ Método de la energía
 - ~ Método del momento, con un coeficiente de desagüe de las pilas de $C_D = 1'33$.
 - Método de cálculo para caudales altos: método de la energía.
 - Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes: $C_c = 0'7$, $C_e = 0'9$.
- Cálculo del puente del perfil 68.25 (puente de La Merced):
 - Método de cálculo para caudales bajos: método de la energía.
 - *Método de cálculo para caudales altos*: combinación de flujo en presión y vertido sobre el tablero, con un coeficiente de vertido $C_d = 0'80 \text{ m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$.
 - Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes: $C_c = 0'1$, $C_e = 0'3$.
- Cálculo del puente del perfil 63.25 (puente del Arenal):
 - Métodos de cálculo para caudales bajos:
 - ~ Método de la energía
 - ~ Método del momento, con un coeficiente de desagüe de las pilas de $C_D = 1'33$.
 - Método de cálculo para caudales altos: método de la energía.
 - Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes: $C_c = 0'3$, $C_e = 0'5$.
- Cálculo del puente del perfil 59.25 (puente del Ayuntamiento):
 - Método de cálculo para caudales bajos:
 - ~ Método de la energía
 - ~ Método del momento, con un coeficiente de desagüe de las pilas de $C_D = 1'33$.
 - Método de cálculo para caudales altos: método de la energía.
 - Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes: $C_c = 0'2$, $C_e = 0'4$.
- Cálculo del puente del perfil 50.25 (puente de La Salve):
 - Método de cálculo para caudales bajos: método de la energía.
 - Método de cálculo para caudales altos: método de la energía.

- *Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes*: $C_c = 0'1$, $C_e = 0'3$ (no hay ni contracción ni expansión del flujo).
- Cálculo del puente del perfil 47.65 (pasarela de Pedro Arrupe):
 - *Método de cálculo para caudales bajos*: método de la energía.
 - *Método de cálculo para caudales altos*: método de la energía.
 - *Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes*: $C_c = 0'1$, $C_e = 0'3$ (no hay ni contracción ni expansión del flujo).
- Cálculo del puente del perfil 46.25 (puente de Deusto):
 - Métodos de cálculo para caudales bajos:
 - ~ Método de la energía
 - ~ Método del momento, con un coeficiente de desagüe de las pilas de $C_D = 1'33$.
 - *Método de cálculo para caudales altos*: método de la energía.
 - *Coeficientes de contracción y expansión en las secciones adyacentes*: $C_c = 0'4$, $C_e = 0'6$.

5.4. Características de las simulaciones

Modelo:	zorrozaurre01	zorrozaurre01.prj
Plan:	canal+rellenos_01+Qtodos+2,47 m	zorrozaurre01.p04
Fichero de geometría:	canal+rellenos_01	zorrozaurre01.g02
Fichero de flujo:	Qtodos+2,47 m	zorrozaurre01.f04

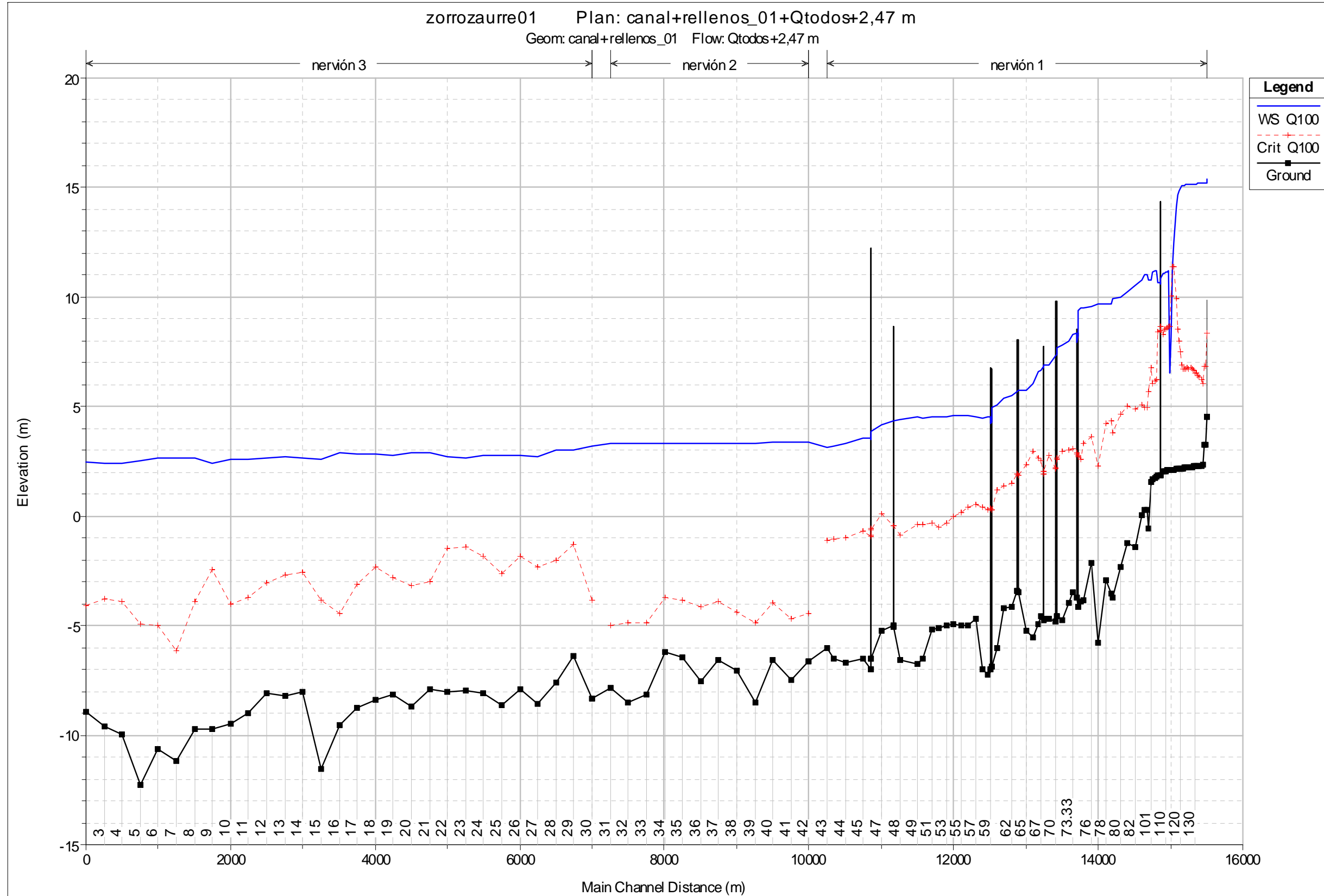
Tabla 10. Características de la simulación realizada

6. RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDRÁULICO

A continuación se incluye el perfil longitudinal de la ría en el que se representan las láminas de agua para 100 años de periodo de retorno. Asimismo se incluye una tabla con las alturas de láminas obtenidas en cada sección.



