



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



DISEÑO HIDRÁULICO DEL EMISARIO SUBMARINO DE CASTROPOL EN ASTURIAS

Trabajo realizado por:

Adrián Villa Alonso

Dirigido:

Andrés García Gómez

Titulación:

Grado en Ingeniería Civil

Mención:

Hidrología

Santander, Junio de 2015

TRABAJO FINAL DE GRADO



El presente trabajo de final de grado de la mención de hidrología, en la convocatoria de Junio de 2015, consiste en un el diseño hidráulico del emisario submarino que verterá las aguas residuales urbanas de los concejos de Vegadeo y Castropol a la ría del Eo en Asturias. El trabajo ha sido elaborado por Adrián Villa Alonso y dirigido por Andrés García Gómez.

Este trabajo es elaborado porque actualmente las aguas residuales de Vegadeo y Castropol son vertidas a la ría del Eo sin tratamiento alguno, y además desde hace 6 años hay una gran rotura en el emisario submarino existente.

En el diseño se han considerado dos horizontes, uno actual y otro futuro en los cuales los caudales de diseño son el caudal medio y el caudal punta en cada caso. $Q_{med}^{actual}=25L/s$, $Q_p^{actual}=50L/s$, $Q_{med}^{futuro}=50L/s$ y $Q_p^{futuro}=100L/s$.

El efluente a verter por el emisario procede de una EDAR en la que recibe un tratamiento de depuración. En el diseño del emisario submarino se ha optado por una solución a los problemas del saneamiento de la zona de tal forma que no se necesite de un bombeo para ser capaces de verter todo el caudal proveniente de la EDAR. El emisario submarino tiene una longitud final de 600 metros. Desde la cámara de carga hay 70 metros del emisario en zona terrestre, 500 metros en zona acuática y por último el tramo difusor de 30 metros.

El tramo de difusor de 30 metros cuenta con 11 elevadores, cada uno con su respectiva boca individual y su válvula antirretorno. La longitud del tramo difusor y el número de elevadores han sido obtenidos en base a formulaciones empíricas de dilución inicial (mezcla inicial del vertido) de forma que se cumplan ciertos criterios de calidad en el medio receptor (dilución mínima de 100). Para dicho cálculo se ha considerado que el medio está no estratificado y en reposo, es decir, que las velocidades de las corrientes eran lo suficientemente bajas para que el número de Froude de la corriente fuese inferior a 0,3. Como en realidad, el vertido se realiza en una zona de rompientes, las velocidades de la corriente si existirán, con lo que la dilución inicial del vertido será aún mayor que la de diseño.

Los diámetros del emisario submarino y de los elevadores se han obtenido con ayuda del programa EPANET en el cual se ha asemejado el comportamiento del emisario a una red de tuberías y de embalses de superficie infinita. La elección de los diámetros se ha hecho teniendo en cuenta unas consideraciones:

- El máximo nivel del agua en la cámara de carga es de 5 metros, este nivel viene dado por la cota a la que llegan los colectores desde la EDAR a la cámara de carga, y como no se va a contar de un bombeo, el nivel de agua en la cámara de carga deberá ser menor a dicha cota.



- Se debe alcanzar la velocidad mínima de auto-limpieza en el emisario submarino al menos una vez al día. Dicha velocidad garantiza que se eliminen los sedimentos que pueden acumularse en el emisario cuando se vierten caudales pequeños con sus consiguientes velocidades pequeñas.
- Se debe alcanzar también la velocidad mínima ascensional en los elevadores al menos una vez al día, para que estos sean capaces de vencer la velocidad de sedimentación de las partículas más grandes del efluente y así, eliminar todos los sedimentos.
- El diámetro mínimo de las bocas no puede ser menor de 60mm puesto que se pueden obstruir.
- El reparto de los caudales debe ser lo más uniforme posible para que las fórmulas empíricas de dilución inicial puedan seguir siendo aplicadas.

Con estas consideraciones y con ayuda de EPANET se ha llegado al diseño de que el emisario principal tiene un diámetro interior de 327,8mm, los 7 primeros elevadores un diámetro interior de 76,6mm y los últimos 4 elevadores de 85,4mm.

Se ha buscado que para el caudal punta se cumplan las condiciones de velocidades mínima, y como las máximas pérdidas de carga se dan para la pleamar viva equinoccial (PMVE), se han combinado estas situaciones.

Para la situación del horizonte futuro, caudal punta y en PMVE, que es la que más pérdidas de carga tendrá en el emisario y por tanto se necesitará más nivel de agua en la cámara de carga, no se obtiene la velocidad mínima de auto-limpieza del emisario por lo que se debe disponer de un volumen de almacenado para verterlo todo durante un periodo de tiempo de forma que se vierta un caudal que consiga llegar a dicha velocidad de auto-limpieza. Este caudal necesario para la limpieza es de 125L/s durante 13,5 minutos y es entonces la situación más crítica en cuando a nivel de agua en la cámara de carga, para dicha situación se necesitan 4,898m en la cámara de carga.

Para la situación del horizonte actual, caudal punta y en PMVE, no se obtiene tampoco la velocidad mínima ascensional en los elevadores, pero con el caudal de auto-limpieza requerido para la limpieza del emisario submarino, si que se consigue dicha velocidad, por lo que la situación límite será la misma que para el horizonte futuro.

El volumen necesario a almacenar que genera el caudal de 125L/s durante 13,5 minutos puede ser reducido considerando que siempre llegará un caudal mínimo desde la EDAR, por lo que el volumen que en realidad se necesitará almacenar será de 94,694m³.



De esta forma, quedan definidas todas las dimensiones del emisario submarino, así como el volumen a almacenar para alcanzar las velocidades mínimas de auto-limpieza y ascensional y las alturas en la cámara de carga en cada situación de vertido.



The hereby final degree work from the specialty of Hydrology, in the call for June 2015, consists on the design of an sewage outfall which will discharge urban wastewater from the councils of Vegadeo and Castropol to the Eo sea loch in Asturias. This project has been elaborated by Adrián Villa Alonso and directed by Andrés García Gómez.

This work is currently developed due to the discharge of untreated wastewater in Vegadeo and Castropol into the river Eo, Furthermore, it has been 6 years since a break appeared in the sewage outfall.

The design has considered two horizons, a current one and a future horizon where the design flows are the average and the peak flow in each case.
 $Q_{medactual}=25L/s$, $Q_{pactual}=50L/s$, $Q_{medfuturo}=50L/s$ y $Q_{pfuturo}=100L/s$

The effluent due to pour by the sewage outfall comes from a WWTP where it receives a purification treatment. In the design of the outfall it has been opted for a solution to the problems of sanitation in the area in such way that it does not need pumping to be able to pour the entire flow from the WWTP. The outfall has a final length of 600 meters. Starting at the loading chamber there are 70 meters of the outfall which are in land area, 500 meters in water area and finally the diffuser section of 30 meters.

The diffuser section of 30 meters has 11 lifts, each with its respective individual mouth and check valve. The length of the diffuser section and the number of lifts have been obtained based on the empirical formulations of initial dilution (initial mixture of the spill) so that certain quality standards are met in the receiving environment (minimum dilution of 100). For this calculation it has been considered that the media is non-stratified and at rest, ie, the current velocities were low enough so that the Froude number of the flow is less than 0.3. Since the discharge is made in a surf zone, the stream velocities exist, so the initial dilution of the discharge will be even greater than the designed one.

The diameters of the outfall and the elevators were obtained using the program EPANET which has resembled the behaviour of the outfall to a network of pipes and reservoirs of infinite surface. The choice of the diameters has been done by taking into account some considerations:

The maximum water level in the forebay chamber is 5 meters; this level is given by the height at which the collectors reach the WWTP to the forebay chamber. As there is not going to exist any pumping from the ONU, the water level must be lower than a certain level.

You must reach the minimum speed of self-cleaning in the outfall at least once a day . This speed ensures that the sediments can accumulate in the emissary when low flows are discharged with its respective low speeds are removed.



Were at least once a day , so that they are able to beat the speed of sedimentation of larger particles of the effluent and thus remove all sediments, it must also meet the minimum speed in elevators to lift.

The minimum diameter of openings can not be less than 60mm since it can get clogged.

The distribution of flow must be as uniform as possible so that the empirical formulas of initial dilution may continue to be applied.

With these considerations and using EPANET it has been decided that the design of the main outlet has an inner diameter of 327,8mm , the first 7 lifts have an inner diameter of 76,6mm and 85,4mm for the last 4 elevators.

It has been sought that for the peak flow in order to fulfill the conditions of minimum velocity, and as the maximum losses are given for live equinoctial tide (HHW) , both situations have been combined.

For the future horizon, peak flow and PMVE which is the one that losses the most weight in the sewage outfall and that is why a higher water level is required in the fore by loading chamber, the minimum self-cleaning velocity is not reached by the outfall so a storage volume to pour it all over a period of time so that the flow reaches such velocity to self-clean itself.

This flow is needed for the cleaning of 125L/s during 13.5 minutes and it is then when the most critical, regarding water level, situation occurs. For such situation 4.898m are needed in the loading foreby chamber.

For the current horizon, peak flow and PMVE, the minimum lifting velocity is not reached, but with the self-cleaning flow required by the cleaning of the sewage outfall, such velocity is obtained, that is why the limit situation will be the same for a future horizon.

The volume required to store the flow generating 125L / s during 13,5 minutos can be reduced considering that a minimum flow always come from the WWTP, so the actual volume which is needed to storage is 96.694m³.

Thus, all the dimensions of the sewage outfall are defined, as well as the volume stored to meet the minimum speeds of self-cleaning and lifting, and the height of the loading chamber in each pouring situation.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. OBJETIVO DEL TRABAJO.....	1
2. ANTECEDENTES.....	2
2.1 HISTORIA DE LOS PUEBLOS DE LA ZONA.....	2
2.1.1 Vegadeo.....	2
2.1.2 Castropol.....	3
2.2 HISTORIA DEL SANEAMIENTO ANTERIOR.....	3
3. ZONA DE ESTUDIO.....	5
3.1 FOTOGRAFÍAS DE LA ZONA.....	7
4. SOLUCIÓN AL SANEAMIENTO.....	15
5. DATOS DE PARTIDA.....	17
5.1 BATIMETRÍA Y TOPOGRAFÍA.....	17
5.2 GEOLOGÍA Y GEOFÍSICA.....	17
5.3 CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO RECEPTOR.....	20
5.4 CARACTERÍSTICAS DEL RÍO EO.....	20
5.5 DINÁMICA MARINA.....	21
5.5.1 Marea astronómica.....	21
5.5.2 Viento.....	22
5.6 CAUDALES DE DISEÑO.....	24
5.7 CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE.....	25
6. DISEÑO AMBIENTAL.....	25
7. CÁLCULO HIDRÁULICO.....	32
7.1 CÁLCULO MEDIANTE EL PROGRAMA EPANET.....	34
7.1.1 Coeficiente de fricción.....	35
7.1.2 Coeficiente de pérdidas de carga.....	35
7.1.2.1 En la salida del depósito.....	36
7.1.2.2 En la derivación.....	36
7.1.2.3 En el codo.....	36
7.1.2.4 En la válvula antirretorno.....	37
7.1.3 Cota de los embalses.....	38
7.1.4 Diámetros y longitudes de las tuberías.....	38
7.2 CONSIDERACIONES.....	43
7.2.1 Velocidad mínima de auto-limpieza.....	43
7.2.2 Velocidad mínima ascensional.....	44
7.2.3 Diámetro mínimo de las bocas de descarga.....	45
7.3 CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	45
7.3.1 Horizonte FUTURO, caudal PUNTA y PMVE.....	46
7.3.1.1 Horizonte FUTURO, caudal de LIMPIEZA y PMVE.....	50
7.3.1.2 Horizonte FUTURO, caudal de LIMPIEZA y BMVE.....	51
7.3.2 Horizonte ACTUAL, caudal PUNTA y PMVE.....	53
7.3.3 Horizonte ACTUAL, caudal PUNTA, PMVE y tapando 5 bocas.....	57
7.3.4 Horizonte ACTUAL, caudal de LIMPIEZA, PMVE y tapando 5 bocas.....	59
8. DESCRIPCIÓN FINAL DE LA SOLUCIÓN AL SANEAMIENTO.....	61
9. PLANOS.....	63
9.1 ÍNDICE DE PLANOS.....	63



1). OBJETIVO DEL TRABAJO

Entre las posibles actuaciones que podrían acometerse en el saneamiento de los concejos de Castropol y Vegadeo (Asturias) se encuentra el diseño de un nuevo emisario submarino que, vertiendo el agua residual urbana depurada a la ría del Eo, sustituya al antiguo emisario de Castropol que ha sufrido desperfectos importantes.

A la hora de abordar el diseño de un emisario submarino existen condicionantes ambientales, hidráulicos y constructivos, muy interrelacionados entre sí, que determinan la eficacia, la fiabilidad y la durabilidad de dicha infraestructura.

Teniendo en cuenta este aspecto, el trabajo fin de grado se centrará en el dimensionamiento hidráulico del emisario que asegure su buen funcionamiento, para lo que será necesario definir previamente, entre otros elementos, el trazado, las dimensiones del tramo difusor, así como las características del material de la tubería a emplear en su construcción.

Por tanto, en el desarrollo del trabajo se realizará en primer lugar la recopilación y revisión de la información de partida (que incluye una propuesta preliminar de traza de la tubería submarina), para a continuación pasar a dimensionar detalladamente el tramo difusor con base en las formulaciones empíricas de dilución inicial (mezcla inicial del vertido) al objeto de obtener su longitud y definir el número de elevadores/difusores de forma que se cumplan ciertos criterios de calidad en el medio receptor. Posteriormente se seleccionará el material más adecuado para la construcción del emisario teniendo en cuenta las características de la zona de ubicación del mismo, se abordará el cálculo hidráulico de pérdidas de carga y reparto de caudales entre los difusores con base en la aplicación del modelo hidráulico EPANET, y se seleccionarán los diámetros más adecuados para éstos y para la tubería submarina.

Además se analizarán otros aspectos importantes de cara al adecuado funcionamiento hidráulico de la tubería, como por ejemplo la velocidad mínima de auto-limpieza de la tubería submarina y la velocidad mínima ascensional en los elevadores.

Se estudiará la solución de tal forma que no haga falta disponer de un bombeo para verter los caudales por el emisario, sino que con el nivel del agua en la cámara de carga según llega por los colectores sea suficiente.

2). ANTECEDENTES

2.1). HISTORIA DE LOS PUEBLOS DE LA ZONA

Los concejos de Castropol y Vegadeo abarcan una extensión de 119,44 km² y 82,75 km² respectivamente. Ambos se localizan en la margen derecha de la ría de Ribadeo o del Eo al extremo noroeste de Asturias, situándose Castropol más al Norte y cercano a la costa que Vegadeo.

2.1.1. Vegadeo:

Vegadeo es el concejo más poblado, con alrededor de 4100 habitantes y una densidad de población de 51,8hab/km². Desde su máximo de población en los años 30, el concejo ha sufrido un descenso poblacional, aunque ha habido varias etapas y diferentes hechos como las moviidades migratorias a principio de siglo XX, el florecimiento de la industria entre los años 1910 y 1930 o la guerra civil que han condicionado la población del lugar. Actualmente el concejo presenta una tendencia lenta pero recesiva de la población. No obstante, cuenta con un gran aporte de población turística en determinadas temporadas del año.

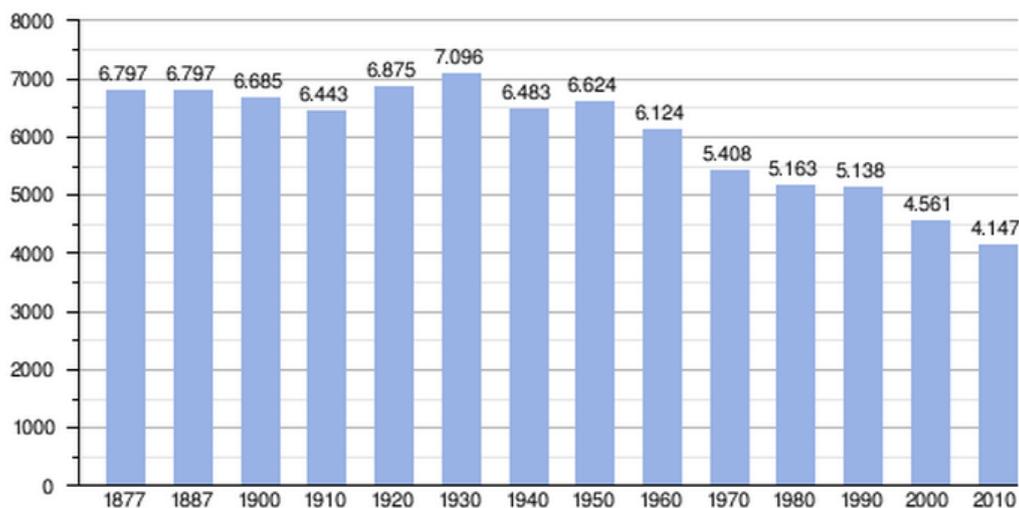


Figura 1. Población de los últimos años en Vegadeo.

En cuanto a la economía de Vegadeo, cabe destacar que hay un equilibrio entre los tres sectores, siendo el terciario el que más número de empleos genera.

El sector primario representa un 35,7% de la población activa, siendo la ganadería dirigida al sector lácteo del ganado vacuno principalmente.

El sector secundario y de la construcción representan un 16,1% del empleo, siendo la parte de la construcción la que se lleva el mayor peso, aunque la industria de las maderas y transformadoras de metal también son importantes a pesar de que a día de hoy estén en un claro retroceso.

El sector terciario representa un 48,2% de las personas ocupadas, cifra que crecerá en los siguientes años. El comercio y la hostelería son las ramas de actividad más importantes del sector, dándose prácticamente en su totalidad en la villa capital, ya que se lleva el 90% del sector.

2.1.2. Castropol:

Castropol tiene alrededor de 3700 habitantes y una densidad de población de 32,3 hab/km². Al igual que Vegadeo, la evolución de población de la zona a lo largo de la historia está marcada por distintas fases. La de las primeras décadas del siglo XX con la migración hacia los países de ultramar, una segunda migración hacia los principales núcleos industrializados y la guerra civil. Acabando con una clara recesión en la población, que llega hasta hoy.

La población del municipio se reparte entre dos grandes núcleos como son Castropol y Figueras. En verano, Semana Santa y algunos puentes festivos, la población se ve aumentada, pudiendo llegar a veces a albergar 6000 habitantes en el concejo de Castropol.

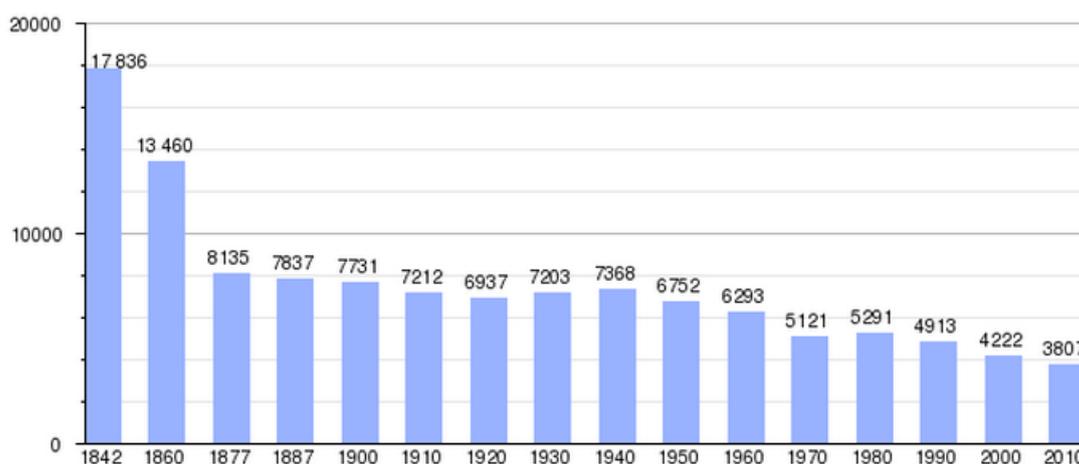


Figura 2. Población de los últimos años en Castropol.

En cuanto a la economía el sector industrial es claramente el más importante, ya que los Astilleros Gondán S.A. de construcción naval proporcionan muchos de puestos de trabajo a los habitantes de la zona. El sector de carpintería y de cultivos de ostras y almejas también tiene cierta importancia en la economía del concejo.

2.2). HISTORIA DEL SANEAMIENTO ANTERIOR

Actualmente, las aguas residuales de Vegadeo y Castropol son vertidas a la ría del Eo sin tratamiento alguno. Esta ría fue declarada Zona Especial de Protección de Aves en 1989 e incluida en el convenio RAMSAR en 2004, posteriormente también en la Red Europea NATURA 2000.

Las aguas residuales de las poblaciones ubicadas en la margen derecha de la ría, no sufren proceso alguno de depuración antes de su vertido a la misma. El emisario de la ría del Eo se concibió inicialmente con forma de Y, esto es dos ramales que confluyen en una pieza pantalón de la que parte el emisario principal. Uno de los ramales se iniciaba frente a la rampa de varada del puerto de Castropol ubicada en la entrada de la Ensenada de la Linera y el otro ramal en el puerto de Figueras, junto a la puerta de los Astilleros Gondán. El primero de los bombeos impulsaba las aguas residuales de Castropol y Vegadeo mientras que el segundo, el de Figueras, las de las parroquias de Barres y Figueras del Concejo de Castropol. Este emisario, actualmente se encuentra en una situación deficiente por no tener el adecuado mantenimiento, la zona de difusores se encuentra totalmente enterrada y la tubería de polietileno tiene varias roturas por las juntas de unión a lo largo de su trazado.

Desde hace 6 años hay una gran rotura del emisario submarino. Esta zona donde se aprecia la fuga es un lugar frecuentado por los bañistas, por tanto existe un alto riesgo de transmisión de infecciones a las personas y a los seres vivos de la zona.



Figura 3. Esquema del antiguo emisario.

3). ZONA DE ESTUDIO

La ría de Ribadeo o del Eo se encuentra haciendo frontera entre Galicia, más concretamente la provincia de Lugo y el Principado de Asturias.



Figura 4. Mapa político de España.



Figura 5. Mapa geográfico centrado en Galicia y Asturias.

La ría se encuentra en una costa acantilada típica del norte de la península ibérica, el clima es oceánico con temperaturas suaves, precipitaciones próximas a los 1.000mm y con vientos procedentes mayoritariamente desde el oeste.

La ría tiene forma alargada y estrecha, conteniendo una gran ensenada en la margen derecha, la Ensenada de la Linera. A lo largo de toda ella las anchuras son variables. La ría de Ribadeo cuenta con varias playas, alguna de ellas son la de Arnao en la costa asturiana o la del Cargadero, los Bloques y la Cabanela en la margen gallega.

La vegetación más abundante en los márgenes es sobre todo de eucaliptos, pinos y laureles. La ría es un punto de paso de aves migratorias. En invierno se pueden observar garzas, garcetas y martines pescadores, además de las gaviotas y cormoranes que habitan durante todo el año.

La ría cuenta con varios astilleros, donde se trabaja tanto con metal como con madera. Cabe destacar los veleros tradicionales de la ría que son una variante de la vela latina.



Figura 6. Localización de Castropol y Vegadeo.



Figura 7. Localización de algunas zonas de interés.

3.1). FOTOGRAFÍAS DE LA ZONA

En este apartado se recogen las fotografías realizadas en una visita de campo llevada a cabo en la zona de estudio.

Entre las mismas, se recogen imágenes de la Ría del Eo, de la Ensenada de la Linera y de Arnao, del interior del estuario y de las playas ubicadas en la bocana del mismo.



Figura 8. Vista de la ría y del Puente de los Santos desde Castropol.



Figura 9. Ensenada de la Linera desde Castropol.



Figura 10. Ensenada de la Linera y Castropol.



Figura 11. Vista de la ría desde Castropol.



Figura 12. Panorámica de la Ensenada de la Linera.



Figura 13. Vista de Ribadeo desde el muelle de Castropol.



Figura 14. Ría del Eo y Ribadeo desde Figueras.



Figura 15. Ensenada de Arnao y bocana de la ría del Eo.



Figura 16. Ensenada y playa de Arnao.



Figura 17. Vista de la ría y Ribadeo desde el Puente de los Santos.



Figura 18. Puente de los Santos.

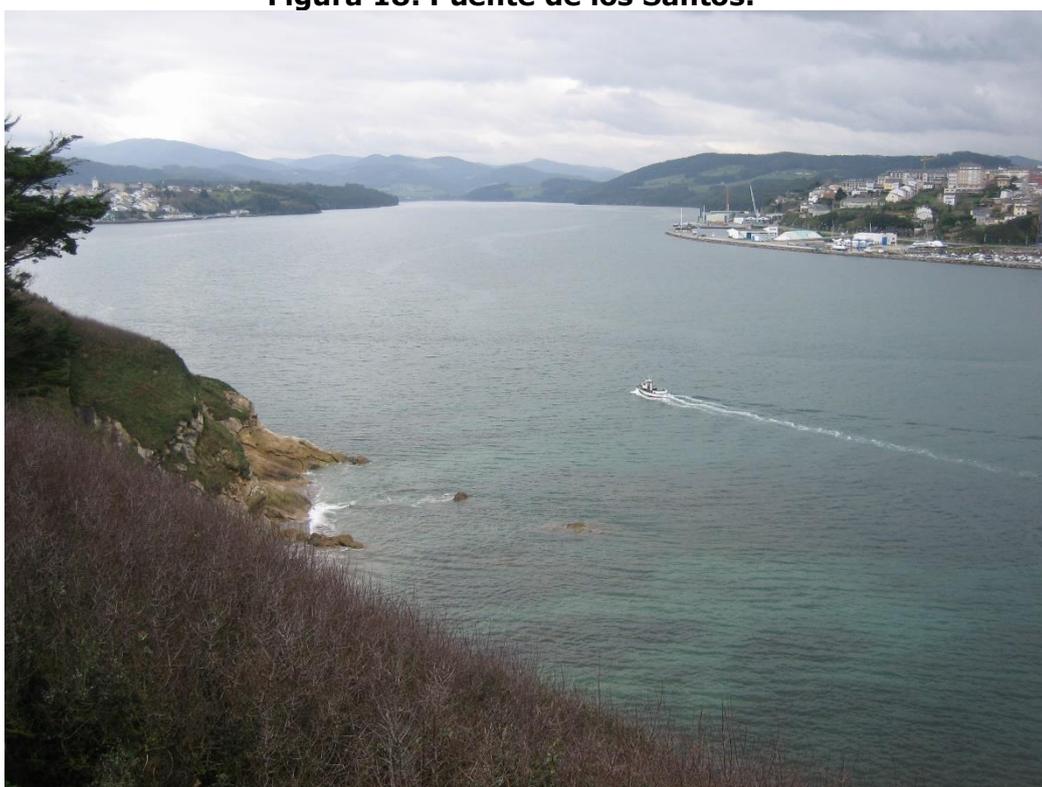


Figura 19. Ría del Eo con Ribadeo (derecha) y Castropol (izquierda).



