

# Trabajo Fin de Grado

## Grado en Ingeniería Civil

### PROYECTO BÁSICO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL MUNICIPIO DE CORTES DE LA FRONTERA.

Autor: Cayetano Bueno Carmona

Tutores: Blas González González

Nicolás Gutiérrez Carmona

Dpto. Construcciones Arquitectónicas I  
Dpto. Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de  
Fluidos

Sevilla, 2020





Trabajo Fin de Grado  
Ingeniería Civil

**PROYECTO BÁSICO PLANTA DE  
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
EN EL MUNICIPIO DE CORTES DE LA  
FRONTERA.**

Autor:

Cayetano Bueno Carmona

Tutores:

Blas González González

Nicolás Gutiérrez Carmona

Dpto. de Construcciones Arquitectónicas I  
Dpto. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos

Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2020



Trabajo Fin de Grado:

PROYECTO BÁSICO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL  
MUNICIPIO DE CORTES DE LA FRONTERA.

Autor: Cayetano Bueno Carmona  
Tutor: Blas González González  
Nicolás Gutiérrez Carmona

La Comisión Evaluadora del Trabajo Fin de Grado arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2020

El Secretario de la comisión



*A mis padres, a mi  
familia, a mis amigos y  
a mis maestros.*



# Agradecimientos

---

*A mi padre, gracias por formarme como persona, por ayudarme en esta etapa, por ayudarme a ser lo que hoy soy, sin ti nada de esto estaría pasando. A mi madre por ser ese pilar familiar, por ser mi primera llamada tras todos los exámenes. El “¿Cómo te ha salido, hijo?”, en ocasiones nos ha hecho más fuertes y en otras más débiles, gracias por estar. A mi hermana, gracias por ser parte de mi guía y ayudar a padres en mi educación y crecimiento personal.*

*A mi familia, que parece que somos pocos, pero siempre estamos unidos, y celebramos la victoria de cada uno de nosotros como si fuera la última.*

*A mis amigos, por sacar de mí lo mejor en momentos difíciles, y enseñarme cosas cada día de cada uno de ellos. Siempre me sacáis mi mejor lado, y me extraéis de la monotonía.*

*A mis compañeros de carrera, en especial a Pablito y a Daniel, por ser esos grandes compañeros de fatigas, aunque algunos no estén hoy estudiando nuestra pasión, para mí son un ingeniero civil más.*

*A mis tutores del Trabajo Fin de Grado, por animarme a elegir este trabajo, y contrarrestar las consecuencias de esta pandemia que sufrimos en la realización de este trabajo, se lo difícil que está siendo para todos.*

*A todos ellos mi más sincero agradecimiento.*

*Cayetano Bueno Carmona*

*Sevilla, 2020*



# Resumen

---

En el presente Trabajo Fin de Grado se realiza el dimensionamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales para la población de Cortes de la Frontera y sus alrededores. Primeramente, se tratan los antecedentes a la implantación es esta. Seguidamente se estudia el planeamiento urbanístico de la zona, ya se refiera a las zonas de posible crecimiento, las zonas de protección o la consideración de la ubicación final de la planta.

Se localizan infraestructuras existentes que afecten a la decisión de la mejor ubicación de la planta. Una vez recabada toda la información anterior se realiza la prognosís de población con 25 años vista, considerados los años de vida de la planta.

Seguidamente al estudio de población se le suma un estudio de las dotaciones de consumo que se producen en la actualidad, y a través de estas estimar una dotación final para el diseño de la planta. A partir de esta dotación se obtiene el caudal de saneamiento, parámetro importante para el diseño de la EDAR.

Seguidamente se establecen las cargas de los diferentes contaminantes que traen las aguas residuales de la zona. Se hace un estudio de la geología y geotecnia de la zona, junto con la inundabilidad, factores importantes en las decisiones a tomar en el diseño y ubicación.

Seguidamente, se plantean las diferentes alternativas para el proceso de depuración, eligiendo la tecnología de lechos bacterianos, como la más adecuada para depurar las aguas. Una vez definida esta se procede al cálculo de las dimensiones de todos los elementos que componen la planta, y por último se realiza el cálculo hidráulico que conciernen las diferentes cotas de los elementos y de la línea de agua a su paso por la planta.

Finalmente, se realiza el esquema gráfico de la planta, en el cual se presentan los diferentes planos, así como la maqueta virtual de la planta.

## *Palabras clave*

*EDAR, EBAR, PROGNOSIS DE POBLACIÓN, DOTACIÓN, CAUDALES, CARGAS CONTAMINANTES, LECHOS BACTERIANO, ETAPAS DE DEPURACIÓN, LÍNEA PIEZOMÉTRICA*



# Abstract

---

In this Final Degree Project, it's done the sizing of a wastewater treatment plant for the town of Cortes de la Frontera and its surrounding. First, the antecedents to the implantation are covered. Next, the urban planning of the area is studied, whether it refers to the areas of possible growth, the protection areas, or the consideration of the plant location.

Existing infrastructures are located that affect the decision of the best plant location. Once all the above information has been collected, the population prognosis with 25 years of sight is made, considering the year of life of the plant.

Next to the population study is added a study of the water endowments that are currently produced, and through the estimate a final endowment for the design of the plant. From this endowment, the sanitation flow is obtained, an important parameter for the design of the WWTP.

Next, the loads of the different pollutants brought by the wastewater from the area are established. A study is made of the geology and geotechnics of the area, together with flooding, there are important factors in the decisions to be made in the design and location.

Next, the different alternatives for the purification process are proposed, choosing the technology of bacterial beds, as the most appropriate to purify the water. Once this is defined, the dimensions of all elements that make up the plant are calculated, and finally the hydraulic calculation is carried out concerning the different levels of the elements and of the water line as it passes through the plant.

Finally, the graphic scheme of the plant is made, in which the different plans are presented, as well as the virtual model of the plant.

## ***Keywords***

WWTP, WPSL, POPULATION PROGNOSIS, FLOW RATES, CONTAMINANT LOADS, BACTERIAL BEDS, TREATMENT STAGES, PIEZOMETRIC LINE



# ÍNDICE

Agradecimientos .....	ix
Resumen .....	xi
Abstract .....	xiii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xix
<b>1 ANTECEDENTES .....</b>	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS .....	1
1.2 ANTECEDENTES TÉCNICOS.....	1
<b>2 PLANEAMIENTO URBANÍSTICO .....</b>	<b>3</b>
2.1 CORTES DE LA FRONTERA Y LA CAÑADA .....	3
2.1.1 ZONAS DE CRECIMIENTO .....	3
2.1.2 ZONAS DE PROTECCIÓN .....	6
2.1.3 CONSIDERACIONES PARA EL ESTUDIO DE LA POBLACIÓN Y DOTACIONES .....	7
2.1.4 CONSIDERACIONES SOBRE LA UBICACIÓN DE LA EDAR .....	9
2.2 LAS VEGAS.....	10
2.2.1 ZONAS DE CRECIMIENTO Y CONSIDERACIONES PARA EL ESTUDIO DE LA POBLACIÓN.....	10
2.2.2 ZONAS DE PROTECCIÓN .....	10
<b>3 INFRAESTRUCTURAS EXISTENTES .....</b>	<b>14</b>
3.1 CARRETERAS DE DIPUTACIÓN Y AUTONÓMICAS .....	14
3.2 LÍNEA DE FERROCARRIL .....	15
3.3 REDES ELÉCTRICAS.....	15
3.4 INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS .....	15
3.5 DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO .....	15
<b>4 ESTUDIO DE POBLACIÓN .....</b>	<b>16</b>
4.1 POBLACIÓN ACTUAL PERMANENTE .....	16
4.2 PROGNOSIS DE LA POBLACIÓN PERMANENTE .....	17
4.2.1 MÉTODOS ANALIZADOS.....	17
4.2.2 MÉTODO ARITMÉTICO .....	18
4.2.3 MÉTODO GEOMÉTRICO .....	18
4.2.4 MÉTODO DEL MOPU .....	19
4.2.5 RESULTADOS PROGNOSIS DE LA POBLACIÓN PERMANENTE .....	20
4.3 PROGNOSIS POBLACIÓN ESTACIONAL.....	23
4.3.1 METODOLOGÍA .....	23
4.4 POBLACIÓN DE CÁLCULO.....	26
<b>5 ESTUDIO DE DOTACIÓN Y CAUDALES .....</b>	<b>28</b>
5.1 DOTACIÓN SEGÚN CONSUMO .....	28
5.2 DOTACIÓN SEGÚN PLANIFICACIÓN HIDROLÓGICA .....	30
5.3 DOTACIONES TENDENCIALES .....	31
5.4 DOTACIÓN SELECCIONADA.....	31
5.5 CAUDALES DE SANEAMIENTO.....	31
5.5.1 RESULTADOS CORTES DE LA FRONTERA.....	32
5.5.2 RESULTADOS LAS VEGAS.....	33
<b>6 ESTUDIO DE CARGAS CONTAMINANTES .....</b>	<b>34</b>
6.1 REQUISITOS DE CALIDAD DEL VERTIDO.....	34

6.2	<i>GESTIÓN DE FANGOS</i> .....	35
6.3	<i>CARGAS CONTAMINANTES DE ENTRADA A PLANTA</i> .....	35
<b>7</b>	<b>IMPLANTACION TERRITORIAL</b> .....	<b>37</b>
7.1	<i>GEOLOGÍA Y GEOTECNIA</i> .....	37
7.2	<i>INUNDABILIDAD</i> .....	38
<b>8</b>	<b>ESTUDIO DE ALTERNATIVAS</b> .....	<b>39</b>
8.1	<i>ALTERNATIVAS PROCESOS DE DEPURACIÓN</i> .....	39
8.1.1	DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS SELECCIONADOS PARA EL ESTUDIO .....	40
8.1.2	ANÁLISIS DE LAS VARIABLES DE LAS ALTERNATIVAS DISPUESTAS.....	44
8.1.3	MATRIZ DE VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS .....	47
8.2	<i>ALTERNATIVA DE UBICACIÓN DE LA EDAR</i> .....	48
8.2.1	Datos Identificativos de la Parcela. ....	52
<b>9</b>	<b>CÁLCULO DE PROCESOS</b> .....	<b>54</b>
9.1	<i>DATOS DE DISEÑO</i> .....	54
9.2	<i>LÍNEA DE AGUA</i> .....	55
9.2.1	EBAR.....	55
9.2.2	PRETRATAMIENTO .....	62
9.2.3	10.2.3 TRATAMIENTO PRIMARIO .....	67
9.2.4	TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	72
9.3	<i>LÍNEA DE FANGOS</i> .....	86
9.3.1	ESPESADOR POR GRAVEDAD .....	86
9.3.2	Bomba centrífuga.....	87
9.4	<i>TRATAMIENTO TERCIARIO: CLORACIÓN</i> .....	89
9.4.1	CANAL DE CLORACIÓN .....	89
9.4.2	CANTIDAD DE CLORO NECESARIA .....	89
<b>10</b>	<b>CÁLCULOS HIDRÁULICOS</b> .....	<b>90</b>
10.1	<i>CÁLCULO DE PÉRDIDAS</i> .....	90
10.1.1	PÉRDIDA DE CARGA EN TUBERÍA. ....	90
10.1.2	PÉRDIDA DE CARGA EN CANALES.....	90
10.1.3	PÉRDIDA DE CARGA EN ORIFICIOS .....	91
10.1.4	PÉRDIDA DE CARGA EN PUNTOS SINGULARES .....	91
10.1.5	VERTEDERO .....	91
10.1.6	BOMBEO.....	92
10.2	<i>LÍNEA PIEZOMÉTRICA</i> .....	93
10.2.1	DATOS INICIALES.....	93
10.2.2	CÁLCULO DE DIMENSIÓN DE CONDUCCIONES Y PÉRDIDAS DE CARGA EN LÍNEA DE AGUAS	93
10.2.3	LÍNEA DE BY-PASS .....	101
10.2.4	LÍNEA DE FANGOS Y RECIRCULACIÓN.....	106
<b>11</b>	<b>CONCLUSIONES Y FUTUROS TRABAJOS</b> .....	<b>108</b>
11.1	<i>CONCLUSIONES</i> .....	108
11.2	<i>FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO</i> .....	108
<b>12</b>	<b>PROPUESTA</b> .....	<b>109</b>
12.1	<i>PLANOS</i> .....	110
12.2	<i>MAQUETA VIRTUAL</i> .....	121

# ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 1. Antecedentes Técnicos de Cortes de la Frontera. Fuente: Ayuntamiento de Cortes de la Frontera .....	1
Tabla 2. Cálculo del desarrollo del número de habitantes de Cortes y La Cañada. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera .....	5
Tabla 3. Escenario poblacional en Cortes de la Frontera en 25 años. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera .....	8
Tabla 4. Cálculo del desarrollo del número de habitantes del núcleo de Las Vegas. Fuente: Documento de aprobación inicial del PGOU de Benalauría.....	12
Tabla 5. Escenario poblacional en Las Vegas en 25 años. Fuente: Documento de aprobación inicial del PGOU de Benalauría.....	13
Tabla 6. Evolución de la población permanente por separado de los núcleos de Cortes y la Cañada. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera .....	17
Tabla 7. Tasa anual de crecimiento de la Población Permanente (Método Aritmético).....	20
Tabla 8. Tasa anual de crecimiento de la Población Permanente (Método Geométrico).....	20
Tabla 9. Cálculo de la prognosis de la población permanente (Método Geométrico y Método Aritmético).....	21
Tabla 10. Cálculo de la prognosis de la población permanente (Método del MOPU). .....	21
Tabla 11. Viviendas vacías y secundarias de los núcleos de Cortes de la Frontera. Fuente: IECA .....	23
Tabla 12. Datos de plazas turísticas de Cortes de la Frontera. Fuente: Registro de Turismo de la Junta de Andalucía.....	24
Tabla 13. Crecimiento estimado de las viviendas secundarias y vacías en Cortes de la Frontera.....	24
Tabla 14. Crecimiento estimado del número de plazas turísticas en Cortes de la Frontera .....	25
Tabla 15. Total de la población estacional en la actualidad y en el año horizonte.....	25
Tabla 16. Población de invierno y verano para el municipio de Cortes .....	26
Tabla 17. Población de Cálculo de Cortes de la Frontera 1.....	26
Tabla 18. Población de Cálculo de Cortes de la Frontera 2.....	26
Tabla 19. Evolución de la población permanente de Las Vegas. Fuente: INE.....	27
Tabla 20. Evolución de la población permanente del núcleo de Las Vegas.....	27
Tabla 21. Población total de cálculo para la nueva EDAR.....	27
Tabla 22. Datos de consumo trimestral. Fuente: Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga en 2017. ....	29
Tabla 23. Estimación de la dotación de consumo del año 2017.....	29
Tabla 24. Datos de consumo trimestral. Fuente: Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga en 2018. ....	29

Tabla 25. Estimación de la dotación de consumo del año 2018.....	29
Tabla 26. Datos de consumo trimestral. Fuente: Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga en 2019. ....	30
Tabla 27. Estimación de la dotación de consumo del año 2019.....	30
Tabla 28. Dotación de consumo promedio.....	30
Tabla 29. Dotación finalmente seleccionada.....	31
Tabla 30. Caudales de saneamiento estimados, para Cortes de la Frontera y la Cañada del Real Tesoro.....	32
Tabla 31. Caudales de saneamiento estimados, para Las Vegas. ....	33
Tabla 32. Parámetros límite de los contaminantes según la Directiva 91/271/CEE.....	34
Tabla 33. Calidad exigible a las aguas para ser aptas para la vida de los peces. Fuente: Plan Hidrológico de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas. ....	35
Tabla 34. Parámetros de calidad para las aguas de baño. Fuente: Boletín Oficial del Estado. ...	35
Tabla 35. Valores de partida para el dimensionamiento de la EDAR. ....	36
Tabla 36. Ratio de superficie por cada tecnología de tratamiento. Fuente: CEDEX. ....	44
Tabla 37. Nivel de tratamiento y Rendimientos de los distintos tipos de tecnologías de depuración.. Fuente: CEDEX.....	45
Tabla 38. Costes de Implantación de las diferentes tecnologías. Fuente: CEDEX. ....	45
Tabla 39. Costes de Explotación de las diferentes tecnologías. Fuente: CEDEX. ....	45
Tabla 40. Matriz de valoración de alternativas.....	48
Tabla 41. Datos de partida para el dimensionamiento de la EDAR. ....	55
Tabla 42. Parámetros de diseño del Pozo de Gruesos. Fuente: CEDEX.....	55
Tabla 43. Dimensiones del canal de desbaste.....	57
Tabla 44. Tabla para la obtención del valor del coeficiente de pérdida de carga en desbaste. Fuente: CEDEX. ....	58
Tabla 45. Dimensiones del desarenador.....	65
Tabla 46. Balance de contaminantes en el proceso de pretratamiento. ....	66
Tabla 47. Balance de contaminantes en el proceso de depuración primario.....	71
Tabla 48. Parámetros de diseño de arquetas de reparto de caudal.....	72
Tabla 49. Parámetros de diseño del decantador secundario. Fuente: blog iAgua de Jorge Chamorro.....	82
Tabla 50. Balance de contaminantes en el proceso de lechos bacterianos. Tratamiento secundario. ....	85
Tabla 51. Valores de las constantes "K" de pérdida de carga localizadas en los conductos. ....	91

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1. Plano con los futuros sectores de Cortes de la Frontera. Fuente: PGOU de Cortes de la Frontera .....	3
Figura 2. Representación de las zonas de protección arqueológica. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera .....	6
Figura 3. Ubicación de la EDAR propuesta por el PGOU. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera.	9
Figura 4. Plano con las zonas de protección correspondientes al núcleo de las Vegas. Fuente: Documento de aprobación inicial de Benalauría.....	11
Figura 5. Mapa con la ubicación de la red de carreteras provincial y autonómica. Fuente: Web de la Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territorio. ....	14
Figura 6. Evolución de la población permanente de Cortes de la Frontera-Cañada del Real Tesoro. Fuente: Web del IECA. ....	16
Figura 7. Evolución de la población permanente de Cortes y la Cañada. ....	22
Figura 8. Mapa geológico de la zona. Fuente: IGME .....	37
Figura 9. Mapa con la zona inundable según la directiva de inundaciones.....	38
Figura 10. Esquema de funcionamiento de un lecho bacteriano. Fuente: CEDEX. ....	40
Figura 11. Esquema de un contactor biológico rotativo. Fuente: CEDEX.....	41
Figura 12. Esquema de funcionamiento de un Tanque Imhoff. Fuente: CEDEX. ....	42
Figura 13. Esquema del proceso de aireación prolongada. Fuente: CEDEX. ....	43
Figura 14. Capacidad de adaptación de las diferentes tecnologías a los cambios de carga y caudal. Fuente: CEDEX. ....	45
Figura 15. Potencial de generación de malos olores de cada tecnología. Fuente: CEDEX.....	46
Figura 16. Potencial de generación de ruidos de cada tecnología. Fuente: CEDEX.....	46
Figura 17. Integración paisajística de cada una de las tecnologías. Fuente: CEDEX. ....	47
Figura 18. Cantidad de fangos producidos por las diferentes tecnologías. Fuente: CEDEX. ....	47
Figura 19. Mapa con la planta de la zona inundable y las parcelas con las posibles ubicaciones de la EDAR. ....	49
Figura 20. La parcela finalmente seleccionada para la ejecución de la EDAR. ....	50
Figura 21. Representación de la curva de impulsión del bombeo desde la EBAR hacia la EDAR. ....	60
Figura 22. Esquema de funcionamiento de un Tanque Imhoff .....	67
Figura 23. Parámetros de diseño de un Tanque Imhoff. Fuente Blog iAgua, Jorge Chamorro...	67
Figura 24. Representación de la curva de impulsión desde la arqueta de reparto hasta los distribuidores del lecho. ....	75
Figura 25. Parámetros de diseño de los lechos bacterianos. Fuente: blog iAgua, de Jorge Chamorro.....	78

Figura 26. Representación de las ecuaciones para el cálculo del flujo laminar en tuberías. ....	93
Figura 27. Aliviadero tipo Thompson. ....	96

# 1 ANTECEDENTES

El municipio de Cortes de la Frontera incumple con la Directiva Europea 91/271/CEE, vertiendo sus aguas residuales directamente al Río Guadiaro, sin ser previamente tratadas al no contar con ningún tratamiento para ello. Esto es causa de la redacción de el siguiente Trabajo para la elaboración de una planta de tratamiento que haga cumplir con la normativa europea, con la repercusión que eso genera en la situación de sanciones aplicadas en la actualidad.

## 1.1 ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS

A través de la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional, se declaró de interés general del Estado la actuación de Saneamiento y depuración de los municipios que vierten al río Guadiaro.

También en el acuerdo de 26 de octubre de 2010 del Consejo de Gobierno, se declaró de interés autonómico las obras destinadas al cumplimiento del objetivo de calidad de las aguas andaluzas, cumpliendo con lo establecido en la Ley 9/2010 de Aguas de Andalucía, donde se declara de interés autonómico las obras de la EDAR y colectores de Cortes de la Frontera y sus núcleos.

## 1.2 ANTECEDENTES TÉCNICOS

A través de la siguiente tabla vemos la información facilitada por el ayuntamiento de Cortes de la Frontera.

	Cortes de la Frontera
Planeamiento	Jul-08
Puntos de Vertido	9
Industrias	talleres
Fuentes y Manantiales	no
Ordenanza vertidos	No disponible
Suministro en alta	No
Consumos	Si
Redes de abastecimiento y saneamiento	PGOU e IDEMAP

Tabla 1. Antecedentes Técnicos de Cortes de la Frontera. Fuente: Ayuntamiento de Cortes de la Frontera

Hay que puntualizar que dentro del proyecto de la EDAR de Cortes también se considera el núcleo de Las Vegas, perteneciente al municipio de Benalauría. Sobre los puntos de vertido, hay que explicar que seis corresponden al núcleo de Cortes de la Frontera, dos al núcleo de La Cañada del Real Tesoro y uno al Colmenar.

El municipio de Cortes de la Frontera está formado por tres núcleos: Cortes de la Frontera, La Cañada del Real Tesoro y El Colmenar. En este proyecto se contempla solo la EDAR para las poblaciones de Cortes y La Cañada, ya que El Colmenar se encuentra muy alejado de estas y necesitaría de otra EDAR.

Como ya se ha citado anteriormente, y según indicaciones del Ayuntamiento, la EDAR de Cortes también recibirá el agua del núcleo de Las Vegas, del cual se sabe, según el ayuntamiento que todas las viviendas cuentan con fosa séptica, por lo que no cuentan con red de saneamiento.

En 2005 la Junta de Andalucía redactó un anteproyecto de Colectores y EDAR de Cortes de la Frontera (Málaga). Este consistía en unificar vertidos, primeramente, del núcleo de Cortes, conducirlos hasta los dos puntos de vertido de La Cañada y terminar disponiendo una EDAR, para el tratamiento de estos. Pero este nunca se llegó a ejecutar.

Además, en febrero de 2014, en este caso la Diputación de Málaga redactó el Documento Ambiental para someter la actuación anterior a evaluación de impacto ambiental simplificada. Pero debido a que la parcela se encontraba en zona inundable se desiste de la tramitación.

## 2 PLANEAMIENTO URBANÍSTICO

### 2.1 CORTES DE LA FRONTERA Y LA CAÑADA

El planeamiento vigente en el municipio de Cortes de la Frontera está integrado por el Plan General de Ordenación Urbana aprobado el 28 de julio de 2008.

#### 2.1.1 ZONAS DE CRECIMIENTO

Las necesidades de crecimiento del Municipio de Cortes se identifican con 11 unidades de ejecución de suelo urbano no consolidado (UE) y en 11 de suelo urbano sectorizado (SR), habiendo 9 de estos considerados por el CPOTU (Comisión Provincial de Ordenación del Territorio y Urbanismo) como urbanizables no sectorizados. Del total de los 11, tres corresponden a sectores de uso industrial y el resto a residencial.

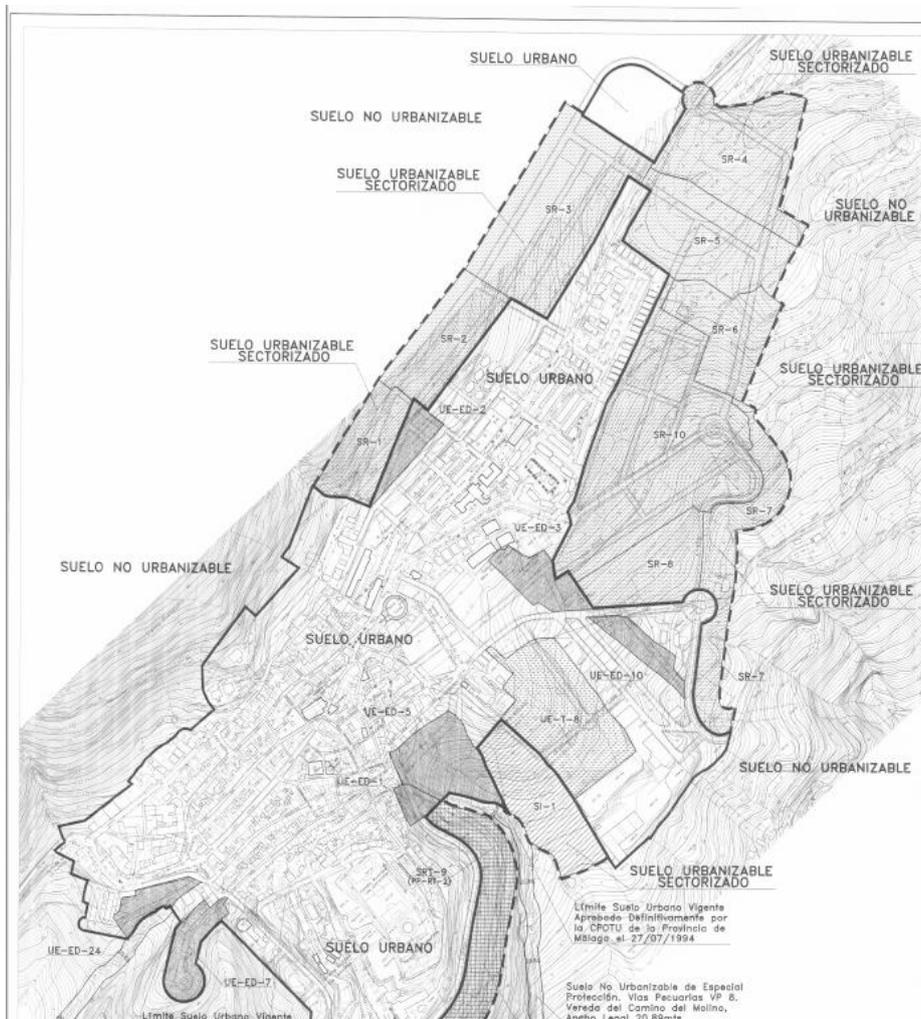


Figura 1. Plano con los futuros sectores de Cortes de la Frontera. Fuente: PGOU de Cortes de la Frontera

Para el desarrollo de estos sectores se necesita de los Proyectos de Urbanización y Planes Principales. Aunque lo necesario para este estudio, que son el número de viviendas, si se recoge en las fichas urbanísticas.