6.1. Perfil longitudinal



6.2. Cotas de lámina en cada sección

En la siguiente tabla se resumen los resultados del cálculo en cada sección; se han destacado en azul las secciones correspondientes a la isla de Zorrozaurre:

Sección	Perfil	Caudal (m³/s)	Cota de rasante (m)	Cota de lámina (m)	Cota de lámina correspondiente al calado crítico (m)	Altura de energía (m)	Pendiente hidráulica (m/m)	Velocidad en el canal principal (m/s)	Área de flujo (m²)	Anchura máxima de la lámina (m)	Nº de Froude en el canal principal
138	Q100	1.861,00	4,52	15,42	8,33	15,60	0,000159	1,88	1.039,24	111,39	0,18
137,95		Inl Struct									
137,9	Q100	1.861,00	4,52	15,19	8,33	15,37	0,000172	1,92	1.013,75	109,58	0,19
137	Q100	1.861,00	3,25	15,21	6,81	15,36	0,000187	1,70	1.101,55	109,93	0,16
136	Q100	1.861,00	3,25	15,21	6,84	15,36	0,000179	1,71	1.104,37	113,24	0,16
135	Q100	1.861,00	2,32	15,21	6,03	15,35	0,000153	1,65	1.147,77	108,48	0,15
134	Q100	1.861,00	2,31	15,20	6,21	15,35	0,000162	1,70	1.119,66	115,82	0,15
133	Q100	1.861,00	2,30	15,19	6,33	15,34	0,000168	1,74	1.102,78	112,47	0,16
132	Q100	1.861,00	2,29	15,18	6,43	15,34	0,000173	1,77	1.085,82	108,34	0,16
131	Q100	1.861,00	2,27	15,17	6,54	15,33	0,000182	1,80	1.053,20	104,65	0,17
130	Q100	1.861,00	2,27	15,16	6,54	15,33	0,000186	1,80	1.041,39	96,61	0,17
129	Q100	1.861,00	2,26	15,15	6,63	15,32	0,000192	1,85	1.023,21	103,89	0,18
128	Q100	1.861,00	2,25	15,14	6,71	15,32	0,000194	1,88	1.015,57	102,59	0,18
127	Q100	1.861,00	2,24	15,14	6,77	15,32	0,000203	1,88	1.012,95	104,79	0,18
126	Q100	1.861,00	2,23	15,14	6,72	15,31	0,000192	1,85	1.034,51	109,14	0,18
125	Q100	1.861,00	2,21	15,13	6,75	15,30	0,000203	1,88	1.024,17	117,65	0,18
124	Q100	1.861,00	2,22	15,12	6,73	15,30	0,000200	1,85	1.019,69	111,58	0,18
123	Q100	1.861,00	2,20	15,11	6,71	15,29	0,000204	1,88	1.001,05	104,09	0,18
122	Q100	1.861,00	2,19	15,11	6,72	15,29	0,000205	1,89	997,60	102,88	0,18
121	Q100	1.861,00	2,18	15,06	6,87	15,28	0,000251	2,07	909,64	84,27	0,19
120	Q100	1.861,00	2,17	14,95	7,50	15,27	0,000339	2,49	759,92	73,38	0,24
119	Q100	1.861,00	2,16	14,83	8,02	15,25	0,000471	2,87	659,41	65,83	0,28
118	Q100	1.861,00	2,15	14,68	8,51	15,22	0,000636	3,29	580,03	59,61	0,32
117	Q100	1.861,00	2,14	14,10	9,93	15,15	0,001557	4,63	433,66	57,15	0,48
116	Q100	1.861,00	2,13	12,49	11,39	14,96	0,005477	6,96	267,24	36,09	0,82

COAVN
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARGO OFIZIALA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDEZKARITZA
 12/01/2018
VISADO BISATUA