Figura 20. Vista de Ribadeo y del muelle deportivo.



4). SOLUCIÓN AL SANEAMIENTO

Para dar solución a los problemas de saneamiento de la zona se han propuesto dos alternativas de vertido, una en el interior de la ría directamente desde la EDAR y otra en la parte de la desembocadura de la misma al Mar Cantábrico mediante una tubería terrestre y un posterior emisario submarino.

En este trabajo se estudiará la segunda opción, la de verter las aguas residuales de los concejos de Castropol y Vegadeo, tras un tratamiento de depuración mediante un emisario submarino.

El efluente recibirá un tratamiento secundario y será posteriormente vertido a través de una tubería por tierra, que irá desde la estación depuradora hasta la zona del puente de la autovía donde se dispondrá de una cámara de carga, hasta allí habrá que bombear el efluente dada la topografía de la zona.

Después de la cámara de carga el efluente circulará por un emisario submarino hasta ser vertido. Para el trabajo se partirá del conocimiento de la longitud del emisario submarino en el tramo acuático y ésta será de 500m, obtenido a partir de un estudio de los efectos de la contaminación descargada en la ría. A esta longitud habrá que sumarle, dependiendo de su localización, la longitud del tramo terrestre del emisario.

Por lo que partiendo de estas consideraciones, el trabajo se centrará en el diseño ambiental y cálculo hidráulico del emisario submarino.



Figura 21. Esquema del nuevo saneamiento estudiado.



5). DATOS DE PARTIDA

5.1). BATIMETRÍA Y TOPOGRAFÍA

La batimetría de la zona de la ría del Eo que se dispone es una batimetría de gran precisión, con un intervalo entre curvas de nivel de 1m. Véase planos números 3 y 4.

Respecto a la topografía, de igual forma que la batimetría, se tiene un intervalo en las curvas de nivel igual a 1m. Los planos que contienen a la topografía son el plano número 2 y el plano número 4 en el que se ve junto a la batimetría.

5.2). GEOLOGÍA Y GEOFÍSICA

La ría del Eo se sitúa en la parte septentrional de la Zona Asturoccidental-leonesa y, dentro de ésta, en el Dominio del Manto de Mondoñedo. Los materiales presentan un grado bajo de metamorfismo. Las litogías que bordean la ría forman parte un pliegue anticlinal. Los materiales litológicos más antiguos pertenecientes al Cámbrico Inferior siendo calizas y dolomías recrystalizadas, que afloran formando un eje anticlinal fallado. Por encima se encuentran los materiales pertenecen al Cámbrico Inferior-Medio hasta el Arenig como son las pizarras con trilobites, Capas de Bres (areniscas y limolitas laminadas) y Capas de Taramundi (pizarras grises azules alternadas con areniscas).

Las facies sedimentarias caracterizan la morfología y situación del estuario, siendo resultado de los agentes dinámicos. La granulometría de la zona, fundamentalmente es de componente arenoso, con arenas cuarzosas de granos redondeados no desgastados. La composición mineralógica de las arenas es de una proporción variable de carbonatos y cuarzo junto con feldespatos, moscovita y pizarras.

Los sedimentos de la ría tienen tres procedencias: fluvial, marina y del propio estuario. La fluvial es mayoritariamente de arena, limo y arcilla, así como los cantos y gravas que se pueden transportar con las crecidas del río. La marina viene de las corrientes costeras de áreas occidentales, introduciendo arenas cuarzosas y bioclastos carbonatados que derivan de organismos con caparazón. Por último, la aportación del estuario es doble, una parte proviene de los organismos con concha que proporcionan bioclastos y la otra de los acantilados en forma de cantos, arenas y limos.

Desde el punto de vista de la sedimentación del estuario, se diferencian las cuatro regiones que se presentan en la figura, siendo la primera de los banales y barras arenosas la que habrá donde se dispondrá el emisario. Este tipo de sedimento estudiado más a fondo consta de una dinámica fundamentalmente fluvial. Después de la pleamar hasta media marea ascendente existe un flujo unidireccional aguas abajo, y en avenidas hay una intensa aportación sedimentaria fluvial con escasa retención tendiendo a



eliminar los excedentes hacia el resto del estuario y mar afuera. Los procesos erosivos sobre los taludes de las llanuras de fangos incorporan cantos blandos al lecho y a las márgenes. Además, durante los estiajes tiende a recubrirse el canal con capas de varios milímetros o centímetros de limos y fangos.

En el centro del estrechamiento entre la Punta de la Cruz y La Punta de Castropol, existe una depresión sumergida de 700m de anchura, que se amplía a 1km en la Ensenada de Arnao y se estrecha hasta 500m en el puente Los Santos. La parte de la Ensenada de Arnao pierde profundidad desde un máximo de 15m.

La depresión existente en la Ensenada de Arnao está ocupada por un recubrimiento sedimentario arenoso que, como revelan los sondeos efectuados para la construcción del puente de Los Santos, pueden llegar a superar los 60m.

El enlace de la playa sumergida con la zona de la desembocadura se efectúa de forma gradual; esta última representa un área compleja cuya particularidad reside en constituir el frente terminal de mayor pendiente del prisma sedimentario que solamente alcanza una pendiente de $0,5^\circ$ desde la cola estuarina.

En el paso del Puente de los Santos (el inlet de la ría), la depresión rellena de sedimento arenoso tiene un calado máximo de 7m. En este paso existe un delta mareal arenoso de flujo y reflujo.

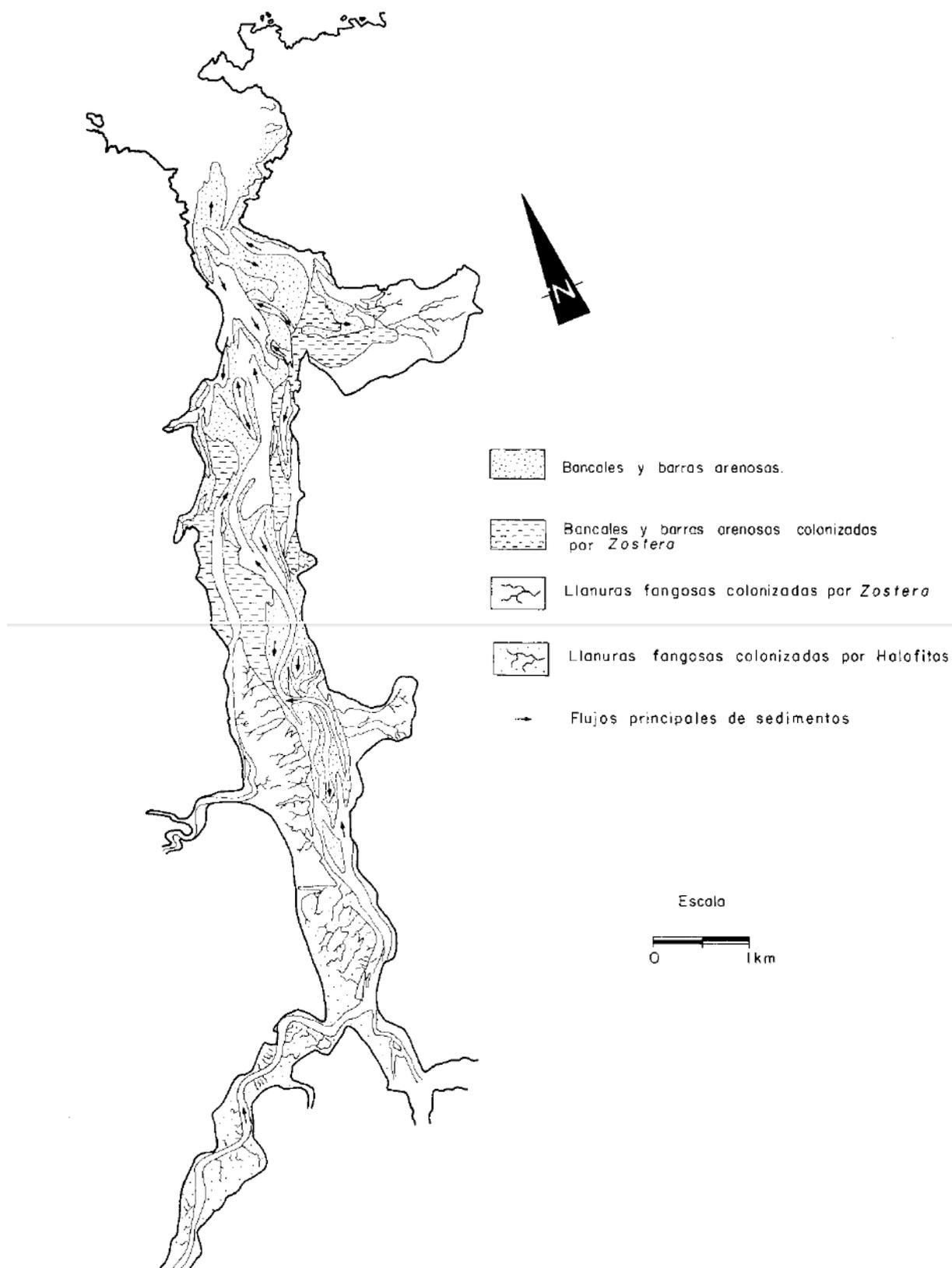


Figura 22. Zonas morfo-sedimentarias superficiales más características y flujos de sedimento destacables.

5.3). CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO RECEPTOR

La salinidad y la temperatura del medio receptor, han sido extraídas del “Análisis de las condiciones morfodinámicas de la Ría del Eo para su aprovechamiento integral. Principado de Asturias, Conserjería de Medio Rural y Pesca (1998)”.

Los datos de ese análisis reflejan una $S = 35$ ppm y $T^a = 17$ °C, por lo que la densidad de la ría es de $\rho = 1024,75$ kg/m³. El dato de la densidad del medio receptor será el que se use en el posterior diseño del emisario.

5.4). CARACTERÍSTICAS DEL RÍO EO

El río Eo es un río que nace en Fonteo, en la provincia de Lugo y desemboca en el mar Cantábrico formando la ría de Ribadeo. A su paso recorre 99 km, con zonas gallegas y zonas asturianas. La cuenca del río consta de 819 km², con 287 km² en Asturias y 532 km² en Galicia.

El caudal natural del río varía a lo largo del año, siendo los caudales mínimo, medio y máximo obtenidos en la Estación de Aforo 1427 en San Tirso de Abres de 0,6 m³/s, 19,6 m³/s y 425,1 m³/s respectivamente.

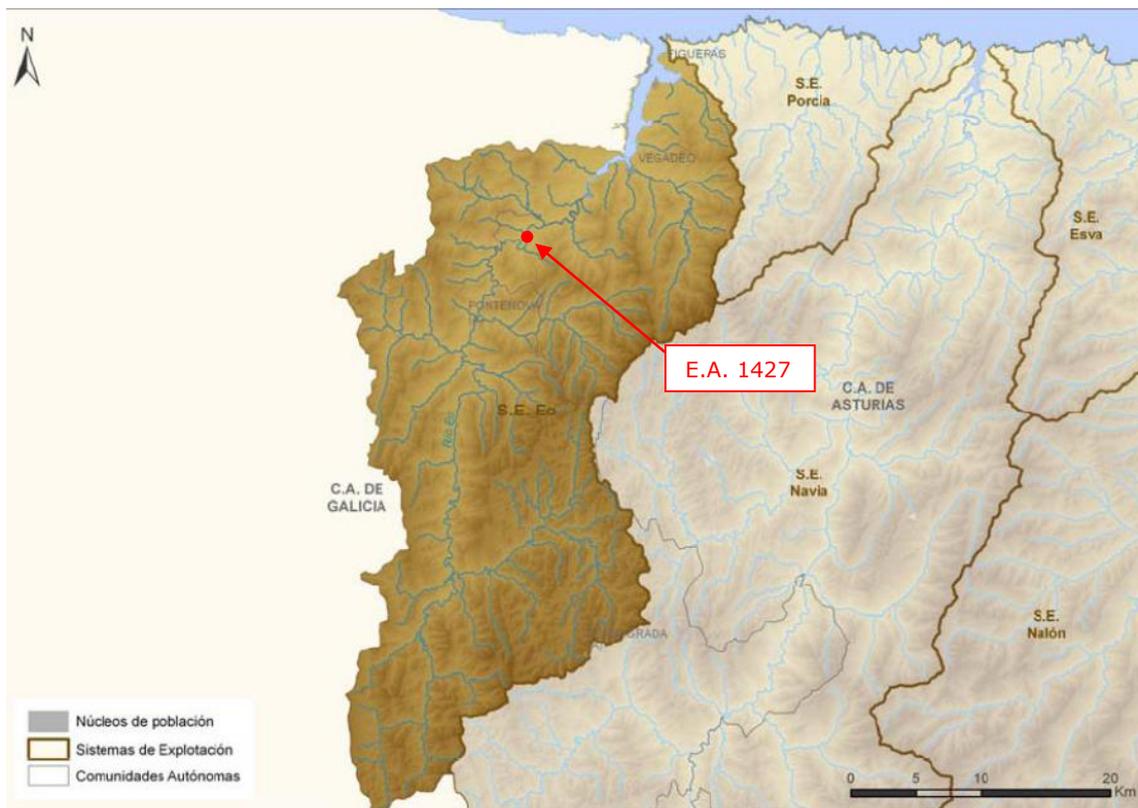


Figura 23. Cuenca vertiente del río Eo y Estación de Aforo 1427.

5.5). DINÁMICA MARINA

5.5.1. Marea astronómica:

Las corrientes de marea en la zona de estudio se han tomado de un estudio desarrollado por el IH Cantabria. En dicho estudio se llevó a cabo una simulación con la que se obtuvieron los valores de la marea para una duración de 15 días en los que incluyen mareas medias, vivas y muertas.

En las siguientes figuras se representan los campos vectoriales de corriente inducidos por dicho movimiento ondulatorio en los instantes de máximas velocidades que llenan y vacían la ría.

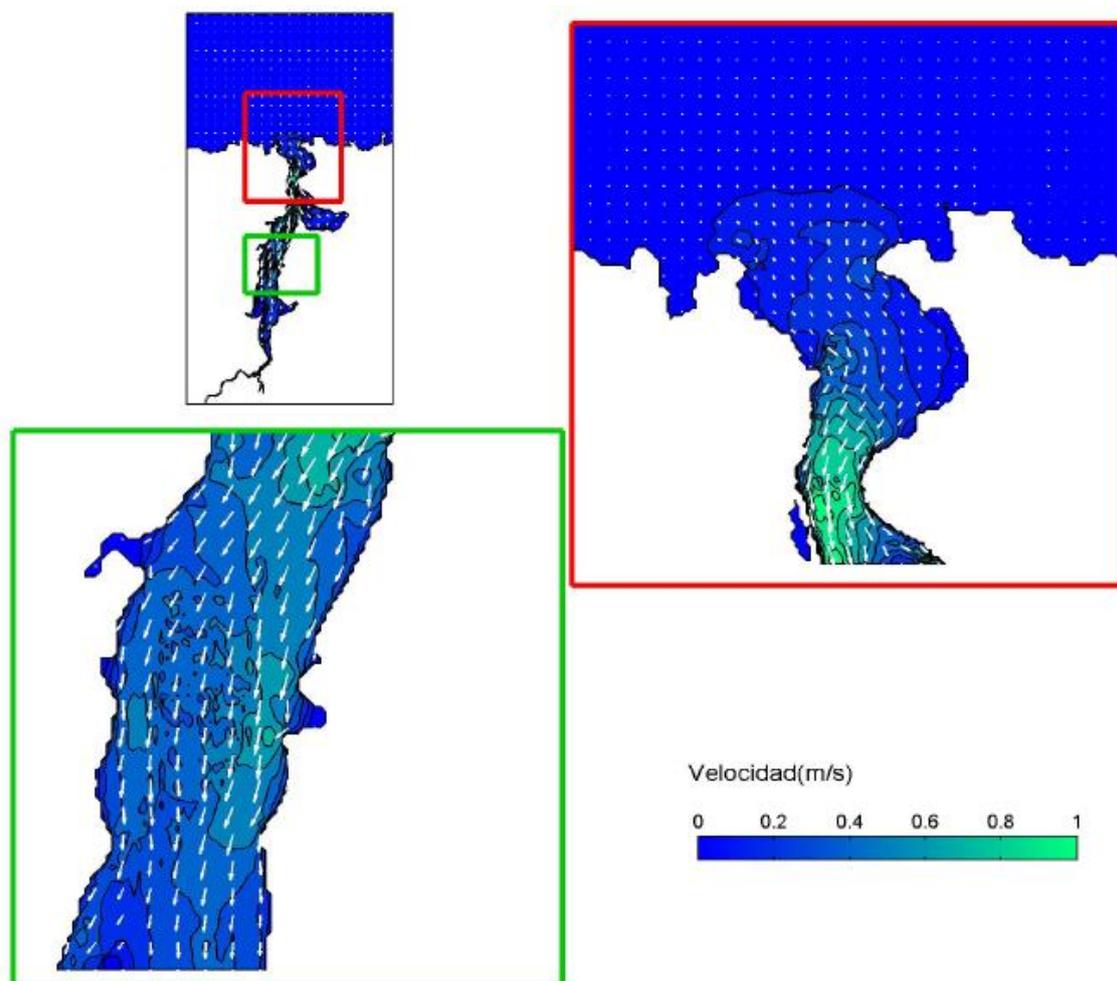


Figura 24. Corrientes de marea astronómica cuando se llena la ría.

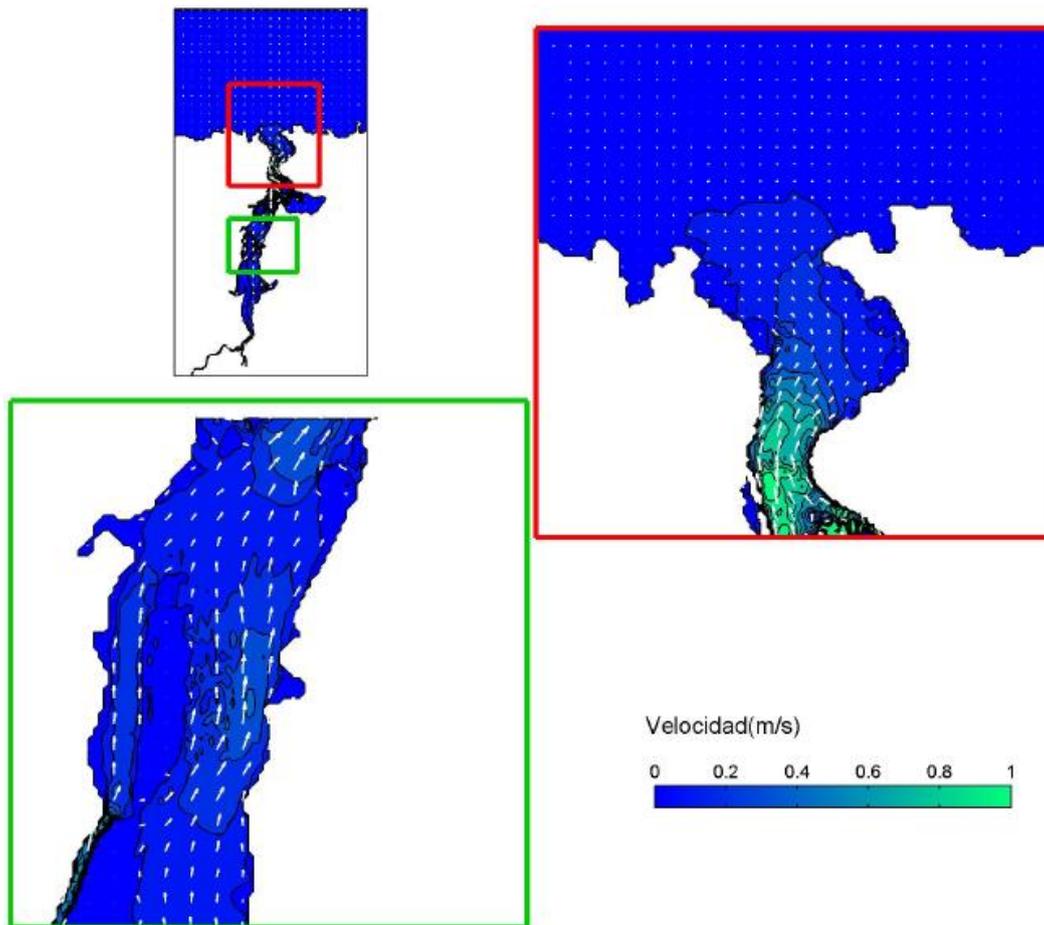


Figura 25. Corrientes de marea astronómica cuando se vacía la ría.

Las corrientes originadas por la marea astronómica en un período representativo de 15 días, en la zona próxima al vertido del emisario toman valores medios de unos 20 cm/s, o lo que es lo mismo 0,2 m/s.

5.5.2. Viento:

La distribución de la dirección e intensidad del viento en la zona de estudio viene recogida en la "R.O.M. 04.95". De dicha guía se saca la información que viene expuesta en la siguiente tabla.

Velocidad (m/s)	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	TOTAL
2-8	6,5	9,6	5,1	2,2	3,5	8,6	6,8	6,1	48,4
>8	3,5	9,3	4,5	1,1	2,5	8,2	5,6	4,6	39,3

Tabla 1. Velocidades del viento en la zona de estudio.

Como puede observarse, se tienen en cuenta dos situaciones: los vientos moderados (2-8m/s) y los vientos fuertes (>8m/s).

Con estos datos de partida, junto a otras condiciones de contorno y mediante modelado numérico, en el IH Cantabria se abordó el estudio que representa el movimiento de agua inducido por el viento.

En las siguientes figuras se muestran las corrientes marinas medias obtenidas para vientos del noreste (NE) y del sureste (SW) de una intensidad de 10m/s.

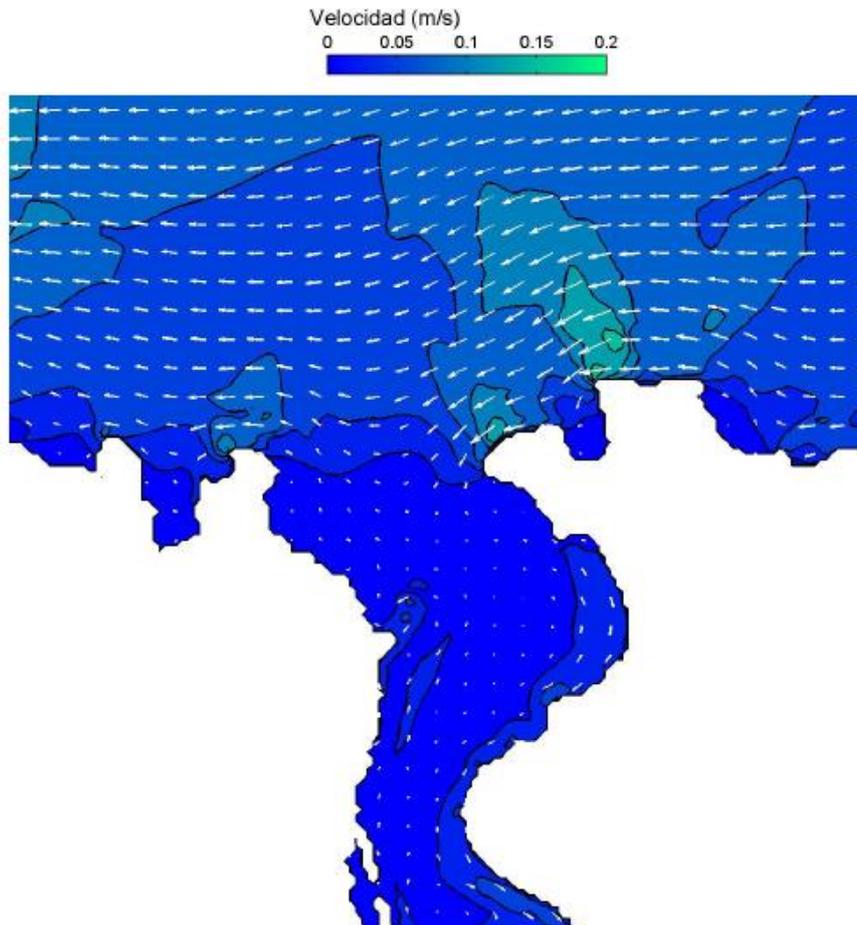


Figura 26. Velocidades medias en el agua originadas por un viento del NE de 10 m/s.