Se supone que el ratio de habitantes por viviendas es de 2, saldría un total de 2304 habitantes, lo que se considera algo elevado viendo las características del municipio y la información aportada del Ayuntamiento para contemplar la situación del municipio 25 años vista.

DESARROLLOS CONTEMPLADOS EN PGOU CORTES+CAÑADA

Actuaciones	Ámbito	Uso	Superficie (m2)	Aprobación	Fecha aprobación	Plazo de ejecución (años)	Densidad (viv/Ha)	Viviendas	Porcentaje por urbanizar	Habitante por vivienda	Nº Habitantes	Dotación l/s ha	Caudal l/s
SR-1	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	14206	Definitiva	2008	-	30	43	100%	2	86	-	-
SR-2	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	18692	Definitiva	2008	-	30	56	100%	2	112	-	-
SR-3	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	44157	Definitiva	2008	-	30	132	100%	2	264	-	-
SR-4	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	32311	Definitiva	2008	-	30	97	100%	2	194	-	-
SR-5	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	29930	Definitiva	2008	-	30	90	100%	2	180	-	-
SR-6	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	18515	Definitiva	2008	-	40	74	100%	0	0	-	-
SR-7	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	22609	Definitiva	2008	-	30	68	100%	2	136	-	-
SR-8	Suelo urbanizable sectorizado	Residencial	18025	Definitiva	2008	-	30	54	100%	2	108	-	-
SR-10	Suelo urbanizable sectorizado	Residencial	69511	Definitiva	2008	-	40	278	100%	2	556	-	-
SI-1	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Industrial	20923	Definitiva	2008	-	0	0	100%	2	0	0.2	0.418
SRT-9	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	25405	Definitiva	2008	-	40	102	100%	2	204	-	-
UE-ED-1	Suelo urbano	Residencial	2452	Definitiva	2008	-	40	10	100%	2	20	-	-
UE-ED-2	Suelo urbano	Residencial	4977	Definitiva	2008	-	40	20	100%	2	40	-	-
UE-ED-3	Suelo urbano	Residencial	7863	Definitiva	2008	-	40	31	100%	2	62	-	-
UE-ED-24	Suelo urbano	Residencial	4967	Definitiva	2008	-	40	20	100%	2	40	-	-
UE-ED-5	Suelo urbano	Residencial	13850	Definitiva	2008	-	40	55	100%	2	110	-	-
UE-ED-7	Suelo urbano	Residencial	7621	Definitiva	2008	-	40	30	100%	2	60	-	-
UE-T-8	Suelo urbano	Industrial	27683	Definitiva	2008	-	0	0	100%	2	0	0.2	0.554
UE-ED-10	Suelo urbano	Industrial	5343	Definitiva	2008	-	0	0	100%	2	0	0.2	0.107
UE-ED-17	Suelo urbano	Residencial	4079	Definitiva	2008	-	40	16	100%	2	32	-	-
UE-ED-19	Suelo urbano	Residencial	6458	Definitiva	2008	-	40	26	100%	2	52	-	-
UE-ED-20	Suelo urbano	Residencial	5916	Definitiva	2008	-	40	24	100%	2	48	-	-
<b>Total</b>											2304		

Tabla 2. Cálculo del desarrollo del número de habitantes de Cortes y La Cañada. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera

### 2.1.2 ZONAS DE PROTECCIÓN

Dentro del suelo no urbanizable se distingue el de especial protección por la legislación específica y por la planificación territorial. Estos se encuentran definidos en el Tomo II, Título V, Capítulo V, Sección 1 del documento nº 5 Normas Urbanísticas del PGOU.

- Protegido por el PORN (Plan de Ordenación de Recursos Naturales), el Parque Natural de los Alcornocales (PEPMF CS-22) y el Parque Natural Sierra de Grazalema.
- Protegido por el Decreto 250/2003 de Monumentos Naturales, el Cañón de las Buitreras.
- Protegido por la Ley 3/1995 y el Decreto 155/1998 de Vías Pecuarias.
- Protegido por la Ley 2/1992 Forestal de Andalucía, los siguientes Montes Públicos: El Berrueco (MA-700004), El Robledal (MA-700007), La Cancha (MA-700005), Las Majadas de Ronda (MA-700006), La Saucedá (MA-700008) y la Sierra Blanquilla (MA-50019).
- Protegido por la Planificación Territorial, el Valle del Guadiaro.

Por otro lado, respecto al patrimonio arqueológico, se tiene en total de 22 elementos protegidos, mostrada su geolocalización en la imagen posterior.

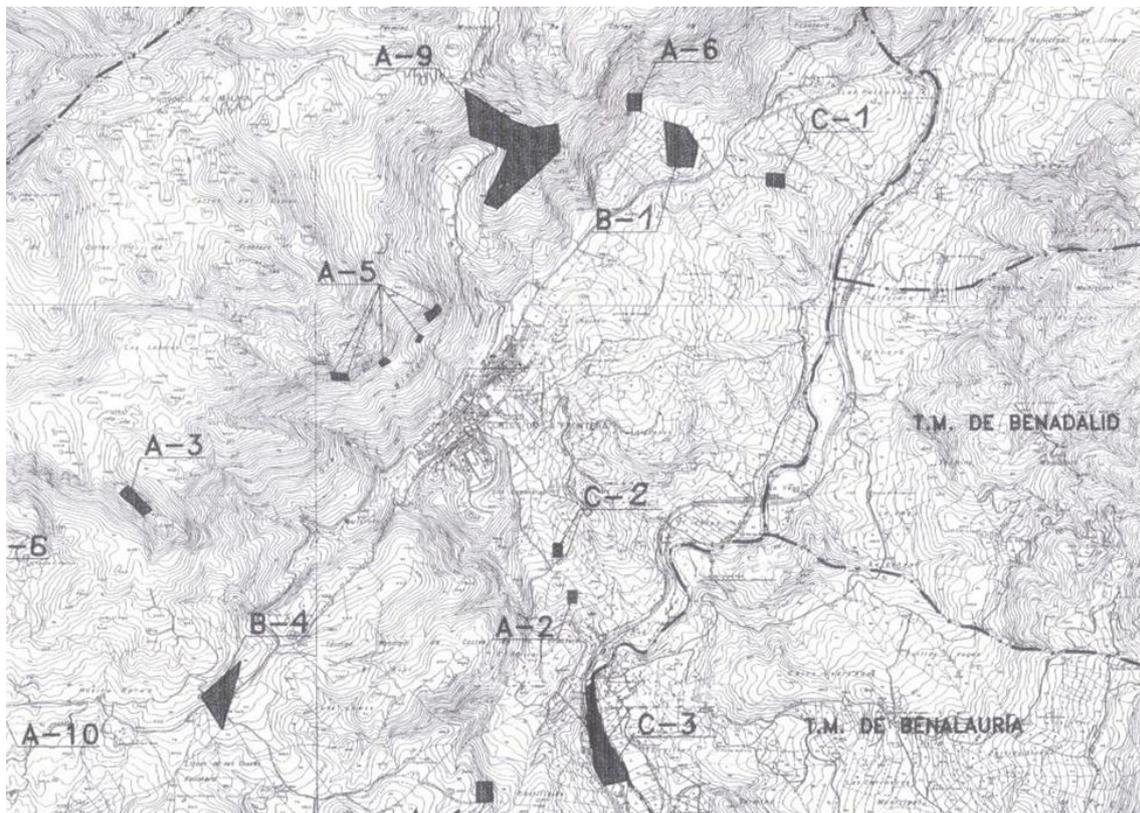


Figura 2. Representación de las zonas de protección arqueológica. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera

### **2.1.3 CONSIDERACIONES PARA EL ESTUDIO DE LA POBLACIÓN Y DOTACIONES**

El límite temporal para la planificación urbanística es entre 8 y 12 años. Sabemos que el año de vigencia del PGOU es 2008, para 2020 deberían estar urbanizadas esas zonas nombradas anteriormente. Considerando que la EDAR debe diseñarse para un horizonte de 25 años, en el estudio del incremento de población, al menos se debe de alcanzar el incremento de habitantes y caudal que se ha considerado en el planeamiento urbanístico de Cortes.

Viendo que la tendencia del grado de ejecución no ha sido la esperada, se ha considerado que el desarrollo no va a ser total, sino que se desarrolla solo el 100% de las zonas industriales, el 40% de las Unidades de Ejecución y un 10% del suelo urbanizable sectorizado y no sectorizado.

Siendo esta la previsión se comprueba que para el año horizonte (2045), se alcanza como mínimo 366 habitantes más, respecto a la población actual.

ESCENARIO EN CORTES DE LA FRONTERA 25 AÑOS													
Actuaciones	Ámbito	Uso	Sumerficie (m2)	Aprobación	Fecha aprobación	Plazo de ejecución (años)	Densidad (viv/Ha)	Viviendas	Porcentaje por urbanizar	Habitante por vivienda	Nº Habitantes	Dotación l/s ha	Caudal l/s
SR-1	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	14206	Definitiva	2008	-	30	43	10%	2	9	-	-
SR-2	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	18692	Definitiva	2008	-	30	56	10%	2	11	-	-
SR-3	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	44157	Definitiva	2008	-	30	132	10%	2	26	-	-
SR-4	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	32311	Definitiva	2008	-	30	97	10%	2	19	-	-
SR-5	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	29930	Definitiva	2008	-	30	90	10%	2	18	-	-
SR-6	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	18515	Definitiva	2008	-	40	74	10%	0	0	-	-
SR-7	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	22609	Definitiva	2008	-	30	68	10%	2	14	-	-
SR-8	Suelo urbanizable sectorizado	Residencial	18025	Definitiva	2008	-	30	54	10%	2	11	-	-
SR-10	Suelo urbanizable sectorizado	Residencial	69511	Definitiva	2008	-	40	278	10%	2	56	-	-
SI-1	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Industrial	20923	Definitiva	2008	-	0	0	100%	2	0	0.2	0.418
SRT-9	Urbanizable no sectorizado (corrección CPOTU)	Residencial	25405	Definitiva	2008	-	40	102	10%	2	20	-	-
UE-ED-1	Suelo urbano	Residencial	2452	Definitiva	2008	-	40	10	35%	2	7	-	-
UE-ED-2	Suelo urbano	Residencial	4977	Definitiva	2008	-	40	20	35%	2	14	-	-
UE-ED-3	Suelo urbano	Residencial	7863	Definitiva	2008	-	40	31	35%	2	22	-	-
UE-ED-24	Suelo urbano	Residencial	4967	Definitiva	2008	-	40	20	35%	2	14	-	-
UE-ED-5	Suelo urbano	Residencial	13850	Definitiva	2008	-	40	55	35%	2	39	-	-
UE-ED-7	Suelo urbano	Residencial	7621	Definitiva	2008	-	40	30	35%	2	21	-	-
UE-T-8	Suelo urbano	Industrial	27683	Definitiva	2008	-	0	0	100%	2	0	0.2	0.554
UE-ED-10	Suelo urbano	Industrial	5343	Definitiva	2008	-	0	0	100%	2	0	0.2	0.107
UE-ED-17	Suelo urbano	Residencial	4079	Definitiva	2008	-	40	16	50%	2	16	-	-
UE-ED-19	Suelo urbano	Residencial	6458	Definitiva	2008	-	40	26	50%	2	26	-	-
UE-ED-20	Suelo urbano	Residencial	5916	Definitiva	2008	-	40	24	50%	2	24	-	-
<b>Total</b>											366		

Tabla 3. Escenario poblacional en Cortes de la Frontera en 25 años. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera

### 2.1.4 CONSIDERACIONES SOBRE LA UBICACIÓN DE LA EDAR

Como se puede observar en la siguiente imagen el PGOU contempla la ubicación de una EDAR al sur del núcleo de La Cañada. Hay que comentar que esta ubicación se encuentra en zona inundable, lo cual será tratado en apartados posteriores.

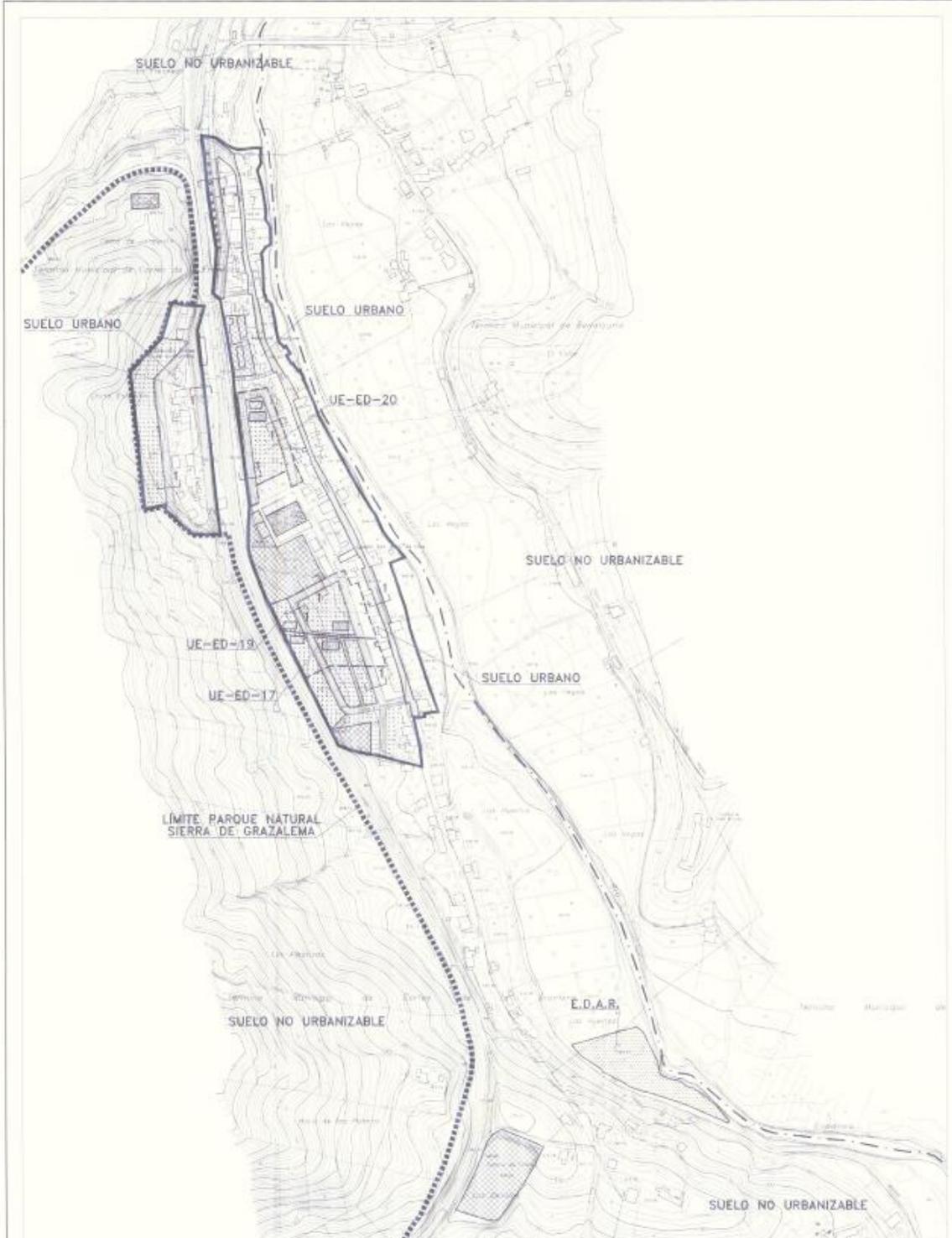


Figura 3. Ubicación de la EDAR propuesta por el PGOU. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera.

## **2.2 LAS VEGAS**

El saneamiento del núcleo de Las Vegas también verterá sus aguas residuales a la EDAR de Cortes de la Frontera. Por ello, se van a analizar los sectores de crecimiento de este núcleo. El ayuntamiento de Benalauría ha proporcionado un documento de Aprobación Inicial de su propio Plan General De Ordenación Urbana.

### **2.2.1 ZONAS DE CRECIMIENTO Y CONSIDERACIONES PARA EL ESTUDIO DE LA POBLACIÓN**

Las necesidades de crecimiento de Las Vegas están definidas por 7 unidades de Ejecución de suelo urbano consolidado (UE) y 2 de suelo urbanizable sectorizado (UR), de las cuales dos de ellas son de suelo industrial y el resto de uso residencial.

Los datos necesarios de estos sectores vienen recogidos dentro de las fichas urbanísticas, como ocurre en el caso de Cortes, lo cual nos proporciona el número de viviendas que conforman estas unidades de ejecución.

Se asume el ratio de 2 habitantes por vivienda, por lo que se obtendría un total de 140 habitantes. Hay que decir que existen tres sectores que se encuentra en zona inundable, por lo que, se considera que no se van a ejecutar. Se supone que el resto de las unidades si se ejecutan al 100% y el suelo urbanizable sectorizado el 30%, por lo que tendríamos una suma de 72 habitantes para 25 años vista.

### **2.2.2 ZONAS DE PROTECCIÓN**

Como vemos existe zona de protección correspondiente al Valle del Guadiaro, refiriéndose en el Documento de aprobación inicial como “Plan Especial de protección del medio físico complejo serrano CS-21 Valle del Guadiaro”,

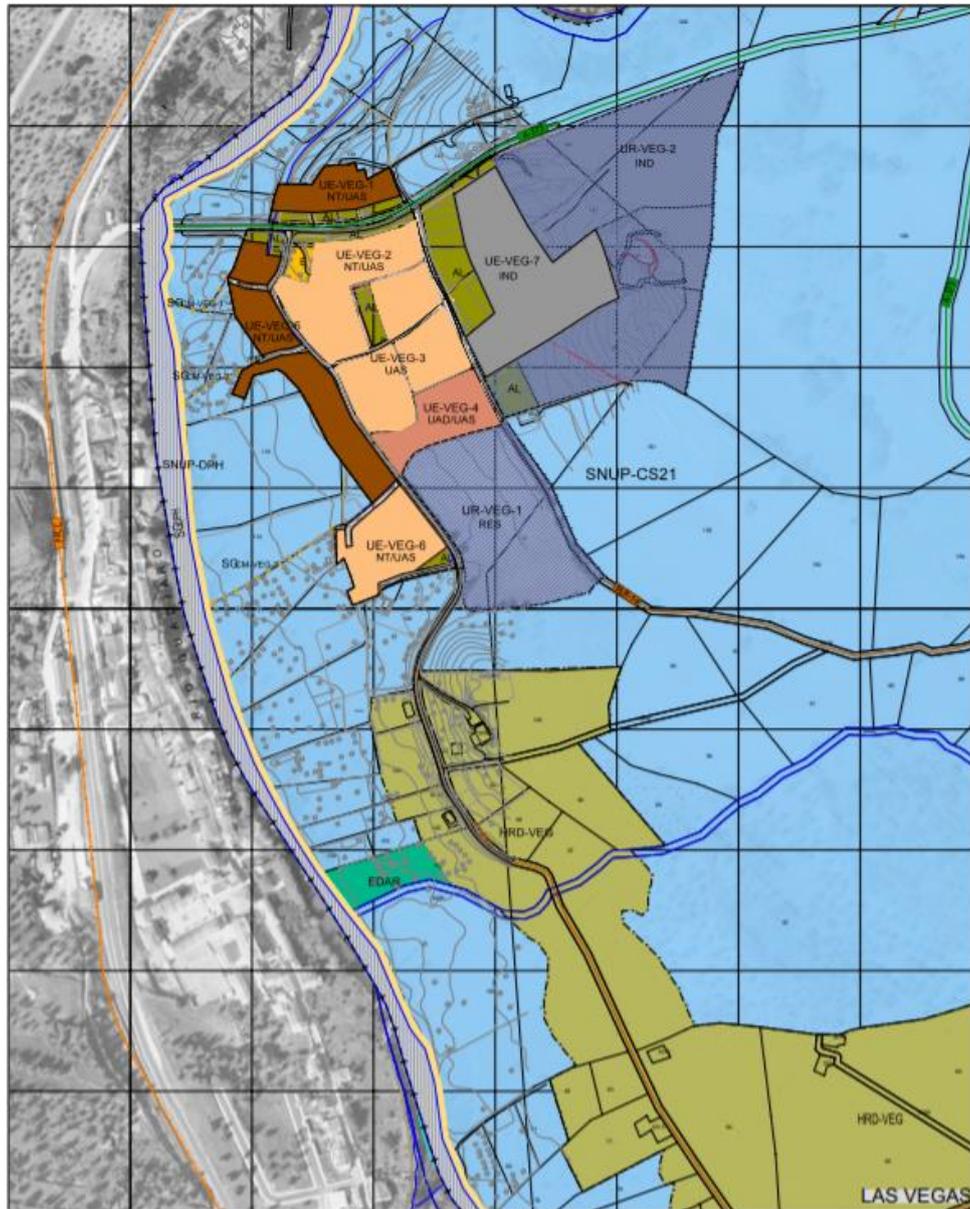


Figura 4. Plano con las zonas de protección correspondientes al núcleo de las Vegas. Fuente: Documento de aprobación inicial de Benalauría.

DESARROLLOS CONTEMPLADOS EN PGOU DE LAS VEGAS (BENALAUÍA)													
Actuaciones	Ámbito	Uso	Superficie (m2)	Aprobación	Fecha aprobación	Plazo de ejecución (años)	Densidad (viv/Ha)	Viviendas	Porcentaje por urbanizar	Habitante por vivienda	Nº Habitantes	Dotación l/s ha	Caudal l/s
UE-VEG-1	Suelo urbano no consolidado	Residencial	3929	Previa	2009	4	20	37	10%	2	7	-	-
UE-VEG-2	Suelo urbano no consolidado	Residencial	11646	Previa	2009	4	20	22	50%	2	22	-	-
UE-VEG-3	Suelo urbano no consolidado	Residencial	5515	Previa	2009	4	20	22	50%	2	22	-	-
UE-VEG-4	Suelo urbano no consolidado	Residencial	5069	Previa	2009	4	20	10	50%	2	10	-	-
UE-VEG-5	Suelo urbano no consolidado	Residencial	9448	Previa	2009	4	20	18	20%	2	7	-	-
UE-VEG-6	Suelo urbano no consolidado	Residencial	6157	Previa	2009	4	20	12	50%	2	12	-	-
UE-VEG-7	Suelo urbano no consolidado	Industrial	15334	Previa	2009	4	0	0	15%	2	0	0.2	0.307
UR-VEG-1	Suelo urbano sectorizado	Residencial	14765	Previa	2009	4	20	30	100%	2	60	-	-
UR-VEG-2	Suelo urbano sectorizado	Industrial	32227	Previa	2009	4	0	0	100%	2	0	0.2	0.645
<b>TOTAL:</b>											<b>141</b>		

Tabla 4. Cálculo del desarrollo del número de habitantes del núcleo de Las Vegas. Fuente: Documento de aprobación inicial del PGOU de Benalauría.

ESCENARIO 15 AÑOS													
Actuaciones	Ámbito	Uso	Superficie (m2)	Aprobación	Fecha aprobación	Plazo de ejecución (años)	Densidad (viv/Ha)	Viviendas	Porcentaje por urbanizar	Habitante por vivienda	Nº Habitantes	Dotación l/s ha	Caudal l/s
UE-VEG-1	Suelo urbano no consolidado	Residencial	3929	Previa	2009	4	20	37	0%	2	0	-	-
UE-VEG-2	Suelo urbano no consolidado	Residencial	11646	Previa	2009	4	20	22	50%	2	22	-	-
UE-VEG-3	Suelo urbano no consolidado	Residencial	5515	Previa	2009	4	20	22	50%	2	22	-	-
UE-VEG-4	Suelo urbano no consolidado	Residencial	5069	Previa	2009	4	20	10	50%	2	10	-	-
UE-VEG-5	Suelo urbano no consolidado	Residencial	9448	Previa	2009	4	20	18	0%	2	0	-	-
UE-VEG-6	Suelo urbano no consolidado	Residencial	6157	Previa	2009	4	20	12	0%	2	0	-	-
UE-VEG-7	Suelo urbano no consolidado	Industrial	15334	Previa	2009	4	0	0	15%	2	0	0.2	0.046
UR-VEG-1	Suelo urbano sectorizado	Residencial	14765	Previa	2009	4	20	30	30%	2	18	-	-
UR-VEG-2	Suelo urbano sectorizado	Industrial	32227	Previa	2009	4	0	0	100%	2	0	0.2	0.645
<b>TOTAL:</b>											72		

Tabla 5. Escenario poblacional en Las Vegas en 25 años. Fuente: Documento de aprobación inicial del PGOU de Benalauría.

## 3 INFRAESTRUCTURAS EXISTENTES

Para identificar los servicios e infraestructuras se ha recurrido a varias fuentes, ya hayan sido instituciones como el Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía o los Planes de Ordenación de los dos municipios implicados.

### 3.1 CARRETERAS DE DIPUTACIÓN Y AUTONÓMICAS

A través de la página de la Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territorio se puede obtener el documento “Actualización de la Red de Carreteras de Andalucía” de diciembre de 2018, en el cual se muestra un mapa con la ubicación de la red de carreteras provincial y autonómica con la que cuenta la provincia de Málaga.



Figura 5. Mapa con la ubicación de la red de carreteras provincial y autonómica. Fuente: Web de la Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territorio.

Como se puede ver la situación de la red provincial no supone ningún obstáculo para la EDAR en todo caso puede que quede cerca de la carretera A-373, nunca afectando a la misma.

### **3.2 LÍNEA DE FERROCARRIL**

Se cuenta con el paso cercado de la línea de ferrocarril Bobadilla-Algeciras, la cual no supondrá ningún impedimento para la EDAR, y el acceso a la misma, sino el paso a nivel de los diferentes medios de transporte ya sea para la ejecución de la EDAR como la explotación de esta.

### **3.3 REDES ELÉCTRICAS**

Consultando la página de Red Eléctrica Española y la información en el DERA, se concluye que la actuación proyectada no interfiere con ninguna línea. Respecto a las redes de medio o baja tensión aéreas interesa que se encuentren cerca de la ubicación final de la EDAR, para el abaratamiento de traer la conducción eléctrica hasta la instalación.

### **3.4 INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS**

A partir de la información aportada por la diputación de Málaga conocemos la ubicación de la red de abastecimiento, importante para abastecer de esta a los servicios necesarios para la EDAR.

### **3.5 DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO**

Se conoce como dominio público hidráulico la zona del cauce, más la zona de ribera. En resumen la zona de máxima crecida ordinaria del mismo. En esta zona no se puede ejecutar la EDAR en ningún caso.

## 4 ESTUDIO DE POBLACIÓN

Se acomete el estudio poblacional con vistas a un año horizonte del proyecto, en este caso hablamos de 25 años. La población total de un lugar se compone de población permanente (población por derecho) y de una población estacional. Ambas se van a estudiar tanto en la actualidad como en el año horizonte.