Sección	Perfil	Caudal (m³/s)	Cota de rasante (m)	Cota de lámina (m)	Cota de lámina correspondiente al calado crítico (m)	Altura de energía (m)	Pendiente hidráulica (m/m)	Velocidad en el canal principal (m/s)	Área de flujo (m²)	Anchura máxima de la lámina (m)	Nº de Froude en el canal principal
115	Q100	1.861,00	2,12	11,37	11,37	14,74	0,008351	8,13	228,90	34,00	1,00
114	Q100	1.861,00	2,11	8,16	10,03	14,21	0,022323	10,90	170,74	36,94	1,62
113	Q100	1.861,00	2,10	6,52	8,68	13,55	0,035739	11,75	158,33	45,02	2,00
112	Q100	1.861,00	2,09	11,19	8,68	12,28	0,002366	4,62	402,79	59,34	0,57
111	Q100	1.861,00	2,08	11,16	8,60	12,23	0,002304	4,58	405,98	59,55	0,56
110	Q100	1.861,00	2,07	11,12	8,53	12,18	0,002260	4,56	407,98	59,38	0,56
109	Q100	1.861,00	2,06	11,07	8,53	12,13	0,002300	4,57	407,29	59,90	0,56
108	Q100	1.861,00	2,05	11,09	8,31	12,06	0,002032	4,37	425,83	61,50	0,53
107	Q100	1.861,00	1,89	10,82	8,48	11,98	0,002598	4,77	390,52	58,60	0,59
106,5		Bridge									
106	Q100	1.861,00	1,89	10,68	8,49	11,89	0,002745	4,88	381,70	57,44	0,60
105	Q100	1.861,00	1,85	10,68	8,43	11,80	0,002306	4,77	432,92	94,67	0,56
104	Q100	1.861,00	1,82	11,18	6,23	11,55	0,000578	2,69	725,92	96,02	0,29
103	Q100	1.861,00	1,74	11,19	6,15	11,52	0,000534	2,60	777,43	109,75	0,28
102	Q100	1.861,00	1,66	11,16	6,07	11,51	0,000539	2,63	747,87	97,46	0,28
101	Q100	1.861,00	1,59	10,77	6,77	11,45	0,001466	3,72	535,41	68,46	0,40
85	Q100	1.861,00	-0,57	10,79	5,68	11,40	0,001222	3,61	601,58	68,47	0,35
84,3	Q100	1.861,00	0,29	11,01	4,97	11,26	0,000634	2,30	901,68	120,50	0,23
84,2	Q100	1.861,00	0,29	10,99	4,97	11,24	0,000639	2,31	899,09	120,48	0,23
83	Q100	1.861,00	0,06	10,80	5,07	11,20	0,000953	2,82	688,25	76,84	0,28
82	Q100	1.861,00	-1,42	10,54	4,87	11,08	0,001292	3,29	604,64	71,50	0,32
81	Q100	1.861,00	-1,26	10,24	5,02	10,92	0,001654	3,68	540,30	70,45	0,36
80	Q100	1.861,00	-2,34	9,99	4,66	10,73	0,001809	3,88	511,44	59,39	0,37
79	Q100	1.861,00	-3,74	9,90	3,80	10,55	0,001544	3,66	566,36	75,83	0,33
78,55	Q100	1.861,00	-3,52	9,69	4,34	10,49	0,002043	4,11	509,32	72,25	0,38
78	Q100	1.861,00	-2,95	9,66	4,25	10,30	0,001482	3,59	563,31	79,78	0,35
77	Q100	1.861,00	-5,79	9,66	2,31	10,13	0,000931	3,08	647,04	71,48	0,27
76	Q100	1.861,00	-2,17	9,57	3,63	10,03	0,001046	3,08	665,75	88,32	0,30

COAVN
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARTEGIA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDEZKARITZA
 12/01/2018
 VISADO BISATUA

Sección	Perfil	Caudal (m³/s)	Cota de rasante (m)	Cota de lámina (m)	Cota de lámina correspondiente al calado crítico (m)	Altura de energía (m)	Pendiente hidráulica (m/m)	Velocidad en el canal principal (m/s)	Área de flujo (m²)	Anchura máxima de la lámina (m)	Nº de Froude en el canal principal
75	Q100	1.861,00	-3,85	9,52	3,35	9,91	0,000928	2,90	767,67	131,26	0,28
74,66	Q100	1.861,00	-3,89	9,50	2,58	9,88	0,000773	2,78	739,23	99,10	0,26
74,33	Q100	1.861,00	-4,14	9,38	2,76	9,82	0,000989	2,97	659,77	149,84	0,29
74,25		Bridge									
74	Q100	1.861,00	-3,69	8,35	2,90	8,95	0,001370	3,43	541,83	70,61	0,34
73,33	Q100	1.861,00	-3,45	8,30	3,09	8,86	0,001480	3,44	629,07	113,96	0,34
72,66	Q100	1.861,00	-3,94	7,99	2,99	8,74	0,001940	3,89	517,23	73,85	0,38
72	Q100	1.861,00	-4,73	7,78	2,96	8,56	0,002063	4,04	529,22	90,21	0,39
71,55	Q100	1.861,00	-4,57	7,66	2,61	8,40	0,002006	3,89	534,75	94,26	0,38
71,25		Bridge									
71	Q100	1.861,00	-4,78	7,35	2,20	8,10	0,002036	3,91	521,43	91,60	0,38
70	Q100	1.861,00	-4,82	7,34	2,14	8,07	0,001927	3,83	533,48	89,80	0,37
69,33	Q100	1.861,00	-4,66	6,91	2,80	7,86	0,002724	4,39	469,86	93,18	0,44
68,66	Q100	1.861,00	-4,72	6,90	2,07	7,63	0,002047	3,83	531,39	109,50	0,38
68,25		Bridge									
68	Q100	1.861,00	-4,69	6,84	1,92	7,55	0,002003	3,78	535,95	110,00	0,38
67	Q100	1.861,00	-4,54	6,64	2,54	7,45	0,002369	4,05	509,13	103,36	0,42
66,55	Q100	1.861,00	-4,92	6,62	2,64	7,36	0,002115	3,89	543,82	109,92	0,41
66	Q100	1.861,00	-5,56	6,08	2,94	7,15	0,003226	4,64	430,32	81,59	0,50
65	Q100	1.861,00	-5,24	5,75	2,35	6,84	0,003081	4,64	424,91	88,54	0,49
63,55	Q100	1.861,00	-3,48	5,75	1,85	6,43	0,002068	3,66	519,30	92,36	0,40
63,25		Bridge									
63	Q100	1.861,00	-3,41	5,67	1,93	6,39	0,002221	3,75	503,79	87,00	0,41
62	Q100	1.861,00	-4,15	5,51	1,48	6,22	0,002045	3,76	533,79	95,27	0,40
61	Q100	1.861,00	-4,19	5,37	1,39	6,00	0,001868	3,56	567,45	119,49	0,39
60	Q100	1.861,00	-6,02	5,08	1,23	5,79	0,002078	3,76	517,80	107,35	0,41
59,55	Q100	1.861,00	-6,89	4,93	0,28	5,66	0,001391	3,79	490,67	56,07	0,39
59,25		Bridge									

COAVN
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARTEAREN ELKARGO OFIZIALA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDEZKARITZA
 12/01/2018
VISADO BISATUA