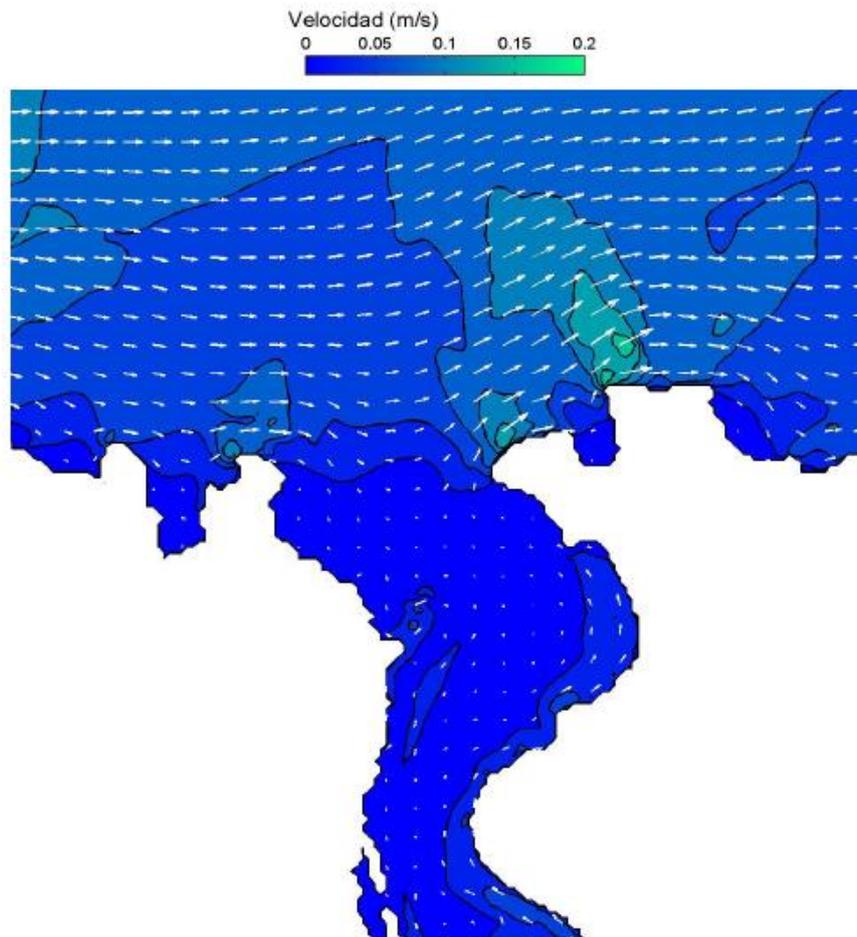


Figura 27. Velocidades medias en el agua originadas por un viento del SW de 10 m/s.

Las velocidades medias generadas por el viento en la zona de vertido del emisario submarino varían según la dirección e intensidad del mismo, correspondiendo los valores más elevados a los del NE y SW. Las corrientes máximas obtenidas de dicho estudio en la columna de agua no llegan a sobrepasar los 10 cm/s, es decir 0,1 m/s.

5.6). CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de diseño que se utilizarán a la hora de calcular las características del emisario corresponden a dos horizontes de población obtenidos tras conocer los habitantes actuales de los núcleos de población e integrar la tendencia o crecimiento que va a llevar la zona y la afección de la población estacional. En verano, Semana Santa y puentes; la población se ve aumentada en torno a 930 y 1400 habitantes en los concejos de Vegadeo y Castropol respectivamente, pudiendo llegar a tener el concejo de Castropol una población cercana a los 6000 habitantes.

Los dos horizontes que servirán de estudio son los que se indican en la siguiente tabla con sus respectivos caudales medio y punta:



HORIZONTE ACTUAL	HABITANTES	CAUDAL (L/s)	
		MEDIO	PUNTA
HORIZONTE RAZONABLE	6000	MEDIO	25
		PUNTA	50
HORIZONTE RAZONABLE	12000	MEDIO	50
		PUNTA	100

Tabla 2. Caudales de diseño provenientes de la EDAR.

Los caudales que serán utilizados en el estudio a la hora de diseñar el emisario submarino son los caudales punta:

$$Q_{p_{\text{actual}}} = 50\text{L/s} = 0,05\text{m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{p_{\text{futuro}}} = 100\text{L/s} = 0,1\text{m}^3/\text{s}.$$

5.7). CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE

El efluente es contaminante, por lo que se someterá a un tratamiento de depuración antes de que sea vertido a la ría. El nivel de tratamiento que se deberá tomar lo requerirá el medio receptor y su admisibilidad. Como la ría del Eo cuenta con varias zonas de baño y zonas de producción de moluscos, será necesario un tratamiento secundario, siendo las cargas de contaminantes del efluente después del tratamiento las siguientes:

$$\text{DBO}_5: 25 \text{ mg/L} \quad \text{SS}: 35 \text{ mg/L} \quad \text{N}: 15 \text{ mg/L} \quad \text{P}: 2 \text{ mg/L}$$

Y las características del efluente que se usarán en el estudio del diseño ambiental y el cálculo hidráulico serán:

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

$$\mu = 1,616 \cdot 10^{-3} \text{ N}\cdot\text{s/m}^2.$$

6). DISEÑO AMBIENTAL

Como ya se ha comentado, la alternativa de saneamiento a estudiar es el vertido por emisario submarino, situando el tramo difusor el cual vierte el efluente al final de la conducción. La conducción deberá entrar 500m desde tierra hasta la ría, estando siempre en aguas asturianas ya que el vertido es de población del Principado de Asturias y no de Galicia.

El tramo del emisario en el mar es de 500m y su parte en tierra es de 70m, por lo que tiene una longitud total de 570m. En el plano número 5 se puede ver la traza del emisario en planta.

El diseño del tramo difusor del emisario se abordará considerando el mecanismo de dilución inicial, ya que la mezcla entre el efluente y el agua marina en el punto de vertido está dominada por la cantidad de movimiento del agua vertida o por la diferencia de densidad existente.

De acuerdo con la "Instrucción Para el Proyecto de Conducciones de Vertido desde Tierra al Mar de 1993" se debe asegurar una dilución inicial mínima del efluente con el agua del medio receptor de 100.

El efluente vertido, al salir de las bocas de descarga del emisario podrá tener forma de chorro o de pluma. En el caso de vertido de aguas residuales urbanas predomina el comportamiento tipo pluma, por lo que se utilizará un modelo con una fórmula empírica en donde el comportamiento del efluente es el de una pluma lineal. La dilución inicial en plumas lineales está altamente influenciada por las características ambientales del medio como las corrientes y la densidad así como por la forma en que se introduce el efluente al medio.

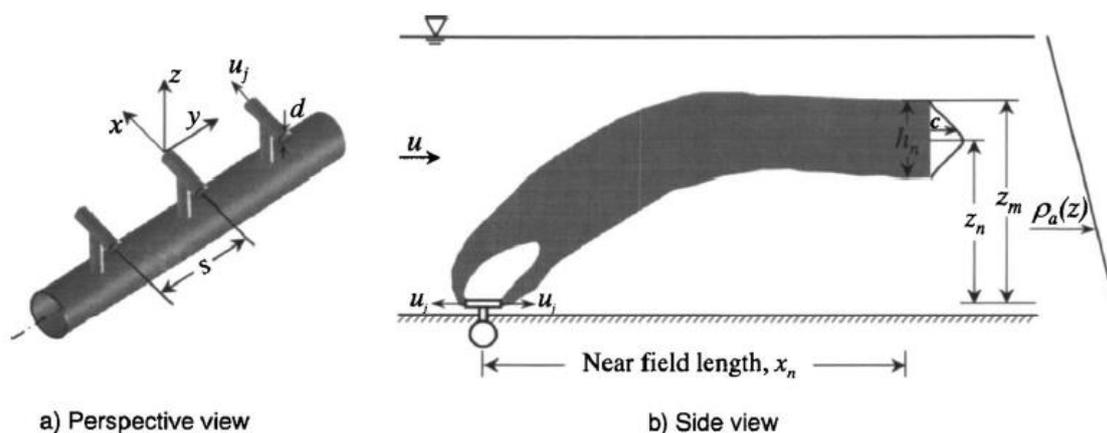


Figura 28. Ejemplo de pluma lineal

Se estará del lado de la seguridad en cuanto al valor de la dilución inicial, pues se tomará que la velocidad de la corriente en la zona de vertido es muy baja, es decir, el agua está en reposo. Se tomará $u=0,02$ m/s siendo 'u' la velocidad de la corriente.

Para situaciones en los que el número de Froude de la corriente es mayor de 0,3 ($F=u^3/b$) la velocidad de corriente entra en juego en la expresión de la dilución inicial de forma que la hace aumentar.

En este caso, para $F < 0,3$ se aplicará la fórmula de la variación de la dilución inicial en función de la separación entre las bocas de descarga para el vertido en un medio receptor no estratificado y en reposo, que es la ecuación 9 del siguiente ábaco, en la que el transporte se originará principalmente por la diferencia de densidad entre los líquidos.

Se deberá estar siempre en el comportamiento horizontal del ábaco que corresponde con la fórmula escrita, ya que es cuando existe pluma lineal, situación a la que corresponde una mayor dilución y que se suele dar en vertidos de aguas residuales urbanas.

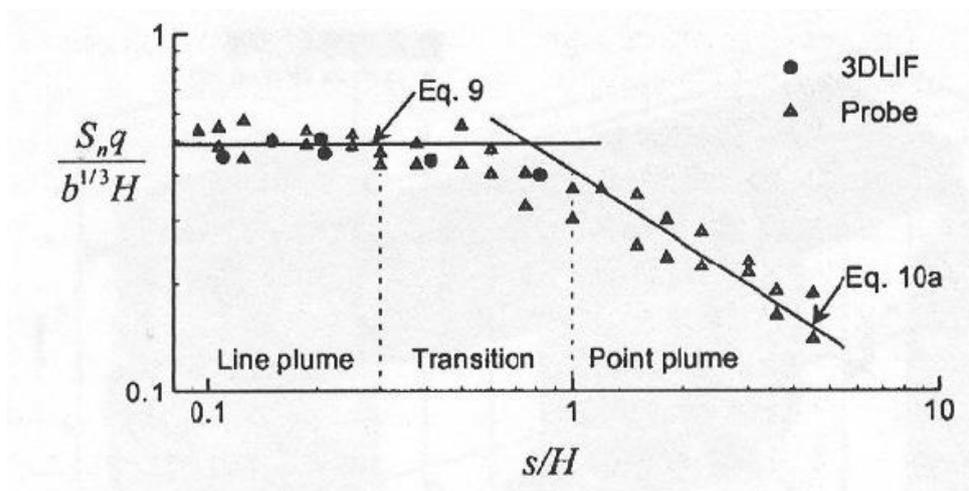


Figura 29. Ábaco del comportamiento de la pluma del efluente al salir del emisario en función del valor de la dilución inicial.

$$Eq\ 9 \rightarrow \frac{S_n \cdot q}{b^{\frac{1}{3}} \cdot H} = 0,49$$

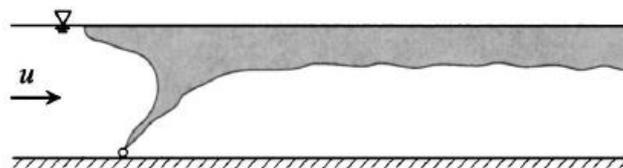


Figura 30. Pluma lineal para $F < 0,3$.

Siendo S_n la dilución inicial que deberá ser al menos de 100. $S_n \geq 100$.

La q , es el caudal por unidad de longitud de tramo difusor, o lo que es lo mismo el caudal circulante $Q_{95\%}$, partido de la longitud del tramo difusor. Para el caudal circulante por la conducción se asumirá que el $Q_{95\%} = Q_p$ de los dos horizontes que se tienen en cuenta (el actual y el futuro) con lo que $q = Q_p / L_{\text{difusor}}$.

La b corresponde con la flotabilidad del efluente, $b = g' \cdot Q_p / L_{\text{difusor}}$. Siendo g' la variación de la constante de gravitación universal con respecto a la densidad. Si se toma una densidad del efluente de 1000kg/m^3 y la del medio receptor de $1024,75\text{kg/m}^3$ quedará:

$$g' = g \cdot \frac{D\rho}{\rho} = 9,806 \cdot \frac{1024,75 - 1000}{1000} = 0,2427 \frac{m}{s^2}$$

Por lo que, $b = 0,2427 \cdot Q_p / L_{\text{difusor}}$.

H es la profundidad del fondo marino en el punto del vertido, la cual se obtiene de la batimetría que aparece en el plano 3. La profundidad es de $9,332\text{m}$ respecto al NMMA que es a donde está referida la topografía y batimetría. La profundidad entonces es de $9,697\text{m}$ referido al Nivel Medio del Mar en Gijón. Pero también se tiene en cuenta que el vertido no se hace desde el fondo, sino que los difusores deben estar colocados 2m por encima del fondo marino para evitar que el arrastre de sedimentos pueda obstruir las bocas de descarga y/o dañar el emisario pudiéndolo romper. La profundidad H acaba siendo de $H = 9,697\text{m} - 2\text{m} = 7,697\text{m}$.

Del perfil longitudinal de la traza del emisario es de donde se saca el valor de la cota del terreno, el emisario se enterrará 3m por debajo de esa cota y los elevadores subirán hasta 2m por encima de ella al objetivo de compatibilizar el vertido con los movimientos sedimentarios en la zona y garantizar la durabilidad de la estructura. Los elevadores por tanto acaban teniendo una longitud de 5m . El perfil longitudinal del emisario se puede observar en el plano número 6.

Para el estudio de la dilución inicial, se tomará el Nivel Medio del Mar en Gijón para obtener la profundidad de las bocas de descarga. Así la mitad del tiempo se tendrá una profundidad mayor y la otra mitad una menor, a más profundidad de la boca de descarga se tiene más dilución inicial.

Pero como se ha tomado la hipótesis de que el medio receptor está en reposo cuando realmente no lo está, existirá una dilución inicial mayor que la calculada. Por lo que diseñar a partir del NMMGijón está justificado.

Primero se ha calculado la longitud necesaria del tramo difusor para obtener una dilución mínima del valor de 100 cumpliendo a su vez con la ecuación para que haya pluma lineal en un medio no estratificado y en reposo.

Caso A) $Q_{p\text{actual}} = 0,05\text{m}^3/\text{s}$ y $H=7,697\text{m}$:

$$\frac{100 \cdot \frac{0,05}{L}}{\left(\frac{0,2427 \cdot 0,05}{L}\right)^{1/3} \cdot 7,697} = 0,49$$
$$L = \left(\frac{0,49 \cdot (0,2427 \cdot 0,05)^{1/3} \cdot 7,697}{100 \cdot 0,05}\right)^{-3/2} = 13,856\text{m}$$

Caso B) $Q_{p\text{futuro}} = 0,1\text{m}^3/\text{s}$ y $H=7,697\text{m}$:

$$\frac{100 \cdot \frac{0,1}{L}}{\left(\frac{0,2427 \cdot 0,1}{L}\right)^{1/3} \cdot 7,697} = 0,49$$

$$L = \left(\frac{0,49 \cdot (0,2427 \cdot 0,1)^{1/3} \cdot 7,697}{100 \cdot 0,1}\right)^{-3/2} = 27,713\text{m}$$

Para calcular el número de bocas, se parte de que son equidistantes con una separación 's' igual a lo largo del tramo difusor y que se dispone justo al principio y otro al final. Como el valor de la dilución inicial será mayor cuantos más difusores tenga el emisario y el caudal vertido es bastante pequeño, se optará por disponer de sólo una boca en cada elevador, con lo que la longitud del tramo difusor se obtiene con base a la expresión:

$$L_{\text{difusor}} \approx (n - 1) \cdot s$$

Siendo:

n: número de difusores

s: separación entre difusores, adoptando que están equidistantes

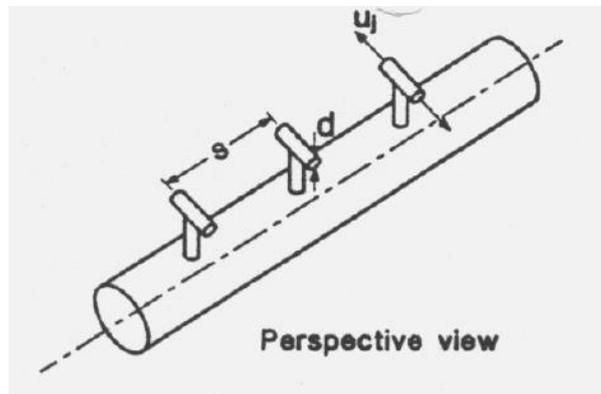


Figura 31. Separación entre las bocas.

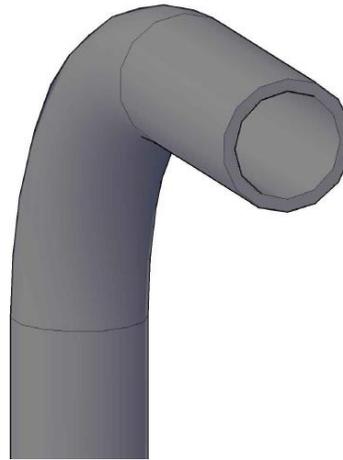


Figura 32. Vista de una única boca en cada elevador del emisario.

Como para la situación futura se necesita una longitud mayor, se calculará el número de difusores que se necesitan para esa situación de vertido.

En el ábaco antes comentado, donde se tiene la fórmula usada para cumplir la condición de dilución mínima, se tiene que el comportamiento óptimo de un emisario se produce cuando la relación s/H está dentro del intervalo $[0,3 - 0,5]$ por lo que:

$$s = [0,3 - 0,5] \cdot [H = 7,697\text{m}] \approx 3 \text{ m}$$

Entonces para $s = 3\text{m}$ la relación s/H tiene un valor de:

$$\frac{s}{H} = \frac{3}{7,697} = 0,389 \text{ que está dentro del intervalo } [0,3 - 0,5]$$

La longitud del tramo difusor será:

$$L_{\text{difusor}} = 27,713 \approx (n - 1) \cdot 3 \rightarrow n = 10,267 \approx 11 \text{ difusores.}$$

Por lo tanto el tramo difusor quedará:

$$L_{\text{difusor}} \approx (11 - 1) \cdot 3\text{m} = 30\text{m}$$

n = 11 difusores

s = 3 m

Recalculando el valor de la dilución inicial se tiene que:

$$Sn = 0,49 \cdot \left(\frac{0,2427 \cdot 0,1}{30}\right)^{1/3} \cdot 7,697 \cdot \frac{1}{0,1/30} = 105,427 > 100$$

Para la situación actual, como se necesita una longitud de difusor de 13,85m dado el caudal punta que es de 0,05m³/s, menor que los 30m que se tienen

para la situación futura, se tendrá una mayor dilución inicial para esa longitud de tramo difusor.

$$Sn = 0,49 \cdot \left(\frac{0,2427 \cdot 0,05}{30} \right)^{1/3} \cdot 7,697 \cdot \frac{1}{0,05/30} = 167,356$$

Si se obtiene la dilución inicial requerida en el horizonte futuro para su caudal punta, se conseguirá por tanto que para el horizonte actual se tenga una dilución mejor ya que el caudal punta es menor. A su vez, por esa misma razón puede que hidráulicamente el emisario no tenga un buen funcionamiento ya que las velocidades podrían ser muy bajas en este.

Por tanto, se verá cuántos de los 11 elevadores que se tienen para el escenario futuro se deben utilizar en el horizonte actual para conseguir la dilución mínima de 100. Como sólo se necesitarán parte de los difusores, de esta forma se tendrá un mejor comportamiento hidráulico ya que el caudal por cada uno será mayor aumentando así la velocidad en estos.

$$L_{dif} \approx 13,856m \approx (n - 1) \cdot [s = 3] \rightarrow n = 5,618 \approx 6 \text{ difusores}$$

Por lo tanto el tramo difusor me quedará:

$$L_{difusor} \approx (6 - 1) \cdot 3m = 15m$$

n = 6 difusores

s = 3 m

Se comprueba ahora que la dilución mínima sigue siendo mayor de 100:

$$Sn = 0,49 \cdot \left(\frac{0,2427 \cdot 0,05}{15} \right)^{1/3} \cdot 7,697 \cdot \frac{1}{0,05/15} = 105,427 > 100$$

Horizonte de vertido	Profundidad de vertido (m)	Longitud tramo difusor (m)	Número de elevadores	Separación entre bocas (m)	Dilución inicial
Futuro	7,697	30	11	3	105,427
Actual	7,697	30	11	3	167,356
Actual	7,697	15	6	3	105,427

Tabla 3. Resumen del diseño ambiental del tramo difusor.

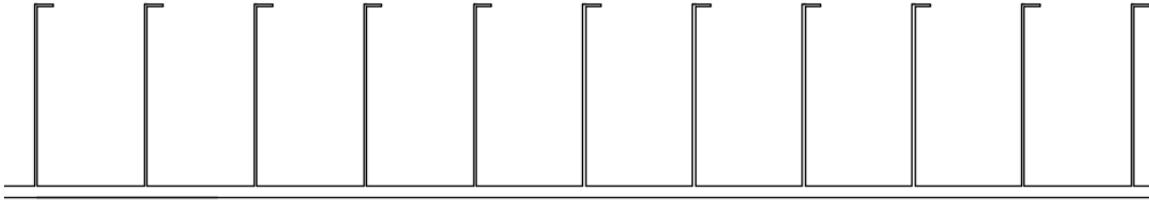


Figura 33. Vista del emisario y sus elevadores.

Como comprobación, deberá cumplirse la expresión fijada por Roberts para que pueda utilizarse la fórmula de la dilución inicial antes tomada del ábaco, es decir, que el número de Froude de la corriente sea menor de 0,3 para poder asumir que estamos en la situación de aguas en reposo.

$$F = \frac{u^3}{b} < 0,3$$

Donde 'b' es la flotabilidad del efluente definida ya anteriormente y 'u' es la velocidad de corriente. Considerando del lado de la seguridad que en el punto de vertido es de 0,02 m/s.

Caso A) $Q_{p_{actual}} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$\frac{u^3}{g' \cdot \frac{Q}{L}} = \frac{0,02^3}{0,2427 \cdot \frac{0,05}{30}} = 0,0197 < 0,3$$

Caso B) $Q_{p_{futuro}} = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$\frac{u^3}{g' \cdot \frac{Q}{L}} = \frac{0,02^3}{0,2427 \cdot \frac{0,1}{30}} = 0,0098 < 0,3$$

Tras estos cálculos se observa que la longitud de emisario tomada de 30 m cumple satisfactoriamente con la condición fijada por Roberts para que se pueda aplicar la ecuación de la dilución inicial para pluma lineal en un medio en reposo.

El cálculo hidráulico que va de la mano de la elección del material y de la posibilidad de tener abiertos o cerrados los difusores en el horizonte actual, ya que de ambas formas se cumple la condición de dilución inicial.

7). CÁLCULO HIDRÁULICO

Como se ha indicado, el emisario tiene una longitud total de 500m (570m contando con su parte en tierra), siendo el tramo de difusores de 30m, por lo que la longitud final del emisario y tramo difusor es de 600m.

La cota respecto el Nivel Medio del Mar en Gijón de la rasante del emisario en el punto de inicio del tramo difusor será de -12,697m, y en el punto final de -13,197, por lo que las cotas de vertido de estos dos mismos puntos son de -6,697m y -7,197m respectivamente (situados 5m por encima del punto del emisario).

El tramo de difusores de 30m, comprende 11 elevadores de 5m de longitud dispuestos a intervalos de 3m. Como se ha obtenido del diseño ambiental para que se cumpla la condición de la dilución mínima de 100. Cada elevador contará con un difusor equipado con una válvula antirretorno para que el agua salada del mar no entre al emisario cuando este vierta caudales bajos, dicha válvula producirá unas pérdidas de carga importantes a tener en cuenta en el cálculo hidráulico del emisario.

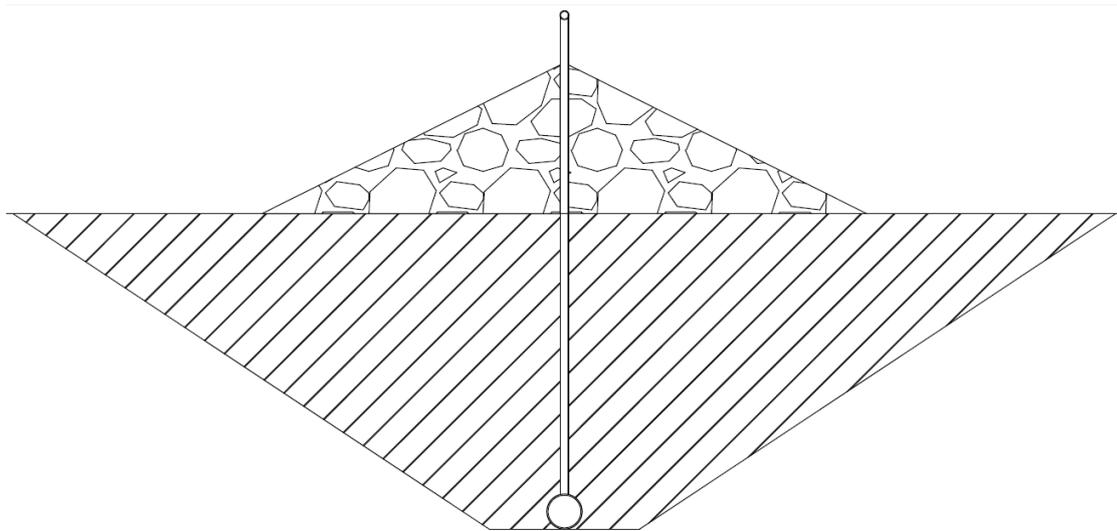


Figura 34. Esquema del elevador sobre el emisario, viéndose la zanja en la que irá enterrada y la escollera de protección.

El proceso constructivo está fuertemente condicionado por la posición del emisario respecto del entorno, ya que a menos de 2 km está el puerto de Ribadeo en la margen gallega de la ría. La estrategia de construcción se basa principalmente en montar el emisario en el puerto, y transportarlo hasta su posición mediante barcas y una vez situado fondearlo hasta la zanja donde irá enterrado. Para este tipo de procedimientos, el material idóneo es el polietileno de alta densidad (HDPE), ya que es flexible y soporta bien los esfuerzos a los que se le somete en la fase de transporte y fondeo.

Las dimensiones de las tuberías utilizadas están en el catálogo comercial de PipeSystem.