Se han consultado las series evolutivas dispuestas por el IECA (Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía). Se sabe que estos valores solo pertenecen a la población de derecho, la que se puede ver incrementada notablemente durante época estival. Para tener en cuenta este incremento poblacional en época estival se han analizado el número de establecimiento turísticos y viviendas secundarias. El periodo de estudio va desde el 1991 hasta la actualidad.

### 4.1 POBLACIÓN ACTUAL PERMANENTE

La población de derecho de Cortes de la Frontera, según el padrón a fecha de diciembre de 2018 es de 2645 habitantes. Desde 1991 la población no ha sufrido grandes cambios, siendo en los últimos años la tendencia de decrecimiento.

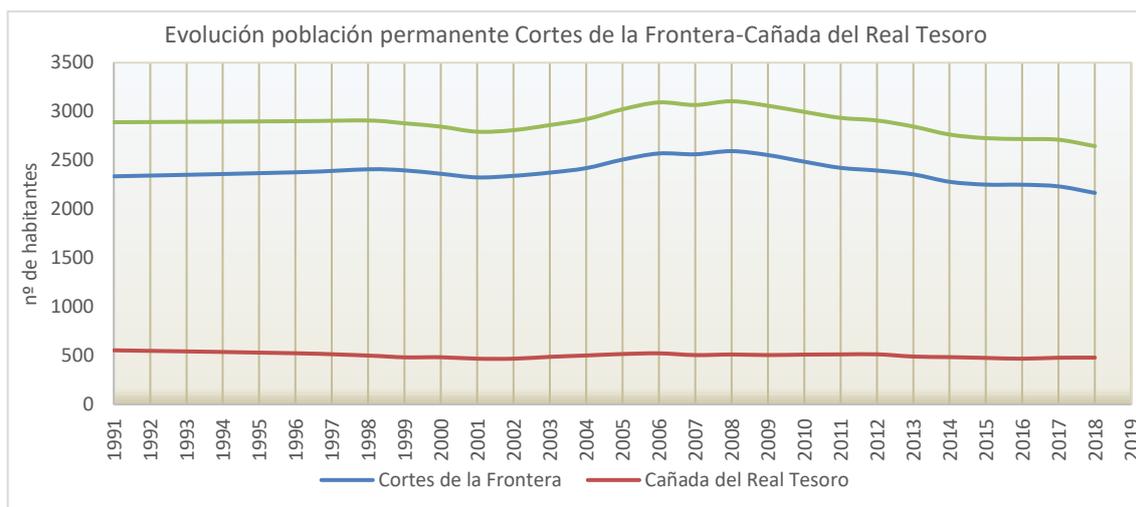


Figura 6. Evolución de la población permanente de Cortes de la Frontera-Cañada del Real Tesoro. Fuente: Web del IECA.

En la tabla siguiente aparecen las poblaciones desglosadas, distinguiendo la que pertenece a el núcleo principal de Cortes y al núcleo diseminado de La Cañada.

POBLACIÓN TOTAL PERMANENTE (PADRÓN)					
Año	Cortes de la Frontera		Cañada del Real Tesoro		Total
	Cortes de la Frontera	Diseminado	Cañada del Real Tesoro	Diseminado	
1991	2331	5	491	63	2890
1996	2376	1	465	59	2901
1998	2407	1	441	59	2908
1999	2397	0	429	53	2879
2000	2362	0	427	56	2845
2001	2322	3	414	54	2793
2002	2339	2	409	59	2809
2003	2372	2	428	59	2861
2004	2418	2	432	69	2921
2005	2499	8	448	68	3023
2006	2561	9	458	65	3093
2007	2549	13	445	60	3067
2008	2578	16	450	61	3105
2009	2538	16	440	65	3059
2010	2470	16	438	72	2996
2011	2409	14	445	67	2935
2012	2381	14	443	70	2908
2013	2340	16	426	64	2846
2014	2266	14	423	61	2764
2015	2243	8	426	50	2727
2016	2242	8	418	50	2718
2017	2217	16	422	56	2711
2018	2152	14	418	61	2645

Tabla 6. Evolución de la población permanente por separado de los núcleos de Cortes y la Cañada. Fuente: PGOU Cortes de la Frontera

## 4.2 PROGNOSIS DE LA POBLACIÓN PERMANENTE

Para estudiar la población en el año horizonte, se recurre o a los estudios de previsiones recogidos en el PGOU, o bien al estudio de evolución demográfica basándose en los censos y padrón municipal.

### 4.2.1 MÉTODOS ANALIZADOS

Viendo el tamaño poblacional con el que nos encontramos vamos a optar por el estudio a través de métodos matemáticos, y olvidarnos de modelos demográficos complejos. Dentro de estos modelos matemáticos se va a tratar el método aritmético, el geométrico y el recogido en el MOPU (1975).

Se estudiará la evolución con cada uno de los métodos y elegiremos aquel que se parezca más a la tendencia poblacional y viendo que se produce una relación con lo estimado en el PGOU.

Sabemos que periodos cortos de análisis nos pueden dar distorsiones en los resultados de algunos métodos. Por lo que se ha optado por ampliar el rango, tomando datos desde 1996 y cada dos años, de manera que el crecimiento quede más suave como ocurre en el perfil actual. Para cada método se calculará una tasa de variación ponderada.

#### 4.2.2 MÉTODO ARITMÉTICO

Consiste en asimilar el crecimiento con una línea recta con la pendiente correspondiente a la tasa de crecimiento aritmética del último periodo intercensal. Es un modelo que se usa para poblaciones pequeñas o para aquellas que consideramos su crecimiento estabilizado. La fórmula matemática es la siguiente

$$P_f = P_i + K_a \cdot (t_f - t_i)$$

donde:

$P_f$ , la población final en el periodo considerado.

$P_i$ , la población inicial del periodo considerado

$t_f$ , el año final del periodo considerado

$t_i$ , el año inicial del periodo considerado

$K_a$ , la tasa de crecimiento que viene dada por  $\frac{P_f - P_i}{t_f - t_i}$

Sustituyendo los valores, y realizando una ponderación para obtener una tasa final, se obtienen los resultados recogidos en las tablas a posteriori.

#### 4.2.3 MÉTODO GEOMÉTRICO

Este método considera para iguales periodos de tiempo el mismo porcentaje de incremento de la población aplicado de forma acumulativa. La formulación matemática es la siguiente:

$$P_f = P_i \cdot (1 + K_g)^{(t_f - t_i)}$$

donde:

$P_f$ , la población final del periodo considerado

$P_i$ , la población inicial del periodo considerado

$t_f$ , el año final del periodo considerado

$t_i$ , el año inicial del periodo considerado

$K_g$ , tasa de crecimiento geométrico dada por  $\left(\frac{P_f}{P_i}\right)^{\frac{1}{t_f - t_i}} - 1$

Sustituyendo los valores y realizando una ponderación para obtener una tasa final, se obtienen los resultados que se encuentran en las tablas a posteriori.

#### 4.2.4 MÉTODO DEL MOPU

Este método toma como base las poblaciones del último censo realizado y las de los censos de 10 y 20 años antes, calculando tasas de crecimiento anual acumulativo correspondiente a los intervalos entre cada uno de los censos y el último realizado. Para que sea aplicable, las tasas de crecimiento deben ser inferiores al 3% y positivas.

$$P_a = P_{a-10} \cdot (1 + \beta)^{(10)}$$

$$P_a = P_{a-20} \cdot (1 + \gamma)^{(20)}$$

$$P_{final} = P_a \cdot (1 + \alpha)^{(t_f - t_a)}$$

donde:

Pf, la población final del periodo considerado a proyectar

Pa, la población inicial del periodo considerado

Pa-10, la población 10 años antes del inicio del periodo considerado

Pa-20 la población 20 años antes del inicio del periodo considerado

tf, el año final del periodo considerado

ta, el año inicial del periodo considerado

$\alpha$ , la tasa de crecimiento que viene dada por  $\frac{2 \cdot \beta + \gamma}{3}$

Sustituyendo los valores, y realizando una ponderación para obtener una tasa final, se obtienen los resultados recogidos en las tablas siguientes.

#### 4.2.5 RESULTADOS PROGNOSIS DE LA POBLACIÓN PERMANENTE

TASAS ANUALES DE CRECIMIENTO POBLACIÓN PERMANENTE (MÉTODO ARITMÉTICO)													
Año	Tasa 96/98	Tasa 98/00	Tasa 00/02	Tasa 02/04	Tasa 04/06	Tasa 06/08	Tasa 08/10	Tasa 10/12	Tasa 12/14	Tasa 14/16	Tasa 16/18	Tasa ponderada 18/20	Tasa ponderada 20/45
Cortes de la Frontera	15.50	-23.00	-10.50	39.50	75.00	12.00	-54.00	-45.50	-57.50	-15.00	-42.00	0.00	0.00
Cañada del Real Tesoro	-12.00	-8.50	-7.50	16.50	11.00	-6.00	-0.50	1.50	-14.50	-8.00	5.50	0.00	0.00
<b>Total</b>	3.50	-31.50	-18.00	56.00	86.00	6.00	-54.50	-44.00	-72.00	-23.00	-36.50	0.00	0.00

Tabla 7. Tasa anual de crecimiento de la Población Permanente (Método Aritmético)

TASAS ANUALES DE CRECIMIENTO POBLACIÓN PERMANENTE (MÉTODO GEOMÉTRICO)													
Año	Tasa 96/98	Tasa 98/00	Tasa 00/02	Tasa 02/04	Tasa 04/06	Tasa 06/08	Tasa 08/10	Tasa 10/12	Tasa 12/14	Tasa 14/16	Tasa 16/18	Tasa ponderada 18/20	Tasa ponderada 20/45
Cortes de la Frontera	0.0065	-0.0096	-0.0045	0.0167	0.0305	0.0047	-0.0210	-0.0185	-0.0243	-0.0066	-0.0188	0.0000	0.0000
Cañada del Real Tesoro	-0.0232	-0.0171	-0.0157	0.0347	0.0217	-0.0115	-0.0010	0.0029	-0.0287	-0.0167	0.0117	0.0000	0.0000
<b>Total</b>	-0.0167	-0.0267	-0.0201	0.0514	0.0522	-0.0069	-0.0220	-0.0155	-0.0530	-0.0233	-0.0072	0.0000	0.0000

Tabla 8. Tasa anual de crecimiento de la Población Permanente (Método Geométrico)

POBLACIÓN PERMANENTE													PROYECCIÓN MÉTODO ARITMÉTICO		PROYECCIÓN MÉTODO GEOMÉTRICO	
Año	1996	1998	2000	2002	2004	2006	2008	2010	2012	2014	2016	2018	2020	2045	2020	2045
Cortes de la Frontera	2377	2408	2362	2341	2420	2570	2594	2486	2395	2280	2250	2166	2166	2166	2166	2166
Cañada del Real Tesoro	524	500	483	468	501	523	511	510	513	484	468	479	479	479	479	479
<b>Total</b>	<b>2901</b>	<b>2908</b>	<b>2845</b>	<b>2809</b>	<b>2921</b>	<b>3093</b>	<b>3105</b>	<b>2996</b>	<b>2908</b>	<b>2764</b>	<b>2718</b>	<b>2645</b>	<b>2645</b>	<b>2645</b>	<b>2645</b>	<b>2645</b>

Tabla 9. Cálculo de la prognosis de la población permanente (Método Geométrico y Método Aritmético).

MÉTODO DEL MOPU (1975)								
POBLACIÓN PERMANENTE				TASAS			PROYECCIÓN	
Año	1998	2008	2018	Tasa $\beta$	Tasa $\gamma$	Tasa $\alpha$	2020	2045
Cortes de la Frontera	2408	2594	2166	-0.0179	-0.0053	-0.0137	2166	2166
Cañada del Real Tesoro	500	511	479	-0.0064	-0.0021	-0.0050	479	479
<b>Total</b>	<b>2908</b>	<b>3105</b>	<b>2645</b>	<b>-0.0159</b>	<b>-0.0047</b>	<b>-0.0122</b>	<b>2645</b>	<b>2645</b>

Tasa Inferior al 3% y positiva para aplicar el método

Tabla 10. Cálculo de la prognosis de la población permanente (Método del MOPU).

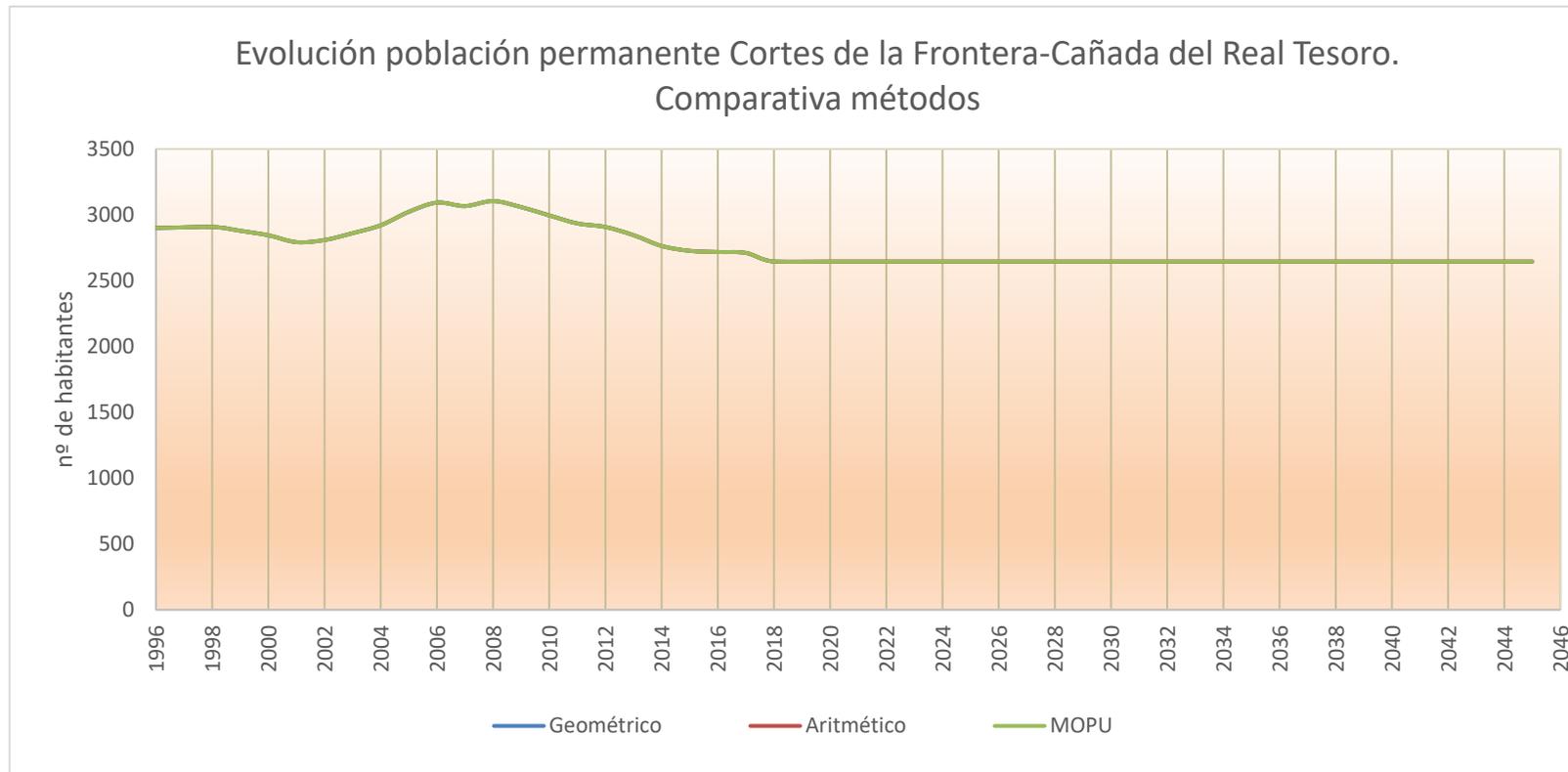


Figura 7. Evolución de la población permanente de Cortes y la Cañada.

### 4.3 PROGNOSIS POBLACIÓN ESTACIONAL

Esta población se encuentra relacionada con la presencia de plazas turísticas y viviendas de segunda residencia o desocupadas de las que dispone el municipio.

#### 4.3.1 METODOLOGÍA

Se obtiene los datos del Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía y el banco de datos del Sistema Multiterritorial de Andalucía (SIMA). Para conocer el número de plazas turísticas se ha recurrido al Registro de Turismo de la Junta de Andalucía, y también sobre las mismas se ha recabado información de la Diputación de Málaga y de la Encuesta de Infraestructuras y Equipamientos Locales del Ministerio competente en materia de política territorial.

Finalmente se han considerado los datos de viviendas secundarias y vacías proporcionados por el IECA y los datos de plazas turísticas del RTA, que se consideran los más actualizados.

VIVIENDAS VACÍAS Y SECUNDARIAS (CENSO)						
	Cortes de la Frontera		Cañada del Real Tesoro		Total	
Año	2001	2011	2001	2011	2001	2011
Viviendas secundarias	362	171	73	36	435	207
Viviendas vacías	102	489	21	103	123	592

Tabla 11. Viviendas vacías y secundarias de los núcleos de Cortes de la Frontera. Fuente: IECA

ESTABLECIMIENTOS TURÍSTICOS (REGISTRO DE TURISMO DE ANDALUCÍA)						
CORTES DE LA FRONTERA						
Establecimientos	2013	2016	2017	2018	2019	
Hotel	2	2	2	2	2	
Pensión	0	0	0	0	0	
Apartamento turístico	0	0	0	0	0	
Campamento de Turismo	0	0	0	0	0	
Casa Rural	2	3	3	5	5	
Vivienda Turística	9	14	18	19	21	
Vivienda con fines Turísticos	0	0	0	2	3	
<b>TOTAL</b>	<b>13</b>	<b>19</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>31</b>	
PLAZAS	2013	2016	2017	2018	2019	
Hotel	50	50	50	50	50	
Pensión	0	0	0	0	0	
Apartamento turístico	0	0	0	0	0	
Campamento de Turismo	0	0	0	0	0	
Casa Rural	23	31	32	39	39	
Vivienda Turística	50	63	82	99	117	
Vivienda con fines Turísticos	0	0	0	9	20	
<b>TOTAL</b>	<b>123</b>	<b>144</b>	<b>164</b>	<b>197</b>	<b>226</b>	
CAÑADA REAL DEL TESORO						
Establecimientos	2013	2016	2017	2018	2019	
Hotel	0	0	0	0	0	
Pensión	0	0	0	0	0	
Apartamento turístico	0	0	0	0	0	
Campamento de Turismo	0	0	0	0	0	
Casa Rural	0	1	1	1	1	
Vivienda Turística	2	3	4	4	5	
Vivienda con fines Turísticos	0	0	0	0	1	
<b>TOTAL</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>7</b>	
PLAZAS	2013	2016	2017	2018	2019	
Hotel	0	0	0	0	0	
Pensión	0	0	0	0	0	
Apartamento turístico	0	0	0	0	0	

<b>Campamento de Turismo</b>	0	0	0	0	0
<b>Casa Rural</b>	0	7	7	8	8
<b>Vivienda Turística</b>	11	14	17	21	25
<b>Vivienda con fines Turísticos</b>	0	0	0	0	4
<b>TOTAL</b>	11	21	24	29	37

Tabla 12. Datos de plazas turísticas de Cortes de la Frontera. Fuente: Registro de Turismo de la Junta de Andalucía.

Teniendo los datos antes consultados de las diferentes fuentes pasamos a la prognosis en los años 2020, actuales y 2045, año horizonte. Este se ha realizado al igual que con la población permanente con métodos estadísticos.

El cálculo de la población estacional se ha relacionado directamente a través de la siguiente ecuación con el número de establecimientos turísticos, viviendas secundarias y viviendas desocupadas.

$$P = ET + 4 \cdot (VS + C \cdot VD)$$

donde:

P, la población estacional

ET, el número de plazas en establecimientos turísticos de todo tipo (hoteles, hostales, pensiones, apartamentos y acampadas)

VS, el número de viviendas de segunda residencia (viviendas secundarias).

VD, el número de viviendas desocupadas.

C, en coeficiente de simultaneidad de la población estacional.

C=0.8 para núcleos altamente turísticos

C=0.5 para núcleos moderadamente turísticos

C=0.2 para núcleos restantes

Dependiendo de la estacionalidad, se considera que estos habitantes se repartirán en 2, 3 o 4 meses.

Seguidamente se muestra los cálculos de proyección en cuanto a viviendas secundarias y vacías en la actualidad y en el año horizonte.

Cortes de la Frontera		TASAS DE CRECIMIENTO			PROYECCIÓN	
	Tasa 01/11	Tasa adoptada 11/20	Tasa adoptada 20/45	2020	2045	
<b>Viviendas secundarias</b>	-19.1	0	0	171	171	
<b>Viviendas vacías</b>	38.7	38.7	38.7	837	1805	
Cañada Real del Tesoro		TASAS DE CRECIMIENTO			PROYECCIÓN	
	Tasa 01/11	Tasa adoptada 11/20	Tasa adoptada 20/45	2020	2045	
<b>Viviendas secundarias</b>	-3.7	0	0	36	36	
<b>Viviendas vacías</b>	8.2	8.2	8.2	177	382	
				PROYECCIÓN TOTAL		
				2020	2045	
<b>Viviendas secundarias totales</b>				207	207	
<b>Viviendas vacías totales</b>				1014	2187	

Tabla 13. Crecimiento estimado de las viviendas secundarias y vacías en Cortes de la Frontera.

Ahora lo mismo pero referido al número de plazas turísticas.

Cortes de la Frontera							PROYECCIÓN	
	Tasa 13/16	Tasa 16/17	Tasa 17/18	Tasa18/19	Tasa ponderada 19/20	Tasa ponderada 20/45	2020	2045
Plazas turísticas	7.00	20.00	33.00	29.00	17.17	17.17	243	672
Cañada Real del Tesoro							PROYECCIÓN	
	Tasa 13/16	Tasa 16/17	Tasa 17/18	Tasa18/19	Tasa ponderada 19/20	Tasa ponderada 20/45	2020	2045
Plazas turísticas	3.33	3.00	5.00	8.00	4.33	4.33	41	150
							PROYECCIÓN TOTAL	
							2020	2045
Plazas turísticas							285	822

Tabla 14. Crecimiento estimado del número de plazas turísticas en Cortes de la Frontera  
De esta manera el total de población estacional sería:

Cortes de la Frontera						
	Nº VIVIENDAS Y PLAZAS		COEFICIENTES		POBLACIÓN ESTACIONAL	
	2020	2045	C <sub>habit</sub>	C <sub>Ocup</sub>	2020	2045
Viviendas secundarias	171	171	0.5	4	2602	4966
Viviendas vacías	837	1805				
Establecimientos turísticos	243	672				
Cañada del Real Tesoro						
	Nº VIVIENDAS Y PLAZAS		COEFICIENTES		POBLACIÓN ESTACIONAL	
	2020	2045	C <sub>habit</sub>	C <sub>Ocup</sub>	2020	2045
Viviendas secundarias	36	36	0.8	4	751	1515
Viviendas vacías	177	382				
Establecimientos turísticos	41	150				
TOTAL						
	Nº VIVIENDAS Y PLAZAS		COEFICIENTES		POBLACIÓN ESTACIONAL	
	2020	2045	C <sub>habit</sub>	C <sub>Ocup</sub>	2020	2045
Viviendas secundarias	207	207	0.55	4	3353	6481
Viviendas vacías	1014	2187				
Establecimientos turísticos	285	822				

Tabla 15. Total de la población estacional en la actualidad y en el año horizonte.

Como se ha indicado anteriormente, esta población no se da de forma simultánea, con lo que se reparte en tres meses estivales. Con lo que se reparte esta población entre tres y se le suma a la población permanente, a la cual ya se le ha añadido el incremento poblacional correspondiente a los posibles desarrollos que prevé el PGOU.

	Cortes de la Frontera	
	2020	2045
Población estacional (a)	2602	4966
Meses de estacionalidad (b)	3	3
Población permanente (c)	2166	2459
Población verano (c+a/b)	3033	4114
	Cañada Real del Tesoro	
	2020	2045
Población estacional (a)	751	1515
Meses de estacionalidad (b)	3	3
Población permanente (c)	479	552
Población verano (c+a/b)	729	1057

	TOTAL	
	2020	2045
<b>Población estacional (a)</b>	3353	6481
<b>Meses de estacionalidad (b)</b>	3	3
<b>Población permanente (c)</b>	2645	3011
<b>Población verano (c+a/b)</b>	3763	5172

Tabla 16. Población de invierno y verano para el municipio de Cortes

#### 4.4 POBLACIÓN DE CÁLCULO

Una vez se ha realizado los cálculos de población permanente, crecimiento estimado por el desarrollo urbanístico y determinada la población estacional, se pasa a establecer la población total de cálculo, de la que va a depender el diseño de las instalaciones, en los años horizonte y actual y en las épocas de invierno y verano.

La población de cálculo de los núcleos de Cortes y La Cañada es la siguiente.

	Cortes de la Frontera		Cañada Real del Tesoro	
	2020	2045	2020	2045
<b>Población permanente</b>	2166	2459	479	552
<b>Población estacional</b>	2602	4966	751	1515
<b>Meses estivales</b>	3	3	3	3
<b>POBLACIÓN DE CÁLCULO</b>				
<b>Población invierno</b>	2166	2459	479	552
<b>Población verano</b>	3033	4114	729	1057

Tabla 17. Población de Cálculo de Cortes de la Frontera 1.

	TOTAL CORTES	
	2020	2045
<b>Población permanente</b>	2645	3011
<b>Población estacional</b>	3353	6481
<b>POBLACIÓN DE CÁLCULO</b>		
<b>Población invierno</b>	2645	3011
<b>Población verano</b>	3763	5172

Tabla 18. Población de Cálculo de Cortes de la Frontera 2.

Respecto a la población de cálculo del núcleo de Las Vegas, que quedará englobado en la futura EDAR de Cortes de la Frontera, se considera que es un núcleo que no acomete grandes cambios poblacionales a lo largo del año y tampoco. Se conoce a través de los datos que la población ha permanecido relativamente constante desde 1991, que incluso ha decaído en los últimos años. Solo conocemos que la posible ejecución de las unidades urbanísticas proyectadas en el PGOU, que nos proporcionaba un aumento de 72 habitantes para el año horizonte.

Según los datos publicados por el INE la evolución del número de habitantes en Las Vegas es el siguiente.

POBLACIÓN PERMANENTE LAS VEGAS	
AÑO	TOTAL
2019	98
2018	99
2017	100
2016	99
2015	104
2014	113
2013	122
2012	122
2011	126
2010	120
2009	113
2008	116
2007	105
2006	104
2005	114
2004	116
2003	108
2002	104
2001	105
2000	110

Tabla 19. Evolución de la población permanente de Las Vegas. Fuente: INE

Respecto a la población de cálculo para el año horizonte se considera la posible evolución prevista por el documento inicial del PGOU de Benalauría, más la población permanente que consideramos constante.