Sección	Perfil	Caudal (m³/s)	Cota de rasante (m)	Cota de lámina (m)	Cota de lámina correspondiente al calado crítico (m)	Altura de energía (m)	Pendiente hidráulica (m/m)	Velocidad en el canal principal (m/s)	Área de flujo (m²)	Anchura máxima de la lámina (m)	Nº de Froude en el canal principal
59	Q100	1.861,00	-6,98	4,53	0,34	5,34	0,000339	3,98	467,86	53,66	0,41
58,55	Q100	1.861,00	-7,26	4,53	0,29	5,31	0,000480	3,92	483,91	74,29	0,41
58	Q100	1.861,00	-7,00	4,46	0,42	5,27	0,000446	4,01	468,91	67,49	0,42
57	Q100	1.861,00	-4,69	4,53	0,55	5,19	0,000385	3,60	538,59	137,89	0,39
56	Q100	1.861,00	-5,00	4,60	0,38	5,11	0,000288	3,15	602,36	113,93	0,35
55	Q100	1.861,00	-5,00	4,60	0,19	5,07	0,000263	3,03	635,36	116,36	0,33
54	Q100	1.861,00	-4,95	4,58	-0,04	5,04	0,000257	3,00	632,56	115,54	0,32
53	Q100	1.861,00	-5,00	4,56	-0,29	5,01	0,000248	2,98	640,31	121,14	0,32
52	Q100	1.861,00	-5,11	4,52	-0,49	4,99	0,000253	3,01	627,39	107,98	0,32
51	Q100	1.861,00	-5,18	4,54	-0,30	4,95	0,000219	2,84	667,14	134,83	0,31
49,55	Q100	1.861,00	-6,50	4,46	-0,39	4,91	0,000256	2,97	626,34	69,47	0,32
49	Q100	1.861,00	-6,74	4,51	-0,39	4,87	0,000209	2,65	707,27	89,20	0,29
48	Q100	1.861,00	-6,56	4,38	-0,85	4,81	0,000224	2,89	645,75	84,13	0,30
47,66	Q100	1.861,00	-5,07	4,34	-0,45	4,79	0,000249	2,96	630,26	80,50	0,32
47,65	Bridge										
47,33	Q100	1.861,00	-5,01	4,34	-0,47	4,78	0,000249	2,95	633,12	80,37	0,31
47	Q100	1.861,00	-5,22	4,17	0,12	4,73	0,000334	3,30	570,36	96,05	0,37
46,55	Q100	1.861,00	-6,50	3,89	-0,62	4,66	0,000293	3,90	478,52	75,95	0,40
46,25	Bridge										
46	Q100	1.861,00	-7,00	3,55	-0,92	4,33	0,000909	3,91	476,04	69,28	0,40
45	Q100	1.861,00	-6,50	3,56	-0,67	4,09	0,000957	3,24	574,13	70,15	0,36
44	Q100	1.861,00	-6,71	3,33	-0,96	3,85	0,000963	3,20	582,05	68,55	0,35
43,55	Q100	1.861,00	-6,50	3,21	-1,05	3,69	0,000871	3,05	609,99	73,97	0,34
43	Q100	1.861,00	-6,00	3,11	-1,08	3,61	0,000891	3,11	597,48	72,45	0,35
42	Q100	448,79	-6,62	3,40	-4,43	3,41	0,000020	0,48	928,99	112,27	0,05
41	Q100	448,79	-7,50	3,38	-4,69	3,40	0,000037	0,67	667,64	72,86	0,07
40	Q100	448,79	-6,54	3,37	-3,93	3,39	0,000071	0,70	638,68	80,44	0,08
39	Q100	448,79	-8,50	3,34	-4,87	3,37	0,000081	0,77	585,75	70,32	0,08

COAVN
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARTEGIA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDENANTZA
 12/01/2018
 VISADO BISATUA

Sección	Perfil	Caudal (m³/s)	Cota de rasante (m)	Cota de lámina (m)	Cota de lámina correspondiente al calado crítico (m)	Altura de energía (m)	Pendiente hidráulica (m/m)	Velocidad en el canal principal (m/s)	Área de flujo (m²)	Anchura máxima de la lámina (m)	Nº de Froude en el canal principal
38	Q100	448,79	-7,04	3,32	-4,38	3,35	0,000079	0,75	595,34	69,16	0,08
37	Q100	448,79	-6,59	3,31	-3,87	3,34	0,000028	0,77	581,79	74,95	0,09
36	Q100	448,79	-7,53	3,31	-4,13	3,33	0,000024	0,71	628,68	80,67	0,08
35	Q100	448,79	-6,42	3,31	-3,86	3,33	0,000008	0,67	668,08	88,28	0,08
34	Q100	448,79	-6,20	3,31	-3,72	3,33	0,000006	0,58	772,97	117,01	0,07
33	Q100	448,79	-8,14	3,31	-4,85	3,32	0,000003	0,44	1.013,35	131,85	0,05
32	Q100	448,79	-8,50	3,30	-4,90	3,32	0,000007	0,65	685,26	82,40	0,07
31	Q100	448,79	-7,83	3,30	-4,96	3,32	0,000006	0,62	729,64	82,72	0,07
30	Q100	1.861,00	-8,32	3,21	-3,81	3,31	0,000028	1,37	1.355,17	166,33	0,15
29	Q100	1.861,00	-6,41	2,99	-1,26	3,27	0,000102	2,38	783,14	110,13	0,28
28	Q100	1.861,00	-7,58	3,02	-2,04	3,24	0,000023	2,11	882,44	127,48	0,26
27	Q100	3.010,65	-8,58	2,74	-2,29	3,21	0,000036	3,06	985,23	108,87	0,32
26	Q100	3.010,65	-7,89	2,75	-1,86	3,19	0,000036	2,94	1.024,43	122,46	0,32
25	Q100	3.010,65	-8,65	2,75	-2,65	3,18	0,000033	2,89	1.040,59	114,68	0,31
24	Q100	3.010,65	-8,08	2,74	-1,81	3,17	0,000035	2,90	1.039,11	125,90	0,32
23	Q100	3.010,65	-7,96	2,65	-1,43	3,15	0,000045	3,15	956,07	124,19	0,36
22	Q100	3.010,65	-8,02	2,69	-1,48	3,12	0,000039	2,89	1.041,50	141,43	0,34
21	Q100	3.010,65	-7,89	2,88	-2,98	3,03	0,000012	1,69	1.778,39	228,95	0,19
20	Q100	3.053,89	-8,71	2,88	-3,15	3,03	0,000012	1,71	1.788,02	226,79	0,19
19	Q100	3.053,89	-8,14	2,78	-2,83	3,01	0,000019	2,16	1.412,83	170,51	0,24
18	Q100	3.053,89	-8,39	2,81	-2,29	2,99	0,000016	1,90	1.609,72	209,16	0,22
17	Q100	3.053,89	-8,75	2,85	-3,09	2,97	0,000011	1,68	2.553,27	341,42	0,18
16	Q100	3.053,89	-9,57	2,89	-4,46	2,95	0,000004	1,09	2.804,99	316,68	0,12
15	Q100	3.053,89	-11,56	2,60	-3,82	2,92	0,000021	2,53	1.208,08	117,86	0,25
14	Q100	3.053,89	-8,01	2,65	-2,57	2,90	0,000021	2,29	1.669,64	273,91	0,25
13	Q100	3.053,89	-8,19	2,69	-2,69	2,87	0,000020	1,86	1.646,00	270,04	0,24
12	Q100	3.053,89	-8,10	2,63	-3,03	2,86	0,000026	2,11	1.449,99	232,45	0,27
11	Q100	3.053,89	-9,00	2,62	-3,70	2,85	0,000021	2,13	1.431,50	193,98	0,25