Diámetro exterior frente a espesor de pared y peso de distintas clases SDR												
OD mm	SDR 41		SDR 33		SDR 30		SDR 26		SDR 22		SDR 21	
	e(mm)	kg/m										
20												
25												
32												
40												
50					2.0	0.317	2.0	0.317	2.0	0.251	2.0	0.251
63					2.3	0.455	2.5	0.482	2.9	0.561	3.0	0.586
75					2.7	0.640	2.9	0.682	3.4	0.791	3.6	0.826
90	2.2	0.633	2.8	0.800	3.0	0.85	3.5	0.987	4.1	1.14	4.3	1.19
110	2.7	0.850	3.4	1.17	3.7	1.26	4.2	1.45	5.0	1.69	5.3	1.77
125	3.1	1.23	3.9	1.53	4.2	1.63	4.8	1.86	5.7	2.18	6.0	2.28
140	3.5	1.50	4.3	1.88	4.7	2.04	5.4	2.35	6.4	2.73	6.7	2.85
160	4.0	1.86	4.9	2.50	5.3	2.65	6.2	3.08	7.3	3.55	7.7	3.73
180	4.4	2.50	5.5	3.15	6.0	3.35	6.9	3.83	8.2	4.49	8.6	4.69
200	4.9	3.08	6.2	3.85	6.7	4.13	7.7	4.74	9.1	5.54	9.6	5.81
225	5.5	3.90	6.9	4.89	7.5	5.22	8.6	5.96	10.2	7.0	10.8	7.35
250	6.2	4.77	7.7	6.09	8.3	6.44	9.6	7.38	11.4	8.64	11.9	9.03
280	6.9	5.96	8.6	7.55	9.3	8.07	10.7	9.2	12.7	10.8	13.4	11.34
315	7.7	7.60	9.7	9.7	10.5	10.2	12.1	11.7	14.3	13.7	15.0	14.3
355	8.7	9.6	10.9	12.1	11.8	12.9	13.6	14.8	16.1	17.4	16.9	18.2
400	9.8	12.5	12.3	15.7	13.3	16.8	15.3	19.1	18.2	22.5	19.1	23.6
450	11.0	15.8	13.8	19.9	15.0	21.2	17.2	24.2	20.5	28.5	21.5	29.8
500	12.3	19.4	15.3	24.4	16.7	26.2	19.1	29.9	22.7	35.2	23.9	36.9
560	13.7	24.4	17.2	30.7	18.7	32.8	21.4	37.5	25.5	44.1	26.7	46.2

Diámetro exterior frente a espesor de pared y peso de distintas clases SDR												
OD mm	SDR 17.6		SDR 17		SDR 13,6		SDR 11		SDR 9		SDR 7.4	
	e(mm)	kg/m	e(mm)	kg/m	e(mm)	kg/m	e(mm)	kg/m	e(mm)	kg/m	e(mm)	kg/m
20							2.0	0.118	2.3	0.133	3.0	0.156
25					2.0	0.151	2.3	0.172	3.0	0.213	3.5	0.243
32	2.0	0.197	2.0	0.200	2.4	0.228	3.0	0.274	3.6	0.326	4.4	0.387
40	2.3	0.288	2.4	0.290	3.0	0.354	3.7	0.434	4.5	0.507	5.5	0.607
50	2.9	0.445	3.0	0.460	3.7	0.550	4.6	0.672	5.6	0.789	6.9	0.945
63	3.6	0.695	3.8	0.730	4.7	0.869	5.8	1.06	7.1	1.25	8.6	1.5
75	4.3	0.986	4.5	1.03	5.6	1.23	6.8	1.48	8.4	1.77	10.3	2.11
90	5.1	1.40	5.4	1.47	6.7	1.76	8.2	2.14	10.1	2.54	12.3	3.04
110	6.3	2.10	6.6	2.19	8.1	2.63	10.0	3.18	12.3	3.79	15.1	4.55
125	7.1	2.69	7.4	2.79	9.2	3.39	11.4	4.09	14.0	4.89	17.1	5.85
140	8.0	3.37	8.3	3.50	10.3	4.25	12.7	5.13	15.7	6.12	19.2	7.34
160	9.1	4.40	9.5	4.57	11.8	5.54	14.6	6.74	17.9	7.99	21.9	9.61
180	10.2	5.54	10.7	5.77	13.3	7.01	16.4	8.51	20.1	10.1	24.6	12.13
200	11.4	6.86	11.9	7.10	14.7	8.65	18.2	10.5	22.4	12.5	27.4	15.0
225	12.8	8.64	13.4	9.03	16.6	10.9	20.5	13.3	25.2	15.8	30.8	18.9
250	14.2	10.7	14.8	11.1	18.4	13.5	22.7	16.3	27.9	19.5	34.2	23.4
280	15.9	13.3	16.6	13.9	20.6	16.9	25.4	20.4	31.3	24.4	38.3	29.3
315	17.9	16.9	18.7	17.2	23.2	21.4	28.6	25.9	35.2	30.9	43.1	37.2
355	20.1	21.4	21.1	22.4	26.1	27.2	32.2	33.0	39.7	39.3	48.5	47.2
400	22.7	27.8	23.7	28.9	29.4	35.2	36.3	42.7	44.7	50.8	54.7	61.1
450	25.5	35.1	26.7	36.6	33.1	44.6	40.9	54.1	50.3	64.3	61.5	77.3
500	28.3	43.3	29.7	45.1	36.8	55.0	45.4	66.7	55.8	79.4		
560	31.7	54.2	33.2	56.6	41.2	69.0	50.8	83.7	62.2	99.6		

Figura 35. Catálogo comercial de tuberías de polietileno de alta densidad de PipeSystem.

7.1). CÁLCULO MEDIANTE EL PROGRAMA EPANET

El cálculo hidráulico del emisario se obtendrá con la ayuda del programa EPANET, con el que se asemeja el comportamiento del emisario a una red de tuberías y embalses de superficie infinita. Las bocas de los difusores del emisario se asemejarán a los embalses y lo que habrá que definir en ellos

será su cota, que será función de la altura de la columna de agua que tengan sobre sí, es decir, de la profundidad a la que esté la boca.

La disposición de las tuberías y embalses es la siguiente:

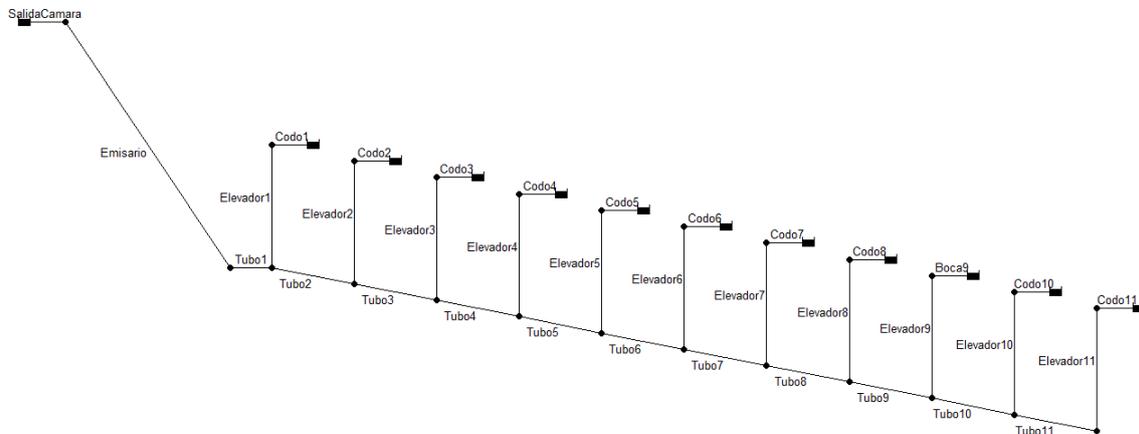


Figura 36. Disposición del emisario en el programa EPANET.

Además de la disposición de las tuberías, también hay que asignar el valor de sus características. Características como su longitud, diámetro, coeficiente de fricción de Manning y coeficiente de pérdidas de carga.

A continuación se verán los valores se han dado a las características recién comentadas a cada tramo:

7.1.1. Coeficiente de fricción:

En este caso se usará la fórmula de Chezy-Manning, por lo que las pérdidas continuas de las tuberías vienen expresadas por la rugosidad 'n'. El HDPE tiene un valor de $n = 0.009$.

7.1.2. Coeficiente de pérdidas de carga:

Las pérdidas de carga localizadas existentes en el emisario se tendrán en cuenta con un coeficiente de pérdidas (K) que es el valor que se le da al programa y que tomará para sacar las pérdidas de carga en ese tramo de la siguiente forma:

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Existen diferentes pérdidas de carga, estas se producen a la salida de la cámara de carga, en las derivaciones, tanto al subir al elevador como siguiendo por el emisario, en los codos existentes en los elevadores y en las bocas, concretamente en las válvulas antirretorno:

7.1.2.1. En la salida del depósito:

En la unión de la cámara de carga y la tubería existe una pérdida de carga, con un coeficiente de pérdidas de $K = 0,5$.

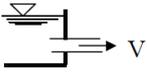
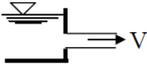
Singular headloss k-factor	
	k-factor
 Inlet 1	$k = 1,0$
 Inlet 2	$k = 0,5$

Figura 37. Factor K de pérdida de carga para la salida de depósitos.

$$h = [K = 0,5] \cdot \left(\frac{v^2}{2g}\right)$$

7.1.2.2. En la derivación:

La pérdida que se produce es función de los caudales, los diámetros y las velocidades de las tuberías que intervienen en la unión, $Q_1, D_1, Q_2, D_2, V_2, Q_3, D_3=D_1$ y V_3 .

$$h_{12} = K \cdot \left(\frac{v_2^2}{2g}\right) \quad K_{12} = 0,4 + \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{-2} \cdot \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^4$$

$$h_{13} = K \cdot \left(\frac{v_3^2}{2g}\right) \quad K_{13} = \frac{1 + \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^2}{1 + \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^{3,5}}$$

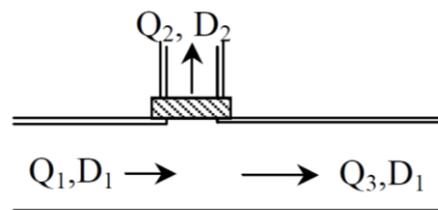


Figura 38. Disposición de diámetros y caudales en las derivaciones.

7.1.2.3. En el codo:

Situado en el elevador de 5m justo antes de la boquilla con la válvula antirretorno. El valor de 'K' será de 0,9, siendo la pérdida localizada:

$$h = [K = 0,9] \cdot \left(\frac{v^2}{2g}\right)$$

7.1.2.4. En la válvula antirretorno:

Se calcula directamente la pérdida de carga en función de la velocidad de salida a través de ella, y con ella calculamos el coeficiente 'K'. En esta pérdida de carga ya se tiene en cuenta la pérdida de carga por la diferencia de velocidad entre la masa de agua y el caudal saliente por la válvula:

$$h = 0,182 \cdot v^2 + 0,183$$

$$K = \frac{h}{\left(\frac{v^2}{2g}\right)} = \frac{0,182 \cdot v^2 + 0,183}{\left(\frac{v^2}{2g}\right)}$$



Figura 39. Válvula antirretorno para masas de agua.

Las válvulas antirretorno se usan en la descarga de efluentes por medio de difusores para prevenir el ingreso de aguas salinas y sedimentos y mejorar así el comportamiento hidráulico del emisario en su interior. Su ventaja principal es que tienen un orificio variable cuyo área efectiva se incrementa con el aumento del flujo y disminuye con la reducción en el flujo. El orificio variable lo que genera son velocidades mayores de chorro cuando los flujos sean menores.



Figura 40. Ejemplo de una válvula antirretorno colocada en la boca de un elevador saliendo del emisario.

7.1.3. Cota de los embalses:

La cota que se dará a los embalses en el programa será función de la pérdida de carga por causa de la diferencia de densidad que hay entre el efluente y el agua salada. Estas pérdidas dependen de la profundidad a la que está situada la boca de descarga, es decir, la altura de agua que tenga sobre sí el punto de salida y del gradiente de densidad entre ambos fluidos.

$$h = \Delta\rho \cdot H = \left(\frac{\rho_{\text{agua salada}} - \rho_{\text{efluente}}}{\rho_{\text{efluente}}} \right) \cdot H = \left(\frac{1024,75 - 1000}{1000} \right) \cdot H$$

Siendo H la profundidad a la que esté la boca de descarga respecto del nivel del mar.

7.1.4. Diámetros y longitudes de las tuberías:

Los diámetros, son junto a la cota de la cámara de carga las incógnitas. Y serán lo que se deberá ir variando hasta encontrar la solución óptima.

En este caso, se tienen unas cuantas consideraciones a la hora de escoger el diámetro. La llegada de los colectores a la cámara de carga llegan a una cota de 5m sobre el NMMGijón, por lo que esa será el máximo nivel de agua que se puede tener en la cámara de carga para conseguir que se produzca el vertido si no queremos disponer de bombeos.

En este estudio, la finalidad es conseguir el comportamiento del emisario submarino sin depender de un bombeo, ya que entonces se tendría que tener contratada la potencia de la bomba pagando su consiguiente cuota.

La variación del diámetro tendrá su influencia en la velocidad en el emisario, así como en las pérdidas continuas y en las derivaciones del emisario.

Los diámetros dispuestos al final del estudio son los siguientes:

	DIÁMETRO EXTERIOR (mm)	DIÁMETRO INTERIOR (mm)	SDR	PESO (kg/m lineal)
EMISARIO	355	327,8	26	14,8
ELEVADORES (1,2,3,4,5,6 y 7)	90	76,6	13,6	1,76
ELEVADORES (8, 9, 10 y 11)	110	85,4	9	3,79

Tabla 4. Diámetros utilizados en el diseño del emisario submarino.

En los planos 7 y 8 se pueden ver los perfiles transversales del emisario y los elevadores, en los cuales se puede observar la zanja en la que deberá ir enterrado el emisario así como la escollera que se colocará sobre el fondo marino para proteger los elevadores.

En la siguiente figura y tabla podemos ver la longitud y diámetro de cada tubería.

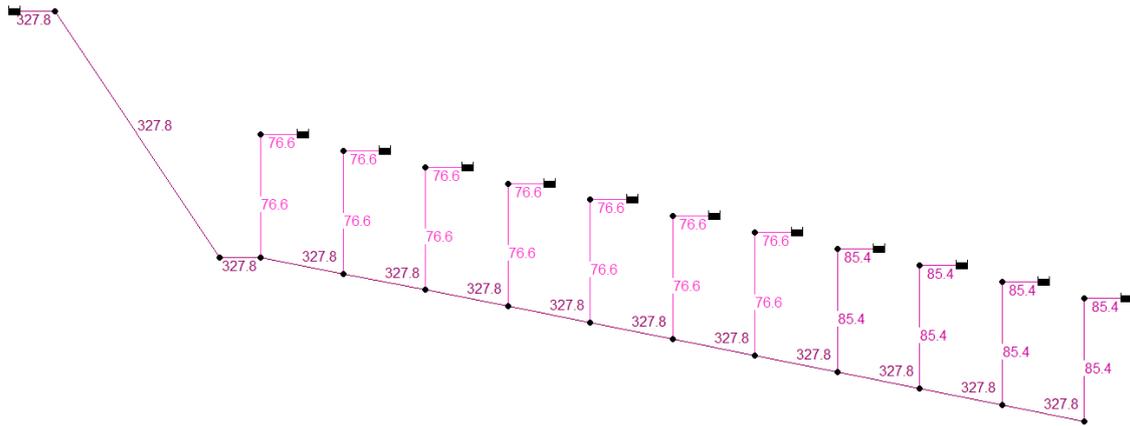


Figura 41. Diámetros de cada tramo del emisario.

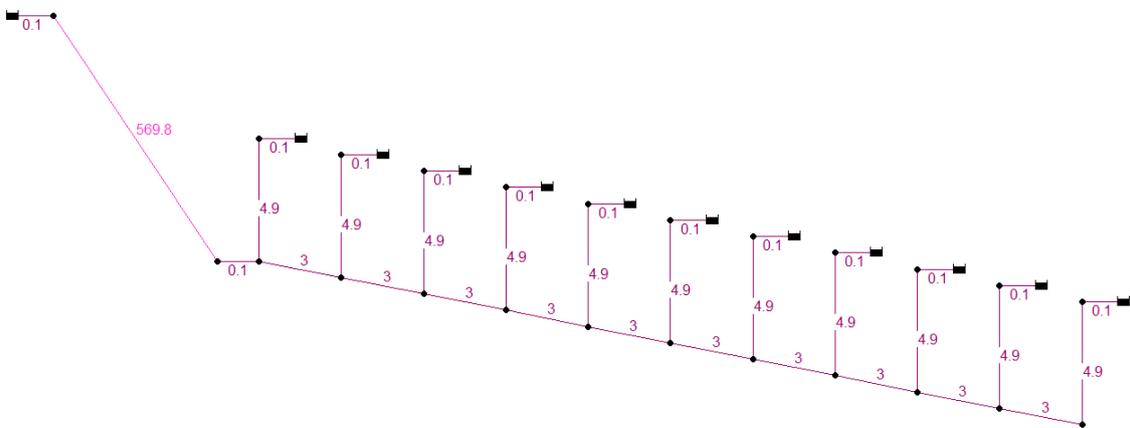


Figura 42. Longitudes de cada tramo del emisario.



NOMBRE	LONGITUD (m)	DIÁMETRO INTERIOR (mm)
SalidaCamara	0,1	327,8
Emisario	569,8	327,8
Tubo1	0,1	327,8
Tubo2	3	327,8
Tubo3	3	327,8
Tubo4	3	327,8
Tubo5	3	327,8
Tubo6	3	327,8
Tubo7	3	327,8
Tubo8	3	327,8
Tubo9	3	327,8
Tubo10	3	327,8
Tubo11	3	327,8
Elevador1	4,9	76,6
Elevador2	4,9	76,6
Elevador3	4,9	76,6
Elevador4	4,9	76,6
Elevador5	4,9	76,6
Elevador6	4,9	76,6
Elevador7	4,9	76,6
Elevador8	4,9	85,4
Elevador9	4,9	85,4
Elevador10	4,9	85,4
Elevador11	4,9	85,4
Codo1	0,1	76,6
Codo2	0,1	76,6
Codo3	0,1	76,6
Codo4	0,1	76,6
Codo5	0,1	76,6
Codo6	0,1	76,6
Codo7	0,1	76,6
Codo8	0,1	85,4



Codo9	0,1	85,4
Codo10	0,1	85,4
Codo11	0,1	85,4

Tabla 5. Longitudes y diámetros de cada tramo del emisario.

Respecto a los nudos, el valor que les daremos será la cota que tendrán, y a los embalses, la altura de la pérdida de carga que existirá en las bocas de descarga.

NOMBRE	PROFUNDIDAD RESPECTO NMMGijón (m)
Conexión1	-5
Conexión2	-12,697
Conexión3	-12,697
Conexión4	-12,747
Conexión5	-12,797
Conexión6	-12,847
Conexión7	-12,897
Conexión8	-12,947
Conexión9	-12,997
Conexión10	-13,047
Conexión11	-13,097
Conexión12	-13,147
Conexión13	-13,197
Conexión14	-6,697
Conexión15	-6,747
Conexión16	-6,797
Conexión17	-6,847
Conexión18	-6,897
Conexión19	-6,947
Conexión20	-6,997
Conexión21	-7,047
Conexión22	-7,097
Conexión23	-7,147
Conexión24	-7,197

Tabla 6. Cota de las conexiones existentes en el emisario.

Como ya se ha comentado la altura que se especificará en cada embalse que representa las bocas será la pérdida de carga existente en las válvulas antirretorno, que tienen un valor:

$$h = \Delta\rho \cdot H = \left(\frac{\rho_{\text{agua salada}} - \rho_{\text{alfluyente}}}{\rho_{\text{alfluyente}}} \right) \cdot H = \left(\frac{1024,75 - 1000}{1000} \right) \cdot H$$

Que para cada situación de marea (PVME, NMMGijón y BMVE) resultarán:

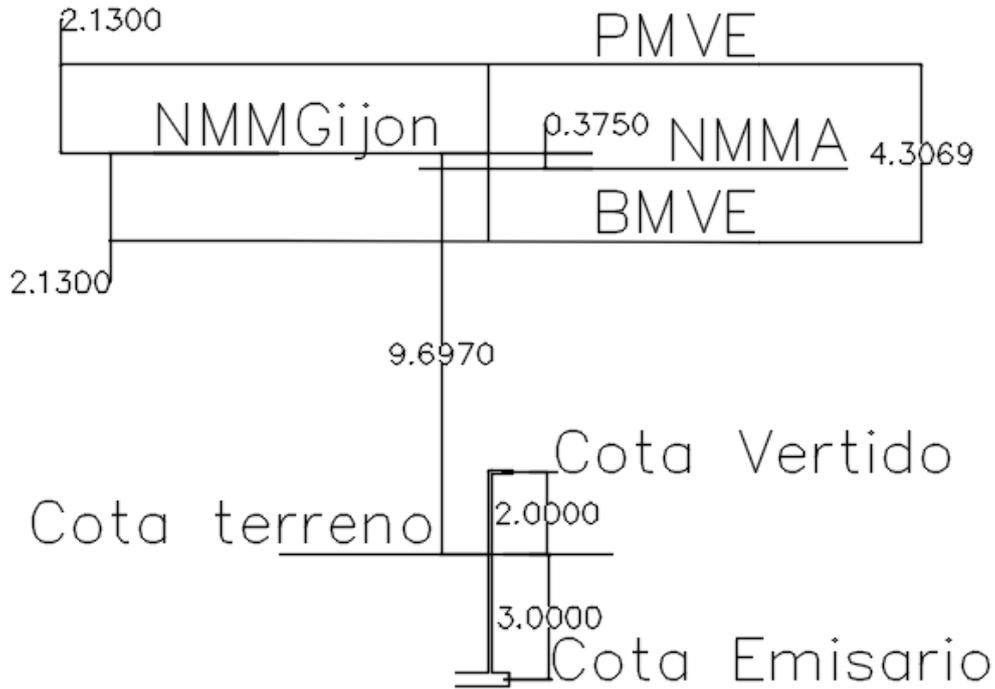


Figura 43. Disposición de las profundidades.

NOMBRE	COTA EMBALSES (m)
Embalse Boca1	0,206
Embalse Boca2	0,207
Embalse Boca3	0,209
Embalse Boca4	0,210
Embalse Boca5	0,211
Embalse Boca6	0,212
Embalse Boca7	0,214
Embalse Boca8	0,215
Embalse Boca9	0,216
Embalse Boca10	0,217
Embalse Boca11	0,218

Tabla 7. Altura de agua en cada depósito para PVME.



NOMBRE	COTA EMBALSES (m)
Embalse Boca1	0,153
Embalse Boca2	0,155
Embalse Boca3	0,156
Embalse Boca4	0,157
Embalse Boca5	0,158
Embalse Boca6	0,160
Embalse Boca7	0,161
Embalse Boca8	0,162
Embalse Boca9	0,163
Embalse Boca10	0,165
Embalse Boca11	0,166

Tabla 8. Altura de agua en cada depósito para NMM Gijón.

NOMBRE	COTA EMBALSES (m)
Embalse Boca1	0,101
Embalse Boca2	0,102
Embalse Boca3	0,103
Embalse Boca4	0,104
Embalse Boca5	0,106
Embalse Boca6	0,107
Embalse Boca7	0,108
Embalse Boca8	0,109
Embalse Boca9	0,111
Embalse Boca10	0,112
Embalse Boca11	0,113

Tabla 9. Altura de agua en cada depósito para BMVE.

7.2). CONSIDERACIONES:

Se deberán calcular los diámetros de las tuberías y la altura de la cámara de carga, para ello se adoptan los siguientes criterios según la "Instrucción para el proyecto de conducciones de vertidos desde tierra al mar" de 1993:

7.2.1. Velocidad mínima de auto-limpieza:

Se evitará la sedimentación de los sólidos en suspensión en el interior del difusor. Para eliminar los sedimentos que se acumulen en el emisario y en el tramo difusor es necesario conseguir una velocidad suficiente en la tubería que ponga en suspensión las partículas sedimentadas y mantener dicha velocidad durante un tiempo suficiente para que las partículas recorran la longitud total del emisario, elevarlas por el tubo elevador y evacuarlas por las válvulas.

Para que se produzca el arrastre de dichas partículas sedimentadas en el tramo del emisario debe haber una tensión tangencial mínima. El valor de

dicha tensión tangencial es de 4N/m^2 , y entonces la velocidad mínima de auto-limpieza quedará:

$$\tau = \gamma \cdot Rh \cdot I$$

$$V_{\text{autolimpieza}} = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{I} \rightarrow I = \left(\frac{V_{\text{autolimpieza}} \cdot n}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

De donde obtenemos:

$$\tau = \gamma \cdot \frac{D}{4} \cdot \left(\frac{V_{\text{autolimpieza}} \cdot n}{\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}} \right)^2$$

$$4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 9806 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot \frac{D(\text{m})}{4} \cdot \left(\frac{V_{\text{autolimpieza}} \cdot 0,009}{\left(\frac{D(\text{m})}{4}\right)^{2/3}} \right)^2 \rightarrow V_{\text{autolimpieza}}$$

$$V_{\text{autolimpieza}} = \frac{\sqrt{\frac{[\tau = 4] \cdot 4}{[\gamma = 9806] \cdot D} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}}}{[n = 0,009]}$$

Para el diámetro escogido de 327,8mm, la velocidad de auto-limpieza es la siguiente:

$$V_{\text{autolimpieza}} = \frac{\sqrt{\frac{4 \cdot 4}{9806 \cdot 0,3278} \cdot \left(\frac{0,3278}{4}\right)^{2/3}}}{0,009} = 1,479 \text{ m/s}$$

El valor escogido para el diámetro viene condicionado por el nivel del agua en la cámara de carga restringido por la cota de entrada de los colectores, ya antes comentado. Dicha cota se puede ver en el "Plano 6 – Perfil longitudinal del emisario" siendo de 5m.

Es decir, para el diámetro de 327,8mm las pérdidas de carga en el emisario no son muy grandes por lo que se puede satisfacer sin problema la altura necesaria en la cámara de carga para los caudales de diseño, sin sobrepasar la cota a la que vienen los colectores.

7.2.2. Velocidad mínima ascensional:

La velocidad en los elevadores verticales deberá vencer la velocidad de sedimentación de las partículas para que éstas asciendan por el elevador. Dicha velocidad de sedimentación viene dada por la fórmula de Stokes y se tomará para las partículas más grandes que pueda haber, que dado el tipo de tratamiento al que se somete al efluente es serán de 1,5mm. El factor de seguridad tendrá un valor igual a 1,2.

$$V_{ascensional} > [C = 1,2] \cdot V_{sedimentación}$$

Fórmula de Stokes:

$$V_s = d^2 \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho_a}{18 \cdot \mu} = 0,0015^2 \cdot 9,806 \cdot \frac{2650 - 1000}{18 \cdot 1,616 \cdot 10^{-3}} = 1,251 \text{ m/s}$$

Por lo que la velocidad que debe haber en los elevadores es:

$$V_a > 1,2 \cdot 1,251 = 1,5012 \text{ m/s}$$

7.2.3. Diámetro mínimo de las bocas de descarga:

El diámetro de las bocas de descarga debe ser suficiente para evitar su obstrucción por incrustaciones biológicas. Se recomienda que el diámetro interior no sea inferior a 60mm.