	Las Vegas	
	2020	2045
<b>Población permanente</b>	98	170
<b>Población estacional</b>	-	-
<b>POBLACIÓN DE CÁLCULO</b>		
<b>Población invierno</b>	98	170
<b>Población verano</b>	98	170

Tabla 20. Evolución de la población permanente del núcleo de Las Vegas

Finalmente, la población total que va a verter sus aguas a la EDAR será la siguiente.

TOTAL EDAR		
POBLACIÓN DE CÁLCULO		
	2020	2045
<b>Población invierno</b>	2743	3181
<b>Población verano</b>	3861	5342

Tabla 21. Población total de cálculo para la nueva EDAR.

# 5 ESTUDIO DE DOTACIÓN Y CAUDALES

---

Inicialmente es necesario establecer el valor de la dotación de abastecimiento, que a partir de este se obtendrán los caudales medio y máximo que hay que tratar en la EDAR. Para la obtención de los datos de dotaciones de abastecimiento, se recurren a documentos de planificación hidrológica que afectan a los núcleos que conciernen el proyecto. También se tiene otra fuente de datos del Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga.

Sabiendo dotación y población, se obtienen los caudales que irán a ser tratados a la EDAR. Hay que puntualizar que del núcleo de Las Vegas no se tienen datos de abastecimiento ya que se abastecen de captaciones, y no disponen de contadores.

## 5.1 DOTACIÓN SEGÚN CONSUMO

El Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga proporciona los datos de consumo de todos los municipios. Estos vienen de forma trimestral, por lo que se han dividido en los tres meses que ocupan. El consumo de los meses estivales se espera mayor al resto de meses, por lo que este se considera igual al consumo de la población permanente por un coeficiente, que se denomina, de estacionalidad.

En este caso solo se tiene datos del núcleo de Cortes de la Frontera de los últimos tres años. Tras los cálculos se obtiene una dotación promedio de 141 l/hab/d.

DATOS CONSORCIO 2017	
Mes	Consumo trimestral (m <sup>3</sup> )
ene-mar	32347.00
abr-jun	36771.00
jul-sep	48738.00
oct-dic	35835.00

<b>Población 2017</b>	2711.00
<b>Coef. Estacionalidad 2017</b>	1.36
<b>Promedio mensual invierno</b>	12080.39
<b>Promedio mensual verano</b>	14989.16
<b>Coef Estacionalidad consumos</b>	1.24

Tabla 22. Datos de consumo trimestral. Fuente: Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga en 2017.

ESTIMACIÓN CONSUMOS FACTURADOS CORTES 2017			
Mes	Consumo mensual (m <sup>3</sup> )	Consumo diario (m <sup>3</sup> )	Dotación (l/hab/día)
Enero	11141.74	359.41	132.58
Febrero	10063.51	359.41	132.58
Marzo	11141.74	359.41	132.58
Abril	12122.31	404.08	149.05
Mayo	12526.38	404.08	149.05
Junio	12122.31	404.08	109.50
Julio	16422.59	529.76	143.56
Agosto	16422.59	529.76	143.56
Septiembre	15892.83	529.76	195.41
Octubre	12074.84	389.51	143.68
Noviembre	11685.33	389.51	143.68
Diciembre	12074.84	389.51	143.68
<b>TOTAL:</b>	<b>153691.00</b>		<b>143.24</b>

Tabla 23. Estimación de la dotación de consumo del año 2017.

DATOS CONSORCIO 2018	
Mes	Consumo bimestral (m <sup>3</sup> )
ene-mar	31895.00
abr-jun	35777.00
jul-sep	52209.00
oct-dic	38518.00

<b>Población 2018</b>	2645.00
<b>Coef. Estacionalidad 2018</b>	1.39
<b>Promedio mensual invierno</b>	12380.01
<b>Promedio mensual verano</b>	15659.65
<b>Coef Estacionalidad consumos</b>	1.26

Tabla 24. Datos de consumo trimestral. Fuente: Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga en 2018.

ESTIMACIÓN CONSUMOS FACTURADOS CORTES 2018			
Mes	Consumo mensual (m <sup>3</sup> )	Consumo diario (m <sup>3</sup> )	Dotación (l/hab/día)
Enero	10986.06	354.39	133.98
Febrero	9922.89	354.39	133.98
Marzo	10986.06	354.39	133.98
Abril	11794.62	393.15	148.64
Mayo	12187.77	393.15	148.64
Junio	11794.62	393.15	107.09
Julio	17592.16	567.49	154.58
Agosto	17592.16	567.49	154.58
Septiembre	17024.67	567.49	214.55
Octubre	12978.89	418.67	158.29
Noviembre	12560.22	418.67	158.29
Diciembre	12978.89	418.67	158.29
<b>TOTAL:</b>	<b>158399.00</b>		<b>150.41</b>

Tabla 25. Estimación de la dotación de consumo del año 2018

DATOS CONSORCIO 2019	
Mes	Consumo bimestral (m <sup>3</sup> )
ene-mar	30135.00
abr-jun	34764.00
jul-sep	-
9	-

Población 2019	2645.00
Coef. Estacionalidad 2019	1.41
Promedio mensual invierno	10687.67
Promedio mensual verano	-
Coef Estacionalidad consumos	1.26

Tabla 26. Datos de consumo trimestral. Fuente: Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga en 2019.

ESTIMACIÓN CONSUMOS FACTURADOS CORTES 2019			
Mes	Consumo mensual (m <sup>3</sup> )	Consumo diario (m <sup>3</sup> )	Dotación (l/hab/día)
Enero	10379.83	334.83	126.59
Febrero	9375.33	334.83	126.59
Marzo	10379.83	334.83	126.59
Abril	11460.66	382.02	144.43
Mayo	11842.68	382.02	144.43
Junio	11460.66	382.02	102.75
Julio	-	-	-
Agosto	-	-	-
Septiembre	-	-	-
Octubre	-	-	-
Noviembre	-	-	-
Diciembre	-	-	-
<b>TOTAL:</b>	<b>64899.00</b>		<b>128.56</b>

Tabla 27. Estimación de la dotación de consumo del año 2019.

<b>DOTACIÓN PROMEDIO:</b>	141 l/hab/día
---------------------------	---------------

Tabla 28. Dotación de consumo promedio.

## 5.2 DOTACIÓN SEGÚN PLANIFICACIÓN HIDROLÓGICA

En el Plan Hidrológico de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas se asigna una dotación de 241 l/hab/d para una población de menos de 10.000 habitantes y una actividad industrial media. Por otro lado, la Instrucción vigente de Planificación Hidrológica, establece una dotación de 340 l/hab/d para poblaciones permanentes inferiores a 10.000 habitantes como valor de referencia y como rango entre los 180 y los 640 l/hab/d.

### 5.3 DOTACIONES TENDENCIALES

Estas son las que se esperan que se den en el año horizonte. Hay que tener en cuenta informaciones como la aportada por la Instrucción de Planificación Hidrológica que establece un menor número de dotación conforme aumenta el número de habitantes en la zona.

Los documentos de planificación hidrológica tienen en cuenta futuras implantaciones de métodos de ahorro y optimizaciones de los recursos. Por lo que tras lo comentado se ha decidido estimar la dotación de 2045 igual a la actual.

### 5.4 DOTACIÓN SELECCIONADA

Se puede ver como los datos de dotación recomendados por la instrucción y por el plan hidrológico son notablemente mayores a los obtenidos de los datos de consumo del consorcio, con lo que se quiere reflejar que estos datos del consorcio son obtenidos a través de las informaciones que transmiten los distintos ayuntamientos y en ocasiones no son correctas.

Por lo que se ha optado por la elección de una dotación de abastecimiento de 240 l/hab/d, muy cercana a la proporcionada por el Plan Hidrológico.

Dotación abastecimiento	Total (l/hab/día)
Según consumos	141
Según IPH	340
Según Plan Hidrológico	241
<b>Dotación seleccionada</b>	<b>240</b>

Tabla 29. Dotación finalmente seleccionada

### 5.5 CAUDALES DE SANEAMIENTO

Una vez obtenidos los datos de población y dotaciones medias de abastecimiento en el año actual y en el año horizonte. Para la obtención del caudal de saneamiento se ha considerado unas pérdidas por diferentes causas, ya sean otros usos del agua como riego de zonas verdes o pérdidas en las conducciones, que se representan a través de una reducción del 15% de la dotación de abastecimiento.

Se conoce que los caudales de saneamiento varían a lo largo del día y de las estaciones anuales. Por lo que los caudales mínimos se han considerado el 50% del caudal medio de saneamiento. En el caso de los caudales punta se ha seguido la recomendación de la Instrucción para la redacción de Proyectos de Abastecimiento y Saneamiento del MOPU para ciudades pequeñas que propone un coeficiente de 2,4.

## 5.5.1 RESULTADOS CORTES DE LA FRONTERA

Cortes de la Frontera	Población		Dotación abastecimiento (l/hab/día)	Consumo temporada baja		Consumo temporada Alta		Coeficiente retorno saneamiento	Vertido temporada baja		Vertido temporada alta		Dotación saneamiento (l/hab/día)
	Invierno	Verano		m³/día	l/s	m³/día	l/s		m³/día	l/s	m³/día	l/s	
2020	2645	3763	240	634.80	7.35	903.03	10.45	0.85	539.58	6.25	767.57	8.88	204
2045	3011	5172	240	722.69	8.36	1241.20	14.37	0.85	614.28	7.11	1055.02	12.21	204

ABASTECIMIENTO TEMPORADA BAJA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Q min (l/s)	Q med (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	3.67	7.35	17.63
2045	0.50	2.40	4.18	8.36	20.07

SANEAMIENTO TEMPORADA BAJA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Qmin (l/s)	Qmed (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	3.12	6.25	14.99
2045	0.50	2.40	3.55	7.11	17.06

ABASTECIMIENTO TEMPORADA ALTA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Q min (l/s)	Q med (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	5.23	10.45	25.08
2045	0.50	2.40	7.18	14.37	34.48

SANEAMIENTO TEMPORADA ALTA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Qmin (l/s)	Qmed (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	4.44	8.88	21.32
2045	0.50	2.40	6.11	12.21	29.31

Tabla 30. Caudales de saneamiento estimados, para Cortes de la Frontera y la Cañada del Real Tesoro.

5.5.2 RESULTADOS LAS VEGAS

Las Vegas	Población		Dotación abastecimiento (l/hab/día)	Consumo temporada baja		Consumo temporada Alta		Coeficiente retorno saneamiento	Vertido temporada baja		Vertido temporada alta		Dotación saneamiento (l/hab/día)
	Invierno	Verano		m³/día	l/s	m³/día	l/s		m³/día	l/s	m³/día	l/s	
2020	98	98	240	23.52	0.27	23.52	0.27	0.85	19.99	0.23	19.99	0.23	204
2045	170	170	240	40.80	0.47	40.80	0.47	0.85	34.68	0.40	34.68	0.40	204

ABASTECIMIENTO TEMPORADA BAJA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Q min (l/s)	Q med (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	0.14	0.27	0.65
2045	0.50	2.40	0.24	0.47	1.13

SANEAMIENTO TEMPORADA BAJA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Qmin (l/s)	Qmed (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	0.12	0.23	0.56
2045	0.50	2.40	0.20	0.40	0.96

ABASTECIMIENTO TEMPORADA ALTA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Q min (l/s)	Q med (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	0.14	0.27	0.65
2045	0.50	2.40	0.24	0.47	1.13

SANEAMIENTO TEMPORADA ALTA					
	Coef Qmin	Coef Qmax	Qmin (l/s)	Qmed (l/s)	Qmax (l/s)
2020	0.50	2.40	0.12	0.23	0.56
2045	0.50	2.40	0.20	0.40	0.96

Tabla 31. Caudales de saneamiento estimados, para Las Vegas.

# 6 ESTUDIO DE CARGAS CONTAMINANTES

## 6.1 REQUISITOS DE CALIDAD DEL VERTIDO.

Este apartado lo determina la Directiva europea, 91/271/CEE, que en función de donde se viertan las aguas residuales, ya sea una zona normal, sensible o menos sensible; y el número de habitantes equivalentes de la población que vierta esas aguas, se elige lo riguroso que debe ser el tratamiento sobre las aguas residuales urbanas. Para conocer los requisitos de un agua que sale de la depuradora se deben de consultar las siguientes variables.

- El grado de protección de la masa del agua a la que vierte la depuradora.
- Las presiones existentes sobre esa masa de agua.
- De qué estado ecológico y global cuenta la masa de agua, respetando las limitaciones del anejo II del RD 817/2015, que evita empeorar el estado de este.
- El uso que se hace de esta masa de agua, respetando lo dispuesto en el RD 1341/2007 en el caso de que estas aguas se utilicen para el baño.

En este caso el vertido se realizará sobre las aguas del río Guadiaro. Esta masa de agua no se identifica como zona sensible por el Plan Hidrológico de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas. Por lo que atendemos solo y exclusivamente a cumplir los parámetros determinados por la Directiva 91/271/CEE.

PARÁMETROS DIRECTIVA 91/271/CEE		
Parámetro	Valor límite (mg/l)	Porcentaje mínimo reducción
DBO <sub>5</sub>	25	70 - 90
DQO	125	75
SS	35	90

Tabla 32. Parámetros límite de los contaminantes según la Directiva 91/271/CEE

Estas aguas son clasificadas por el plan como, agua superficial tipo río, con estados ecológicos moderado y malo, y con un estado global peor que bueno. La presión principal de esta masa de agua es el vertido de aguas residuales que se genera en la actualidad y que es el objeto del proyecto.

El Plan Hidrológico también establece esta masa como agua ciprinícola y por tanto sujeta a la protección como zona de cría de peces. Esta protección está regida por la Directiva 2006/44/CEE. Los valores límite de contaminantes obligan a la eliminación de N y P en el tratamiento de la EDAR.

Calidad exigible a las aguas continentales cuando requieran protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces		
Parámetro	Tipo S (Aguas salmonícolas)	Tipo C (Aguas ciprinícolas)
2. Oxígeno disuelto (mg/l) O <sub>2</sub>	50 % ≥ 9	50 % ≥ 7
	Cuando el contenido de oxígeno descienda de:	
	6	4
3. pH	6-9 (0) (1)	4
4. Materias en suspensión (mg/l)	(≤25) (0)	(≤25) (0)
5. DBO (mg/l O <sub>2</sub> ).	(≤3)	(≤6)
6. Fósforo total (mg/l P)	-0.2	-0.4
7. Nitritos (mg/l NO <sub>2</sub> )	(≤0.01)	(≤0.03)

Tabla 33. Calidad exigible a las aguas para ser aptas para la vida de los peces. Fuente: Plan Hidrológico de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

El río Guadiaro está acondicionado en parte de su curso para un uso recreativo, por lo que se debe evaluar lo dispuesto en el RD 1341/2007 el relativo a la gestión sobre las aguas de baño.

	Parámetros calidad de las aguas de baño			Unidades
	Calidad			
	Suficiente	Buena	Excelente	
Enterococos intestinales	330	400	200	UFC o NMP/100 ml.
Escherichia coli.	900	1000	500	UFC o NMP/100 ml.

Tabla 34. Parámetros de calidad para las aguas de baño. Fuente: Boletín Oficial del Estado.

## 6.2 GESTIÓN DE FANGOS

La gestión de lodo de la EDAR correrá a cargo del Consorcio Provincial de Aguas de la Diputación de Málaga. Este órgano decidirá si gestiona el lodo de forma externa o si tienen las infraestructuras necesarias para dar tratamiento a este subproducto.

## 6.3 CARGAS CONTAMINANTES DE ENTRADA A PLANTA

Con el objetivo de llevar a cabo el dimensionamiento de cada uno de los procesos. La carga unitaria que se desprende de los datos proporcionados por el órgano encargado de la gestión de las aguas del Río Guadiaro, el Organismo de Cuenca, que nos da que tiene un valor que no alcanza los 60 g/hab/d, pero se ha determinado esta contaminación como la de proyecto.

Para el caso de la DQO y los SS se han establecido las proporciones indicadas en los análisis realizados por el Organismo de Cuenca y que han sido proporcionados. Los valores de DQO se consideran de 120 g/hab/d y los de SS 48 g/hab/d.

En la tabla siguiente se establece los valores finales con los que partimos para el dimensionamiento de la EDAR. Valores como el número de habitantes en verano e invierno tanto en el año actual como en el de horizonte del proyecto, los caudales medio, mínimo, punta y máximo en caso de lluvias el cual solo sufriría el paso por el pretratamiento. La carga de DBO<sub>5</sub>, DQO y SS con sus correspondientes concentraciones en mg/l.

		DATOS DE DISEÑO EDAR CORTES DE LA FRONTERA			
		Año Actual (2020)		Año horizonte (2045)	
		Invierno	Verano	Invierno	Verano
<b>Población</b>					
Población	(hab)	2743	3861	3181	5342
Población equivalente	(he)	2743	3861	3181	5342
<b>Caudales</b>					
Dotaciones saneamiento	(l/hab/d)	204.00	204.00	204.00	204.00
Caudal diario	(m3/d)	559.57	787.57	648.96	1089.70
Caudal medio	(m3/h)	23.32	32.82	27.04	45.40
Factor punta adoptado		2.40	2.40	2.40	2.40
Caudal punta biológico	(m3/h)	55.96	78.76	64.90	108.97
Coefficiente caudal mínimo		0.50	0.50	0.50	0.50
Caudal mínimo	(m3/h)	11.66	16.41	13.52	22.70
Coefficiente caudal máximo		5.00	5.00	5.00	5.00
Caudal máximo lluvias (pretratamiento)	(m3/h)	116.58	164.08	135.20	227.02
<b>DBO5</b>					
Carga unitaria	(g/hab/d)	70.00	70.00	70.00	70.00
Carga	(kg/d)	192.01	270.24	222.68	373.92
Concentración	(mg/l)	343.14	343.14	343.14	343.14
Población equivalente	(hab-eq)	2743.00	3860.62	3181.20	5341.65
<b>DQO</b>					
Carga unitaria	(g/hab/d)	130.00	130.00	130.00	130.00
Carga	(kg/d)	356.59	501.88	413.56	694.41
Concentración	(mg/l)	637.25	637.25	637.25	637.25
<b>SS</b>					
Carga unitaria	(g/hab/d)	65.00	65.00	65.00	65.00
Carga	(kg/d)	178.30	250.94	206.78	347.21
Concentración	(mg/l)	318.63	318.63	318.63	318.63
<b>NTK</b>					
Carga unitaria	(g/hab/d)	12.00	12.00	12.00	12.00
Carga	(kg/d)	32.92	46.33	38.17	64.10
Concentración	(mg/l)	58.82	58.82	58.82	58.82
<b>P</b>					
Carga unitaria	(g/hab/d)	1.00	1.00	1.00	1.00
Carga	(kg/d)	2.74	3.86	3.18	5.34
Concentración	(mg/l)	4.90	4.90	4.90	4.90

Tabla 35. Valores de partida para el dimensionamiento de la EDAR.

# 7 IMPLANTACION TERRITORIAL

En el presente capítulo introduciremos al lector en la implantación territorial de la propuesta analizando la geología y geotecnia de la zona así como la inundabilidad.

## 7.1 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En cuanto a los documentos consultados se encuentra el Mapa geológico de España (IGME), en su hoja 1064 denominada Cortes de la Frontera, en el cual nos muestra el servicio siguiente, que se muestra a través de la herramienta Google Earth, los posibles terrenos donde implantaríamos la EDAR.

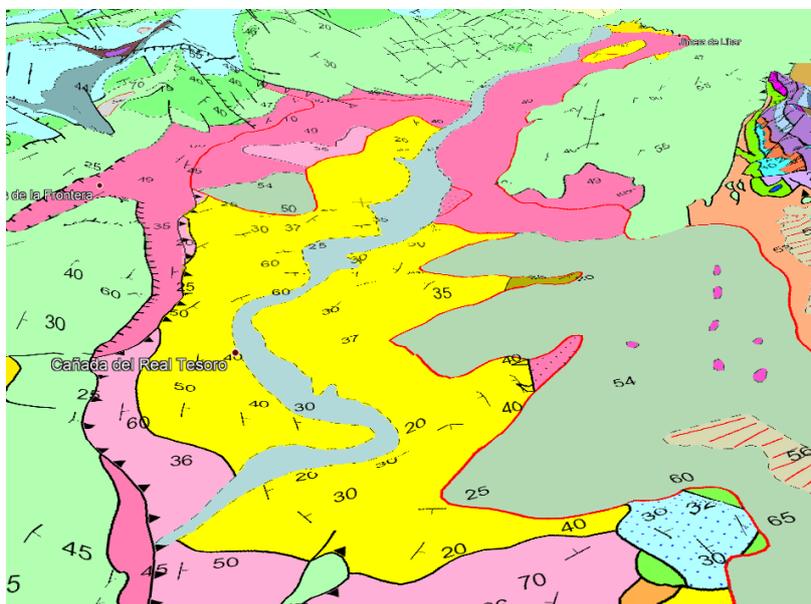


Figura 8. Mapa geológico de la zona. Fuente: IGME

Donde los terrenos de color amarillo representan Flysch margoso-areniscoso-micáceo, y el color verde representa materiales de deslizamiento de ladera.

En la imagen podemos ver que la posible ubicación de la EDAR se encuentra en terrenos Flysch margoso-areniscoso-micáceo, y observamos como el cauce del Guadiaro está formado por depósitos aluviales y de fondo de vaguada.

El problema que presentan los materiales flyshoides y los calizos son la excavabilidad, que podrá ser baja o nula. Este es uno de los problemas que se dará en toda la ejecución del proyecto. La excavación para la implantación de los procesos se deberá realizar a través de martillo hidráulico.

La capacidad portante de estos materiales suele ser media-alta y con un nivel freático asociado bajo.

## 7.2 INUNDABILIDAD

Como ya se sabe, en el estudio solo nos afecta el cauce del río Guadiaro. Este a su paso por el núcleo de Cortes se encuentra estudiado en el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI).

Las limitaciones de usos en las zonas inundables determinadas por la Directiva de Inundaciones, Ley de Aguas y Reglamento del Dominio Público Hidráulico establecen que la implantación de una EDAR en zona de flujo preferente solo se hará en el caso de que no exista otra ubicación alternativa o que sea un sistema compatible con la inundación, que no será en caso. Al igual pasa en la zona inundable que se deben establecer restricciones. Como disponemos de zonas donde no afecta la inundación, ni la zona de flujo preferente, vamos a optar por ubicar la EDAR en estas.

En la siguiente imagen se muestra la zona inundable que genera el cauce del Río Guadiaro a su paso por La Cañada.



Figura 9. Mapa con la zona inundable según la directiva de inundaciones.

## 8 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

---

### 8.1 ALTERNATIVAS PROCESOS DE DEPURACIÓN

En el proceso de selección de alternativas, se deben de tener en cuenta criterios técnicos, ambientales y económicos. En este caso al ser una pequeña población, a la hora de seleccionar una tecnología, debe darse prioridad a aquella alternativa que, cumpliendo con los requisitos de vertido, requiera una demanda mínima de energía, tiempo de operador y mínimo mantenimiento; que sea flexible ante variaciones de carga y caudales, sea poco tendenciosa a tener averías y que estas generen el mínimo impacto a la masa de agua a la que se vierte el efluente.

Las principales alternativas de tratamiento para pequeñas poblaciones son las siguientes.

Respecto a tratamientos primarios, tenemos las fosas sépticas, tanque Imhoff, decantación primaria. Respecto a tratamientos secundarios extensivos se recurren a humedales artificiales, filtros intermitentes de arena, filtración-percolación, filtros de turba y lagunaje. De estos tratamientos secundarios hay que destacar que se necesita de grandes superficies disponibles, lo cual no se da en este entorno. Para este caso de Cortes se necesitaría una superficie de 9.000 m<sup>2</sup>. Con relación a los tratamientos secundarios intensivos, se presentan las alternativas de los biodiscos, lechos bacterianos y aireación prolongada. Por último, en el caso del tratamiento terciario se consideran las alternativas de cloración, microfiltración y filtración.

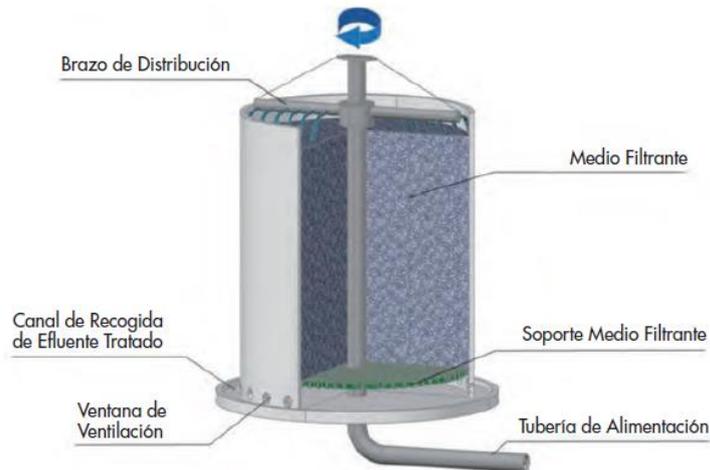
Los procesos de biopelícula pueden presentar el problema de colmatación ante posibles variaciones de carga. Por lo que para este sistema se deben de planificar varias líneas de depurado, donde se reparta la variabilidad de carga. Este sistema tiene la ventaja de tener un bajo consumo de energía y una operación no especializada.

En referencia a los lechos bacterianos, se resalta su eficacia ante la eliminación de materia orgánica. El pequeño inconveniente que presenta es la necesidad de un mantenimiento especializado, ya que cambiaría notablemente el rendimiento de la planta.

Por último, se puede recurrir a la alternativa de fangos activos, como es el caso para pequeñas poblaciones de la aireación prolongada que se presenta como una alternativa flexible ante variaciones de carga, pero que tiene un alto consumo de energía.

## 8.1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS SELECCIONADOS PARA EL ESTUDIO

### 8.1.1.1 LECHOS BACTERIANOS



Conocidos también como Filtros Percoladores, se trata de un proceso aerobio, donde el agua residual tras pasar por un pretratamiento y un tratamiento primario percola por gravedad a través de un material de relleno, que hace de soporte para microorganismos y la biopelícula que se forma. Este material se encuentra dentro del reactor y presenta una elevada superficie específica.

Figura 10. Esquema de funcionamiento de un lecho bacteriano. Fuente: CEDEX.