COAVN
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARGO OFIZIALA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDEZKARITZA
 12/01/2018
VISADO BISATUA

Sección	Perfil	Caudal (m ³ /s)	Cota de rasante (m)	Cota de lámina (m)	Cota de lámina correspondiente al calado crítico (m)	Altura de energía (m)	Pendiente hidráulica (m/m)	Velocidad en el canal principal (m/s)	Área de flujo (m ²)	Anchura máxima de la lámina (m)	Nº de Froude en el canal principal
10	Q100	3.053,89	-9,51	2,60	-4,04	2,84	0,000018	2,20	1.385,99	151,48	0,23
9	Q100	3.053,89	-9,75	2,40	-2,45	2,82	0,000033	2,87	1.064,12	126,08	0,32
8	Q100	3.053,89	-9,74	2,66	-3,89	2,71	0,000005	0,42	3.812,02	517,79	0,05
7	Q100	3.053,89	-11,18	2,67	-6,14	2,70	0,000002	0,73	4.187,11	429,64	0,07
6	Q100	3.053,89	-10,62	2,62	-5,00	2,70	0,000005	1,19	2.575,10	290,86	0,13
5	Q100	3.053,89	-12,29	2,51	-4,92	2,68	0,000011	1,83	1.673,23	175,59	0,19
4	Q100	3.053,89	-9,98	2,41	-3,92	2,67	0,000019	2,27	1.346,75	149,82	0,24
3	Q100	3.053,89	-9,60	2,41	-3,78	2,66	0,000018	2,20	1.385,68	154,90	0,24
2	Q100	3.053,89	-8,94	2,47	-4,05	2,63	0,000012	1,79	1.710,78	204,49	0,20

7. CONCLUSIONES

Considerando un resguardo de 0.5 metros, la cota mínima considerada para el elemento de borde en Ribera de Deusto es la 3,9.





COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIA ORDEZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