7.3). CÁLCULOS Y RESULTADOS:

Entonces, para el cálculo, lo se ha hecho ha sido proponer unos diámetros cumpliendo la Instrucción, y ver que cumplen la condición de velocidad mínima de auto-limpieza en el emisario, además, se intentó que las velocidades en el interior del emisario no superen los 3m/s para protegerlo frente a una posible erosión interior.

La situación más favorable para garantizar la velocidad mínima es cuando se dé el caudal punta, por lo que las distintas situaciones de estudio deberán garantizar la velocidad mínima para el caudal punta. Las distintas situaciones serán las correspondientes a la bajamar viva equinoccial (BMVE), nivel medio del mar (NMM) y la pleamar viva equinoccial (PMVE). Como la situación más desfavorable es la de PMVE ya que es la que proporciona unas mayores pérdidas de carga, es la que se ha estudiado. Esto deberá cumplirse tanto para el horizonte actual como para el horizonte futuro.

Inicialmente, se supone que el caudal suministrado por la cámara de carga se vierte equitativamente por todas las bocas de descarga, así se calcula la velocidad del efluente por cada elevador y se podrán obtener las pérdidas localizadas.

Una vez que se cuenta con las pérdidas en el emisario para la situación en que el caudal se vierte uniformemente por todas las bocas, se introducen estas pérdidas en EPANET como antes se ha descrito y se ve cómo en realidad, la salida del caudal no es la misma por cada elevador por lo que cambiarán las velocidades y con ellas las pérdidas. Con ayuda de una tabla de cálculo Excel se calcularán las nuevas pérdidas de carga para los caudales que proporciona EPANET y tras unas cuantas de iteraciones entre EPANET y Excel se obtiene el comportamiento real del emisario para los valores de los diámetros adoptados. Se irá tanteando con la altura de la cámara de carga para que salga justo el caudal que se está estudiando.

A continuación, se comentan las distintas situaciones y los resultados obtenidos:

7.3.1. Horizonte FUTURO, caudal PUNTA y PVME:

La disposición de los caudales que se muestran en la siguiente tabla corresponde con la de la figura 38 ilustrada en las pérdidas de carga en las derivaciones.

Elevador	Q1 (L/s)	Q2 (L/s)	Q3 (L/s)	V1 (m/s)	V2 (m/s)
1	100	9,32	90,68	1,186 < 1,479 m/s	2,023 > 1,5012 m/s
2	90,68	8,97	81,71	1,075 < 1,479 m/s	1,947 > 1,5012 m/s
3	81,71	8,69	73,02	0,969 < 1,479 m/s	1,887 > 1,5012 m/s
4	73,02	8,45	64,57	0,866 < 1,479 m/s	1,835 > 1,5012 m/s
5	64,57	8,27	56,30	0,765 < 1,479 m/s	1,795 > 1,5012 m/s
6	56,30	8,14	48,16	0,667 < 1,479 m/s	1,767 > 1,5012 m/s
7	48,16	8,03	40,13	0,571 < 1,479 m/s	1,743 > 1,5012 m/s
8	40,13	10,08	30,05	0,476 < 1,479 m/s	1,761 > 1,5012 m/s
9	30,05	10,03	20,02	0,356 < 1,479 m/s	1,752 > 1,5012 m/s
10	20,02	10,01	10,01	0,237 < 1,479 m/s	1,748 > 1,5012 m/s
11	10,01	10,01	0	0,119 < 1,479 m/s	1,748 > 1,5012 m/s

Tabla 10. Caudales y velocidades para el horizonte futuro, caudal punta y PMVE.

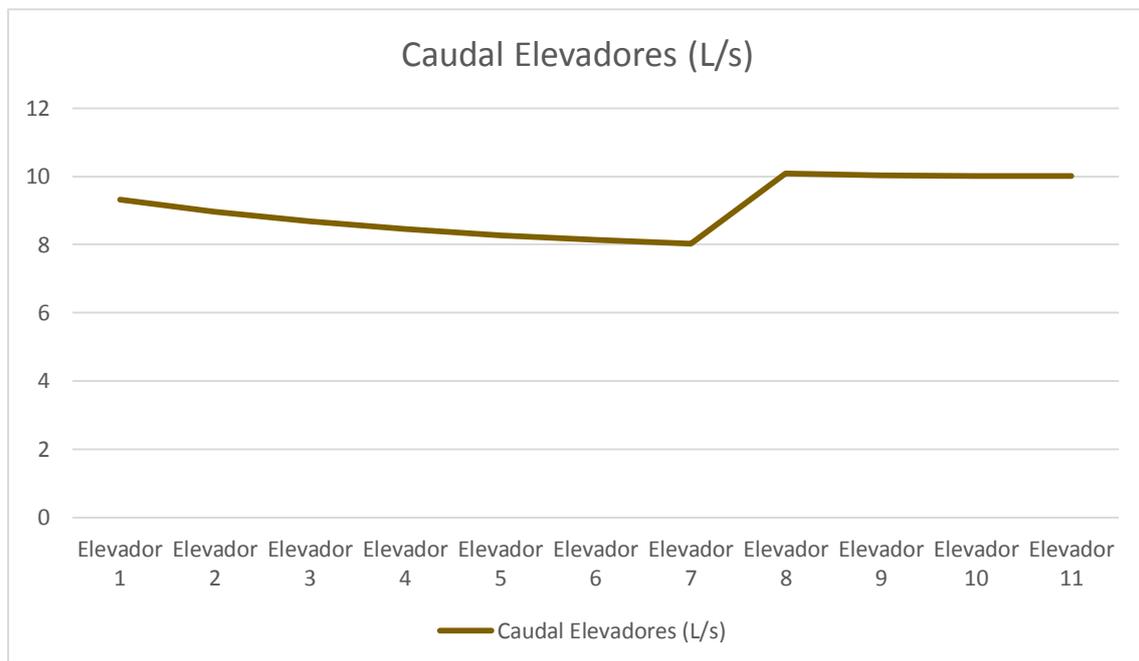


Figura 44. Reparto de caudales vertidos por cada elevador para el horizonte futuro, caudal punta y PMVE.

El reparto de caudales es bastante homogéneo, por lo que este diseño del emisario consigue mantener la hipótesis inicial de caudal homogéneo en los elevadores, necesaria para poder aplicar las fórmulas de dilución inicial.

El mayor caudal vertido se produce en el elevador número 8 (10,08 L/s), el primero de los de mayor diámetro, y el menor en el elevador 7 (8,03 L/s), el último de los de menor diámetro. El caudal del elevador 8 no llega a ser un 20% mayor que el del elevador 7, por lo que el reparto se acepta que es equitativo.

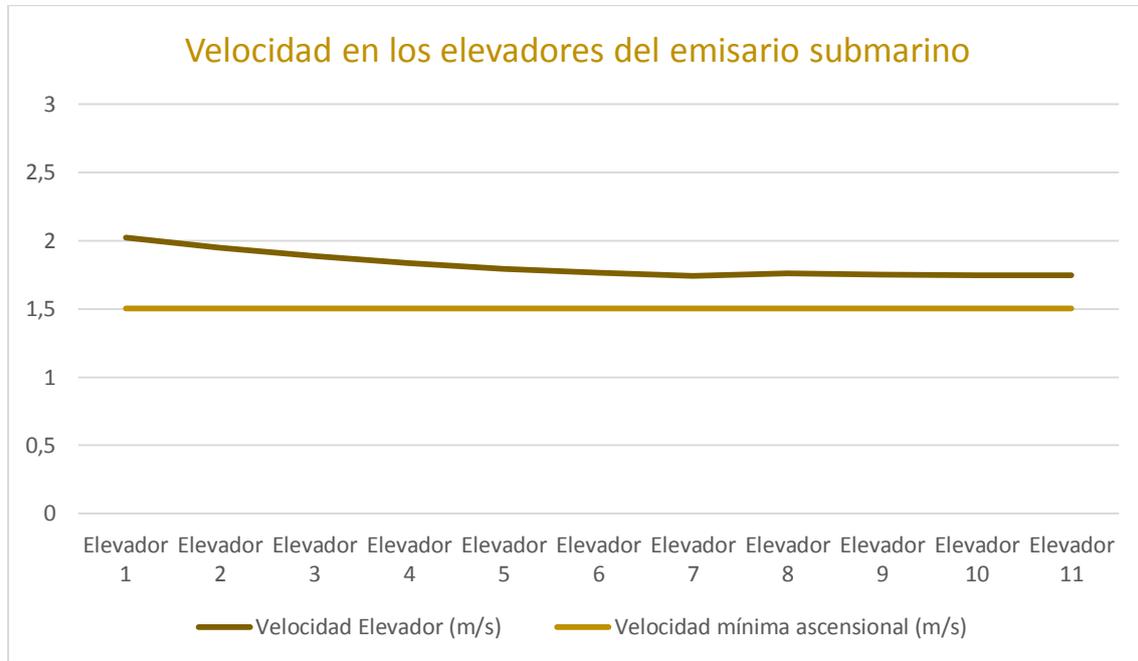


Figura 45. Velocidades en los elevadores para el horizonte futuro, caudal punta y PMVE junto a la velocidad mínima ascensional.

Las velocidades de los elevadores, para el caudal punta y la pleamar viva equinoccial, se ve que es mayor que la velocidad mínima ascensional que se debe vencer para arrastrar las partículas hacia el exterior del emisario sin que se produzca la sedimentación de estas.

Como este caudal punta se conseguirá una vez al día y la situación de pleamar viva equinoccial es la peor que se puede dar, ya que es la que más pérdida de carga producirá, podemos asegurar que siempre se garantizará al menos una vez al día se tenga esta velocidad. Pudiendo decir que cuando coincida el caudal punta con otras mareas, las velocidades serán menores y que para otros caudales que no sean el punta puede que también se consiga superar dicha velocidad.

Por lo que para el escenario futuro no se tendrán problemas de arrastre de sedimento en los elevadores.

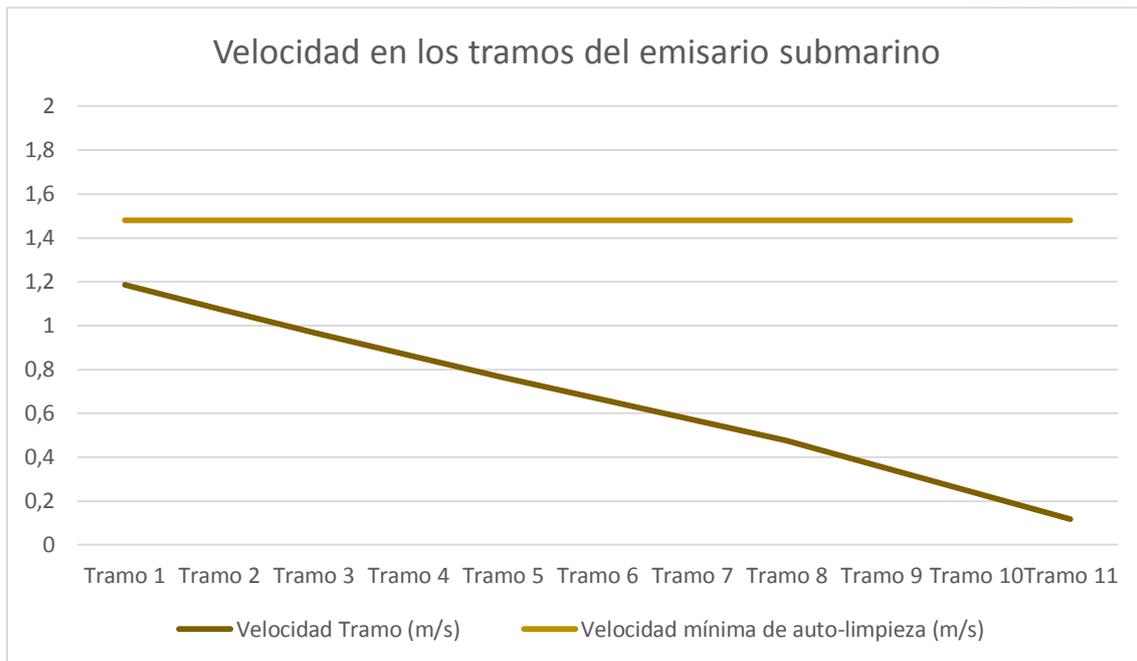


Figura 46. Velocidades en los tramos del difusor para el horizonte futuro, caudal punta y PMVE junto a la velocidad mínima de auto-limpieza.

Respecto a la velocidad en el tramo difusor, en los tramos (de 3 m) que hay entre un elevador y otro, se aprecia que para la situación de caudal punta y la pleamar viva equinoccial no se llega a alcanzar en ningún tramo la velocidad mínima de auto-limpieza, por lo que se producirán sedimentaciones del efluente.

Para conseguir la velocidad de auto-limpieza, se ha optado por tener un volumen de efluente almacenado que se tendrá que soltar durante un determinado tiempo para asegurar que se obtenga la velocidad mínima de auto-limpieza durante un periodo de tiempo.

El caudal que se necesita para conseguir esta velocidad es:

$$Q_{necesario} = \Omega \cdot V_{autolimpieza} = \pi \cdot \frac{0,3278^2}{4} \cdot 1,479 = 0,125 \text{ m}^3/\text{s} = 125 \text{ L/s}$$

Este caudal deberá ser suministrado durante un tiempo necesario para evacuar los sedimentos acumulados a lo largo de la tubería del emisario. Este tiempo será igual al que tarde la partícula sedimentada en ir desde el principio del emisario hasta su final, viajando a la velocidad de auto-limpieza. Se adoptará un coeficiente de mayoración debido a que se necesita un cierto tiempo adicional para poner los sedimentos en suspensión, ya que algunos de estos se arrastran por el fondo y no se desplazarán con la velocidad del flujo. Este coeficiente de mayoración K tiene un valor igual a dos. Por lo tanto, el tiempo necesario de auto-limpieza se expresa de la siguiente forma:

$$T_{limpieza} = K \cdot \frac{L_{emisario}}{V_{autolimpieza}} = 2 \cdot \frac{600 \text{ m}}{1,479 \text{ m/s}} \cdot \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ s}} = 13,5 \text{ min}$$



Dado que el caudal necesario a evacuar es de $0,125 \text{ m}^3/\text{s}$ durante $13,5 \text{ min}$ el volumen almacenado para limpieza deberá de ser al menos de:

$$V_{\text{almacenado}} = Q_{\text{necesario}} \cdot T_{\text{limpieza}} = 0,125 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 13,5 \times 60 \text{s} = 101,25 \text{m}^3$$

Entonces, se deberá almacenar durante el día parte del caudal que sale de la EDAR hacia el emisario, para alcanzar al menos $101,25 \text{m}^3$ en el depósito. En un determinado momento se soltará todo este volumen durante $13,5 \text{ min}$ por el emisario para conseguir la velocidad mínima de auto-limpieza. Este caudal obtenido del almacenamiento se sumará con lo que llegue en ese momento de la EDAR por lo que se conseguirá aún algo más de velocidad, estando así del lado de la seguridad.

Si se considera que el caudal que llega en esos $13,5 \text{ minutos}$ es el caudal mínimo, se estará del lado de la seguridad ya que siempre será algo mayor., por tanto se puede restar ese caudal mínimo que nos llega del volumen necesario a almacenar.

Para calcular el caudal mínimo se ha utilizado la fórmula propuesta por Giff (1945) citada por Munksgaard y Young (1980), que es en función del caudal mínimo y válida para poblaciones pequeñas.

$$Q_{\text{min}} = \frac{p^{1/6}}{5} \cdot Q_{\text{med}}$$

Siendo 'p' la población en miles de habitantes, $p=18$.

$$Q_{\text{min}} = \frac{18^{1/6}}{5} \cdot 50 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 16,188 \text{L/s}$$

$$V_{\text{ahorrado}} = Q_{\text{min}} \cdot T_{\text{limpieza}} = \frac{16,188 \text{L}}{\text{s}} \cdot \frac{1 \text{m}^3}{1000 \text{L}} \cdot 13,5 \text{min} \cdot \frac{60 \text{s}}{1 \text{min}} = 13,112 \text{m}^3$$

Por lo que el volumen necesario final será de:

$$V_{\text{volumen Final}} = V_{\text{vol necesario}} - V_{\text{vol ahorrado}} = 101,25 - 13,112 = 88,138 \text{m}^3$$

En la siguiente tabla, lo que se observa son las pérdidas en cada tramo del emisario para la situación futura a caudal punta con la pleamar viva equinoccial. Se ve que el nivel del agua necesario en la cámara de carga para desalojar el caudal punta será de $3,343 \text{m} < 5 \text{m}$, por lo que está dentro de la altura útil de la cámara de carga. Las pérdidas se producen a lo largo del emisario, debida a la rugosidad de este ($n=0,009$), en las derivaciones de los elevadores, a lo largo de los elevadores, en los codos de los elevadores, en la válvula antirretorno en la salida y debido a la diferencia de densidad entre el efluente y el agua salada (salinidad).



EMISARIO					ELEVADORES				Pérdidas Totales (mca)
Longitud (m)	Φ (mm)	Altura Piezométrica (mca)	Pérdidas (mca)	ΔPérdidas (mca)	Elevador (nº)	Φ (mm)	Elevador y Boca (mca)	Salinidad (mca)	
-	-	3,343	-	-	-	-	-	-	-
570	327,8	1,50	1,843	1,843	-	-	-	-	-
3	327,8	1,42	0,08	1,923	1	76,6	1,214	0,206	3,343
3	327,8	1,35	0,07	1,993	2	76,6	1,143	0,207	3,343
3	327,8	1,29	0,06	2,053	3	76,6	1,081	0,209	3,343
3	327,8	1,25	0,04	2,093	4	76,6	1,040	0,210	3,343
3	327,8	1,21	0,04	2,133	5	76,6	0,999	0,211	3,343
3	327,8	1,18	0,03	2,163	6	76,6	0,968	0,212	3,343
3	327,8	1,16	0,02	2,183	7	76,6	0,946	0,214	3,343
3	327,8	1,15	0,01	2,193	8	85,4	0,935	0,215	3,343
3	327,8	1,14	0,01	2,203	9	85,4	0,924	0,216	3,343
3	327,8	1,13	0,01	2,213	10	85,4	0,913	0,217	3,343
3	327,8	1,13	0	2,213	11	85,4	0,912	0,218	3,343

Tabla 11. Resumen de las pérdidas de carga a lo largo del emisario y del tramo difusor para el horizonte futuro, caudal punta y PMVE.

A continuación lo que se muestran son los resultados de calcular la altura en la cámara de carga cuando estamos limpiando el emisario con el caudal de 125L/s, necesario para obtener la velocidad mínima de auto-limpieza de 1,479m/s en el emisario. Calcularé la altura en la cámara de carga para la situación de PMVE y de BMVE para saber entre qué dos cotas habrá que moverse para verter dicho caudal.

7.3.1.1. Horizonte FUTURO, caudal de LIMPIEZA y PMVE:

La altura necesaria en la cámara de carga para evacuar este caudal en dicha situación es de 4,898m < 5m.

Elevador	Q1	Q2	Q3	V1 (m/s)	V2 (m/s)
1	125,000	11,690	113,310	1,482 > 1,479 m/s	2,538 > 1,5012 m/s
2	113,310	11,240	102,070	1,343	2,440 > 1,5012 m/s
3	102,070	10,850	91,220	1,210	2,356 > 1,5012 m/s
4	91,220	10,550	80,670	1,081	2,290 > 1,5012 m/s
5	80,670	10,310	70,360	0,956	2,238 > 1,5012 m/s
6	70,360	10,130	60,230	0,834	2,199 > 1,5012 m/s
7	60,230	9,990	50,240	0,714	2,169 > 1,5012 m/s
8	50,240	12,620	37,620	0,596	2,204 > 1,5012 m/s
9	37,620	12,550	25,070	0,446	2,192 > 1,5012 m/s
10	25,070	12,540	12,530	0,297	2,190 > 1,5012 m/s
11	12,530	12,536	-0,006	0,149	2,190 > 1,5012 m/s

Tabla 12. Caudales y velocidades para el horizonte futuro, caudal de limpieza y PMVE.

Entonces, como se aprecia, para el caudal de limpieza se consigue la velocidad mínima de auto-limpieza en el primer tramo del difusor, por lo que en el tramo del emisario anterior también se conseguirá. Además, como para

el caudal punta ya se conseguía la velocidad mínima ascensional, para este caudal mayor también se consigue.

EMISARIO					ELEVADORES				Pérdidas Totales (mca)
Longitud (m)	Φ (mm)	Altura Piezométrica (mca)	Pérdidas (mca)	ΔPérdidas (mca)	Elevador (nº)	Φ (mm)	Elevador y Boca (mca)	Salinidad (mca)	
-	-	4,898	-	-	-	-	-	-	-
570	327,8	2,01	2,888	2,888	-	-	-	-	-
3	327,8	1,89	0,12	3,008	1	76,6	1,684	0,206	4,898
3	327,8	1,78	0,11	3,118	2	76,6	1,573	0,207	4,898
3	327,8	1,69	0,09	3,208	3	76,6	1,481	0,209	4,898
3	327,8	1,62	0,07	3,278	4	76,6	1,41	0,210	4,898
3	327,8	1,57	0,05	3,328	5	76,6	1,359	0,211	4,898
3	327,8	1,52	0,05	3,378	6	76,6	1,308	0,212	4,898
3	327,8	1,49	0,03	3,408	7	76,6	1,276	0,214	4,898
3	327,8	1,47	0,02	3,428	8	85,4	1,255	0,215	4,898
3	327,8	1,45	0,02	3,448	9	85,4	1,234	0,216	4,898
3	327,8	1,45	0	3,448	10	85,4	1,233	0,217	4,898
3	327,8	1,45	0	3,448	11	85,4	1,232	0,218	4,898

Tabla 13. Resumen de pérdidas de carga a lo largo del emisario y del tramo difusor para el horizonte futuro, caudal de limpieza y PMVE.

Para dicha situación se puede ver que la dilución inicial es de:

$$S_n = 0,49 \cdot \left(\frac{0,2427 \cdot 0,125}{30} \right)^{1/3} \cdot 9,827 \cdot \frac{1}{0,125/30} = 115,997$$

7.3.1.2. Horizonte FUTURO, caudal de LIMPIEZA y BMVE:

La altura necesaria en la cámara de carga para evacuar este caudal en dicha situación es de 4,793m.



EMISARIO					ELEVADORES				Pérdidas Totales (mca)
Longitud (m)	Φ (mm)	Altura Piezométrica (mca)	Pérdidas (mca)	ΔPérdidas (mca)	Elevador (nº)	Φ (mm)	Elevador y Boca (mca)	Salinidad (mca)	
-	-	4,793	-	-	-	-	-	-	-
570	327,8	1,91	2,883	2,883	-	-	-	-	-
3	327,8	1,79	0,12	3,003	1	76,6	1,689	0,101	4,793
3	327,8	1,68	0,11	3,113	2	76,6	1,578	0,102	4,793
3	327,8	1,59	0,09	3,203	3	76,6	1,487	0,103	4,793
3	327,8	1,52	0,07	3,273	4	76,6	1,416	0,104	4,793
3	327,8	1,46	0,06	3,333	5	76,6	1,354	0,106	4,793
3	327,8	1,42	0,04	3,373	6	76,6	1,313	0,107	4,793
3	327,8	1,38	0,04	3,413	7	76,6	1,272	0,108	4,793
3	327,8	1,36	0,02	3,433	8	85,4	1,251	0,109	4,793
3	327,8	1,35	0,01	3,443	9	85,4	1,239	0,111	4,793
3	327,8	1,34	0,01	3,453	10	85,4	1,228	0,112	4,793
3	327,8	1,34	0	3,453	11	85,4	1,227	0,113	4,793

Tabla 14. Resumen de pérdidas de carga a lo largo del emisario y del tramo difusor para el horizonte futuro, caudal de limpieza y BMVE.

Para dicha situación podemos ver que dilución inicial tiene:

$$S_n = 0,49 \cdot \left(\frac{0,2427 \cdot 0,125}{30} \right)^{1/3} \cdot 5,567 \cdot \frac{1}{0,125/30} = 65,712$$

Además en la cámara de carga se oscilará entre las alturas de 4,793m y 4,898m para evacuar el caudal de limpieza, para la cual se consigue levantar y eliminar las partículas sedimentadas a lo largo de ese día, siendo ambos niveles de agua menores que el máximo que se puede llegar a tener de 5m. Y los valores de la dilución en los momentos de limpieza del emisario estarán por debajo del de diseño, oscilando entre 115,997 y 65,712, pero como se estuvo del lado de la seguridad en cuanto a la velocidad de corriente y el tiempo de limpieza es de 13,5 minutos, no es preocupante que no se llegue a 100 en la dilución en la situación de BMVE.



7.3.2. Horizonte ACTUAL, caudal PUNTA y PMVE:

Elevador	Q1 (L/s)	Q2 (L/s)	Q3 (L/s)	V1 (m/s)	V2 (m/s)
1	50,000	4,610	45,390	0,593 < 1,479 m/s	1,001 < 1,5012 m/s
2	45,390	4,470	40,920	0,538 < 1,479 m/s	0,970 < 1,5012 m/s
3	40,920	4,350	36,570	0,485 < 1,479 m/s	0,944 < 1,5012 m/s
4	36,570	4,250	32,320	0,434 < 1,479 m/s	0,923 < 1,5012 m/s
5	32,320	4,190	28,130	0,383 < 1,479 m/s	0,910 < 1,5012 m/s
6	28,130	4,130	24,000	0,333 < 1,479 m/s	0,897 < 1,5012 m/s
7	24,000	4,080	19,920	0,285 < 1,479 m/s	0,886 < 1,5012 m/s
8	19,920	5,010	14,910	0,236 < 1,479 m/s	0,875 < 1,5012 m/s
9	14,910	4,980	9,930	0,177 < 1,479 m/s	0,870 < 1,5012 m/s
10	9,930	4,970	4,960	0,118 < 1,479 m/s	0,868 < 1,5012 m/s
11	4,960	4,960	0,000	0,059 < 1,479 m/s	0,866 < 1,5012 m/s

Tabla 15. Caudales y velocidades para el horizonte actual, caudal punta y en PMVE.