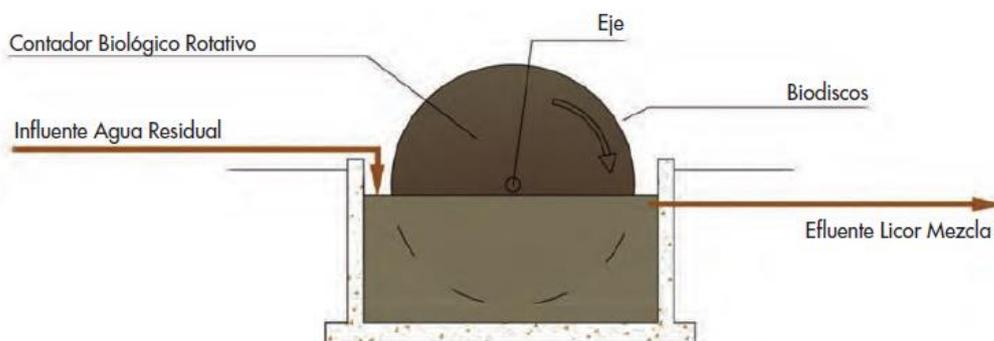
El esquema anterior extraído del manual del CEDEX. Como se puede ver el depósito se encuentra abierto en la parte superior y suele tener forma cilíndrica. El agua se distribuye por arriba y percola a través del lecho, entrando en contacto con la biopelícula, al mismo tiempo que una corriente de aire atraviesa el lecho por tiro natural o forzado. Cuando se produce el contacto entre los microorganismos y el oxígeno del aire se produce la degradación de la materia orgánica. El

crecimiento de esta biopelícula provoca que a partir de un cierto espesor se produzca una zona interna que esté en anaerobia, alcanzando un límite en el que esta se desprende y es arrastrada al fondo por el agua, que después es decantada en el decantador secundario o clarificador.

Al estar la carga orgánica en este caso en torno a los 0,3 kg DBO5/m3.d. se recurrirá a lechos de baja carga. Con respecto a las ventajas e inconvenientes de esta tecnología, los mostramos a continuación.

Ventajas:

- Bajos requisitos de superficie, en contra de las tecnologías extensivas.
- Buena tolerancia a sobrecargas hidráulicas puntuales.
- Buen comportamiento frente a choques tóxicos.
- Explotación sencilla (más sencilla que la aireación prolongada, ya que no precisa de recirculación de fangos, de control de nivel de oxígeno, concentración de sólidos,



etc.).

- Bajo consumo energético y bajos costes de explotación

Inconvenientes:

- Generación de fangos sin estabilizar.
- Menor flexible que la Aireación prolongada.

### 8.1.1.2 BIODISCOS (CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS)

Los CBR son sistemas en los que los microorganismos se encuentran adheridos a un material soporte giratorio semisumergido en el agua a depurar. Al girar lentamente, el soporte expone su superficie al agua y al aire de manera alternativa. Sobre ese soporte se genera la capa de biomasa bacteriana, que emplea como sustrato la materia orgánica de que dispone el agua residual, mientras que el soporte está bajo el agua. En el momento de emersión es cuando los microorganismos consumen el oxígeno necesario.

El crecimiento de esa biopelícula continúa hasta que llega el momento en que su espesor hace que se complique el reparto de oxígeno hasta el fondo de la capa bacteriana. En este momento se produce el desprendimiento de la capa. La biomasa desprendida se separa del efluente en el decantador secundario o clarificador.

En el caso de los biodiscos, son un conjunto de discos de mismo diámetro, paralelos y sustentados por un eje rotatorio. Seguidamente se exponen las ventajas e inconvenientes de esta tecnología.

Ventajas:

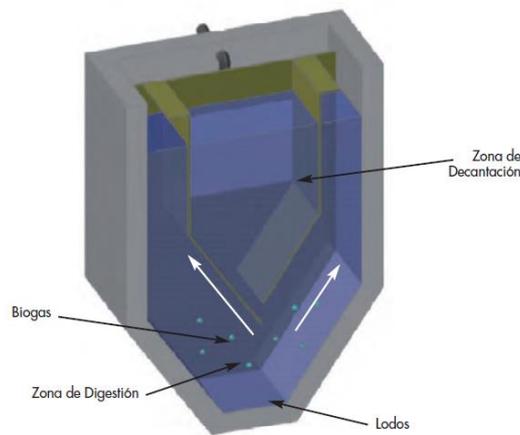
Figura 11. Esquema de un contactor biológico rotativo. Fuente: CEDEX

- Bajos requisitos de superficie.
- Bajo consumo energético y bajo coste de explotación.
- Explotación relativamente simple.
- Buen comportamiento ante tóxicos, al alternar la biomasa su contacto entre aguas residuales y atmósfera.

#### Inconvenientes:

- Costes de implantación elevados, debido al coste de los equipos, principalmente los contactores.
- Generación de fangos sin estabilizar
- Menos

A continuación, se proporciona por CEDEX.



flexibles que la aireación prolongada

- Instalación compleja y cierta dependencia de la empresa fabricante

muestra una figura el manual del

Resaltar de las dos anteriores de la implantación previa de un Tanque Imhoff, del cual se va a describir el fundamento del sistema. tecnologías necesidad de la

El tanque Imhoff forma parte del tratamiento primario de algunas instalaciones, reduciendo en contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes. Este se dispone generalmente enterrado. Consta de un depósito, donde se separa la zona de sedimentación, que está en la parte superior de la zona de digestión en la parte inferior. La forma de la abertura entre las dos partes hace que no se permita la ascensión de gases y partículas que dificulten la sedimentación superior.

Los dos procesos que se combinan en este tanque son físicos, en el caso de la decantación de los sólidos sedimentables, y biológicos, en el caso inferior, donde la materia orgánica de esos sólidos experimenta una degradación anaerobia, licuándose y reduciendo su volumen y desprendiendo biogás. En la siguiente figura proporcionada por el CEDEX se puede diferenciar las dos zonas características de este sistema.

Figura 12. Esquema de funcionamiento de un Tanque Imhoff. Fuente: CEDEX.

### 8.1.1.3 AIREACIÓN PROLONGADA

Variante de los procesos de fangos activos, donde el agua residual tras una etapa de pretratamiento se introduce en un tanque de aireación o reactor biológico, en el que se encuentra un cultivo bacteriano en suspensión, denominado “licor mezcla”.

Para que haya condiciones aeróbicas en el reactor, se necesita del uso de aireadores, ya sean mecánicos o de difusión, estos últimos menos extendidos, y de más dependencia de la empresa fabricante. Esta aeración además de oxigenar permite homogeneizar el licor mezcla, evitando que se sedimenten los flóculos.

Tras un tiempo de permanencia en el reactor, pasa a un decantador secundario donde se separa el efluente ya depurado de los fangos. Parte de estos se recirculan de nuevo al reactor y el resto, los fangos en exceso se purgan periódicamente. En la siguiente figura sacada del CEDEX, se puede observar el funcionamiento detallado del sistema.

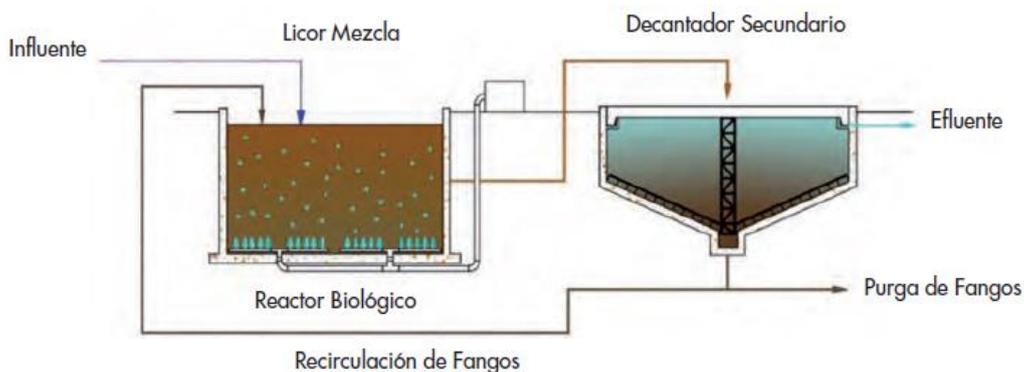


Figura 13. Esquema del proceso de aireación prolongada. Fuente: CEDEX.

Las ventajas que presenta el sistema son:

- Bajos requisitos de superficie.
- Posibilidad de altos rendimientos de eliminación de nitrógeno.
- Flexible ante variaciones de cargas, ya que se pueden modificar sus parámetros.
- Los fangos generados en el proceso están estabilizados.

Los inconvenientes:

- Altos costes de explotación.
- Gran consumo energético.
- Su mantenimiento y explotación requieren de personal especializado.
- Riesgo de arrastre y lavado de la biomasa en situaciones de sobrecarga hidráulica.
- Generación continua de fangos.
- Mala integración paisajística.
- Generación de ruidos en el caso de que no se aíslen los quipos que los producen.

## 8.1.2 ANÁLISIS DE LAS VARIABLES DE LAS ALTERNATIVAS DISPUESTAS

### 8.1.2.1 SUPERFICIE

La superficie requerida para cada uno de los sistemas es uno de los parámetros importantes a comparar para la elección del más adecuado. Más o menos los tres sistemas analizados presentan la misma necesidad superficial.

Ratio de superficie (m <sup>2</sup> /h-e)		
Alternativa A	Aireación prolongada	0.2 - 0.5
Alternativa B	Biodiscos	0.4 - 0.6
Alternativa C	Lechos bacterianos	0.3 - 0.5

Tabla 36. Ratio de superficie por cada tecnología de tratamiento. Fuente: CEDEX.

### 8.1.2.2 SIMPLICIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.

Refiriéndonos a este aspecto desde el punto de vista de instalación de equipos, y siguiendo las recomendaciones del CEDEX, se tiene que el proceso más complejo es el de aireación prolongada. En este sistema se necesitan recintos más profundos, con lo que conlleva complejidad de excavación y de ejecución de obra civil. En el caso de los biodiscos y el lecho bacteriano, tiene la particularidad de la ejecución del tanque Imhoff, que requiere profundidades en torno a los 7 metros.

### 8.1.2.3 RENDIMIENTOS

Se recogen a continuación los porcentajes de reducción más característicos de las aguas residuales según las recomendaciones del CEDEX. En este apartado la aireación prolongada demuestra un mayor rendimiento en la eliminación de N y P, con respecto al resto de las tecnologías. Hay que aclarar que AP corresponde a Aireación Prolongada, LB a Lechos Bacterianos y CBR a Contactor Biológico Rotativo.

### 8.1.2.4 OSCILACIONES DE CARGA Y CAUDAL

Dentro de estos tres procesos de tratamiento secundarios intensivos, los procesos de biopelícula presentan un mejor comportamiento que los de biomasa en suspensión como es la aireación prolongada frente a variaciones de caudal o carga. Seguidamente se muestra la tabla del CEDEX que muestra la adaptación de las diferentes alternativas a las variaciones de carga y caudal.

### 8.1.2.5 COSTES DE CONSTRUCCIÓN, EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los costes de instalación son mayores mientras más equipos se precisen y más centralizado esté su mercado. Respecto a estos costes de instalación, que son aquellos relacionados con los de

Costes de explotación	Tecnologías
≤ 10 €/habitante equivalente.año	LA

Figura 14. Capacidad de adaptación de las diferentes tecnologías a los cambios de carga y caudal. Fuente: CEDEX.

Tabla 37. Nivel de tratamiento y Rendimientos de los distintos tipos de tecnologías de depuración.. Fuente: CEDEX

FT <sub>m</sub>	Secundario con nitrificación	85-95	90-95	80-90	85-95	15-20	70-80
FIA	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	70-80	40-50	15-30
FIA <sub>r</sub>	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	70-80	40-50	15-30
IP	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	70-80	40-50	15-30
CBR	Secundario o Secundario con nitrificación <sup>2</sup>	85-95	85-95	80-90	60-80	20-35	10-35
LB	Secundario o Secundario con nitrificación <sup>2</sup>	85-95	85-95	80-90	60-80	20-35	10-35
AP	Secundario con nitrificación o Secundario con eliminación de N <sub>T</sub> <sup>2</sup>	85-95	85-95	80-90	90-95	80-85	20-30
SBR	Secundario con nitrificación o Secundario con eliminación de N <sub>T</sub> <sup>2</sup>	> 90	> 90	80-90	90-95	80-85	55-65
MBBR	Secundario o Secundario con nitrificación o Secundario con eliminación de N <sub>T</sub> <sup>2</sup>	85-95	85-95	80-90	90-95	70-80	20-30

<sup>1</sup> El lagunaje no cumple el requisito de los SS, si no es en una muestra filtrada, debido a la presencia de microalgas en el efluente.  
<sup>2</sup> Según como se diseñe el proceso se alcanza uno u otro nivel de tratamiento.

construcción de la EDAR, en este caso y según el CEDEX, la tecnología más barata en este sentido es la aireación prolongada, al no necesitar de elementos especiales, como puede ser en el resto los biodiscos o los elementos que hacen de material filtrante.

En cambio, con respecto a los costes de mantenimiento y explotación los más rentables son los lechos y los biodiscos, la aireación prolongada presenta el problema del consume energético y mantenimiento especializado. En las siguientes tablas se está las estimaciones de costes del CEDEX.

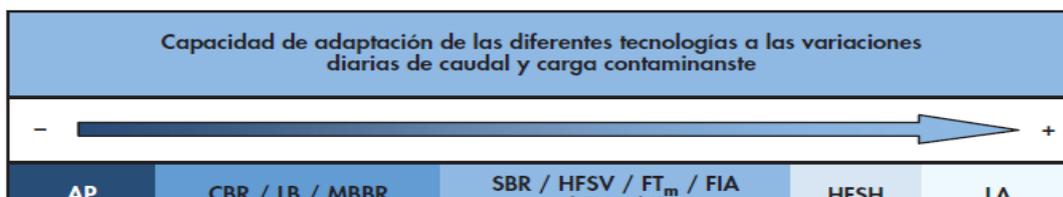


Tabla 39. Costes de Explotación de las diferentes tecnologías. Fuente: CEDEX.

Tabla 38. Costes de Implantación de las diferentes tecnologías. Fuente: CEDEX.

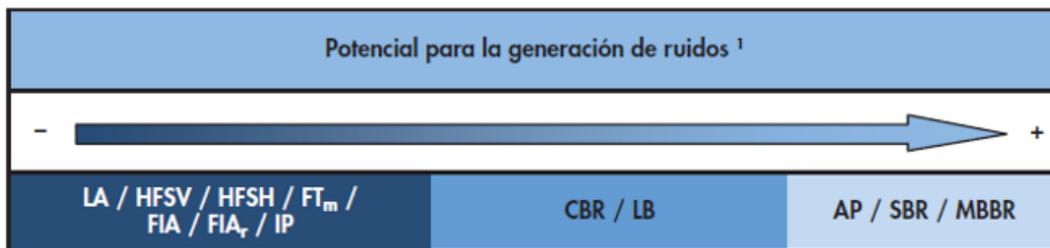
**8.1.2.6 CRITERIOS AMBIENTALES**

Este tipo de impacto se puede clasificar en tres variables, que son la producción de malos olores, la generación de ruidos y la integración paisajística. A continuación, se presentan las estimaciones en cuanto a impacto de estas variables a medio, del CEDEX.

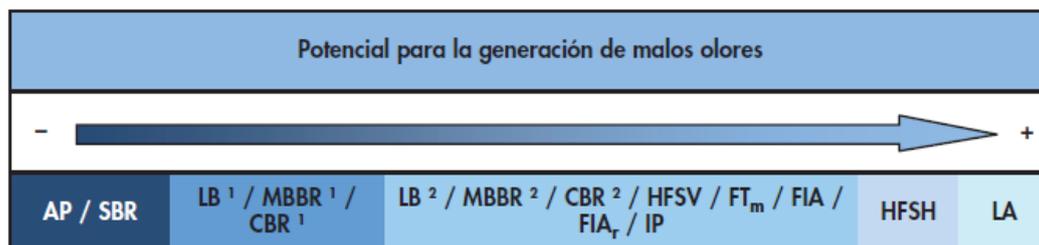
Se determina que la tecnología que menos malos olores genera es la aireación prolongada, aunque los lechos y los biodiscos tampoco se consideran grades productores de mal olor, que puede aumentar como va a ser el caso si se implanta un tanque Imhoff como tratamiento primario.

Figura 15. Potencial de generación de malos olores de cada tecnología. Fuente: CEDEX.

Costes de implantación	Tecnologías
100-200 €/habitante equivalente	FIA <sub>r</sub> / AP
200-300 €/habitante equivalente	LA / HFSV / HFSH / FT <sub>m</sub> / FIA / IP / LB
> 300 €/habitante equivalente	CBR



<sup>1</sup> No se considera la adopción de medidas especiales para mitigar los impactos sonoros.



<sup>1</sup> Con Decantación Primaria como tratamiento primario.

<sup>2</sup> Con Tanque Imhoff como tratamiento primario.

Figura 16. Potencial de generación de ruidos de cada tecnología. Fuente: CEDEX.

Cuando se implanta la tecnología de aireación prolongada, se conoce su generación de ruidos en especial de los dispositivos que generan la aireación, en el caso de que estos no estén aislados acústicamente. La tecnología de lechos y biodiscos generan el mismo ruido.

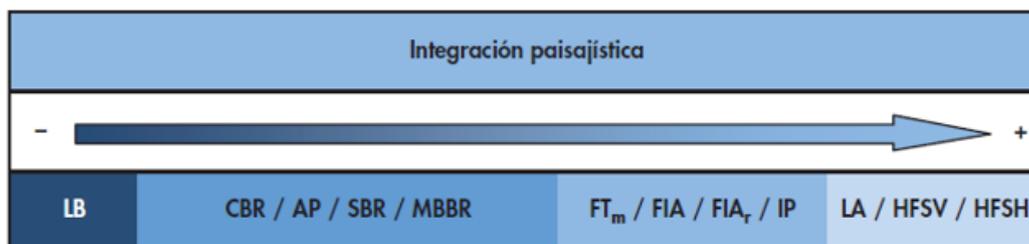


Figura 17. Integración paisajística de cada una de las tecnologías. Fuente: CEDEX.

En cuanto a la integración paisajística se determina que los lechos bacterianos son los peores en este tipo de impacto ambiental, seguidos muy de cerca por los biodiscos y la aireación prolongada. En resumen, ninguna tecnología intensiva tiene buena integración en el paisaje.

### 8.1.2.7 PRODUCCIÓN DE FANGOS

En cuanto a la producción y tratamiento de los fangos, esto supone una gran parte de los costes de explotación de una depuradora, por lo que se puede considerar óptimo aquel sistema que genere una menor cantidad de fangos.

En el caso de los lechos bacterianos y los biodiscos, al disponer de una decantación primaria, la cantidad de fangos producida es ligeramente inferior o igual a la aireación prolongada. Según el CEDEX podría ser equiparable la producción de fangos en el caso de que contenga en la línea del proceso un tanque Imhoff, como es el caso.

### 8.1.3 MATRIZ DE VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS

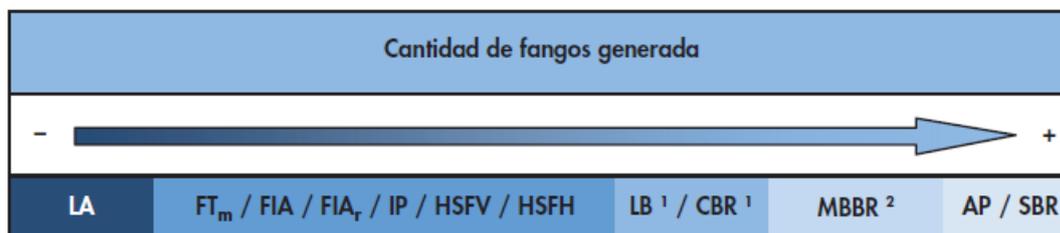
La valoración de los distintos sistemas la vamos a realizar a través de una matriz, donde sus filas representan los distintos sistemas y sus columnas los diferentes criterios.

Se asignará el valor 1 cuando el sistema sea muy favorable al criterio seleccionado y valor 3 cuando sea desfavorable, de manera que, al sumar todos los valores, la tecnología que tenga menos valor será la más favorable.

Cada uno de los criterios tendrá diferente peso, estos pesos se puntúan entre un 1 hasta un 5, de manera que los valores más altos corresponden a las variables más importantes y mejor conocidas.

Figura 18. Cantidad de fangos producidos por las diferentes tecnologías. Fuente: CEDEX.

Para cada uno de los criterios, cada alternativa le corresponde un valor independiente.



<sup>1</sup> En caso de emplear decantador primario en lugar de Tanque Imhoff, la cantidad de fango generada sería equiparable a la de un proceso de Aireación Prolongada o SBR.

<sup>2</sup> En caso de emplear decantador primario en lugar de Tanque Imhoff, la cantidad de fango generada sería superior a la de un proceso de Aireación Prolongada o SBR.

Parámetro	Coef. de ponderación	Alternativa A. Lecho Bacteriano	Alternativa B. Contactor	Alternativa C. Aireación Prolongada
-----------	----------------------	---------------------------------	--------------------------	-------------------------------------

				<b>Biológico Rotativo</b>	
Superficie		5	2	3	1
Simplicidad de construcción	Obra Civil	3	2	1	3
	Equipos	2	1	2	3
Rendimientos		5	2	3	1
Oscilaciones de carga y caudal		2	1	3	2
Costes de Construcción		5	2	3	1
Costes de Explotación y mantenimiento		5	1	2	3
Impacto ambiental	Olores	4	2	3	1
	Ruidos	2	2	1	3
	Integración entorno	3	3	1	2
Producción de Fangos		5	1	2	3
Versatilidad		5	1	3	2
<b>NOTA FINAL</b>			<b>76</b>	110	90

Tabla 40. Matriz de valoración de alternativas.

Por lo que se considera como la alternativa más favorable los lechos bacterianos, precedidos por un tanque Imhoff.

## 8.2 ALTERNATIVA DE UBICACIÓN DE LA EDAR.

Respecto de la ubicación seleccionada, se tendrán en cuenta variables como, la clasificación urbanística del terreno, si es zona inundable, si se encuentra en zona de espacio protegido, afección debido a la proximidad de vías férreas o carreteras y zonas de policía y dominio público hidráulico.

En referencia de las ubicaciones de la EDAR propuestas en los documentos de ordenación de los municipios de Cortes y Benalauría, que se representan por la alternativa 2 y 3 respectivamente. Estas se encuentran en zona inundable por lo que su implantación sería muy desfavorable. Por otra parte, se ha determinado la ubicación de una tercera alternativa, la alternativa 1.

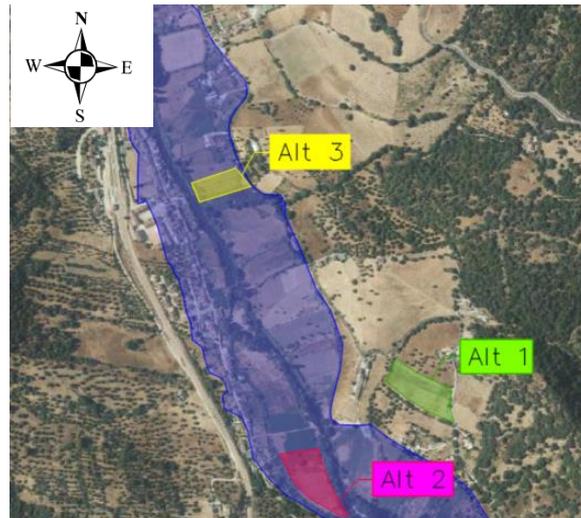


Figura 19. Mapa con la planta de la zona inundable y las parcelas con las posibles ubicaciones de la EDAR.

Esta última necesita de estación



ubicación, aunque de bombeo de aguas

residuales para poder llevar las aguas hasta la planta, se encuentra en una situación fuera de dominio público hidráulico, en una parcela destinada solo a la labor o labradío secano con fácil conexión con el Camino de los Puertos que conecta con la A-373. Lejos de cualquier afección con las vías de ferrocarril. También hay que tener en cuenta su lejanía de cualquier núcleo urbano, a unos 800 metros del núcleo de La Cañada y a 1 Km del núcleo de Las Vegas.

Por las razones anteriores se ha recurrido a la ubicación de la alternativa uno, como la más adecuada para la implantación de la EDAR. Seguidamente mostramos la parcela que entrará dentro de la expropiación. Seguidamente se muestra la ubicación a través de la aplicación de la Sede Electrónica del Catastro.



Figura 20. La parcela finalmente seleccionada para la ejecución de la EDAR.

Según el CEDEX la superficie por habitante equivalente necesaria para la implantación de una EDAR, en este caso de lechos bacterianos, es en torno a  $0,4 \text{ m}^2/\text{h-e}$ . En este caso se necesita una superficie en torno a los  $2500 \text{ m}^2$  con lo que con la expropiación de la parcela número 29 sería suficiente.



### 8.2.1 Datos Identificativos de la Parcela.

	<b>DATOS IDENTIFICATIVOS SIGPAC</b>	
	Provincia:	29 - MALAGA
	Municipio:	24 - Benalauría
	Agregado:	0
	Zona:	0
	Poligono:	6
	Parcela:	29
	Referencia Catastral:	29024A00600029BZ

Coordenadas UTM del centro	Fecha de vuelo de la foto del centro de la parcela:	07/2019
X: 292043.96	Fecha de la cartografía Catastral (*):	25/10/2011
Y: 4052116.91	Fecha de Impresión:	17/11/2020
DATUM: WGS84	Escala aproximada de impresión:	1 : 1000
HUSO: 30		



(\*) Pueden existir cambios en la parcela catastral que aún no se reflejen en SIGPAC.

Información SIGPAC vigente a fecha: 30/12/2019

El uso, delimitación gráfica u otros atributos de los recintos que aparecen en el SIGPAC tienen por objeto facilitar al agricultor la cumplimentación de su solicitud de ayudas de la PAC. Cuando el uso que aparece en el SIGPAC sea distinto del uso real, el agricultor debe realizar su solicitud de ayuda en base a este último, el real, debiendo comunicar la incidencia al servicio competente de su Comunidad Autónoma.

**A) Relativos al recinto:**

Recinto	Superficie (ha)	Pendiente (%)	Uso	Admisibilidad en pastos		Coef. Regadío	Incidencias (1)	Región
				(%)	(ha)			
1	0,0542	14,70	OLIVAR			0		1102 (2)
2	0,7122	9,30	TIERRAS ARABLES			0		0901 (2)

(1) Incidencias:

(2) Región del Régimen de Pago Básico según el Anexo II del Real Decreto 1076/2014.

**C) Resumen de datos de la parcela:**

Uso	Superficie (ha)	
	Total	Admisible en pastos
OLIVAR	0,0542	
TIERRAS ARABLES	0,7122	
Superficie Total	0,7664	0,0000

# 9 CÁLCULO DE PROCESOS

En el apartado anterior se ha definido el tipo de tratamiento que se va a implantar para la depuración de Cortes y la ubicación de las instalaciones. En el presente apartado se va a tratar una descripción más detallada del tratamiento, conjunto a un dimensionamiento de los diferentes sistemas en los que está compuesto.

Como anteriormente se ha citado, el sistema de lechos bacterianos es un proceso aerobio, donde el agua residual percola por gravedad a través de un material que hace de soporte de microorganismos, donde se forma una biopelícula. Este material está fijo en el interior de un reactor y tiene una gran superficie específica.