ANEXO 3. LÍMITE DE ZONAS INUNDABLES PARA PERÍODO DE RETORNO T= 500 AÑOS

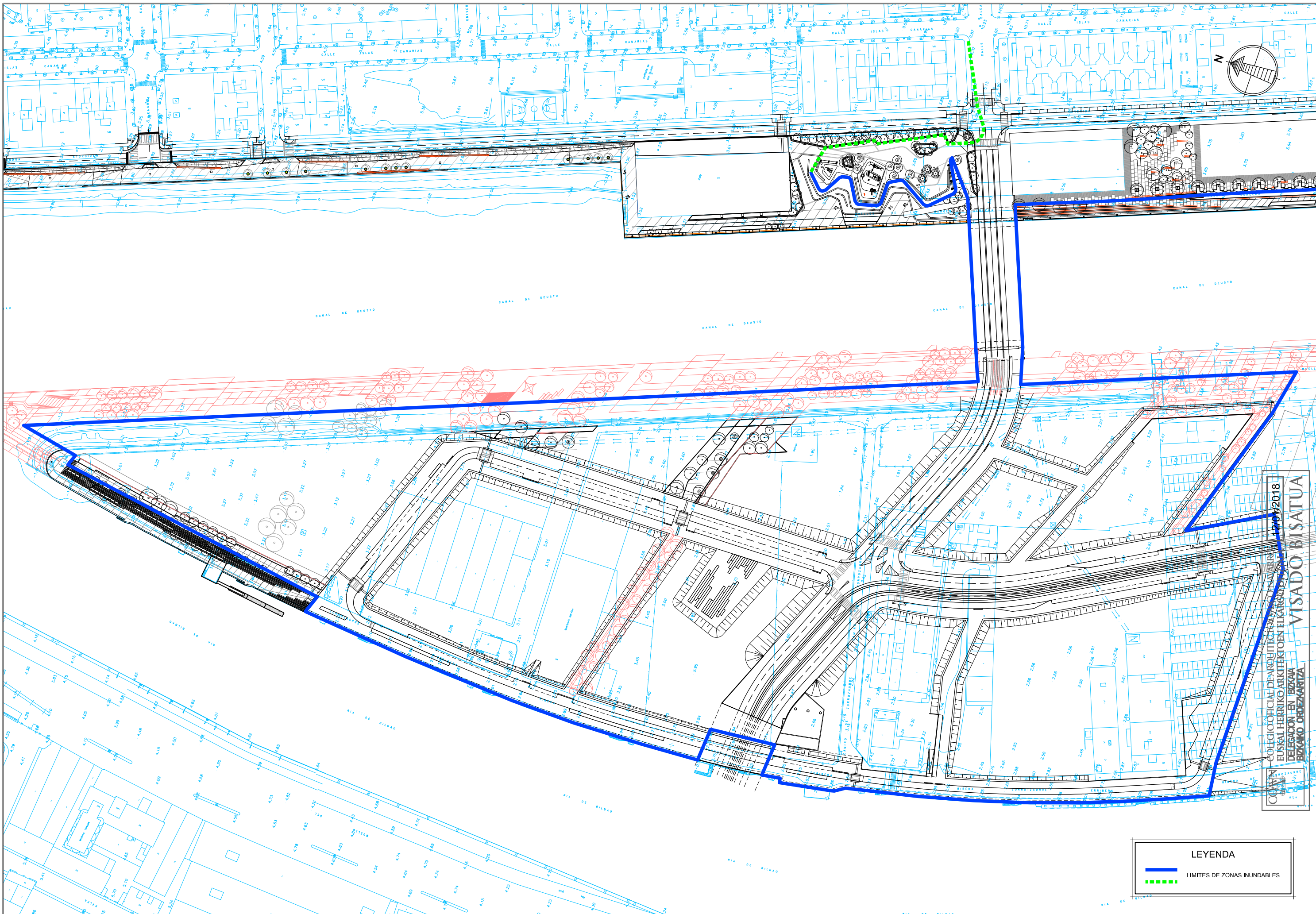




COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIA ORDEZKARITZA

12/01/2018

VISADO BISATUA

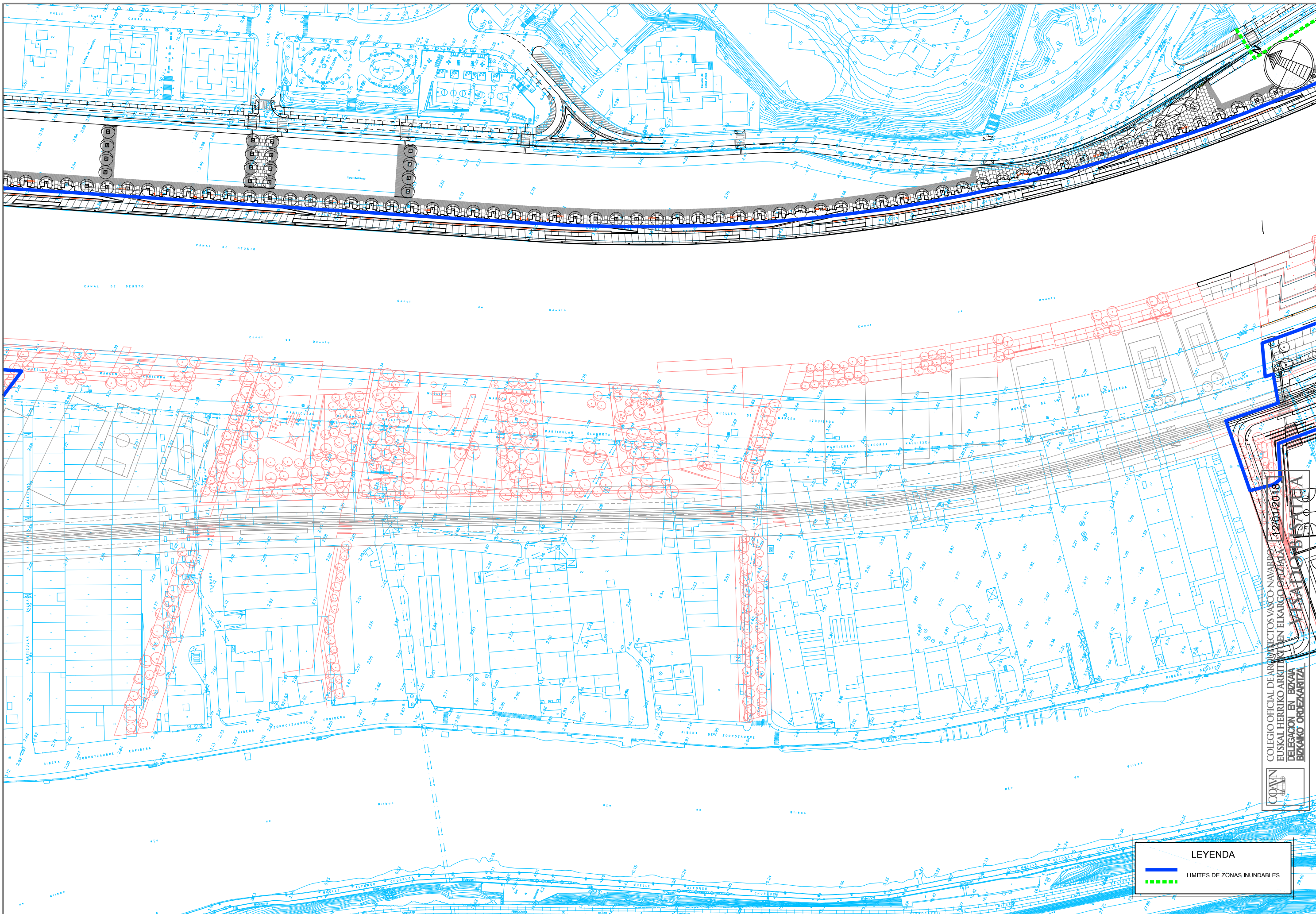


NOMBRE:	P1043-SR-PCT-PA2017-V04.dwg																														
PLANO:	<input type="checkbox"/> PRELIMINAR <input checked="" type="checkbox"/> DE PROYECTO <input type="checkbox"/> PARA CONSTRUCCION																														
VER. FECHA DESCRIPCION	<table border="1"> <thead> <tr> <th>VER.</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> <th>REAL.</th> <th>COMP.</th> <th>APROB.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>02/02/2018</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>15/11/2017</td> <td>MODIFICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS ITERRI</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>15/10/2017</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>10/10/2017</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> </tbody> </table>	VER.	FECHA	DESCRIPCION	REAL.	COMP.	APROB.	1	02/02/2018	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD	2	15/11/2017	MODIFICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS ITERRI	BNM	SAM	LOD	3	15/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD	4	10/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD
VER.	FECHA	DESCRIPCION	REAL.	COMP.	APROB.																										
1	02/02/2018	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD																										
2	15/11/2017	MODIFICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS ITERRI	BNM	SAM	LOD																										
3	15/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD																										
4	10/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD																										