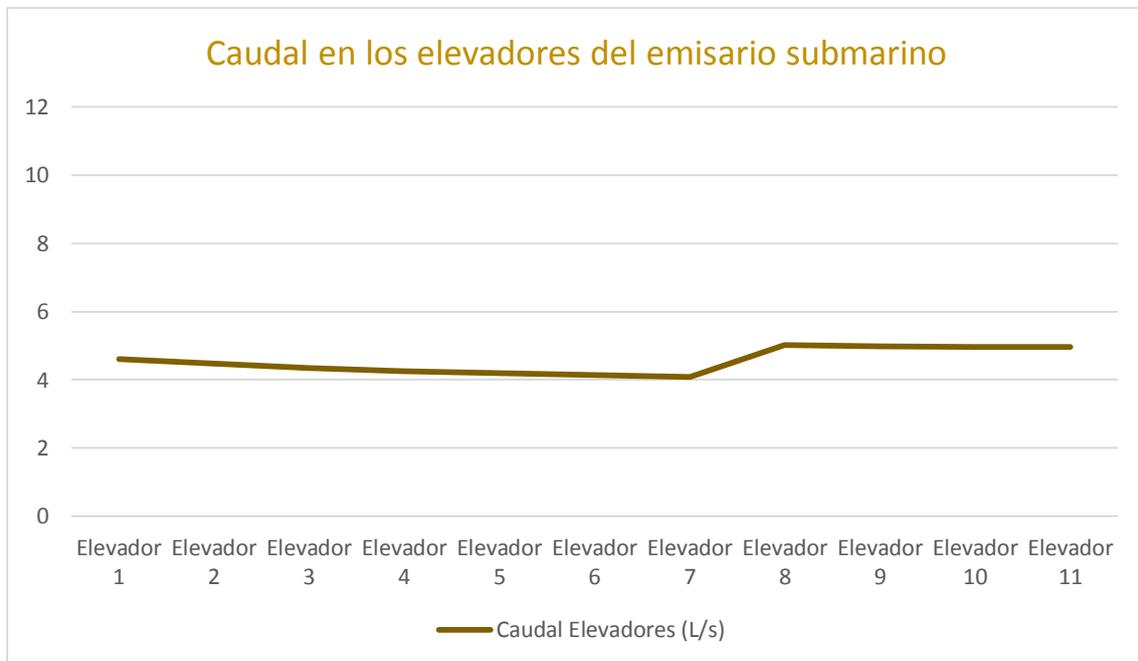


Figura 47. Reparto de caudales vertidos por cada elevador para el horizonte actual, caudal punta y PMVE.

El reparto de caudales es bastante homogéneo, por lo que este diseño del emisario consigue mantener la hipótesis inicial de caudal homogéneo en los elevadores, necesaria para poder aplicar las fórmulas de dilución inicial.

El mayor caudal vertido se produce en el elevador número 8 (5,01L/s), el primero de los de mayor diámetro, y el menor en el elevador 7 (4,08L/s), el último de los de menor diámetro. El caudal del elevador 8 es un 18,5% mayor que el del elevador 7, por lo que el reparto se acepta que es equitativo.

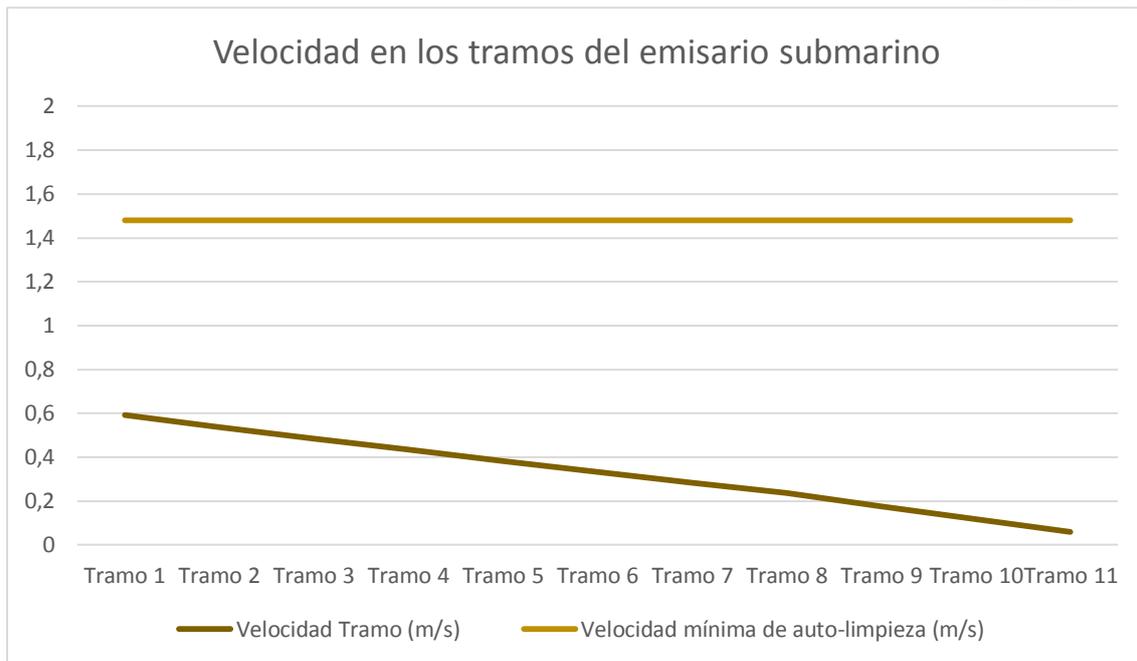


Figura 48. Velocidades en los tramos del difusor para el horizonte actual, caudal punta y PMVE junto a la velocidad mínima de auto-limpieza.

Respecto a la velocidad en el emisario, en los tramos (de 3 m) que hay entre un elevador y otro, se aprecia que al igual que en la situación futura para la situación de caudal punta y la pleamar viva equinoccial no se llega a alcanzar en ningún tramo la velocidad mínima de auto-limpieza, por lo que se producirán sedimentaciones del efluente. Es normal ya que si para un caudal de 100 L/s no se consigue, para uno de 50 L/s tampoco ocurrirá.

Como la velocidad de auto-limpieza es la misma para ambos horizontes y las dimensiones del emisario tampoco varían, el caudal necesario, el tiempo de limpieza y por tanto el volumen a almacenar es el mismo que para la situación futura antes estudiada.

$$Q_{necesario} = \Omega \cdot V_{autolimpieza} = \pi \cdot \frac{0,3278^2}{4} \cdot 1,479 = 0,125 \text{ m}^3/\text{s} = 125 \text{ L/s}$$

$$T_{limpieza} = K \cdot \frac{L_{emisario}}{V_{autolimpieza}} = 2 \cdot \frac{600 \text{ m}}{1,479 \text{ m/s}} \cdot \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ s}} = 13,5 \text{ min}$$

$$V_{almacenado} = Q_{necesario} \cdot T_{limpieza} = 0,125 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 13,5 \times 60 \text{ s} = 101,25 \text{ m}^3$$

Entonces de igual forma que para la futura, se deberá almacenar durante el día parte del caudal que sale de la EDAR hacia el emisario, para alcanzar al menos 101,25m³ en el depósito. En un determinado momento se soltará todo este volumen durante 13,5 min por el emisario para conseguir la velocidad mínima de auto-limpieza. Este caudal obtenido del almacenamiento se sumará con lo que llegue en ese momento de la EDAR por lo que se conseguirá aún algo más de velocidad, estando así del lado de la seguridad.

Si se considera que el caudal que llega en esos 13,5 minutos es el caudal mínimo, estaremos del lado de la seguridad ya que será algo mayor. Podemos restar ese caudal mínimo que nos llega del volumen necesario a almacenar.

Para calcular el caudal mínimo se ha utilizado la fórmula propuesta por Giff (1945) citada por Munksgaard y Young (1980), que es en función del caudal mínimo y válida para poblaciones pequeñas.

$$Q_{min} = \frac{p^{1/6}}{5} \cdot Q_{med}$$

Siendo 'p' la población en miles de habitantes, $p=18$.

$$Q_{min} = \frac{18^{1/6}}{5} \cdot 25 \frac{L}{s} = 8,094 \frac{L}{s}$$

$$V_{ahorrado} = Q_{min} \cdot T_{limpieza} = \frac{8,094 L}{s} \cdot \frac{1 m^3}{1000 L} \cdot 13,5 min \cdot \frac{60 s}{1 min} = 6,556 m^3$$

Por lo que el volumen necesario final será de:

$$Volumen Final = Vol necesario - Vol ahorrado = 101,25 - 6,556 = 94,694 m^3$$

Como el ahorro existente para el horizonte actual es menor que el existente para el horizonte futuro y el depósito debe ser capaz de satisfacer ambas situaciones, el depósito deberá ser de $94,694 m^3$.

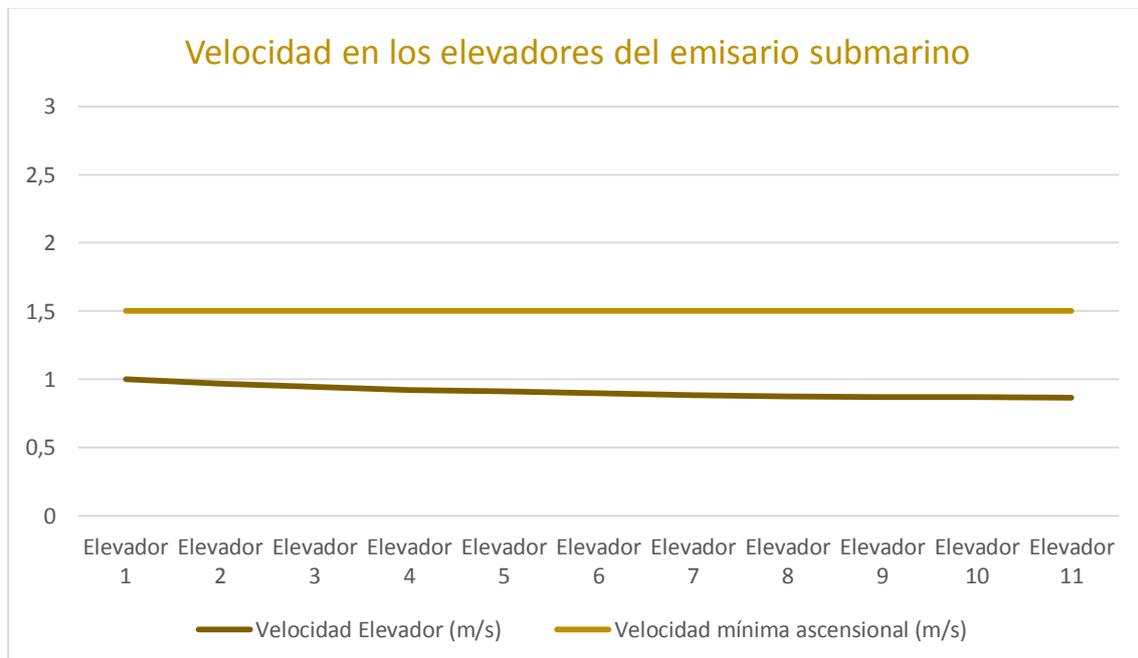


Figura 49. Velocidades en los elevadores para el horizonte actual, caudal punta y PMVE junto a la velocidad mínima ascensional.

En el horizonte actual, para el caudal punta de 50L/s y la pleamar viva equinoccial, se ve que la velocidad en los elevadores es menor que la

velocidad mínima ascensional que se debe vencer para arrastrar las partículas hacia el exterior del emisario sin que se produzca la sedimentación de estas.

Por lo que no se conseguirá evacuar todas las partículas del efluente y estas sedimentarán el emisario. Para que no ocurra esto, se debe llegar al menos una vez al día a la velocidad mínima ascensional, la cual se puede conseguir de dos formas.

La primera forma, sería utilizar el volumen de limpieza del emisario también para conseguir la velocidad ascensional en los elevadores. Como el caudal de limpieza es el mismo para los dos horizontes y como ya se ha visto que se consigue la velocidad ascensional en los elevadores para dicho caudal, sería una forma adecuada de conseguirla.

La segunda forma de conseguir la velocidad ascensional en los elevadores sería tapar algunas bocas, para que el caudal vertido por cada una sea mayor y así la velocidad en ellos también. Se taparán las suficientes bocas para conseguir la velocidad ascensional con el caudal punta en la situación de pleamar viva equinoccial pero sin hacer que la dilución inicial quede por debajo de su valor requerido. Tras el diseño ambiental, sabemos podemos tapar hasta un máximo de 5 bocas, si tapamos 6 la condición de que la dilución inicial sea mayor de 100 no se cumpliría.

Después de mostrar las pérdidas de carga en el emisario para la situación actual con caudal punta y pleamar viva equinoccial con las 11 bocas abiertas, se estudiará la opción de cerrar algunas de las bocas.

EMISARIO					ELEVADORES				Pérdidas Totales (mca)
Longitud (m)	Φ (mm)	Altura Piezométrica (mca)	Pérdidas (mca)	ΔPérdidas (mca)	Elevador (nº)	Φ (mm)	Elevador y Boca (mca)	Salinidad (mca)	
-	-	1,215	-	-	-	-	-	-	-
570	327,8	0,75	0,465	0,465	-	-	-	-	-
3	327,8	0,73	0,02	0,485	1	76,6	0,524	0,206	1,215
3	327,8	0,72	0,01	0,495	2	76,6	0,513	0,207	1,215
3	327,8	0,70	0,02	0,515	3	76,6	0,491	0,209	1,215
3	327,8	0,69	0,01	0,525	4	76,6	0,480	0,210	1,215
3	327,8	0,68	0,01	0,535	5	76,6	0,469	0,211	1,215
3	327,8	0,67	0,01	0,545	6	76,6	0,458	0,212	1,215
3	327,8	0,67	0	0,545	7	76,6	0,456	0,214	1,215
3	327,8	0,67	0	0,545	8	85,4	0,455	0,215	1,215
3	327,8	0,66	0,01	0,555	9	85,4	0,444	0,216	1,215
3	327,8	0,66	0	0,555	10	85,4	0,443	0,217	1,215
3	327,8	0,66	0	0,555	11	85,4	0,442	0,218	1,215

Tabla 16. Resumen de pérdidas de carga a lo largo del emisario y del tramo difusor para el horizonte actual, caudal punta y PMVE.

La altura de la columna de agua necesaria en la cámara de carga para suministrar un caudal de 50L/s cuando está la pleamar viva equinoccial es de $1,215\text{m} < 5\text{m}$.



7.3.3. Horizonte ACTUAL, caudal PUNTA, PMVE y tapando 5 bocas:

Elevador	Q1 (L/s)	Q2 (L/s)	Q3 (L/s)	V1 (m/s)	V2 (m/s)
1	50	0	50	0,593 < 1,479 m/s	0
2	50	0	50	0,593 < 1,479 m/s	0
3	50	0	50	0,593 < 1,479 m/s	0
4	50	0	50	0,593 < 1,479 m/s	0
5	50	0	50	0,593 < 1,479 m/s	0
6	50	7,210	42,790	0,593 < 1,479 m/s	1,565 > 1,5012 m/s
7	42,790	7,110	35,680	0,507 < 1,479 m/s	1,544 > 1,5012 m/s
8	35,680	8,970	26,710	0,423 < 1,479 m/s	1,567 > 1,5012 m/s
9	26,710	8,920	17,790	0,317 < 1,479 m/s	1,558 > 1,5012 m/s
10	17,790	8,900	8,890	0,211 < 1,479 m/s	1,555 > 1,5012 m/s
11	8,890	8,890	0,000	0,105 < 1,479 m/s	1,553 > 1,5012 m/s

Tabla 17. Caudales y velocidades para el horizonte actual, caudal punta y en PMVE con 5 bocas tapadas.

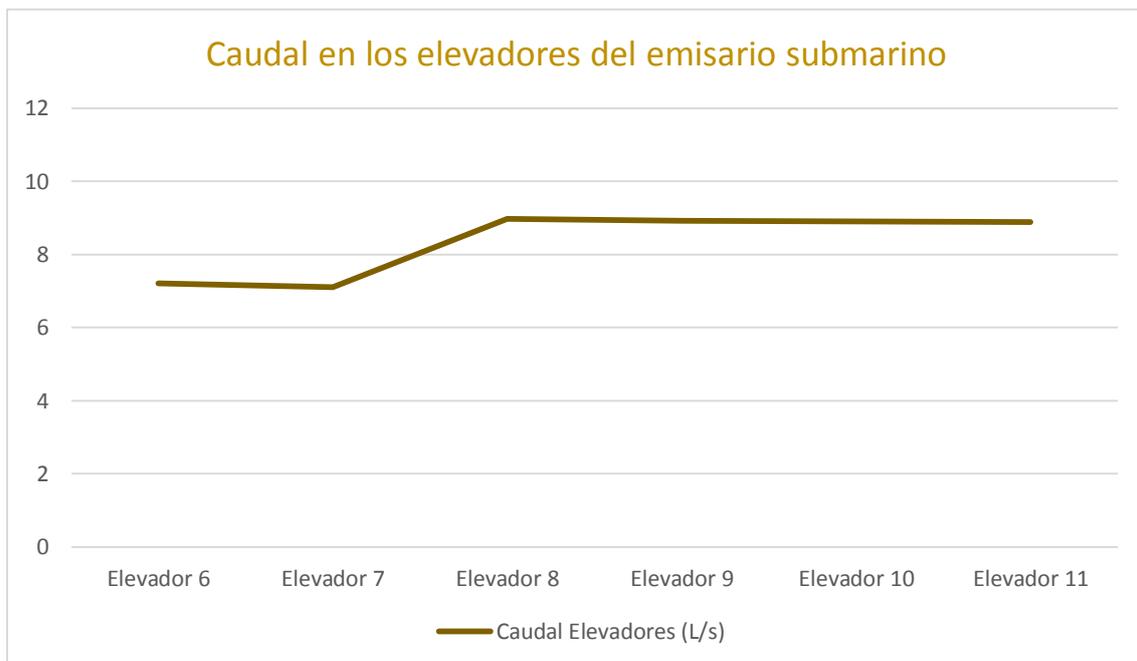


Figura 50. Reparto de los caudales en los elevadores para el horizonte actual, caudal punta y PMVE con 5 bocas tapadas.

Para la situación del horizonte actual, cuando se vierte el caudal punta de 50 L/s con la pleamar viva equinoccial, se tiene un reparto de caudales que la diferencia entre el máximo y el mínimo es de $8,97 - 7,11 = 1,86$ L/s por lo que el reparto sigue considerándose bastante uniforme y equitativo, el estudio de la dilución inicial seguirá siendo válido.

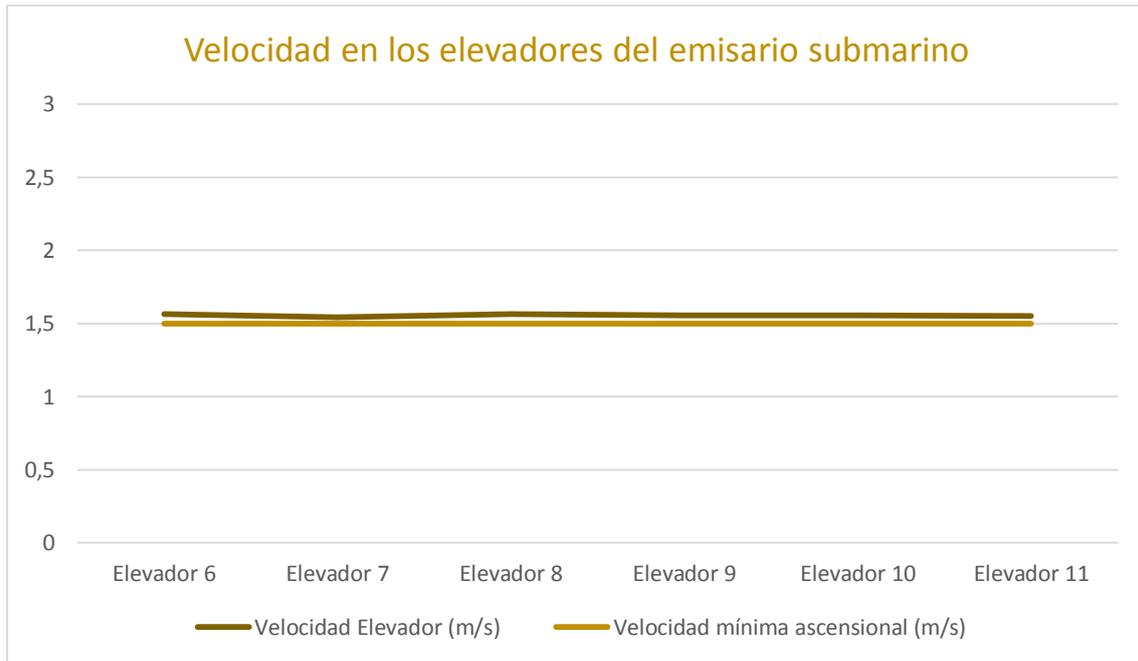


Figura 51. Velocidades en los elevadores para el horizonte actual, caudal punta y PMVE con 5 bocas tapadas junto a la velocidad mínima ascensional

Para la situación de cerrar las primeras 5 bocas del emisario, se ve que la velocidad en los elevadores cuando se vierte el caudal punta con la pleamar viva equinoccial es mayor que la velocidad mínima ascensional necesaria para poder evacuar las partículas más pesadas.

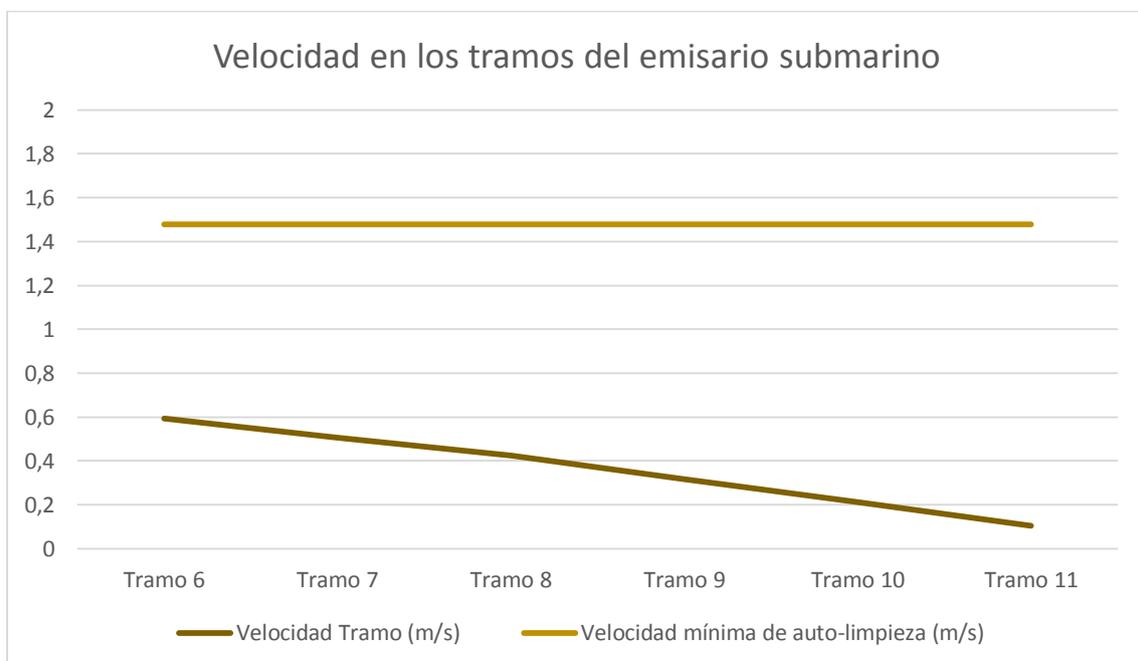


Figura 52. Velocidades en los tramos del difusor para el horizonte actual, caudal punta y PMVE con 5 bocas tapadas junto a la velocidad mínima de auto-limpieza.



La velocidad en el emisario, se ve que es claramente menor que la velocidad mínima de auto-limpieza necesitada, por lo que al igual que antes, se procederá a almacenar parte del caudal durante el día para verterlo todo a la vez y así conseguir llegar a la velocidad mínima de auto-limpieza y eliminar los sedimentos que se hayan podido producir durante ese día.

En la siguiente tabla, al igual que antes se muestran las pérdidas de carga en cada tramo del emisario, y también se muestra que la altura necesaria en la cámara de carga para verter el caudal punta de 50L/s cuando se tiene la pleamar viva equinoccial es de 1,629m < 5 m.

EMISARIO					ELEVADORES				Pérdidas Totales (mca)
Longitud (m)	Φ (mm)	Altura Piezométrica (mca)	Pérdidas (mca)	ΔPérdidas (mca)	Elevador (nº)	Φ (mm)	Elevador y Boca (mca)	Salinidad (mca)	
-	-	1,629	-	-	-	-	-	-	-
570	327,8	1,17	0,459	0,459	-	-	-	-	-
3	327,8	1,15	0,02	0,479	1	76,6	-	-	-
3	327,8	1,13	0,02	0,499	2	76,6	-	-	-
3	327,8	1,11	0,02	0,519	3	76,6	-	-	-
3	327,8	1,09	0,02	0,539	4	76,6	-	-	-
3	327,8	1,07	0,02	0,559	5	76,6	-	-	-
3	327,8	1,05	0,02	0,579	6	76,6	0,838	0,212	1,629
3	327,8	1,03	0,02	0,599	7	76,6	0,816	0,214	1,629
3	327,8	1,02	0,02	0,609	8	85,4	0,805	0,215	1,629
3	327,8	1,01	0,01	0,619	9	85,4	0,794	0,216	1,629
3	327,8	1,01	0	0,619	10	85,4	0,793	0,217	1,629
3	327,8	1,01	0	0,619	11	85,4	0,792	0,218	1,629

Tabla 18. Resumen de pérdidas de carga a lo largo del emisario y del tramo difusor para el horizonte actual, caudal punta y PMVE con 5 bocas tapadas.