En este caso al contar con una carga orgánica de 0,3 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.d se opta por una implantación de lechos de baja carga, donde se generan pocos fangos y existe menos riesgo de aparición de olores o de atascamiento. El efluente presenta bajo contenido en DBO<sub>5</sub> y en N. Los espesores de biopelícula son pequeños, permitiendo así utilizar medios soportes de mayor superficie específica.

Al tener la situación de la EDAR a una cota superior al punto de vertido de La Cañada, será necesaria la implantación de una EBAR que impulse las aguas residuales.

## 9.1 DATOS DE DISEÑO

Estos lo conforman la población total en el año horizonte, la dotación seleccionada, los caudales de diseño, los parámetros de contaminación y los resultados a obtener.

BASES DE PARTIDA	
POBLACIÓN	
Población Total (hab)	5342
CAUDALES	
Dotación de saneamiento (l(hab/d))	204
Caudal diario (m <sup>3</sup> /d)	1089.70
Caudal horario medio (m <sup>3</sup> /h)	45.40
Caudal máximo (m <sup>3</sup> /h)	108.97
Caudal de diseño pretratamiento (m <sup>3</sup> /h)	227.02
Caudal de diseño primario y secundario (m <sup>3</sup> /h)	108.97
CONTAMINANTES	
DBO <sub>5</sub>	
Carga unitaria (g/hab/d)	70.00
Carga media diaria (kg/d)	373.92
Concentración (mg/l)	343.14
DQO	
Carga unitaria (g/hab/d)	130.00
Carga media diaria (kg/d)	694.41
Concentración (mg/l)	637.25
SS	
Carga unitaria (g/hab/d)	65.00
Carga media diaria (kg/d)	347.21
Concentración (mg/l)	318.63
NTK	
Carga unitaria (g/hab/d)	12.00
Carga media diaria (kg/d)	64.10

Concentración (mg/l)	58.82
P	
Carga unitaria (g/hab/d)	1.00
Carga media diaria (kg/d)	5.34
Concentración (mg/l)	4.90

Tabla 41. Datos de partida para el dimensionamiento de la EDAR.

## 9.2 LÍNEA DE AGUA

La línea de flujo del agua residual presenta los siguientes elementos.

- Estación de bombeo de aguas residuales. Desbaste de sólidos gruesos
- Pretratamiento. Tamizado de sólidos finos. Desarenador estático
- Medida de caudal de agua bruta, aliviadero y baipás posterior a pretratamientos
- Tanque Imhoff. Decantación primaria
- Lecho bacteriano de baja carga
- Decantación secundaria

### 9.2.1 EBAR

La EBAR contará con una arqueta de llegada, la cual hará las veces de pozo de gruesos, en el que se dispondrá de un orificio para evacuar las aguas excedentes que no han de ser tratadas. A continuación, se contará con un canal de desbaste de gruesos, el que se eliminarán los elementos mayores de 50 mm. Seguidamente se dispondrá la arqueta donde se aloja el equipo de bombeo. Tras esta arqueta se dispondrá de una que alberga el caudalímetro. El caudal máximo que hay que bombear para que se someta al pretratamiento es de 0,063 m<sup>3</sup>/s, el posible exceso de caudal que llegue a la EBAR se aliviara a través del orificio del que cuenta el pozo de gruesos. Como se ha indicado el caudal que precisa de pretratamiento es cinco veces el caudal medio, ya que se considera que cuando se supera esa relación de cuatro proporciones de agua pluvial y una de aguas negras, se produce una dilución suficiente de contaminantes en el efluente, no comprometiendo la masa de agua a la que se vierte.

#### 9.2.1.1 POZO DE GRUESOS

Esta es la primera estructura que se encuentra el agua residual al llegar a la EBAR. Conformar un sistema de separación de sólidos grandes, constituido por un pozo situado a la entrada del colector, con paredes inclinadas, para concentrar los sólidos y las arenas decantadas para su posterior extracción mediante una cuchara bivalva.

Para dimensionarlo se deben de tener en consideración estos parámetros de diseño:

POZO DE GRUESOS		
PARÁMETRO	Q max	Q med
Carga superficial (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> h)	< 500	< 100
Tiempo de retención hidráulico (s)	> 15	> 60
Profundidad mínima (m)	2	

Tabla 42. Parámetros de diseño del Pozo de Gruesos. Fuente: CEDEX

A través de la carga hidráulica se obtiene el valor de la superficie mínima del pozo:

$$S = \frac{Q_{max}}{Cs} = \frac{227,02 \frac{m^3}{h}}{500 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 0,45 m^2$$

$$S = \frac{Qm}{Cs} = \frac{45,4 \frac{m^3}{h}}{100 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 0,45 m^2$$

Siendo:

$S$ : superficie mínima del pozo de gruesos

$Cs$ : carga superficial

$Q_{max}$ : caudal máximo a tratar

$Qm$ : caudal medio a tratar.

Se ha estimado una superficie del pozo de  $2.25 m^2$ , que para que pueda operar una cuchara bivalva debe de ser de forma cuadrada, con lo que se opta por una planta cuadrada de  $1,5 \times 1,5 m$ . Seguidamente para conocer el volumen mínimo necesario, se opera con los parámetros del tiempo de retención.

$$t_r = \frac{V}{Q_{max}} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_{r \max} \cdot Q_{max}}{S} = \frac{15 s \cdot 0,063 \frac{m^3}{s}}{2.25 m^2} = 0,42 m$$

$$t_r = \frac{V}{Q_{max}} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_{r m} \cdot Qm}{S} = \frac{60 s \cdot 0,013 \frac{m^3}{s}}{2.25 m^2} = 0,35 m$$

Siendo

$t_r$ : tiempo de retención.

$S$ : superficie mínima del pozo de gruesos

$Cs$ : carga superficial

$Q_{max}$ : caudal máximo a tratar

$H$ : altura mínima del pozo de gruesos

Finalmente se decide que las dimensiones del pozo son las siguientes. Una profundidad de  $2 m$ , dividida en  $1,5 m$  de profundidad recta y  $0,5 m$  de profundidad troncocónica, con un ancho de  $1,5 m$  y un largo de  $1,5 m$ .

### 9.2.1.2 CANAL DE DESBASTE

El agua residual que parte desde la entrada por el pozo de gruesos se conduce por un canal doble, para no tener que interrumpir el funcionamiento de la EBAR en caso de avería o de mantenimiento, hasta la arqueta de remanso donde se aloja el sistema de bombeo.

Para el dimensionamiento del canal, se establece una velocidad mínima de 0,3 m/s. Para determinar esta velocidad se hace uso de la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Siendo:

V= velocidad de paso en m/s

n= coeficiente de rugosidad de Manning

R<sub>H</sub>= radio hidráulico

i= pendiente del canal

Se supone que uno de los dos canales está fuera de servicio. Tomando un coeficiente de rugosidad de 0,015 correspondiente al hormigón, una pendiente del 0,2 % y un ancho de 0,3 m y con el empleo de una hoja de cálculo se puede obtener la velocidad del agua, y en consecuencia las dimensiones del canal para un caudal de 0,063 m<sup>3</sup>/s.

DIMENSIONES DEL CANAL DE DESBASTE	
Ancho del canal (m)	0.30
Altura de lámina de agua (m)	0.32
Rh	0.102
Velocidad (m/s)	0.65
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	0.063

Tabla 43. Dimensiones del canal de desbaste.

Por tanto, el canal de sección rectangular tendrá una base de 0,3 m y una altura de 0,6 m teniendo un resguardo de 25 cm aproximadamente y una longitud de 3,5 m.

### 9.2.1.3 REJA DE GRUESOS

En este caso la velocidad de paso a través de la reja está limitada a 1.2 m/s a Q<sub>max</sub> e inferiormente a 0.8 m/s. Así la velocidad del agua a través de la reja viene dada por la siguiente expresión:

$$v = \frac{Q}{S} \cdot \frac{E + e}{E} \cdot \frac{1}{C}$$

Siendo:

Q: Caudal máximo

S: Sección de la reja

E: Separación entre barrotes

e: grosor de los barrotes

C: coeficiente de colmatación

Aplicando esta fórmula se comprueba que se cumple las restricciones de velocidad. En el caso de la reja de gruesos los valores de espaciamiento entre barrotes y el grosor de estos son de 50 mm y 20 mm respectivamente.

Conocidos el nivel de agua en el canal de desbaste, se conoce la sección mojada, de 0,097 m<sup>2</sup>. Se ha considerado un nivel de colmatación del 30%, por lo que el valor del coeficiente es de 0,70.

Por tanto, la velocidad del agua será:

$$v = \frac{0.063}{0.096} \cdot \frac{80 + 20}{80} \cdot \frac{1}{0.7} = 1.17 \frac{m}{s}$$

Por lo que se cumple con el criterio de velocidad.

La pérdida de carga se calcula como:

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Siendo:

$K_1 = \left(\frac{1}{C}\right)^2 = 2.04$ , coeficiente de atascamiento. Donde C es el porcentaje de sección de paso que subsiste al atascamiento máximo tolerado, que tiene un valor del 70%.

$K_2 = 1.00$ , coeficiente de forma de los barrotes, que al ser rejas de pletinas rectangulares adoptan el valor unidad.

$K_3 = 0.34$ , coeficiente de la sección de paso entre barrotes. Obtenido a través de la siguiente tabla donde se introducen dos valores obtenidos a través de las siguientes fórmulas.

$$\frac{e}{4} \cdot \left(\frac{2}{s} + \frac{1}{h}\right) = 0.11$$

$$\frac{E}{E+e} = 0.83$$

Con lo que el valor de  $K_3$  es 0.34.

	E/(E+e)									
$\frac{(e/4) \cdot (2/E) + (1/h)}{1}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	245	51,5	18,2	8,25	4	2	0,97	0,42	0,13	0
0,2	230	48	17,4	7,7	3,75	1,87	0,91	0,4	0,13	0,01
0,4	221	46	16,6	7,4	3,6	1,8	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	42	15	6,6	3,2	1,6	0,8	0,36	0,13	0,01
0,8	164	34	12,2	5,5	2,7	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1	149	31	11,1	5	2,4	1,2	0,61	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,4	10,3	4,6	2,25	1,15	0,58	0,28	0,11	0,03
2	134	27,4	9,9	4,4	2,2	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04
3	132	27,5	10	4,5	2,24	1,17	0,61	0,31	0,15	0,05

Tabla 44. Tabla para la obtención del valor del coeficiente de pérdida de carga en desbaste.

Fuente: CEDEX.

$v$ : velocidad de paso en el canal (m/s)

$g$ : aceleración de la gravedad (m<sup>2</sup>/s)

Finalmente, la pérdida de carga obtenida es de 0.048 m, por lo que tras la reja de gruesos el nivel de la lámina de agua estará a 0.27 m.

#### 9.2.1.4 ARQUETA DE REMANSO Y BOMBEO

En el caso del equipo de bombeo los parámetros de diseño son los siguientes. Existe un caudal medio de diseño que es de 45,40 m<sup>3</sup>/h y el caudal máximo que tiene que bombear que corresponde a 227 m<sup>3</sup>/h.

En primer lugar, se procede al cálculo de un diámetro de predimensionamiento para la conducción forzada y la conducción a presión, para una velocidad estimada de 1 m/s, a través de la ecuación de la tasa de flujo volumétrico.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Siendo:

Q: caudal en m<sup>3</sup>/s.

V: velocidad del flujo en m/s.

D: diámetro en m.

Con estos diámetros se ha decidido la implantación de un diámetro de impulsión de 150 mm y un diámetro de tubería en presión de 300 mm. Conocidos los diámetros y los caudales, se calculan las correspondientes velocidades en la impulsión y en el tramo en presión.

Seguidamente a través de la ecuación de Darcy-Weisbach calculamos la pérdida de carga que se produce en las dos conducciones. Para el cálculo del factor de fricción se hace uso de la ecuación de Swamee-Jain.

$$Re = \frac{D \cdot V}{\nu}$$

$$\varepsilon = \frac{e}{D}$$

$$f = \frac{0.25}{\left(\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.70} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2}$$

$$H_f = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L$$

Siendo:

$H_f$ : pérdida de carga debida a la fricción en mca.

$\nu$ : viscosidad cinemática en este caso del agua que es 1e<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s

$e$ : el espesor de la rugosidad absoluta, en el caso de Fundición.

$f$ : factor de fricción

$\varepsilon$ : rugosidad relativa.

$Re$ : Reynolds del fluid

$D$ : diámetro interior en m.

$V$ : velocidad del fluido en m/s.

$g$ : aceleración de la gravedad  $m^2/s$ .

$L$ : longitud (m).

En relación con las pérdidas localizadas, son las relacionadas a los codos, reducciones, paso por válvulas, unión de tuberías, etc. Estas pérdidas localizadas se obtienen a través de un factor “K” el cual se multiplica por la “altura de la velocidad”.

$$H_v = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Siendo:

$H_v$ : pérdida localizada en mca.

$K$ : coeficiente determinado de forma empírica.

$V$ : velocidad del fluido en m/s.

$g$ : aceleración de la gravedad  $m^2/s$ .

Sumando ambas pérdidas más la altura geométrica, que la definimos como la diferencia de cota de la lámina de agua en unos 18 m, obtenemos la altura manométrica con la que la bomba nos va a proporcionar para los diferentes caudales. Esto queda representado a través de la curva de impulsión.

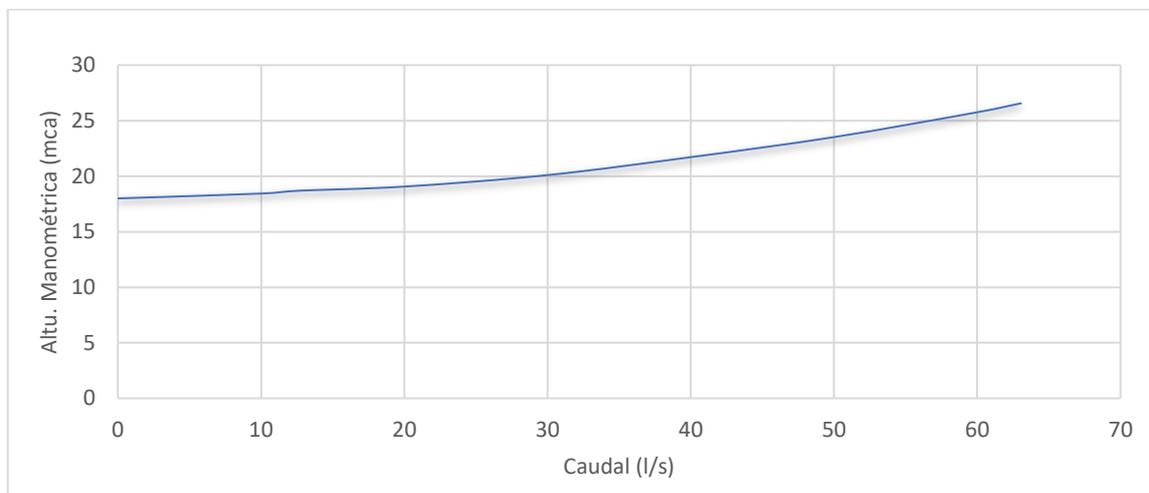


Figura 21. Representación de la curva de impulsión del bombeo desde la EBAR hacia la EDAR.

Por lo que la EBAR estará compuesta por un grupo de tres bombas en paralelo, de las cuales una proporcionará el caudal de 31,5 l/s y las otras dos se activarán en caso de avería o en caso de que alcancemos el caudal punta que debe de tratarse en caso de lluvia. La tubería de impulsión es de un diámetro de 150 mm y la de presión que conduce el agua hasta la EDAR es de 300 mm.

<https://absel.sulzer.com/SearchResult.aspx>

El volumen mínimo del pozo de bombeo se estima a través de un número de arranques por hora, el que se establece en 10 arranques a la hora como máximo. Con este dato y a través de la siguiente expresión se establece el volumen mínimo del pozo de bombeo.

$$V_{min} (m^3) = \frac{0,9 \cdot Qb \left(\frac{l}{s}\right) \cdot K}{z} = \frac{0,9 \cdot 31,5 \left(\frac{l}{s}\right) \cdot 1,4}{10} \cong 4 m^3$$

Siendo:

$Qb \left(\frac{l}{s}\right)$ : caudal bombeado por una de las bombas

$K$ : coeficiente que depende del número de bombas

$z$ : número máximo de arranques a la hora.

Para el cálculo de las dimensiones mínimas en planta del pozo de se hace uso de las siguientes expresiones:

$$l(m) = 0,105 \cdot n \cdot \sqrt{Qb \left(\frac{l}{s}\right)} \cong 2 m$$

$$a(m) = 0,25 \cdot \sqrt{Qb \left(\frac{l}{s}\right)} \cong 1,5 m$$

$$hm(m) = 0,2 \cdot \sqrt[4]{Qb \left(\frac{l}{s}\right)} = 0,47 m$$

Siendo:

$l(m)$ : longitud del pozo del bombeo

$a(m)$ : anchura del pozo de bombeo

$hm(m)$ : altura mínima del pozo de bombeo.

Finalmente se establecen las siguientes dimensiones para el pozo de bombeo:

Altura: 1,5 m

Ancho: para que cojan las tres bombas, de 2,5 m

Largo: 2 m.

## 9.2.2 PRETRATAMIENTO

### 9.2.2.1 ARQUETA DE RECEPCIÓN

Esta arqueta hace las veces de arqueta de remanso que retiene el agua proveniente del bombeo, sus parámetros de diseño son la carga hidráulica que se recomienda un valor cercano a 200 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h, y el tiempo de retención en 50 segundos.

Para el cálculo de superficie, se hace uso del valor de carga hidráulica:

$$S = \frac{Q_{max}}{C_s} = \frac{227,02 \frac{m^3}{h}}{200 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 1,14 m^2$$

Siendo:

$S$ : superficie mínima del pozo de gruesos

$C_s$ : carga superficial

$Q_{max}$ : caudal máximo a tratar

Se establece como área de la sección horizontal de la arqueta 1,5 m<sup>2</sup>. Seguidamente para el cálculo de la profundidad, obtenemos el volumen a partir del tiempo de retención estimado.

$$t_r = \frac{V}{Q_{max}} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_r \cdot Q_{max}}{S} = \frac{50 s \cdot 0,063 \frac{m^3}{s}}{1,5 m^2} \cong 2 m$$

Por lo que la arqueta de llegada tiene las siguientes dimensiones:

- Altura: 2 m
- Anchura: 1 m
- Longitud: 1,5 m

### 9.2.2.2 CANAL DE DESBASTE

El doble canal de desbaste posterior a la arqueta de recepción será de las mismas dimensiones que el implantado en la EBAR, debido a que recibe la misma cantidad de caudal máximo. En este caso en él, se establece una reja de finos y un tamiz en uno de los dos canales y en el otro se instalará una reja de finos. Este último entrará en uso en caso de avería o mantenimiento.

Por consiguiente, el doble canal será rectangular con un ancho 0,30 m y alto 0,6 m.

### 9.2.2.3 REJA DE FINOS

Se sigue con la misma metodología que la reja de gruesos, variando las dimensiones de grosor y separación de los barrotes. Para esta reja se va a utilizar un grosor de 5 mm y una separación de 20 mm. En este caso la sección mojada será de 0,096 m<sup>2</sup> ( $S=0.32 \cdot 0.3=0.096$ ), con lo que la velocidad de paso es la siguiente:

$$v = \frac{Q_{max}}{S} \cdot \frac{a + s}{a} + C_{rej} = \frac{0,063}{0,096} \cdot \frac{5 + 20}{20} + 0,1 = 0,92 \frac{m}{s}$$

Siendo:

$Q_{max}$ : Caudal máximo

$S$ : Sección de la reja

$a$ : Separación entre barrotes

$s$ : grosor de los barrotes

$C_{rej}$ : es un coeficiente de seguridad que toma el valor de 0.1 m en el caso de rejillas finas.

Se cumple con el criterio de velocidad. Seguidamente calculamos la pérdida de carga de la reja que viene dada por la misma expresión que en el caso de la reja gruesa.

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Siendo:

$K_1 = \left(\frac{1}{C}\right)^2 = 2.04$ , coeficiente de atascamiento. Donde  $C$  es el porcentaje de sección de paso que subsiste al atascamiento máximo tolerado, que tiene un valor del 70%.

$K_2 = 1.00$ , coeficiente de forma de los barrotes, que al ser rejillas de pletinas rectangulares adoptan el valor unidad.

$K_3 = 0.41$ , coeficiente de la sección de paso entre barrotes. Obtenido a través del mismo método que para el caso de la reja de gruesos.

$$\frac{e}{4} \cdot \left(\frac{2}{s} + \frac{1}{h}\right) = 0.13$$

$$\frac{E}{E+e} = 0.80$$

Obteniendo una pérdida de carga de 0.036 m, y resultando una altura de lámina tras el paso por la reja de 0.28 m.

#### - TAMIZ

Los tamices son filtros que se emplean para la separación de los sólidos de pequeño tamaño presentes en el agua, teniendo unas luces de malla de hasta 2 mm.

Del tamiz lo que interesa es la pérdida de carga que genera en el flujo por el canal. Para estimar estas pérdidas se hace uso de la siguiente expresión.

$$h = \frac{1}{C} \left( \frac{v^2 - u^2}{2g} \right)$$

Siendo:

$u$ : velocidad de aproximación

$v$ : velocidad de flujo a través de la apertura

$C$ : coeficiente de atascamiento

Se ha tomado como velocidad de aproximación 0,6 m/s, como velocidad de paso 0,9 m/s y el coeficiente de atascamiento de 0,7 obteniendo una pérdida de 3 cm. Con lo que la altura de lámina tras este es de 0,25 cm.

### 9.2.2.4 DESARENADOR-DESENGRASADOR AIREADO

Los desarenadores son estructuras en las que se produce la separación de las partículas superiores a 0.2 mm a través de la retención del agua durante el tiempo suficiente para que se decante estas. Para este caso al ser aireado, también realiza la función de desengrasador. Dichas grasas se acumulan en la superficie facilitando su extracción a través de una rasqueta.

El dimensionamiento de este tipo de estructura se basa en el fenómeno de sedimentación de partículas, pues las dimensiones del desarenador tienen que permitir que se sedimenten todas las partículas antes de llegar al final de este.

El diámetro mínimo de la partícula a eliminar es de 0.2 mm. Para este tamaño la velocidad crítica de arrastre de la partícula es de 0.27 m/s y la velocidad de sedimentación es de 0.023 m/s. Se recomienda las siguientes consideraciones.

- Carga hidráulica a caudal máximo  $\leq 35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$
- Velocidad horizontal  $< 0,15 \text{ m/s}$
- Tiempo de retención entre 10-15 min
- Anchura  $> 0,5 \text{ m}$
- Profundidad  $> 2 \text{ m}$
- Relación longitud/anchura en torno 4:1
- Suministro de aire de  $8 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$

Por lo que se supondrá un tiempo de retención de 13 min, una carga hidráulica de  $35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$  y una anchura media de 1,5 m.

Para estimar la superficie del desarenador y, por tanto, la longitud de este, se empleará la expresión de la carga hidráulica.

$$Ch = \frac{Q_{max}}{S} \quad \rightarrow \quad S = \frac{Q_{max}}{Ch} = \frac{227,02 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{35 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}} = 6,50 \text{ m}^2$$

Siendo:

$Ch$ : carga superficial mínima del desarenador

$Q_{max}$ : caudal máximo para el diseño del pretratamiento.

$S$ : superficie horizontal del desarenador.

Se procede a determinar el número de unidades a instalar y la relación entre el ancho y el largo. Se considera que el número de unidades necesarias son dos, para caso de averías y la relación ancho/longitud va a ser de 4.

La superficie unitaria de cada desarenador será:

$$Su (\text{m}^2) = \frac{S (\text{m}^2)}{2 \text{ ud}} = 3,25 \text{ m}^2$$

Siendo:

$Su (\text{m}^2)$ : superficie unitaria de cada desarenador.

Con lo que el ancho y la longitud serán:

$$a(m) = \sqrt{\frac{Su(m^2)}{r}} = \sqrt{\frac{3,25}{4}} = 0,9 m \rightarrow 1,0 m \text{ adoptados}$$

$$l(m) = a(m) \cdot r = 1,0 \cdot 4 = 4 m$$

Siendo:

$a(m)$ : ancho unitario del desarenador

$l(m)$ : longitud unitaria de cada desarenador

$r$ : relación ancho/longitud.

Para calcular el volumen mínimo del desarenador tenemos que basarnos en los siguientes tiempos de retención.

$$V = Q_{max} \cdot t_{rmax} = 227,02 \frac{m^3}{h} \cdot 5 \text{ min} \cdot \frac{1 h}{60 \text{ min}} \cong 16,92 m^3$$

$$V = Q_m \cdot t_{rm} = 45,4 \frac{m^3}{h} \cdot 20 \text{ min} \cdot \frac{1 h}{60 \text{ min}} \cong 15,13 m^3$$

Siendo:

$V$ : volumen total desarenador

$t_r$ : tiempo de retención hidráulico mínimo en el desarenador.

Posteriormente se procede al cálculo del volumen unitario, dividiendo entre dos el valor total, se obtiene un volumen unitario de  $8,5 m^3$ . Seguidamente adoptamos una profundidad de 3 metros en los cuales  $0,5 m$  son de profundidad recta y  $2,5 m$  de profundidad troncocónica.

Con lo que finalmente el volumen unitario del desarenador es el siguiente.

$$Vs(m^3) = Su(m^2) \cdot h1(m) = 4 m^2 \cdot 0,5 m = 2 m^3$$

$$Sb(m^2) = ab(m) \cdot l(m) = 0,5 m \cdot 4 m = 2 m^2$$

$$Vi(m^3) = \frac{Su(m^2) + Sb(m^2)}{2} \cdot h2(m) = 9 m^3$$

$$Vtd(m^3) = Vi(m^3) + Vs(m^3) = 11 m^3 > 8,5 m^3$$

Siendo:

$Vs$ : volumen de la zona superior

$Sb$ : superficie del fondo del desarenador.

$Vi$ : volumen de la zona inferior.

$Vtd(m^3)$ : volumen total del desarenador

Por tanto, se decide que las dimensiones de los dos desarenadores serán:

DESARENADOR	
Ancho (m)	1.00
Longitud (m)	4.00
Altura recta (m)	0.50
Altura troncocónica (m)	2.50

Tabla 45. Dimensiones del desarenador.

Teniendo en cuenta un resguardo de 30 cm la altura del desarenador será de 3.30 m.

Finalmente, pasamos a la comprobación del dimensionamiento del desarenador, a través del valor de la carga hidráulica que obtenemos de 28,38 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>h, siendo inferior a 35 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h. También se analiza el valor de la velocidad ascensional y el valor de la velocidad horizontal que vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$v_{asc} = \frac{Q}{S} = \frac{0.063}{1 \cdot 4} = 0.016 \frac{m}{s}$$

$$v_{horiz} = \frac{Q}{B \cdot h} = 0.021 \frac{m}{s}$$

Dado que valor de la velocidad ascensional es inferior a 0.023 m/s, y el valor de la velocidad horizontal es menor a 0.27 m/s las dimensiones del desarenador son correctas.