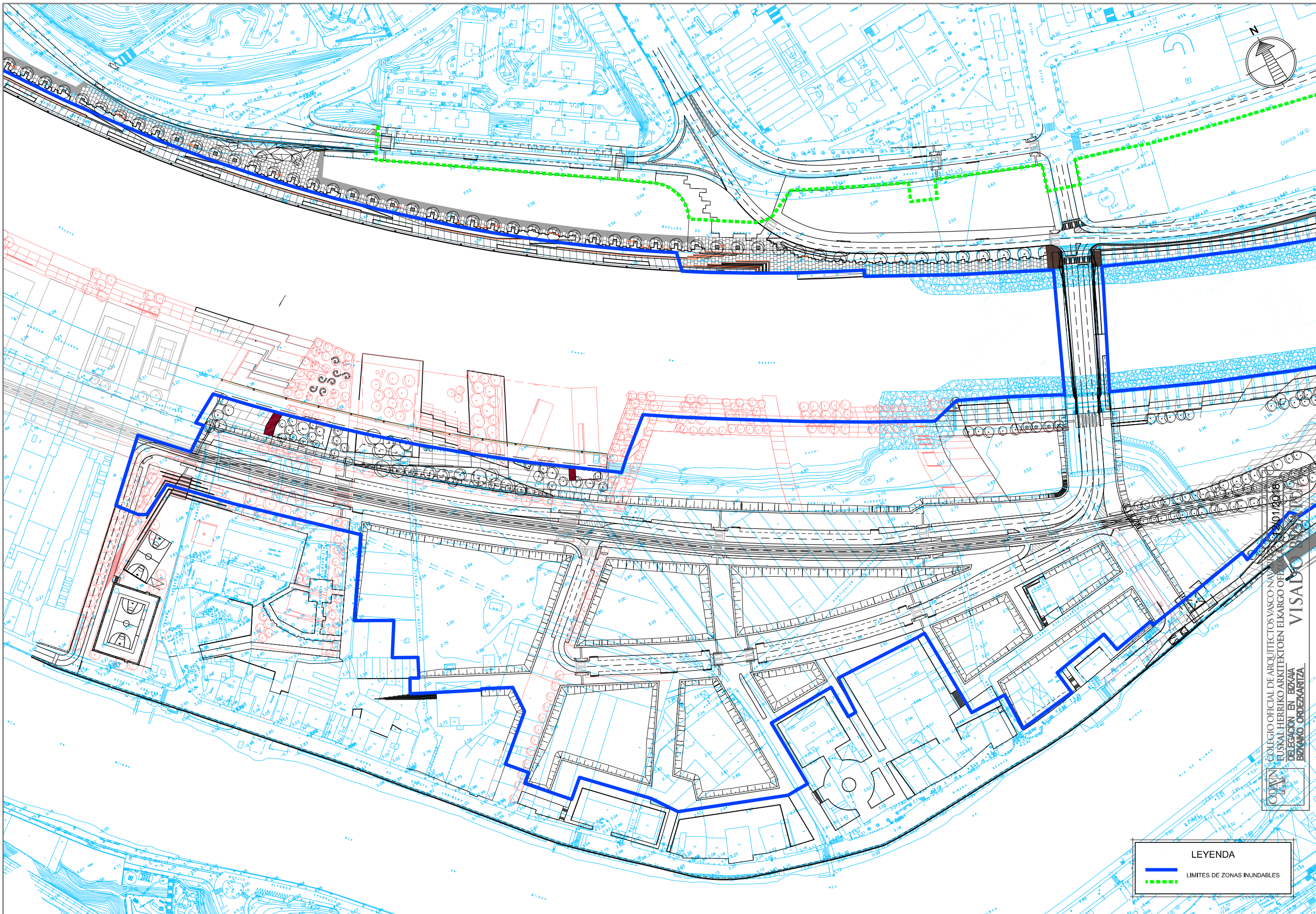
COPIA COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS Y TECNICO ARQUITECTONICOS DE EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARTUTZAILEN BAZKARTEAN
VISADO BISATUA
 12/10/2018
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAINO ORDENANTZA

LEYENDA	
	LIMITES DE ZONAS INUNDABLES

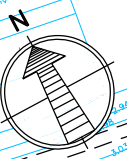
NOMBRE:	P1043-SR-PCT-PA2020-V04.dwg																				
PLANO:	<input type="checkbox"/> PRELIMINAR <input checked="" type="checkbox"/> DE PROYECTO <input type="checkbox"/> PARA CONSTRUCCION																				
VER. FECHA DESCRIPCION	<table border="1"> <tr> <td>4</td> <td>10/10/2017</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>LOI</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>25/11/2016</td> <td>MODIFICACIONES Y TRABAJOS A COORDINAR ITRIM</td> <td>SAM</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>04/02/2016</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>SAM</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>04/02/2016</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>LOI</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>REAL. COMP. APROB.</td> </tr> </table>	4	10/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	LOI	3	25/11/2016	MODIFICACIONES Y TRABAJOS A COORDINAR ITRIM	SAM	2	04/02/2016	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	SAM	1	04/02/2016	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	LOI				REAL. COMP. APROB.
4	10/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	LOI																		
3	25/11/2016	MODIFICACIONES Y TRABAJOS A COORDINAR ITRIM	SAM																		
2	04/02/2016	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	SAM																		
1	04/02/2016	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	LOI																		
			REAL. COMP. APROB.																		