7.3.4. Horizonte ACTUAL, caudal LIMPIEZA, PMVE y tapando 5 bocas:

Elevador	Q1	Q2	Q3	V1 (m/s)	V2 (m/s)
1	125	0	125	1,482 > 1,479 m/s	0
2	125	0	125	1,482 > 1,479 m/s	0
3	125	0	125	1,482 > 1,479 m/s	0
4	125	0	125	1,482 > 1,479 m/s	0
5	125	0	125	1,482 > 1,479 m/s	0
6	125	17,970	107,030	1,482 > 1,479 m/s	3,901 > 1,5012 m/s
7	107,030	17,710	89,320	1,269	3,845 > 1,5012 m/s
8	89,320	22,430	66,890	1,059	3,918 > 1,5012 m/s
9	66,890	22,320	44,570	0,793	3,899 > 1,5012 m/s
10	44,570	22,280	22,290	0,528	3,892 > 1,5012 m/s
11	22,290	22,290	0,000	0,264	3,893 > 1,5012 m/s

Tabla 19. Caudales y velocidades para el horizonte actual, caudal de limpieza y en PMVE con 5 bocas tapadas.



Como se aprecia, la velocidad en el emisario es mayor que la mínima de auto-limpieza, salvo en los últimos tramos del difusor y la velocidad ascensional también se cumple, lo que es normal porque ya lo hacía para caudales menores.

La altura necesaria en la cámara de carga es de 7,031 m, por lo que es mayor que la útil que tenemos debido a la toma de los colectores.

EMISARIO					ELEVADORES				Pérdidas Totales (mca)
Longitud (m)	Φ (mm)	Altura Piezométrica (mca)	Pérdidas (mca)	ΔPérdidas (mca)	Elevador (nº)	Φ (mm)	Elevador y Boca (mca)	Salinidad (mca)	
-	-	7,031	-	-	-	-	-	-	-
570	327,8	4,15	2,881	2,881	-	-	-	-	-
3	327,8	4,03	0,12	3,001	1	-	-	-	-
3	327,8	3,91	0,12	3,121	2	-	-	-	-
3	327,8	3,78	0,13	3,251	3	-	-	-	-
3	327,8	3,65	0,13	3,381	4	-	-	-	-
3	327,8	3,53	0,12	3,501	5	-	-	-	-
3	327,8	3,39	0,10	3,641	6	76,6	3,178	0,212	7,031
3	327,8	3,29	0,0	3,741	7	76,6	3,076	0,214	7,031
3	327,8	3,22	0,07	3,811	8	85,4	3,005	0,215	7,031
3	327,8	3,17	0,05	3,861	9	85,4	2,954	0,216	7,031
3	327,8	3,16	0,01	3,871	10	85,4	2,943	0,217	7,031
3	327,8	3,15	0,01	3,881	11	85,4	2,932	0,218	7,031

Tabla 20. Resumen de pérdidas de carga a lo largo del emisario y del tramo difusor para el horizonte actual, caudal de limpieza y PMVE con 5 bocas tapadas.

Por tanto, la posibilidad de cerrar algunas bocas no la daremos por buena ya que la altura necesaria para evacuar el caudal necesario de limpieza del emisario es mayor que la que disponemos.

8). DESCRIPCIÓN FINAL DE LA SOLUCIÓN AL SANEAMIENTO

El tramo difusor del emisario cuenta con 11 difusores separados 3m por lo que tiene una longitud de 30m. Los difusores tienen una altura de 5m, estando 3m enterrados y los 2m superiores protegidos por escollera, tal y como se aprecia en los planos 7 y 8, "Perfil Transversal Tipo1" y Perfil Transversal Tipo2".

Los diámetros de los elevadores son de dos tamaños, siendo los más profundos los que tienen un mayor diámetro dado que tienen mayores pérdidas de carga y al adoptar así los diámetros se tiene que la distribución final de caudales sea más uniforme.

Tanto para el horizonte actual como para el futuro, estarán todos los difusores abiertos, y por tanto en funcionamiento. Se ha calculado la distribución de caudales y velocidades y el nivel necesario en la cámara de carga para verter el caudal punta, para la situación de la pleamar viva equinoccial, que será el momento en que haya mayor pérdida de carga en el emisario y por tanto necesitemos una mayor cota en la cámara de carga.

El nivel de agua en la cámara de carga viene condicionado por la entrada de los colectores a la cámara de carga, que están a una cota de 5m. Los niveles de agua en la cámara de carga necesarios para verter el caudal punta para los horizontes actual y futuro son menores del máximo admisible de 5m, por lo que no se necesitará disponer de un bombeo antes de la cámara de carga para ser capaces de verter dichos caudales.

Como para la situación de caudal punta, no se consigue la velocidad de auto-limpieza en el emisario para ninguno de los dos horizontes, se ha calculado cuál es la velocidad de auto-limpieza para dicha tubería y por tanto el caudal de limpieza requerido. También se ha calculado el nivel del agua necesario en la cámara de carga en dicha situación, tanto para la pleamar viva equinoccial como para la bajamar viva equinoccial, así se tienen las situaciones límite en la cámara de carga para cuando se necesite limpiar el emisario.

CAUDAL	NIVEL MAR	COTA NECESARIA EN LA CÁMARA DE CARGA
PUNTA FUTURO = 100 L/s	PMVE	3,343 m
PUNTA ACTUAL = 50 L/s	PMVE	1,215 m
LIMPIEZA EMISARIO = 125 L/s	PMVE	4,898 m
LIMPIEZA EMISARIO = 125 L/s	BMVE	4,793 m

Tabla 21. Resumen de diluciones iniciales en función del caudal y del nivel del mar.

Como se aprecia, para el diámetro escogido de 327,8mm se cumple que la altura en la cámara de carga en la situación más límite siga siendo menor que 5m que es la máxima útil que disponemos en la cámara.

Para conseguir el caudal de limpieza de emisario de 125 L/s se necesita contar con un depósito de 101,25 m³ pero si contamos con que siempre nos va a venir un caudal mínimo podremos disminuir las dimensiones de dicho depósito. Dado que los caudales futuros son mayores que los del horizonte actual, se usará el caudal mínimo para calcular el volumen ahorrado. El caudal mínimo actual es de 8,094 L/s y en el tiempo de limpieza de 13,5 minutos nos proporciona un volumen que podemos ahorrar de 6,556 m³, así que el volumen necesario final es de 94,694m³.

En la solución propuesta, al estar las 11 bocas abiertas, se consigue una dilución inicial bastante alta. En la siguiente tabla se muestran los valores de la dilución inicial para el caudal punta de ambos horizontes cuando se tiene el nivel medio del mar en Gijón y el valor de la dilución cuando se procede a hacer la limpieza del emisario tanto para nivel medio del mar en Gijón como para el de la pleamar viva equinoccial.

CAUDAL	NIVEL DEL MAR	DILUCIÓN INICIAL
PUNTA ACTUAL = 50 L/s	NMM Gijón = 7,697 m	167,356 > 100
PUNTA FUTURO = 100 L/s	NMM Gijón = 7,697 m	105,427 > 100
LIMPIEZA EMISARIO = 125 L/s	NMM Gijón = 7,697 m	90,855 < 100
LIMPIEZA EMISARIO = 125 L/s	PMVE = 9,827 m	115,997 > 100
LIMPIEZA EMISARIO = 125 L/s	8,471 m	100 = 100

Tabla 22. Resumen de diluciones iniciales en función del caudal y del nivel del mar.

Además se ha calculado el nivel de marea para a partir del cual se cumple la condición de dilución mínima mayor o igual de 100 a la vez que se hace la limpieza. Es decir, si la limpieza diaria la hacemos durante las pleamares cuando ésta esté por encima de 8,471m la dilución mínima se conseguirá que sea mayor de 100 aún en los momentos de limpieza del emisario.

Aunque se deberá tener en cuenta que se ha estado del lado de la seguridad a la hora de calcular la dilución inicial, ya que no se ha tenido en cuenta las velocidades de corriente considerando el medio en reposo, por lo que la dilución inicial en todos los casos será algo mayor a la calculada.

9). PLANOS

En el siguiente apartado se van a mostrar los planos que antes se han ido mencionando.

9.1). ÍNDICE DE PLANOS

Plano 1 – Plano de Situación

Plano 2 – Topografía

Plano 3 – Batimetría

Plano 4 – Topografía y Batimetría

Plano 5 – Plano del Emisario en Planta

Plano 6 – Perfil Longitudinal del Emisario

Plano 7 – Perfil Transversal Tipo1

Plano 8 – Perfil Transversal Tipo2

Plano 9 – Perspectiva del Emisario



Escuela Técnica Superior
de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos de
Santander

Grado en Ingeniería Civil
mención en Hidrología

Autor:
Adrián Villa Alonso

Firma:


Trabajo Fin de Grado:
Diseño Hidráulico del
Emisario Submarino de
Castropol en Asturias

Título del Plano:
Plano de Situación

Escala:
1:10.000

Número de Plano:
1

Descripción:
En el mapa se puede
ver la imagen aérea de
la zona de proyecto a
una escala 1:10.000



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander

Grado en Ingeniería Civil
mención en Hidrología

Autor:
Adrián Villa Alonso

Firma:

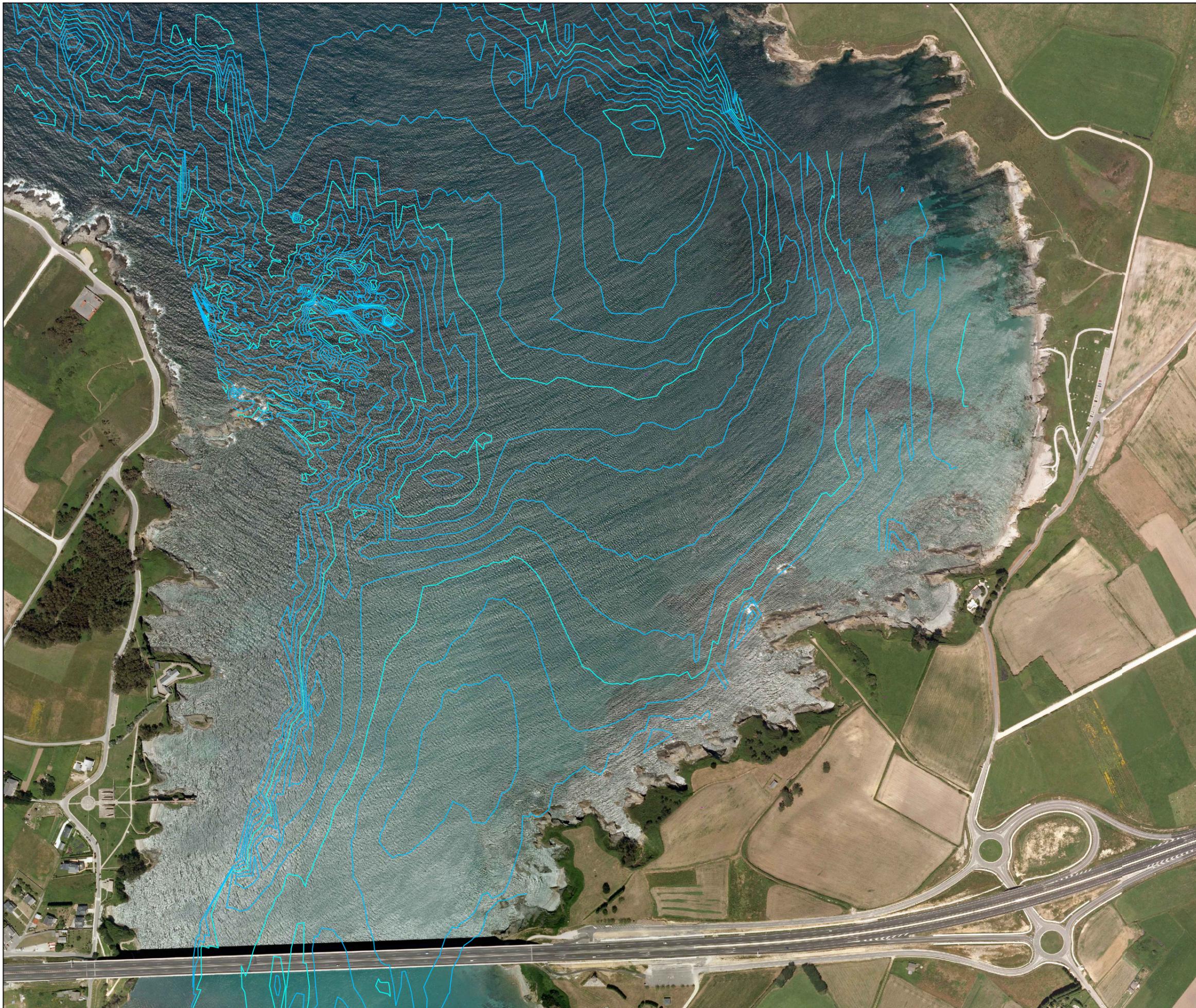

Trabajo Fin de Grado:
Diseño Hidráulico del Emisario Submarino de Castropol en Asturias

Título del Plano:
Topografía de la zona de proyecto

Escala:
1:5.000

Número de Plano:
2

Descripción:
En el mapa se puede ver la imagen aérea de la zona de proyecto y sobre ella la topografía entorno a la ensenada.



Escuela Técnica Superior
de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos de
Santander

Grado en Ingeniería Civil
mención en Hidrología

Autor:
Adrián Villa Alonso

Firma:

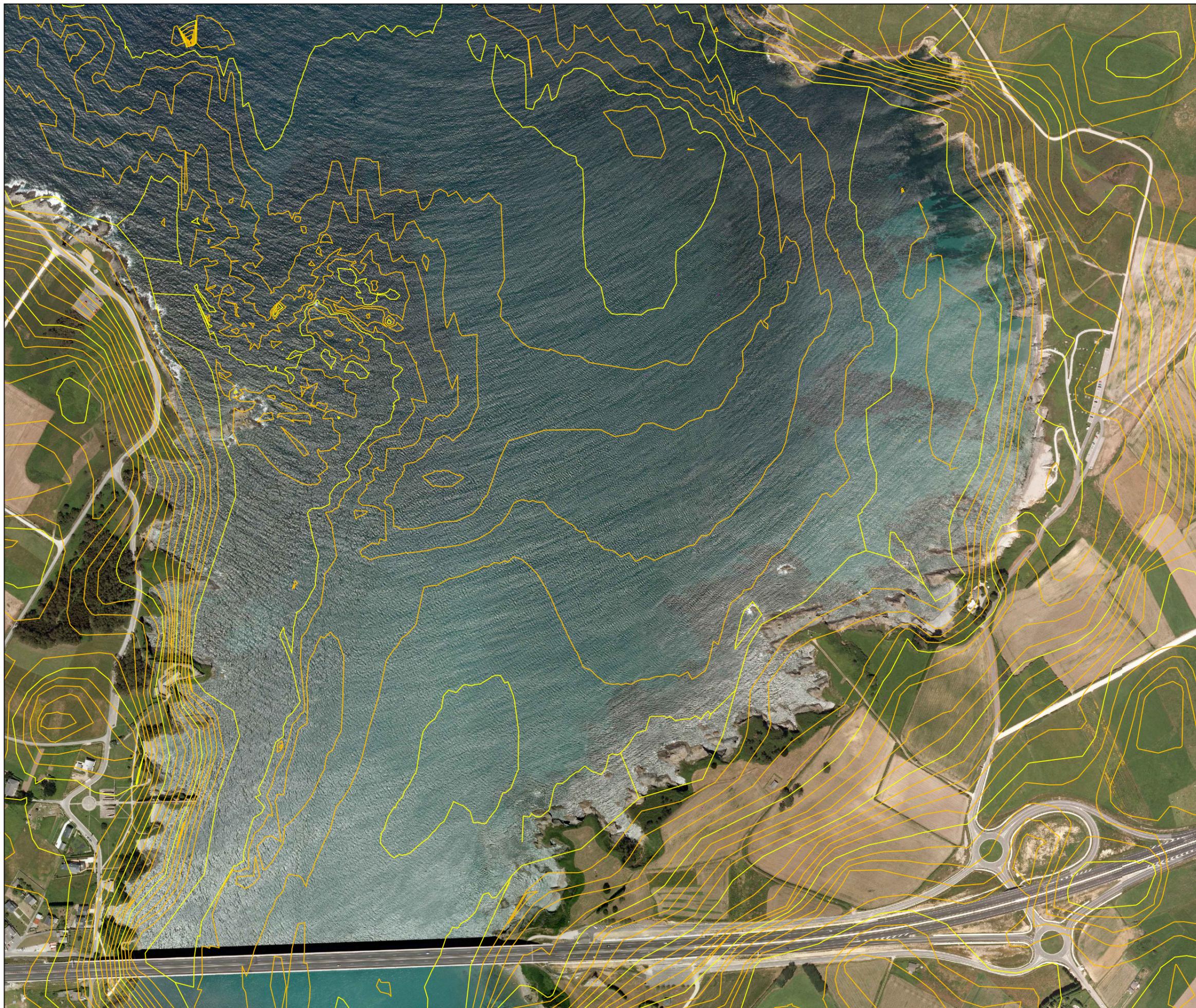

Trabajo Fin de Grado:
Diseño Hidráulico del
Emisario Submarino de
Castropol en Asturias

Título del Plano:
Batimetría de la zona de
proyecto

Escala:
1:5.000

Número de Plano:
3

Descripción:
En el mapa se puede
ver la imagen aérea de
la zona de proyecto y
sobre ella la batimetría
del la ría.



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander

Grado en Ingeniería Civil
mención en Hidrología

Autor:
Adrián Villa Alonso

Firma:


Trabajo Fin de Grado:
Diseño Hidráulico del Emisario Submarino de Castropol en Asturias

Título del Plano:
Topografía y Batimetría de la zona de proyecto

Escala:
1:5.000

Número de Plano:
4

Descripción:
En el mapa se puede ver la imagen aérea de la zona de proyecto y sobre ella la topografía y batimetría del terreno.



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander

Grado en Ingeniería Civil
mención en Hidrología

Autor:
Adrián Villa Alonso

Firma:


Trabajo Fin de Grado:
Diseño Hidráulico del Emisario Submarino de Castropol en Asturias

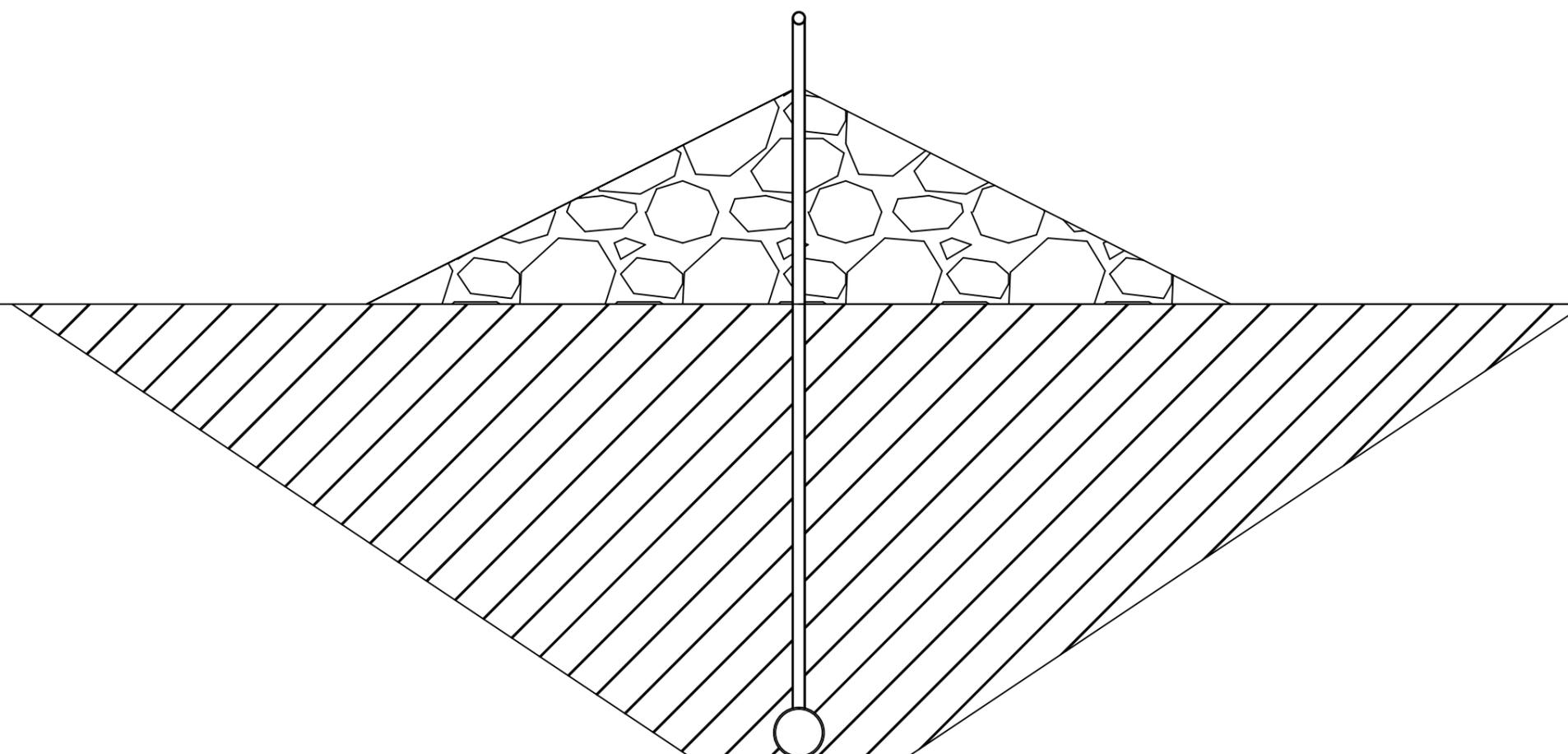
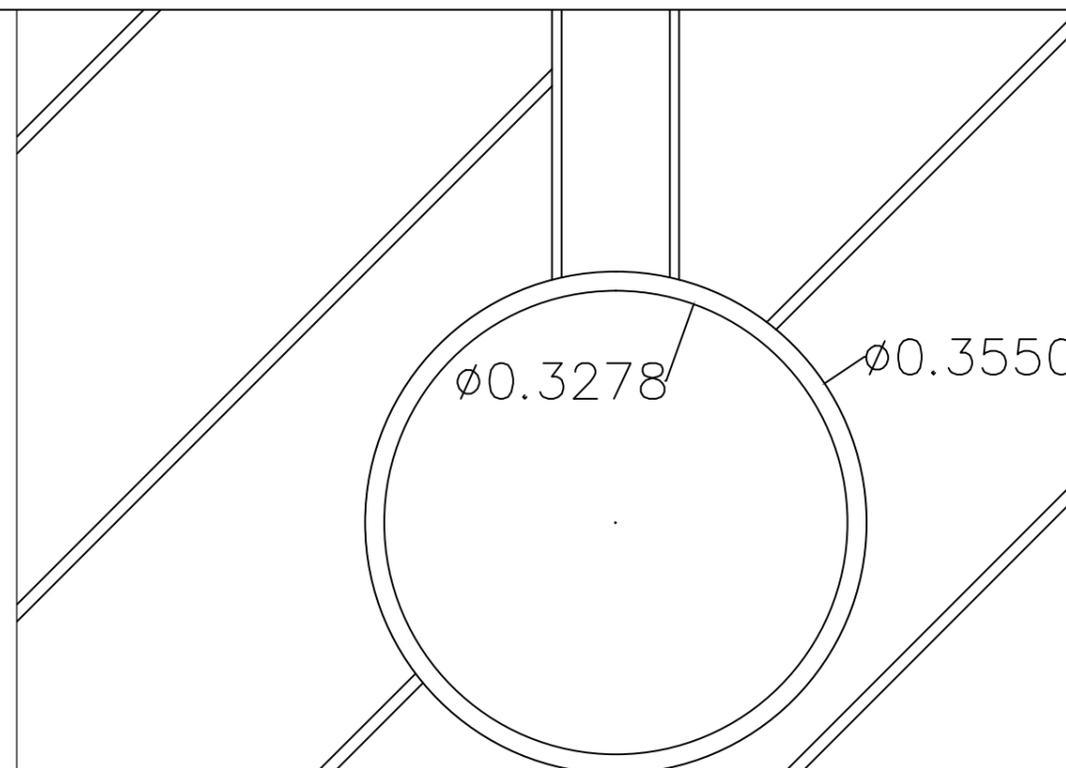
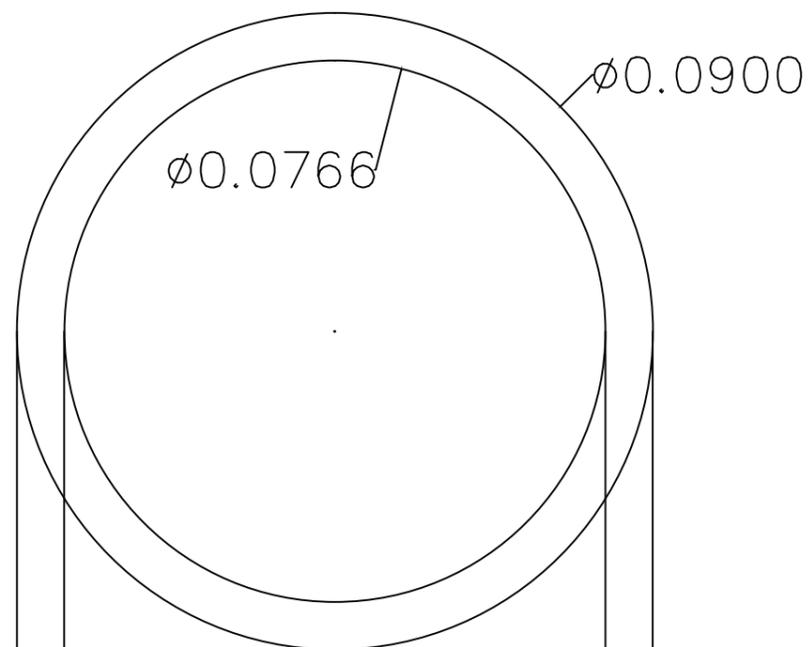
Título del Plano:
Plano del Emisario en Planta