Con respecto a la extracción de arenas, estas se extraerán mediante una bomba sumergible que aspire las partículas concentradas en el fondo del desarenador. Esta bomba se encuentra acoplada a un puente móvil que recorrerá los 8 metros de longitud. Una vez salgan del desarenador se clasificarán a través de un clasificador y transportarán hasta el contenedor mediante un tornillo de Arquímedes.

En relación con el sistema de extracción de grasas, este cuenta con una paleta en dirección longitudinal al eje del desarenador, que empuja estas grasas que emergen gracias a los sopladores que posteriormente se dimensionará. Estas grasas son empujadas por la paleta hasta alcanzar un cuenco de extracción. De este cuenco son dirigidas a un concentrador de grasas y finalmente a un contenedor de retirada. El agua en exceso será devuelta al proceso.

Por último, el sistema de aireación con el que cuenta el desarenador debe de tener una capacidad mínima de 128 Nm<sup>3</sup>/h, obtenida a partir del caudal específico considerado de 8 m<sup>3</sup>/h/m<sup>2</sup> multiplicado por la superficie horizontal del decantador. Este sistema contará con dos soplantes de tipo émbolo rotativos con capacidad de 70 m<sup>3</sup>/h con 6 aireadores de burbuja gruesa.

#### 9.2.2.5 BALANCE DE CONTAMINANTES EN EL PROCESO DEL PRETRATAMIENTO

PRETRATAMIENTO			
	Rendimiento (%)	Entrada (mg/l)	Salida (mg/l)
<b>SS</b>	10	319	287
<b>DQO</b>	15	637	542
<b>DBO5</b>	15	343	292
<b>NTK</b>	5	59	56
<b>P</b>	0	5	5

Tabla 46. Balance de contaminantes en el proceso de pretratamiento.

### 9.2.3 10.2.3 TRATAMIENTO PRIMARIO

#### 9.2.3.1 TANQUE IMHOFF

Como ya se ha hablado en este documento el tanque Imhoff se divide en tres compartimentos:

- Cámara de sedimentación
- Cámara de digestión de lodos
- Área de ventilación y cámara de natas

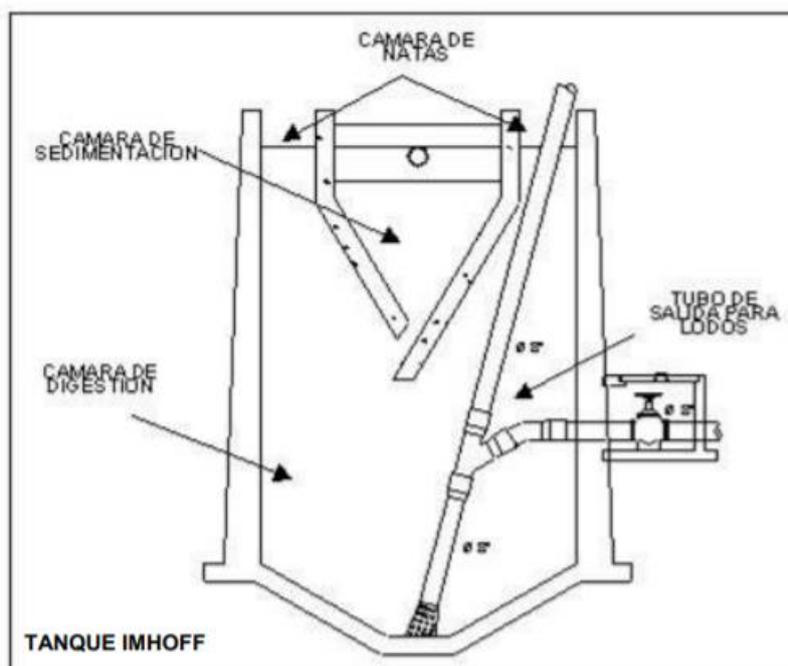


Figura 22. Esquema de funcionamiento de un Tanque Imhoff

#### - ADOPCIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO

Para el diseño del tanque partimos de los siguientes valores de diseño.

VALORES DE DISEÑO					
Parámetro	A Caudal Punta		A Caudal Medio		Unidades
Carga superficial	<2.5		<2.0		m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h
Tiempo de retención hidráulica	>2		>3		h
	<b>Temperatura</b>				
	10	12	14	16	°C
Edad de fango	90	85	75	65	Días

Figura 23. Parámetros de diseño de un Tanque Imhoff. Fuente Blog iAgua, Jorge Chamorro.

Se estima una temperatura media del agua de 14 °C, lo que correspondería una edad de fango de 75 días, pero se establecerá, a favor del buen funcionamiento del proceso, una edad de fango de 90 días.

#### - PRODUCCIÓN DE FANGOS

Seguidamente se procede al cálculo de la producción de fangos. Se estima un porcentaje de materia volátil a la entrada del 75%, un rendimiento de separación de los sólidos en suspensión del 65% y una reducción de la materia volátil del 45%.

$$P_{ss} = Qm \frac{m^3}{d} \cdot SSe \frac{Kg}{m^3} \cdot \rho_1 (\%) = 1089,70 \frac{m^3}{d} \cdot 0,287 \frac{Kg}{m^3} \cdot 0,65 = 203,28 \frac{Kg}{d}$$

Siendo:

$P_{ss}$ : producción de SS (Kg/d)

$Qm$ : caudal medio diario

$SSe$ : sólidos en suspensión del afluente

$\rho_1$ : rendimiento de separación de SS.

Seguidamente pasamos al cálculo de la materia volátil que contiene los sólidos en suspensión producidos.

$$MV_{ss} \frac{Kg}{d} = P_{ss} \frac{Kg}{d} \cdot P_{mv}(\%) = 203,28 \frac{Kg}{d} \cdot 0,75 = 152,46 \frac{Kg}{d}$$

Siendo:

$MV_{ss}$ : materia volátil dentro de los sólidos en suspensión.

$P_{mv}$ : porcentaje de materia volátil en los SS de entrada.

Lo restante que componen los sólidos en suspensión es la materia mineral, que se obtiene de la resta entre el total de sólidos y la parte volátil.

$$MM_{ss} \frac{Kg}{d} = P_{ss} \frac{Kg}{d} - MV_{ss} \frac{Kg}{d} = 203,28 \frac{Kg}{d} - 152,46 \frac{Kg}{d} = 50,82 \frac{Kg}{d}$$

Siendo:

$MM_{ss}$ : la porción de materia mineral contenida en los sólidos en suspensión

La materia volátil en los fangos sufre una reducción del 45%, como se ha comentado anteriormente, con respecto a la presente en los sólidos de entrada.

$$MV_f \frac{Kg}{d} = MV_{ss} \frac{Kg}{d} \cdot (1 - \rho_2)(\%) = 152,46 \frac{Kg}{d} \cdot (1 - 0,45) = 83,85 \frac{Kg}{d}$$

Siendo:

$MV_f$ : materia volátil dentro de los fangos

$\rho_2$ : reducción de la materia volátil.

Por lo que la producción de fangos total está formada por la materia volátil en estos más la materia mineral en su totalidad, añadiendo la producción de fangos que procede del decantador secundario, los cuales se desnitrifican en esta zona anaerobia del proceso.

$$\begin{aligned} P_f \frac{Kg}{d} &= MV_f \frac{Kg}{d} + MM_{ss} \frac{Kg}{d} + P_{fs} \frac{Kg}{d} = 83,85 \frac{Kg}{d} + 50,82 \frac{Kg}{d} + 264,86 \frac{Kg}{d} = \\ &= 399,53 \frac{Kg}{d} \end{aligned}$$

Siendo:

$P_f$ : producción de fangos del tanque Imhoff

$P_{fs}$ : fangos procedentes del decantador secundario

- VOLUMEN DE FANGOS

Teniendo en cuenta que se estima una concentración de fangos del 5% y se supone que la densidad del agua no varía con la presencia de fangos, obtenemos en volumen de caudal diario que se genera de fangos dentro del tanque.

$$Qd \frac{m^3}{d} = \frac{Pf \frac{Kg}{d}}{C \cdot D \left(\frac{Kg}{m^3}\right)} = \frac{400 \frac{Kg}{d}}{0,05 \cdot 1000 \left(\frac{Kg}{m^3}\right)} = 8 \frac{m^3}{d}$$

Siendo:

$Qd$ : caudal diario de lodos generados en el tanque

$C$ : concentración de sólidos en suspensión en la mezcla

$D$ : densidad de la mezcla.

- CÁLCULO DEL VOLUMEN DE LA ZONA DE FANGOS

Para el cálculo del volumen mínimo de la zona de fangos, es necesario conocer la edad de fango, como este caso, en el que es de 90 días, en el caso más desfavorable, de menor temperatura.

$$V(m^3) = \theta (d) \cdot Qd \frac{m^3}{d} = 90 d \cdot 8 \frac{m^3}{d} = 720 m^3$$

Siendo:

$V$ : volumen de fangos a extraer a los 90 días.

$\theta$ : edad de fango.

- CALCULO DE LAS DIMENSIONES EN PLANTA

Se adoptan dos tanques Imhoff en paralelo. Se establece una altura de tanque de 4 m, y una relación longitud/ancho de 3.

Con lo que para calcular el volumen de cada tanque hacemos uso del volumen mínimo requerido para alojar los fangos. Primeramente, conocemos que el volumen unitario de cada tanque es el siguiente.

$$Vu(m^3) = \frac{V(m^3)}{N (ud)} = \frac{720 (m^3)}{2 (ud)} = 360 m^3$$

Siendo:

$Vu$ : volumen de cada uno de los tanques.

$N$ : número de tanques en paralelo.

Seguidamente se calcula la superficie mínima requerida dividiendo el volumen entre la altura estimada del tanque.

$$Su(m^2) = \frac{Vu(m^3)}{h (m)} = \frac{360 (m^3)}{4 (m)} = 90 m^2$$

Siendo:

$Su(m^2)$ : superficie en planta de cada uno de los tanques.

$h (m)$ : profundidad del tanque.

Se obtiene el cálculo del ancho y la longitud a partir de la superficie conocida y la relación longitud/anchura.

$$A(m) = \sqrt{\frac{Su(m^2)}{r}} = \sqrt{\frac{90 (m^2)}{3}} \cong 5,5 m \quad \rightarrow \quad l(m) = A(m) \cdot r = 5,5 m \cdot 3 = 16,5 m$$

Siendo:

$A(m)$ : ancho del tanque

$l(m)$ : longitud del tanque.

$r$ : relación longitud/ancho.

Con lo que finalmente la superficie unitaria y el volumen total de los decantadores es el siguiente.

$$Su(m^2) = A(m) \cdot l(m) = 5,5(m) \cdot 16,5 (m) = 90,75 m^2$$

$$V(m^3) = Su(m^2) \cdot h(m) \cdot N (ud) = 90,75(m^2) \cdot 4 (m) \cdot 2(ud) = 726 m^3 > 720 m^3$$

#### - CÁLCULO DE DIMENSIONES DEL DECANTADOR

Conocidos la longitud, el ancho y el número de tanques se procede al cálculo de las dimensiones del decantador. Se determina una altura de decantador de 2 m y 1 decantador por cada tanque Imhoff. Seguidamente estableciendo la anchura del área de ventilación de 0,5 metros a cada lado del decantador, obtenemos el ancho de este.

$$a(m) = A(m) - 1,3 m = 5,5(m) - 1,3 (m) = 4,2 m$$

Siendo:

$a(m)$ : ancho del decantador.

Seguidamente obtenemos la superficie de decantación por cada tanque y el total, junto con el volumen total del decantador.

$$Sud (m^2) = a(m) \cdot l(m) = 4,2 m \cdot 16,5m = 69,3 m^2$$

$$Sut (m^2) = Sud (m^2) \cdot N (ud) = 69,3 m^2 \cdot 2 = 138,6 m^2$$

$$Vut (m^3) = Sut (m^2) \cdot h(m) = 138,6 m^2 \cdot 2 m = 277,2 m^3$$

Siendo:

$Sud$ : superficie unitaria de decantación por Imhoff.

$Sut$ : superficie total de decantación.

$Vut$ : volumen total de decantación.

#### - VERIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA DECANTACIÓN

A través de los cálculos anteriores se ha estimado las siguientes dimensiones de superficie y volumen del Imhoff.

$$Sut (m^2) = 138,6 m^2$$

$$Vut (m^3) = 277,2 m^3$$

$$CS \text{ a } Q \text{ medio} \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) = \frac{45,40 \frac{m^3}{h}}{138,6 m^2} = 0,33 < 1,00 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

$$CS \text{ a } Q \text{ punta} \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) = \frac{108,97 \frac{m^3}{h}}{138,6 m^2} = 0,79 < 2,50 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

$$TRH \text{ a } Q \text{ medio} (h) = \frac{277,2 m^3}{45,40 \frac{m^3}{h}} = 6,10 h > 3 h$$

$$TRH \text{ a } Q \text{ punta} (h) = \frac{277,2 m^3}{108,97 \frac{m^3}{h}} = 2,54 h > 2 h$$

- DIMENSIONES FINALES DEL TANQUE IMHOFF

Al final se obtiene un tanque Imhoff de 16,5 m de largo, de 11 metros de ancho en el que se ubican dos sedimentadores de 4,2 metros de ancho cada uno. La profundidad total de la zona de fangos será de 4 m y la profundidad del decantador será de 2 m.

**9.2.3.2 CALIDAD DEL AGUA A LA SALIDA DEL TANQUE IMHOFF**

Seguidamente se muestran los rendimientos de eliminación de los diferentes parámetros del tanque Imhoff, y los valores de estos a la entrada y la salida de este. El rendimiento de reducción del NTK se consigue a través del Imhoff como zona anóxica, donde se aumentan los rendimientos a través de la recirculación de parte del fango que se extrae de la decantación secundaria.

TANQUE IMHOFF			
	Rendimiento (%)	Entrada (mg/l)	Salida (mg/l)
SS	65	287	100
DQO	30	542	379
DBO5	35	292	190
NTK	10	56	50
P	5	5	5

Tabla 47. Balance de contaminantes en el proceso de depuración primario

## 9.2.4 TRATAMIENTO SECUNDARIO

### 9.2.4.1 ARQUETA REPARTO DE CAUDALES PROCEDENTES DEL IMHOFF Y LA RECIRCULACIÓN.

Esta arqueta contiene varios compartimentos conectados entre sí por válvulas compuerta que hacen posible el paso del funcionamiento en serie a paralelo y viceversa. En esta van a parar las aguas clarificadas de la recirculación y las aguas procedentes del Imhoff. Seguidamente en las dos cámaras laterales se dispone de un equipo de bombeo que alimenta al sistema de distribución de cada uno de los lechos.

Esta está formada por los siguientes compartimentos.

1. Recepción del tratamiento primario
2. Recepción de la arqueta de recirculación.
3. Cámara de bombeo lecho 1
4. Cámara de bombeo lecho 2

Para el diseño de los distintos compartimentos hacemos uso de los siguientes parámetros de diseño.

PARÁMETRO	Q max	Q med
Carga superficial (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> h)	< 500	< 100
Tiempo de retención hidráulico (TRH)(s)	> 15	> 60

Tabla 48. Parámetros de diseño de arquetas de reparto de caudal.

1. Recepción del tratamiento primario

$$Q_m = 45,4 \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{max} = 108,97 \frac{m^3}{h}$$

$$S = \frac{Q_m}{C_s} = \frac{45,4 \frac{m^3}{h}}{100 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 0,45 m^2$$

$$S = \frac{Q_{max}}{C_s} = \frac{108,97 \frac{m^3}{h}}{500 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 0,23 m^2$$

$$S_f = 1 m^2$$

$$t_r = \frac{V}{Q_m} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_{r \max} \cdot Q_m}{S} = \frac{60 s \cdot 0,013 \frac{m^3}{s}}{1 m^2} = 0,78 m$$

$$t_r = \frac{V}{Q_{max}} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_{r \max} \cdot Q_{max}}{S} = \frac{15 s \cdot 0,030 \frac{m^3}{s}}{1 m^2} = 0,45 m$$

$$H_f = 1 m$$

2. Recepción del bombeo de recirculación.

$$Qm = 45,4 \frac{m^3}{h}$$

$$Qmax = 108,97 \frac{m^3}{h}$$

$$S = \frac{Qm}{Cs} = \frac{45,4 \frac{m^3}{h}}{100 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 0,45 m^2$$

$$S = \frac{Qmax}{Cs} = \frac{108,97 \frac{m^3}{h}}{500 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 0,23 m^2$$

$$Sf = 1 m^2$$

$$t_r = \frac{V}{Qm} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_{r \max} \cdot Qm}{S} = \frac{60 s \cdot 0,013 \frac{m^3}{s}}{1 m^2} = 0,78 m$$

$$t_r = \frac{V}{Qmax} = \frac{S \cdot H}{Q} \rightarrow H = \frac{t_{r \max} \cdot Qmax}{S} = \frac{15 s \cdot 0,030 \frac{m^3}{s}}{1 m^2} = 0,45 m$$

$$Hf = 1 m$$

Siendo:

*Sf*: superficie de implantación del compartimento

*Hf*: altura de implantación del compartimento

*t<sub>r</sub>*: tiempo de retención hidráulico

*Qm*: caudal medio de llegada al compartimento

*Qmax*: caudal máximo de llegada al compartimento

En este caso se va a implantar una arqueta de recepción del caudal de Imhoff con una superficie de 5,8 m<sup>2</sup>, ya que tiene que albergar la salida al by-pass previo al bombeo hacia los lechos. La profundidad de esta será de 1.2 m.

Con respecto a la arqueta de recepción del secundario contará con una superficie de 3.8 m<sup>2</sup>, y con una profundidad de 1.2 m.

### 3. Salida el lecho 1 y lecho 2

En el caso del equipo de bombeo los parámetros de diseño son el caudal medio y el caudal punta. El caudal medio corresponde a 45,4 m<sup>3</sup>/s y el caudal punta a 108,97 m<sup>3</sup>/s, este rango de caudales deben de ser cubiertos por el equipo de bombeo que se disponga. El número de bombas a disponer serán dos, pero se introduce una más de reserva en caso de avería. El caudal de diseño de estas es de 60 m<sup>3</sup>/h, ya que comprende la mitad del caudal punta.

En primer lugar, se procede al cálculo de un diámetro de predimensionamiento para la conducción forzada para una velocidad estimada de 1 m/s, a través de la ecuación de la tasa de flujo volumétrico.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Siendo:

Q: caudal en m<sup>3</sup>/s.

V: velocidad del flujo en m/s.

D: diámetro en m.

Con estos diámetros se ha decidido la implantación de un diámetro de impulsión de 150 mm. Conocidos los diámetros y los caudales, obtenemos las correspondientes velocidades en la impulsión y en el tramo en presión.

Seguidamente a través de la ecuación de Darcy-Weisbach calculamos la pérdida de carga que se produce en las dos conducciones. Para el cálculo del factor de fricción se hace uso de la ecuación de Swamee-Jain.

$$Re = \frac{D \cdot V}{\nu}$$

$$\varepsilon = \frac{e}{D}$$

$$f = \frac{0.25}{\left(\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.70} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2}$$

$$H_f = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L$$

Siendo:

$H_f$ : pérdida de carga debida a la fricción en mca.

$\nu$ : viscosidad cinemática en este caso del agua que es 1e<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s

$e$ : el espesor de la rugosidad absoluta, en el caso de Fundición.

$f$ : factor de fricción

$\varepsilon$ : rugosidad relativa.

$Re$ : Reynolds del fluid

$D$ : diámetro interior en m.

$V$ : velocidad del fluido en m/s.

$g$ : aceleración de la gravedad m<sup>2</sup>/s.

$L$ : longitud (m).

En relación con las pérdidas localizadas, son las relacionadas a los codos, reducciones, paso por válvulas, unión de tuberías, etc. Estas pérdidas localizadas se obtienen a través de un factor "K" el cual se multiplica por la "altura de la velocidad".

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

Siendo:

$H_v$ : pérdida localizada en mca.

$K$ : coeficiente determinado de forma empírica.

$v$ : velocidad del fluido en m/s.

$g$ : aceleración de la gravedad  $m^2/s$ .

Sumando ambas pérdidas más la altura geométrica, que la definimos como la diferencia de cota de la lámina de agua en unos 9 m, obtenemos la altura manométrica con la que la bomba nos va a proporcionar para los diferentes caudales. Esto queda representado a través de la curva de impulsión.

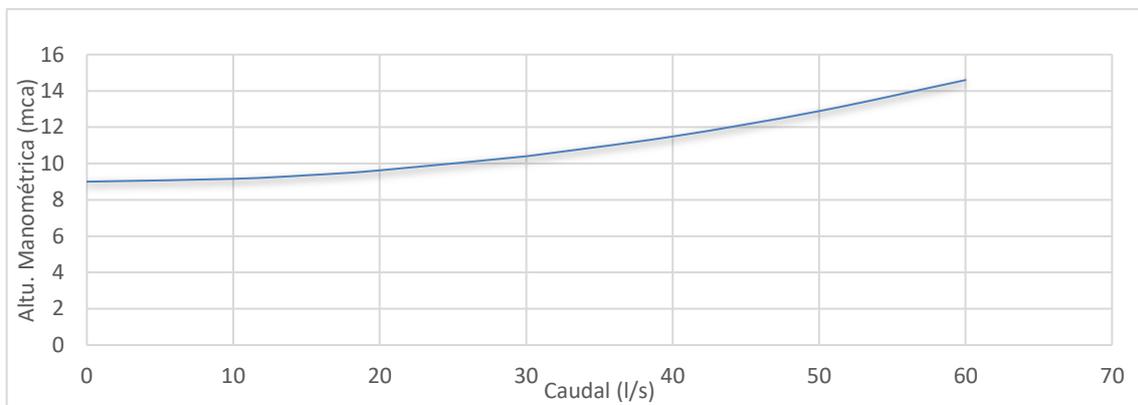


Figura 24. Representación de la curva de impulsión desde la arqueta de reparto hasta los distribuidores del lecho.

El volumen mínimo del pozo de bombeo se estima a través de un número de arranques por hora, el que se establece en 10 arranques a la hora como máximo. Con este dato y a través de la siguiente expresión se establece el volumen mínimo del pozo de bombeo.

$$V_{min} (m^3) = \frac{0,9 \cdot Qb \left(\frac{l}{s}\right) \cdot K}{z} = \frac{0,9 \cdot 15,13 \left(\frac{l}{s}\right) \cdot 1,4}{10} \cong 1,91 m^3$$

Siendo:

$Qb \left(\frac{l}{s}\right)$ : caudal bombeado por una de las bombas

$K$ : coeficiente que depende del número de bombas

$z$ : número máximo de arranques a la hora.

Para el cálculo de las dimensiones mínimas en planta del pozo de se hace uso de las siguientes expresiones:

$$l(m) = 0,105 \cdot n \cdot \sqrt{Qb \left(\frac{l}{s}\right)} \cong 1,22 m$$

$$a (m) = 0,25 \cdot \sqrt{Qb \left(\frac{l}{s}\right)} \cong 0,97 m$$

$$hm (m) = 0,2 \cdot \sqrt[4]{Qb \left(\frac{l}{s}\right)} = 0,40 m$$

Siendo:

$l(m)$ : longitud del pozo del bombeo

$a (m)$ : anchura del pozo de bombeo

$hm (m)$ : altura mínima del pozo de bombeo.

$n$ : número de bombas

Finalmente se establecen las siguientes dimensiones para la arqueta de bombeo:

Altura: 1,2 m

Ancho: para que se puedan instalar las tres bombas, de 2,4 m

Largo: 1,2 m.

### 9.2.4.2 LECHO BACTERIANO

El lecho bacteriano es el responsable de reducir la carga contaminante orgánica que se encuentra en estado coloidal o disuelto.

Este tratamiento secundario de lecho bacteriano está constituido por los lechos bacterianos de media carga y la decantación.

- Determinar caudales de diseño.

Seguidamente se muestran los caudales que entran en los lechos y en los decantadores dependiendo de que la planta funcione en serie o en paralelo, el caudal de recirculación se justifica posteriormente.

#### Funcionamiento en serie

Qm (m3/h): caudal medio de alimentación=	45.4 m3/h
Qp (m3/h): caudal punta de alimentación=	108.97 m3/h
Qr (m3/h): caudal de recirculación=	45.4 m3/h
Qml (m3/h): caudal medio horario entrada a lechos = Qm (m3/h) + Qr(m3/h)=	90.8 m3/h
Qpl (m3/h): caudal punta horario entrada a lechos = Qp (m3/h) + Qr (m3/h) =	154.37 m3/h

#### Funcionamiento en paralelo

Qm (m3/h): caudal media de alimentación=	45.4 m3/h
Qp (m3/h): caudal punta de alimentación=	108.97 m3/h
Qr (m3/h): caudal de recirculación=	108.97 m3/h
Qml (m3/h): caudal medio horario entrada a lechos = Qm (m3/h) + Qr(m3/h) =	154.37 m3/h
Qpl (m3/h): caudal punta horario entrada a lechos = Qp (m3/h) + Qr (m3/h) =	217.94 m3/h

#### Caudales adoptados por lecho unitario

Qml (m3/h): caudal medio horario entrada a lechos =	90.8 m3/h
Qpl (m3/h): caudal punta horario entrada a lechos =	154,37 m3/h

- Establecimiento de los datos de diseño

Los datos de diseño no dejan de ser iguales a los utilizados para los procesos anteriores. En el caso de los datos hidráulicos es necesario conocer el caudal medio y caudal punta de agua que llega a la planta. En cuanto a los contaminantes, se conocen las concentraciones de estos a la salida del tratamiento primario del Imhoff.

- Definición de los parámetros de diseño.

Los parámetros de diseño para un lecho bacteriano son la carga orgánica, la carga hidráulica y la superficie específica, en el caso del lecho. Para el caso del decantador, los parámetros que definen el diseño son la carga superficial y el tiempo de retención.

- Establecimiento de la DBO5 de salida

Conocido el valor límite de DBO5 con el que se quiere que salga el efluente del proceso, conocemos el rendimiento de eliminación de este, des cual depende varios parámetros de diseño. Sabiendo que la concentración a alcanzar no debe exceder de 20 mg/l, se obtiene un rendimiento del 90 % de eliminación de DBO5.

$$DBO5s \left( \frac{mg}{l} \right) = DBO5e \left( \frac{mg}{l} \right) \cdot (1 - \rho_1) = 190 \left( \frac{mg}{l} \right) \cdot (1 - 0,89) = 21 \frac{mg}{l}$$

- Cálculo de la recirculación agua clarificada.

La DBO5 de entrada al lecho no debe de ser mayor a 150 mg/l con lo que es necesario reconducir el agua que sale del clarificador con una concentración media de 20 mg/l hacia la zona anterior al lecho bacteriano. Para el cálculo de esta recirculación se utiliza la siguiente expresión.

$$r(\%) = \frac{DBO5e \left(\frac{mg}{l}\right) - 150 \left(\frac{mg}{l}\right)}{150 \left(\frac{mg}{l}\right) - DBO5s \left(\frac{mg}{l}\right)} = \frac{190 \left(\frac{mg}{l}\right) - 150 \left(\frac{mg}{l}\right)}{150 \left(\frac{mg}{l}\right) - 21 \left(\frac{mg}{l}\right)} = 31\% < 100\%$$

Se escoge una recirculación del 100% ya que al menos se debe de recircular esta.