COAVN
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRA
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTURAREN ELKARTEA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA ORDEZKARITZA
 VISADO BIZKAIA
 12/01/2018

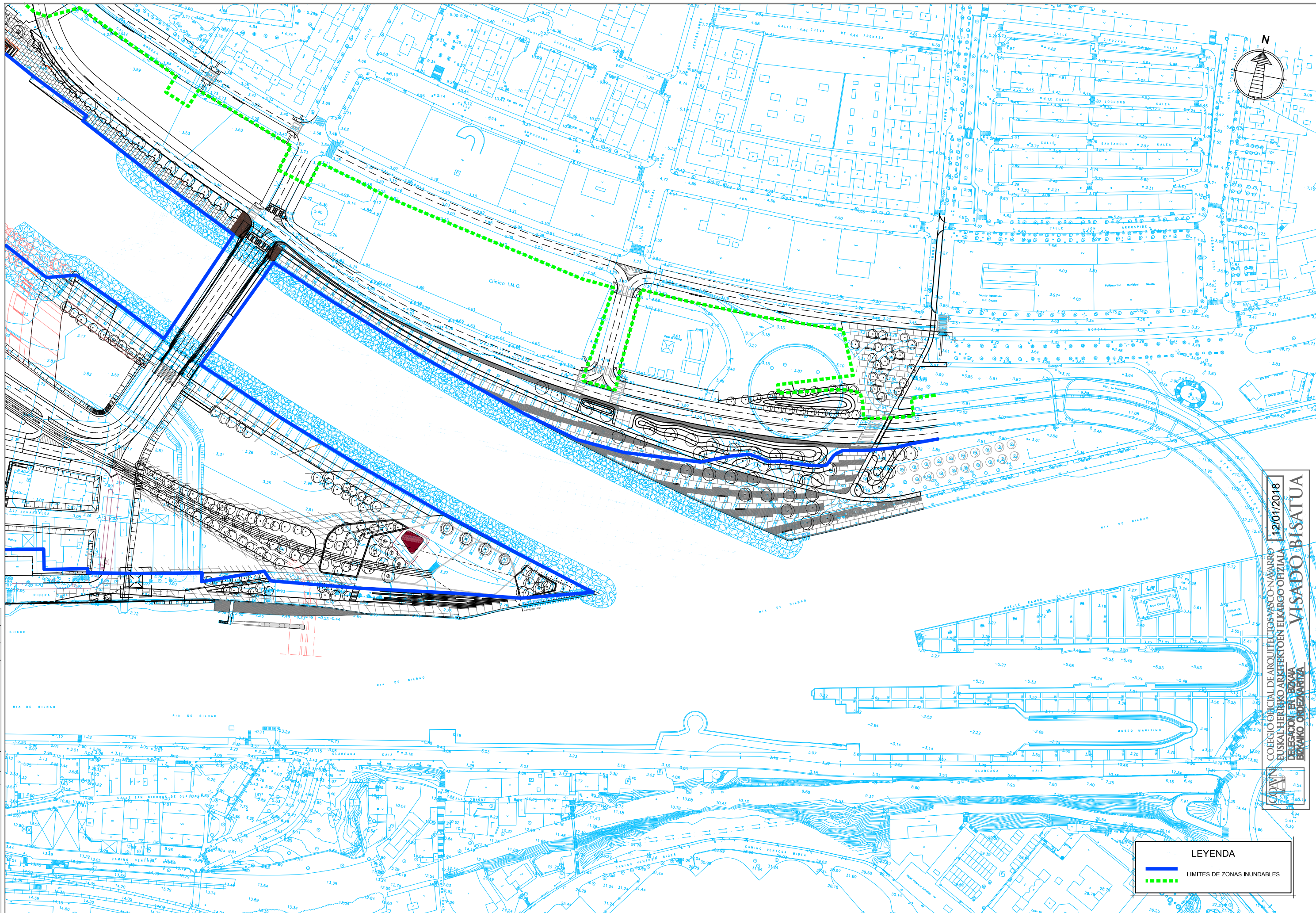


NOMBRE:	P1043-SR-PCT-PAZ203-V04.dwg																								
PLANO:	<input type="checkbox"/> PRELIMINAR <input checked="" type="checkbox"/> DE PROYECTO <input type="checkbox"/> PARA CONSTRUCCION																								
VER.	<table border="1"> <tr> <th>VER.</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> <th>REAL.</th> <th>COMP.</th> <th>APROB.</th> </tr> <tr> <td>4</td> <td>20/10/2017</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>25/11/2016</td> <td>MODIFICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS ITERRI</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>04/02/2016</td> <td>MODIFICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>BNM</td> <td>SAM</td> <td>LOD</td> </tr> </table>	VER.	FECHA	DESCRIPCION	REAL.	COMP.	APROB.	4	20/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD	3	25/11/2016	MODIFICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS ITERRI	BNM	SAM	LOD	1	04/02/2016	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD
VER.	FECHA	DESCRIPCION	REAL.	COMP.	APROB.																				
4	20/10/2017	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD																				
3	25/11/2016	MODIFICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS ITERRI	BNM	SAM	LOD																				
1	04/02/2016	MODIFICACIONES Y CORRECCIONES	BNM	SAM	LOD																				



LEYENDA	
	LIMITES DE ZONAS INUNDABLES

COLECCION DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRA
 DELEGACION EN EIZKANA
 EIZKANO, ORDENARITZA
 48101



NOMBRE:	P1043-SR-PCT-PAZ04-V04.dwg																
PLANO:	<input type="checkbox"/> PRELIMINAR <input checked="" type="checkbox"/> DE PROYECTO <input type="checkbox"/> PARA CONSTRUCCION																
VER. FECHA DESCRIPCION	<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>02/02/2018</td> <td>INDICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>LOI</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>25/12/2018</td> <td>INDICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS UTM</td> <td>SAM</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>02/02/2018</td> <td>INDICACIONES Y CORRECCIONES</td> <td>LOI</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	1	02/02/2018	INDICACIONES Y CORRECCIONES	LOI	2	25/12/2018	INDICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS UTM	SAM	3	02/02/2018	INDICACIONES Y CORRECCIONES	LOI	4			
1	02/02/2018	INDICACIONES Y CORRECCIONES	LOI														
2	25/12/2018	INDICACIONES Y TRAZADO A COORDENADAS UTM	SAM														
3	02/02/2018	INDICACIONES Y CORRECCIONES	LOI														
4																	

COPIA COLEGIO OICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO | 12/01/2018
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTEN ELKARTEGIA OFIZIALA
 DELEGACION EN BIZKAIA
 BIZKAIA OINDEZARITZA
VISADO BISATUA

LEYENDA	
	LIMITES DE ZONAS INUNDABLES
	LIMITES DE ZONAS INUNDABLES