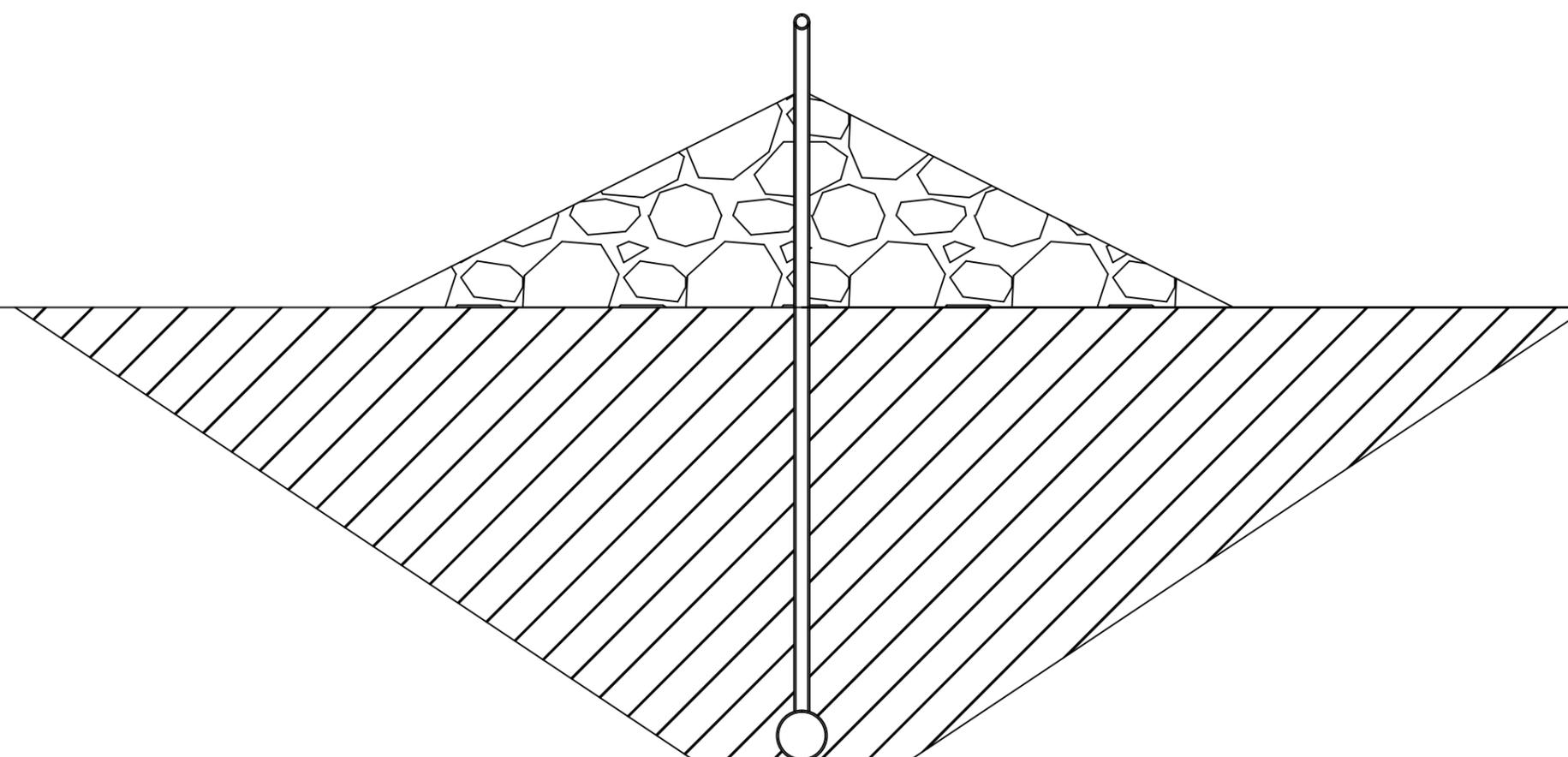
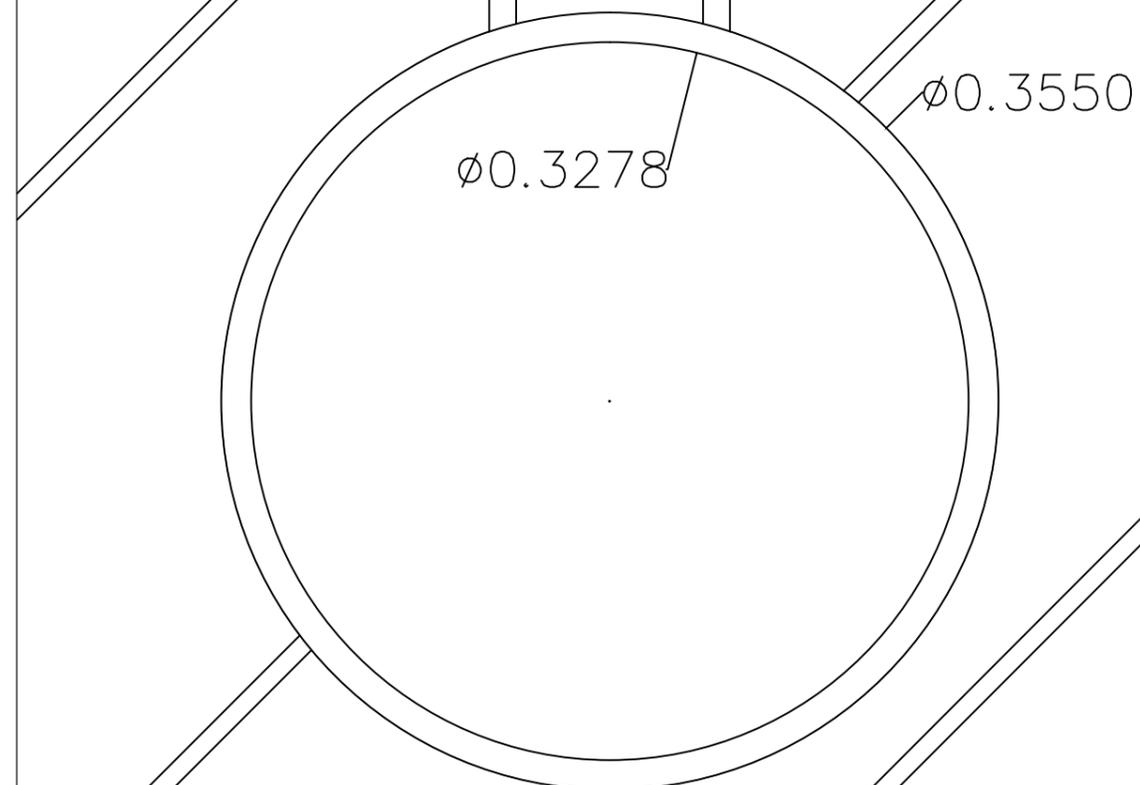
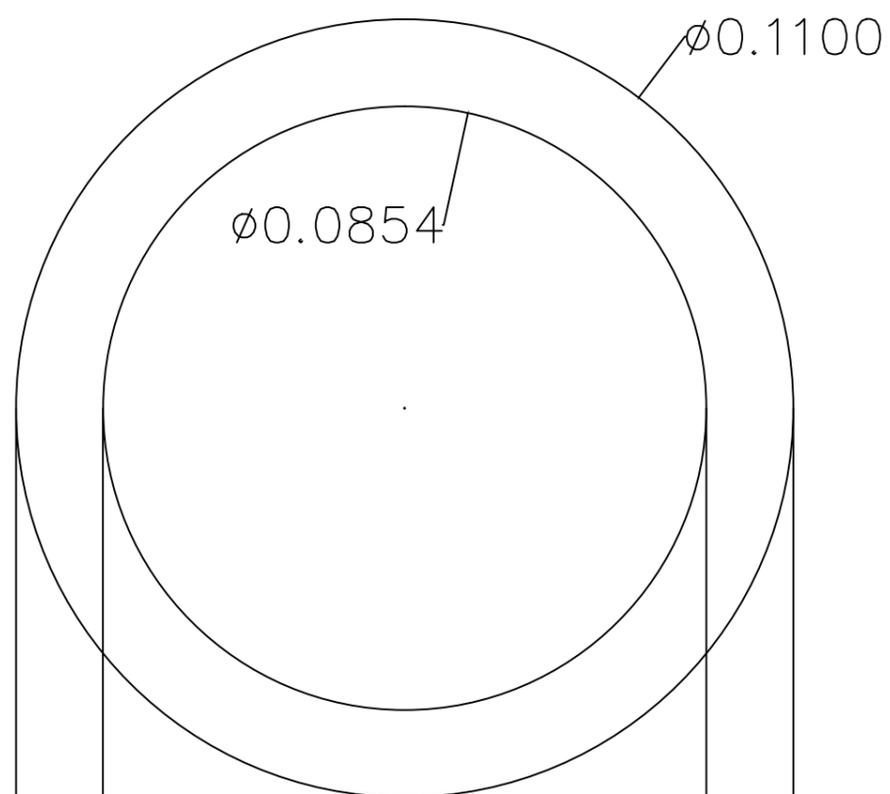
Escala:
1:2.500

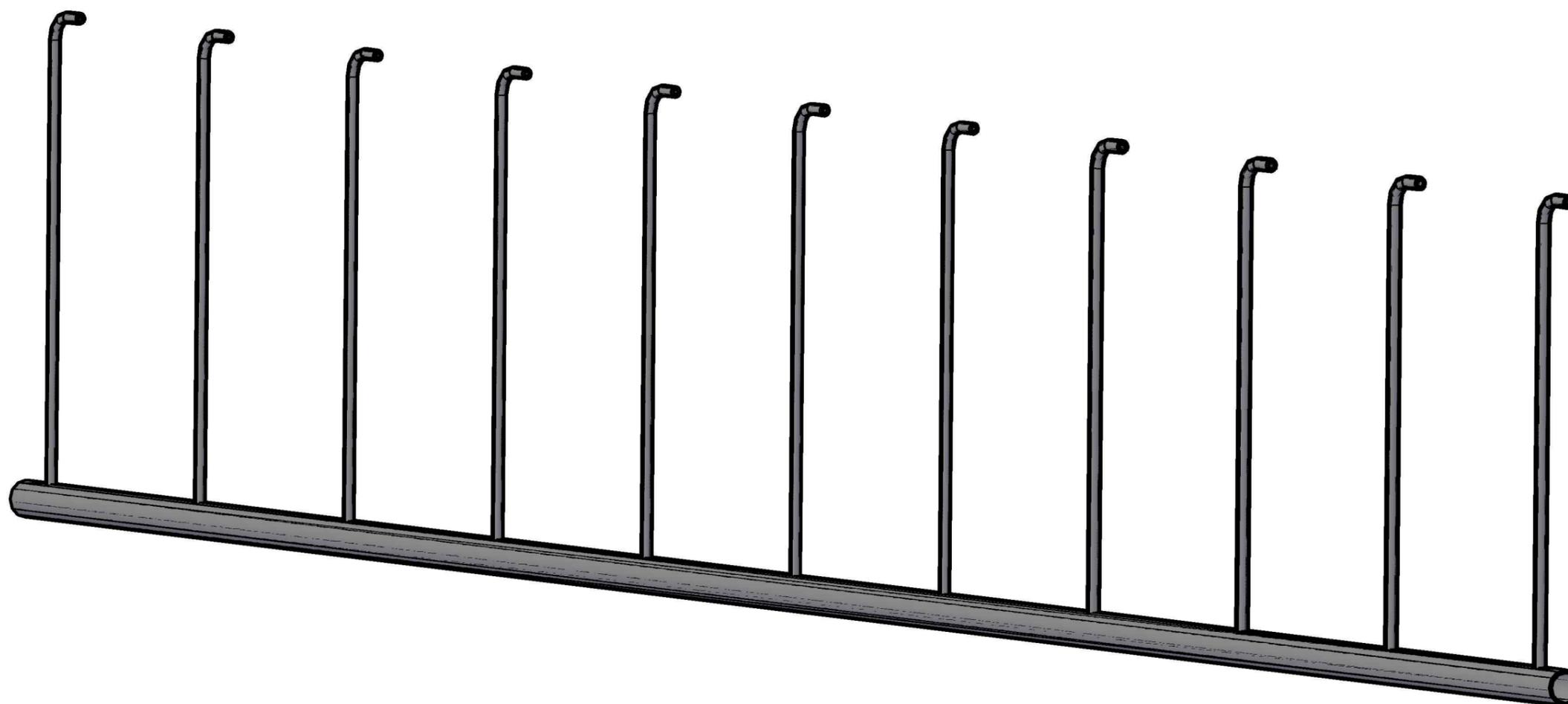
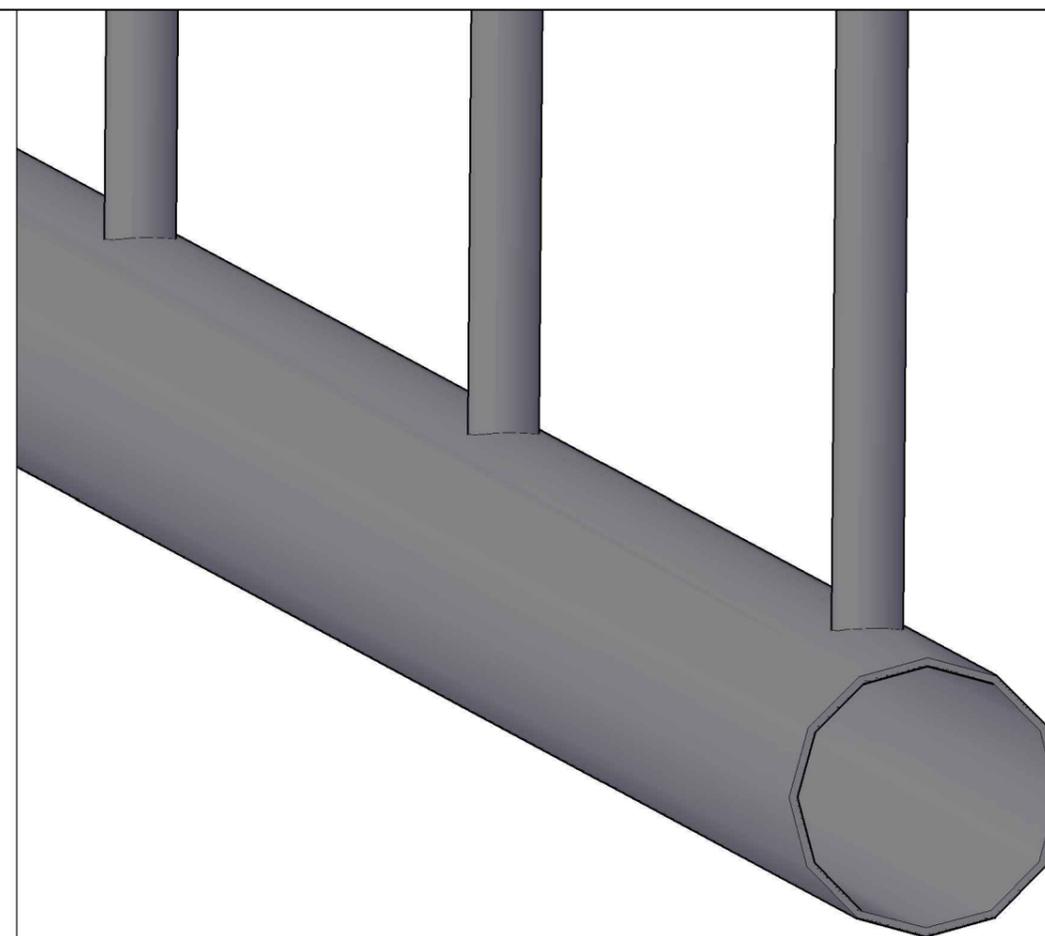
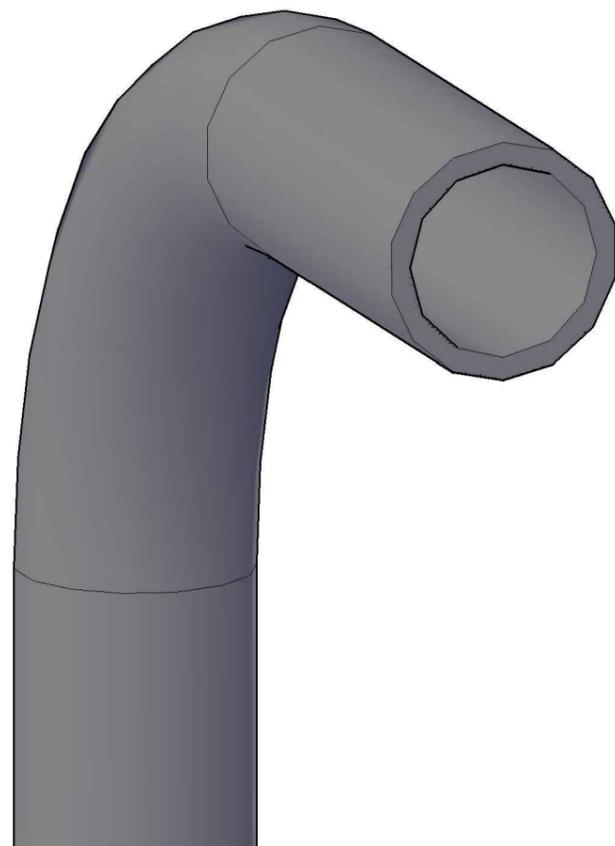
Número de Plano:
5

Emisario PROFILE











El presente trabajo de final de grado de la mención de hidrología, en la convocatoria de Junio de 2015, consiste en un el diseño hidráulico del emisario submarino que verterá las aguas residuales urbanas de los concejos de Vegadeo y Castropol a la ría del Eo en Asturias. El trabajo ha sido elaborado por Adrián Villa Alonso y dirigido por Andrés García Gómez.

Este trabajo es elaborado porque actualmente las aguas residuales de Vegadeo y Castropol son vertidas a la ría del Eo sin tratamiento alguno, y además desde hace 6 años hay una gran rotura en el emisario submarino existente.

En el diseño se han considerado dos horizontes, uno actual y otro futuro en los cuales los caudales de diseño son el caudal medio y el caudal punta en cada caso. $Q_{med}^{actual}=25L/s$, $Q_p^{actual}=50L/s$, $Q_{med}^{futuro}=50L/s$ y $Q_p^{futuro}=100L/s$.

El efluente a verter por el emisario procede de una EDAR en la que recibe un tratamiento de depuración. En el diseño del emisario submarino se ha optado por una solución a los problemas del saneamiento de la zona de tal forma que no se necesite de un bombeo para ser capaces de verter todo el caudal proveniente de la EDAR. El emisario submarino tiene una longitud final de 600 metros. Desde la cámara de carga hay 70 metros del emisario en zona terrestre, 500 metros en zona acuática y por último el tramo difusor de 30 metros.

El tramo de difusor de 30 metros cuenta con 11 elevadores, cada uno con su respectiva boca individual y su válvula antirretorno. La longitud del tramo difusor y el número de elevadores han sido obtenidos en base a formulaciones empíricas de dilución inicial (mezcla inicial del vertido) de forma que se cumplan ciertos criterios de calidad en el medio receptor (dilución mínima de 100). Para dicho cálculo se ha considerado que el medio está no estratificado y en reposo, es decir, que las velocidades de las corrientes eran lo suficientemente bajas para que el número de Froude de la corriente fuese inferior a 0,3. Como en realidad, el vertido se realiza en una zona de rompientes, las velocidades de la corriente si existirán, con lo que la dilución inicial del vertido será aún mayor que la de diseño.

Los diámetros del emisario submarino y de los elevadores se han obtenido con ayuda del programa EPANET en el cual se ha asemejado el comportamiento del emisario a una red de tuberías y de embalses de superficie infinita. La elección de los diámetros se ha hecho teniendo en cuenta unas consideraciones:

- El máximo nivel del agua en la cámara de carga es de 5 metros, este nivel viene dado por la cota a la que llegan los colectores desde la EDAR a la cámara de carga, y como no se va a contar de un bombeo, el nivel de agua en la cámara de carga deberá ser menor a dicha cota.



- Se debe alcanzar la velocidad mínima de auto-limpieza en el emisario submarino al menos una vez al día. Dicha velocidad garantiza que se eliminen los sedimentos que pueden acumularse en el emisario cuando se vierten caudales pequeños con sus consiguientes velocidades pequeñas.
- Se debe alcanzar también la velocidad mínima ascensional en los elevadores al menos una vez al día, para que estos sean capaces de vencer la velocidad de sedimentación de las partículas más grandes del efluente y así, eliminar todos los sedimentos.
- El diámetro mínimo de las bocas no puede ser menor de 60mm puesto que se pueden obstruir.
- El reparto de los caudales debe ser lo más uniforme posible para que las fórmulas empíricas de dilución inicial puedan seguir siendo aplicadas.

Con estas consideraciones y con ayuda de EPANET se ha llegado al diseño de que el emisario principal tiene un diámetro interior de 327,8mm, los 7 primeros elevadores un diámetro interior de 76,6mm y los últimos 4 elevadores de 85,4mm.

Se ha buscado que para el caudal punta se cumplan las condiciones de velocidades mínima, y como las máximas pérdidas de carga se dan para la pleamar viva equinoccial (PMVE), se han combinado estas situaciones.

Para la situación del horizonte futuro, caudal punta y en PMVE, que es la que más pérdidas de carga tendrá en el emisario y por tanto se necesitará más nivel de agua en la cámara de carga, no se obtiene la velocidad mínima de auto-limpieza del emisario por lo que se debe disponer de un volumen de almacenado para verterlo todo durante un periodo de tiempo de forma que se vierta un caudal que consiga llegar a dicha velocidad de auto-limpieza. Este caudal necesario para la limpieza es de 125L/s durante 13,5 minutos y es entonces la situación más crítica en cuando a nivel de agua en la cámara de carga, para dicha situación se necesitan 4,898m en la cámara de carga.

Para la situación del horizonte actual, caudal punta y en PMVE, no se obtiene tampoco la velocidad mínima ascensional en los elevadores, pero con el caudal de auto-limpieza requerido para la limpieza del emisario submarino, si que se consigue dicha velocidad, por lo que la situación límite será la misma que para el horizonte futuro.

El volumen necesario a almacenar que genera el caudal de 125L/s durante 13,5 minutos puede ser reducido considerando que siempre llegará un caudal mínimo desde la EDAR, por lo que el volumen que en realidad se necesitará almacenar será de 94,694m³.



De esta forma, quedan definidas todas las dimensiones del emisario submarino, así como el volumen a almacenar para alcanzar las velocidades mínimas de auto-limpieza y ascensional y las alturas en la cámara de carga en cada situación de vertido.



The hereby final degree work from the specialty of Hydrology, in the call for June 2015, consists on the design of an sewage outfall which will discharge urban wastewater from the councils of Vegadeo and Castropol to the Eo sea loch in Asturias. This project has been elaborated by Adrián Villa Alonso and directed by Andrés García Gómez.

This work is currently developed due to the discharge of untreated wastewater in Vegadeo and Castropol into the river Eo, Furthermore, it has been 6 years since a break appeared in the sewage outfall.

The design has considered two horizons, a current one and a future horizon where the design flows are the average and the peak flow in each case.
 $Q_{medactual}=25L/s$, $Q_{pactual}=50L/s$, $Q_{medfuturo}=50L/s$ y $Q_{pfuturo}=100L/s$

The effluent due to pour by the sewage outfall comes from a WWTP where it receives a purification treatment. In the design of the outfall it has been opted for a solution to the problems of sanitation in the area in such way that it does not need pumping to be able to pour the entire flow from the WWTP. The outfall has a final length of 600 meters. Starting at the loading chamber there are 70 meters of the outfall which are in land area, 500 meters in water area and finally the diffuser section of 30 meters.

The diffuser section of 30 meters has 11 lifts, each with its respective individual mouth and check valve. The length of the diffuser section and the number of lifts have been obtained based on the empirical formulations of initial dilution (initial mixture of the spill) so that certain quality standards are met in the receiving environment (minimum dilution of 100). For this calculation it has been considered that the media is non-stratified and at rest, ie, the current velocities were low enough so that the Froude number of the flow is less than 0.3. Since the discharge is made in a surf zone, the stream velocities exist, so the initial dilution of the discharge will be even greater than the designed one.

The diameters of the outfall and the elevators were obtained using the program EPANET which has resembled the behaviour of the outfall to a network of pipes and reservoirs of infinite surface. The choice of the diameters has been done by taking into account some considerations:

The maximum water level in the forebay chamber is 5 meters; this level is given by the height at which the collectors reach the WWTP to the forebay chamber. As there is not going to exist any pumping from the ONU, the water level must be lower than a certain level.

You must reach the minimum speed of self-cleaning in the outfall at least once a day . This speed ensures that the sediments can accumulate in the emissary when low flows are discharged with its respective low speeds are removed.



Were at least once a day , so that they are able to beat the speed of sedimentation of larger particles of the effluent and thus remove all sediments, it must also meet the minimum speed in elevators to lift.

The minimum diameter of openings can not be less than 60mm since it can get clogged.

The distribution of flow must be as uniform as possible so that the empirical formulas of initial dilution may continue to be applied.

With these considerations and using EPANET it has been decided that the design of the main outlet has an inner diameter of 327,8mm , the first 7 lifts have an inner diameter of 76,6mm and 85,4mm for the last 4 elevators.

It has been sought that for the peak flow in order to fulfill the conditions of minimum velocity, and as the maximum losses are given for live equinoctial tide (HHW) , both situations have been combined.

For the future horizon, peak flow and PMVE which is the one that losses the most weight in the sewage outfall and that is why a higher water level is required in the fore by loading chamber, the minimum self-cleaning velocity is not reached by the outfall so a storage volume to pour it all over a period of time so that the flow reaches such velocity to self-clean itself.

This flow is needed for the cleaning of 125L/s during 13.5 minutes and it is then when the most critical, regarding water level, situation occurs. For such situation 4.898m are needed in the loading foreby chamber.

For the current horizon, peak flow and PMVE, the minimum lifting velocity is not reached, but with the self-cleaning flow required by the cleaning of the sewage outfall, such velocity is obtained, that is why the limit situation will be the same for a future horizon.

The volume required to store the flow generating 125L / s during 13,5 minutos can be reduced considering that a minimum flow always come from the WWTP, so the actual volume which is needed to storage is 96.694m³.

Thus, all the dimensions of the sewage outfall are defined, as well as the volume stored to meet the minimum speeds of self-cleaning and lifting, and the height of the loading chamber in each pouring situation.