Siendo:

$r(\%)$ : tasa de recirculación

$DBO5e$ : concentración de materia orgánica en el afluente

$DBO5s$ : concentración de materia orgánica en el efluente

Seguidamente se procede al cálculo de la concentración de DBO5 a la entrada del lecho, según la siguiente fórmula.

$$DBO5el \left(\frac{mg}{l}\right) = \frac{DBO5e \left(\frac{mg}{l}\right) \cdot Qp \left(\frac{m^3}{h}\right) + DBO5s \left(\frac{mg}{l}\right) \cdot Qm \left(\frac{m^3}{h}\right) \cdot r(\%)}{Qp \left(\frac{m^3}{h}\right) + Qm \left(\frac{m^3}{h}\right) \cdot r(\%)} = 140,30 \left(\frac{mg}{l}\right) < 150 \left(\frac{mg}{l}\right)$$

Siendo:

$DBO5el \left(\frac{mg}{l}\right)$ : concentración de DBO5 una vez ingresada el agua de recirculación.

$Qp \left(\frac{m^3}{h}\right)$ : caudal punta de entrada al tratamiento secundario.

Cumpliendo con la limitación de la DBO5 de entrada.

- Definición del material soporte y los parámetros de entrada

El material soporte a emplear, será el formado por material plástico, del cual depende los siguientes parámetros de diseño, al igual que del porcentaje de reducción de la materia orgánica disuelta.

Parámetros de diseño Lechos Bacterianos								
	Relleno pétreo				Relleno plástico			
Reducción DBO5	60%	70%	80%	90%	60%	70%	80%	90%
Carga orgánica (KgDBO5/m3/d)	1.6	1.4	1.3	0.8	3	2.5	2	1.5
Carga Hidráulica (m3/m2/h)	< 1.5 y > 0.8				< 3.5 y > 1.5			
Superficie específica (m2/m3)	> 60				> 130			

Figura 25. Parámetros de diseño de los lechos bacterianos. Fuente: blog iAgua, de Jorge Chamorro.

Se escoge las cargas hidráulicas mínima para que se transporte la biopelícula desprendida hacia el fondo del lecho, y la máxima para que no se produzca un lavado del filtro.

- Cálculo del volumen de los lechos.

Se obtiene el valor de la carga de materia orgánica a la entrada de los lechos a través de la siguiente expresión.

$$\begin{aligned} \text{Carga media} \left(\frac{KgDBO5el}{d}\right) &= Qm \left(\frac{m^3}{d}\right) + Qm \left(\frac{m^3}{h}\right) \cdot r(\%) \cdot DBO5el \left(\frac{Kg}{m^3}\right) = \\ &= 2179,2 \left(\frac{m^3}{d}\right) \cdot 0,1055 \left(\frac{Kg}{m^3}\right) = 229,91 \left(\frac{KgDBO5el}{d}\right) \end{aligned}$$

Se conoce así, la carga media con la que opera los lechos en serie.

Con la carga media conocida y la carga orgánica definida como 1,5 kgDBO5/m3/d, se procede al cálculo del volumen mínimo necesario para el lecho bacteriano.

$$V(m^3) > \frac{\text{Carga} \left( \frac{KgDBO5el}{d} \right)}{CO \left( \frac{Kg}{\frac{m^3}{d}} \right)} > \frac{229,91 \left( \frac{KgDBO5el}{d} \right)}{1,5 \left( \frac{Kg}{\frac{m^3}{d}} \right)} > 193,27 m^3$$

- Definición de la altura del lecho.

El lecho al ser de relleno plástico debe tener una altura superior a los 4 m, para este caso se establece una altura de 4 m para el diseño del filtro percolador.

- Cálculo de número de unidades a instalar y dimensiones en planta.

Se establecerán dos lechos que funcionarán en paralelo o en serie, permitiendo así una mayor flexibilidad en la explotación de la planta, y mejorando la seguridad en la planta.

$$Su (m^2) = \frac{V (m^3)}{h (m)} = \frac{193,27 m^3}{4 (m)} \cong 48,32 m^2$$

Siendo:

$Su (m^2)$ : superficie unitaria de cada lecho bacteriano

$h (m)$ : altura del lecho bacteriano.

$$Du (m) = \sqrt{\frac{4 \cdot Su (m^2)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 48,32 (m^2)}{\pi}} \cong 8 m$$

Siendo:

$Du (m)$ : diámetro unitario del lecho percolador.

- Cálculo de las dimensiones del lecho y verificación de los parámetros de diseño

El lecho tiene las siguientes dimensiones. En cuanto a la superficie que ocupa y el volumen se tienen los siguientes resultados.

$$Su (m^2) = \pi \cdot \frac{Du (m)^2}{4} = \pi \cdot \frac{8 (m)^2}{4} = 50,27 m^2$$

$$Vu(m^3) = Su (m^2) \cdot h (m) = 50,27 m^2 \cdot 4 m = 201,08 m^3$$

Para verificar las cargas hidráulicas se hace uso de las siguientes expresiones

$$\begin{aligned} CHm \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) &= \frac{Qm \left( \frac{m^3}{d} \right) + Qm \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot r(\%)}{Su (m^2)} = \frac{45,4 \left( \frac{m^3}{d} \right) + 45,4 \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot 1,00(\%)}{50,27 (m^2)} = \\ &= 1,81 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} > 1,5 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CHp \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) &= \frac{Qp \left( \frac{m^3}{d} \right) + Qm \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot r(\%)}{Su (m^2)} = \frac{108,97 \left( \frac{m^3}{d} \right) + 45,4 \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot 1,00(\%)}{50,27 (m^2)} = \\ &= 3,07 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} < 3,00 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \end{aligned}$$

Siendo:

$CHm \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)$ : carga hidráulica a caudal medio.

$CHp \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)$ : carga hidráulica a caudal punta.

- Recalcular el diámetro necesario

$$Su (m^2) > \frac{Qp \left( \frac{m^3}{d} \right) + Qm \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot r(\%)}{CHp \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} > \frac{108,97 \left( \frac{m^3}{d} \right) + 45,4 \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot 1,00(\%)}{3,00 \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} > 51,46 m^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow Du (m) = \sqrt{\frac{4 \cdot Su (m^2)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 51,46 (m^2)}{\pi}} \cong 8,1 m$$

Con lo que los lechos estarán formados por dos tanques cilíndricos de diámetro 6,3 m y altura 4 m. Seguidamente se procede a la verificación de la carga hidráulica.

$$CHm \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) = \frac{Qm \left( \frac{m^3}{d} \right) + Qm \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot r(\%)}{Su (m^2)} = \frac{45,4 \left( \frac{m^3}{d} \right) + 45,4 \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot 1,00(\%)}{51,53 (m^2)} =$$

$$= 1,76 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} > 1,5 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

$$CHp \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) = \frac{Qp \left( \frac{m^3}{d} \right) + Qm \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot r(\%)}{Su (m^2)} = \frac{108,97 \left( \frac{m^3}{d} \right) + 45,4 \left( \frac{m^3}{h} \right) \cdot 1,00(\%)}{51,53 (m^2)} =$$

$$= 2,99 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} < 3,00 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

- Fuerza de lavado

En este caso al ser un lecho con sistema de distribución del agua residual móvil, la intensidad o fuerza de lavado por brazo o por rotación depende de la carga hidráulica aplicada y de las características del sistema de distribución, siguiendo la siguiente expresión.

$$F_L = \frac{q_A \cdot 1000}{a \cdot n}$$

Siendo:

$F_L$ : fuerza de lado (mm/paso)

$a$ : número de brazos rotatorios de distribución del agua de alimentación al lecho

$n$ : número de rotaciones por hora del sistema de distribución ( $h^{-1}$ )

$q_A$ : carga hidráulica media incluyendo la recirculación (m/h)

Durante la operación normal se exigen unos valores de intensidad de lavado entre los 8 y 10 mm, para conseguir un adecuado arrastre del fango en exceso, y valores entre 20 y 100 mm para realizar procesos de lavado durante la noche.

Fijamos el número de brazos en 4 para una mejor dispersión del agua sobre el lecho. Con este número fijado se recomienda para el uso normal una frecuencia de paso de 40 veces por hora en caso normal, y en caso de lavado periódico nocturno de un paso de 4 veces a la hora.

- Superficie de los huecos para aireación natural

En el caso de relleno plástico la superficie de huecos para que se produzca la aireación natural es el 10 % de la superficie de lecho. Como ya se ha comentado en este sistema de depuración el aire entra en el proceso sin necesidad de ser impulsado por ningún tipo de soplante, ya que se airea a través del efecto chimenea, ya explicado en este documento.

Para el cálculo de la superficie mínima de huecos para la aireación natural, primero se calcula la superficie de aireación necesaria.

$$Shm(m^2) = \frac{St(m^2) \cdot Pshm(\%)}{N (ud)} = \frac{72,64(m^2) \cdot 0,1(\%)}{2(ud)} = 3,63 m^2$$

Siendo:

$Shm(m^2)$ : superficie mínima de huecos.

$Pshm(\%)$ : porcentaje de superficie total destinado a un mínimo de huecos.

Seguidamente se estima que la longitud de los huecos debe ser el 90 % de la longitud del perímetro.

$$Lt (m) = 0,9 \cdot \pi \cdot D(m) = 0,9 \cdot \pi \cdot 6,5(m) = 18,38 m$$

Siendo:

$Lt (m)$ : longitud total de huecos.

$D(m)$ : diámetro del tanque que contiene los lechos.

Conocida la longitud de huecos y la superficie necesaria, pasamos al cálculo de la altura de huecos.

$$Hhm(m) = \frac{Shm(m^2)}{Lt (m)} = 0,20 m$$

Siendo:

$Hhm(m)$ : altura mínima de huecos.

Con lo que finalmente se establece que los huecos dispongan de una altura de 0,2 m, una longitud de hueco de 0,5 m y 36 huecos. Los que hace un total de superficie de huecos de aireación de 3,6 m<sup>2</sup> cumpliendo con el mínimo.

### 9.2.4.3 DECANTADOR SECUNDARIO

- Datos y parámetros de diseño.

Los datos a tener en cuenta para el dimensionamiento del decantador son los hidráulicos, tanto el caudal medio como el caudal punta de entrada a la planta.

En cuanto a los parámetros de diseño para establecer las dimensiones del decantador, se establecen unos límites en los calores de carga superficial y en el tiempo de retención hidráulico.

Parámetros de diseño del decantador secundario en Lechos Bacterianos		
	Caudal punta	Caudal medio
Carga superficial (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h)	< 3,0	< 1,5
Tiempo de retención hidráulico (h)	> 1	> 2

Tabla 49. Parámetros de diseño del decantador secundario. Fuente: blog iAgua de Jorge Chamorro.

- Superficie mínima necesaria

Para obtener la superficie mínima necesaria para el decantador secundario, se utiliza el parámetro de la carga superficial para los distintos caudales que pueden entrar en el proceso. A través de las siguientes expresiones, obtenemos las siguientes superficies mínimas requeridas.

$$St = \frac{Q_{ml} \left( \frac{m^3}{h} \right)}{CHm \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} = \frac{154,37 \left( \frac{m^3}{h} \right)}{1,5 \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} > 103 \text{ m}^2$$

$$St = \frac{Q_{pl} \left( \frac{m^3}{h} \right)}{CHp \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} = \frac{217,94 \left( \frac{m^3}{h} \right)}{3 \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} > 72,65 \text{ m}^2$$

Siendo:

*CHm*: carga hidráulica máxima para el caudal medio en el afluente.

*CHp*: carga hidráulica máxima para caudal punta en el afluente.

*St*: superficie total del proceso de decantación.

- Número de unidades a instalar y las dimensiones unitarias en planta

Como en el caso de los lechos, se implantarán dos unidades de decantación que trabajarán en paralelo o en serie tras los filtros percoladores. Esto significa que la superficie unitaria mínima es la mitad de la anteriormente obtenida.

En cuanto al volumen que ocupa el decantador se establece a través de las recomendaciones impuestas sobre el tiempo de retención hidráulica, haciendo uso de las siguientes expresiones

$$TRHm(h) = \frac{Vt(m^3)}{Q_{ml} \left( \frac{m^3}{h} \right)} > 2 \text{ h} \rightarrow$$

$$\rightarrow Vt(m^3) = TRHm(h) \cdot Q_{ml} \left( \frac{m^3}{h} \right) > 308,74 \text{ m}^3$$

$$TRHp(h) = \frac{Vt(m^3)}{Qpl\left(\frac{m^3}{h}\right)} > 1 h \rightarrow$$

$$\rightarrow Vt(m^3) = TRHp(h) \cdot Qpl\left(\frac{m^3}{h}\right) > 217.94 m^3$$

Siendo:

$TRHm(h)$ : tiempo de retención hidráulica a caudal medio.

$TRHp(h)$ : tiempo de retención hidráulica a caudal punta.

$Vt(m^3)$ : volumen total de los decantadores.

Seguidamente se obtiene la altura del decantador que no debe de superar los 4 m, en el caso de que esto ocurra se debe recalcular las dimensiones en planta del decantador. La altura se calcula a través de la siguiente expresión.

$$h(m) = \frac{Vt(m^3)}{St(m^2)} = \frac{308,74 m^3}{103 m^2} \cong 3,0 m$$

- Determinación de las dimensiones de los decantadores.

El decantador al ser cilíndrico es necesario conocer su diámetro, a través de la siguiente expresión.

$$Du(m)^2 = \sqrt{\frac{4 \cdot St}{\pi}} = 8,1 m$$

$$Suf(m^2) = \pi \cdot \frac{Du(m)^2}{4} = 51,53 m^2$$

Siendo:

$Du(m)$ : diámetro unitario del lecho percolador.

$Su(m^2)$ : superficie unitaria del decantador.

$Suf(m^2)$ : superficie unitaria final del decantador

Una vez conocida la superficie pasamos a la obtención del volumen, una vez conocida la altura, que se estimó anteriormente.

$$Vuf(m^3) = Suf(m^2) \cdot h(m) = 51,53 m^2 \cdot 3 m = 154,59 m^3 \rightarrow$$

$$\rightarrow Vt = 154,59 m^3 \cdot 2 = 309,18 m^3 > 308,74 m^3$$

- Producción de fangos.

La producción de fangos se calcula en base a la siguiente expresión.

$$Pf\left(\frac{Kg}{d}\right) = Qm\left(\frac{m^3}{d}\right) \cdot \left( DBO5e\left(\frac{Kg}{m^3}\right) - DBO5s\left(\frac{Kg}{m^3}\right) \right) \cdot \zeta\left(\frac{Kg}{Kg}\right)$$

Siendo:

$Pf\left(\frac{Kg}{d}\right)$ : producción de fangos diaria.

$Qm\left(\frac{m^3}{d}\right)$ : caudal medio diario.

$\zeta \left( \frac{Kg}{Kg} \right)$ : tasa de producción de fangos expresada como Kg de sólidos en suspensión formados por Kg de DBO5 eliminada.

Para el cálculo de la tasa de fangos se utiliza la siguiente expresión, que depende de un factor “r” que representa la relación entre las concentraciones de sólidos en suspensión y la concentración de DBO5 a la entrada.

$$\zeta \left( \frac{KgSS}{KgDBO5eliminada} \right) = 0,515 + 0,64 \cdot r = 0,515 + 0,64 \cdot 0,53 = 0,85$$

$$r = \frac{SSe \left( \frac{mg}{l} \right)}{DBO5e \left( \frac{mg}{l} \right)} = \frac{SSe \left( \frac{mg}{l} \right)}{DBO5e \left( \frac{mg}{l} \right)} = \frac{100 \left( \frac{mg}{l} \right)}{190 \left( \frac{mg}{l} \right)} = 0,53$$

Siendo:

r: relación entre los SS y la DBO5 a la entrada del lecho.

SSe  $\left( \frac{mg}{l} \right)$ : sólidos en suspensión a la entrada del proceso.

Una vez conocido el valor de la tasa de producción de fangos, se procede al cálculo de la producción de fangos diaria.

$$Pf \left( \frac{Kg}{d} \right) = 1089,6 \left( \frac{m^3}{d} \right) \cdot \left( 0,190 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) - 0,021 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \right) \cdot 0,85 \left( \frac{Kg}{Kg} \right) = 157 \frac{Kg}{d}$$

Estos fangos junto con los que aporta el afluente son decantados en el decantador secundario, eliminando parte de estos, haciendo que en efluente se encuentre una concentración de 10 mg/l de sólidos en suspensión.

Los sólidos en suspensión totales que entran al decantador son los siguientes.

$$SSel \left( \frac{Kg}{d} \right) = Qm \left( \frac{m^3}{d} \right) \cdot SSe \left( \frac{Kg}{m^3} \right) + r \cdot Qm \left( \frac{m^3}{d} \right) \cdot SSs \left( \frac{Kg}{m^3} \right) =$$

$$= 1089,6 \left( \frac{m^3}{d} \right) \cdot 0,105 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) + 1 \cdot 1089,6 \left( \frac{m^3}{d} \right) \cdot 0,021 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) = 137,29 \frac{Kg}{d}$$

$$SSt \left( \frac{Kg}{d} \right) = Pf \left( \frac{Kg}{d} \right) + SSel \left( \frac{Kg}{d} \right) = 157 \frac{Kg}{d} + 137,29 \frac{Kg}{d} = 294,29 \frac{kg}{d}$$

Siendo:

SSel  $\left( \frac{Kg}{d} \right)$ : sólidos en suspensión de entrada al lecho.

SSe  $\left( \frac{Kg}{m^3} \right)$ : sólidos de suspensión de entrada a la arqueta anterior al lecho.

SSs  $\left( \frac{Kg}{m^3} \right)$ : sólidos en suspensión del efluente final recirculado.

SSt  $\left( \frac{Kg}{d} \right)$ : sólidos en suspensión totales de entrada al decantador.

De esos sólidos en suspensión se decantan el 90 % con lo que la carga diaria de sólidos en suspensión que se extraen a través de los fangos es la siguiente.

$$SS_{tf} \left( \frac{Kg}{d} \right) = \rho \cdot SSt \left( \frac{Kg}{d} \right) = 0,90 \cdot 294,29 \frac{kg}{d} = 264,86 \frac{kg}{d}$$

Siendo:

$SS_{tf} \left( \frac{Kg}{d} \right)$ : carga de eliminación diaria de sólidos en suspensión en el decantador secundario.

Una vez conocida la carga, pasamos al cálculo del caudal de fangos, el cual tiene una concentración del 2 % de sólidos en suspensión.

$$Q_{purga} \left( \frac{m^3}{d} \right) = \frac{SS_{tf} \left( \frac{Kg}{d} \right)}{\rho \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \cdot x \left( \frac{Kg SS}{Kg agua} \right)} = \frac{264,86 \left( \frac{Kg}{d} \right)}{1000 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \cdot 0,02 \frac{Kg SS}{Kg agua}} = 13,24 \frac{m^3}{d}$$

Siendo:

$Q_{purga} \left( \frac{m^3}{d} \right)$ : caudal de purga al día que hay que extraer del fondo del decantador secundario.

$\rho \left( \frac{Kg}{m^3} \right)$ : densidad del fango que hemos considerado igual a la del agua.

$x \left( \frac{Kg SS}{Kg agua} \right)$ : porcentaje de concentración de sustrato en el fango.

Estableciendo una extracción de fangos de 2 min cada media hora, se establece el caudal de purga a la salida por el fondo del decantador.

$$Q_{purgaf} \left( \frac{m^3}{h} \right) = Q_{purga} \left( \frac{m^3}{d} \right) \cdot \frac{1 d}{24 h} \cdot \frac{60 min}{4 min} = 8,28 \frac{m^3}{h}$$

Siendo:

$Q_{purgaf} \left( \frac{m^3}{h} \right)$ : caudal de purga real que se produce durante la extracción de fangos.

#### 9.2.4.4 CALIDAD DEL AGUA A LA SALIDA DEL DECANTADOR SECUNDARIO.

Seguidamente se muestran los rendimientos de eliminación de los diferentes parámetros del lecho bacteriano, y los valores de los contaminantes a la entrada y la salida de este.

LECHOS BACTERIANOS			
	Rendimiento (%)	Entrada (mg/l)	Salida (mg/l)
<b>SS</b>	90	100	10
<b>DQO</b>	85	379	57
<b>DBO5</b>	89	190	21
<b>NTK</b>	25	50	38
<b>P</b>	25	5	3

Tabla 50. Balance de contaminantes en el proceso de lechos bacterianos. Tratamiento secundario.

### 9.3 LÍNEA DE FANGOS

Los fangos producidos durante el proceso de depuración requieren un tratamiento tras ser extraídos del mismo, para poder ser enviados a vertedero. Inicialmente tiene una gran cantidad de agua y ocupan un gran volumen, con gran cantidad de materia orgánica y una gran cantidad de organismos patógenos causantes de graves enfermedades.

Los tratamientos que siguen los fangos se ejecutan en la propia línea de fangos, que esta formada por el espesador por gravedad y la bomba centrífuga.

#### 9.3.1 ESPESADOR POR GRAVEDAD

Primeramente, se establecen los parámetros de diseño, que son los siguientes:

Cantidad de fango producida al día, que se considera la suma de los fangos del secundario que se recirculan y los fangos extraídos del tanque Imhoff. En total se extraerán 348,2 Kg/d, una vez lleve en funcionamiento el tanque noventa días.

Se consideran 35 Kg/m<sup>2</sup> día de carga de sólidos máxima en el espesador. Con respecto a la carga hidráulica máxima se considera el valor de 0,45 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>h. Se establece una altura inicial de cálculo para el espesador de 3 m y un tiempo de retención mínimo de 24 h. La concentración de fangos del espesador es del 5 % y la densidad de 1,04 Kg/l.

Por tanto, el volumen mínimo necesario viene dado por la siguiente expresión, sabiendo que se extrae este una vez en semana.

$$V_{ef}(m^3) = \frac{SStf \left( \frac{Kg}{d} \right)}{Cf \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \cdot t_R(d)} = \frac{400 \left( \frac{Kg}{d} \right) \cdot 7 d}{50 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \cdot 1(d)} = 56 m^3$$

Siendo:

$V_{ef}(m^3)$ : volumen mínimo del espesador.

$SStf \left( \frac{Kg}{d} \right)$ : suma de sólidos en suspensión a la salida del Imhoff.

Seguidamente se puede conocer el caudal de fangos generado en una semana.

$$Q_{ef} \left( \frac{m^3}{d} \right) = \frac{SStf \left( \frac{Kg}{d} \right) \cdot 7 d}{Cf \left( \frac{Kg}{m^3} \right)} = 56 \frac{m^3}{d}$$

Siendo:

$Q_{ef} \left( \frac{m^3}{d} \right)$ : caudal de fangos que recibe el espesador.

Como se ha establecido un tiempo de bombeo al espesador desde la zona de digestión del Imhoff una vez a la semana, durante 5 horas intermitentemente, por lo que el caudal es de 11,20 m<sup>3</sup>/h. Una vez conocido dicho caudal, a partir de la carga hidráulica se puede obtener el valor de la superficie necesaria.

$$S_{ef}(m^2) = \frac{Q_{ef} \left( \frac{m^3}{h} \right)}{CH \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} = \frac{11,20 \left( \frac{m^3}{h} \right)}{0,45 \left( \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)} = 24,89 m^2$$

$$D_{ef}(m) = \sqrt{\frac{4 \cdot S_{ef}(m^2)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 24,89}{\pi}} \cong 5,7 m$$

Siendo:

$Sef(m^2)$ : superficie del espesador de fangos.

$CH\left(\frac{m^3}{m^2 \cdot h}\right)$ : carga hidráulica máxima.

$Def(m)$ : diámetro del espesador de fangos.

La altura de los fangos será:

$$Hf(m) = \frac{Vef(m^3)}{Sef(m^2)} = \frac{56(m^3)}{25,52(m^2)} = 2,2 m$$

Siendo:

$Hf(m)$ : altura del fango.

Por lo que el espesador de fangos será circular, con diámetro igual a 5,7 m y una altura de 3 m asegurando que no desborden el fango.

Seguidamente comprobamos la carga de sólidos y la carga hidráulica.

$$Csol\left(\frac{Kg}{d \cdot m^2}\right) = \frac{SSstf\left(\frac{Kg}{d}\right)}{Sef(m^2)} = \frac{400\left(\frac{Kg}{d}\right)}{25,52(m^2)} = 15,67\left(\frac{Kg}{d \cdot m^2}\right) < 35\left(\frac{Kg}{d \cdot m^2}\right)$$

$$CH\left(\frac{m^3}{h \cdot m^2}\right) = \frac{Qef\left(\frac{m^3}{h}\right)}{Sef(m^2)} = \frac{11,20\left(\frac{m^3}{h}\right)}{25,52(m^2)} = 0,44\left(\frac{m^3}{h \cdot m^2}\right) < 0,45\left(\frac{m^3}{h \cdot m^2}\right)$$

El dimensionamiento es correcto, por lo que se establece un espesador con una superficie de 25,52 m<sup>2</sup> y un diámetro de 5,7 m.

- Caudales en el espesador

En este apartado se realizará un balance de caudales en el espesador tomando como:

$Qef$ : caudal bombeado al espesador

$Qre$ : caudal que se recircula a cabecera

$Qcent$ : caudal que llega a la centrífuga.

Se cumple que el caudal que entra es la suma de los caudales que van a la centrífuga y a cabecera. A partir de la producción y concentración de fangos se puede obtener el caudal  $Qcent$ :

$$400\left(\frac{Kg}{d}\right) = Qcent\left(\frac{m^3}{d}\right) \cdot 0,07 \cdot 1040 \frac{Kg}{m^3} \rightarrow$$

$$\rightarrow Qcent\left(\frac{m^3}{d}\right) = \frac{400\left(\frac{Kg}{d}\right)}{0,07 \cdot 1040 \frac{Kg}{m^3}} = 5,49 \frac{m^3}{d}$$

El caudal que continua hasta la centrífuga es de 5,49 m<sup>3</sup>/día y el caudal que vuelve a cabecera es de 2,51 m<sup>3</sup>/día.

### 9.3.2 Bomba centrífuga

En esta tiene lugar la última deshidratación del fango, obteniéndolos con una sequedad del 30%. El caudal de entrada a la centrífuga se divide en dos, un caudal que vuelva a cabecera y otro caudal de fangos deshidratados. El caudal de fangos deshidratados puede obtenerse a partir de la siguiente expresión.

$$Q_{salida} = Q_{cent} - \frac{Kg_{(solidos+agua)} \cdot (1 - Sequedad)}{densidad\ fango}$$

$$Kg_{(solidos+agua)} = \frac{Kg\ solidos}{Sequedad} = \frac{400 \left(\frac{Kg}{d}\right)}{0,3} = 1333,33 \left(\frac{Kg}{d}\right)$$

$$Q_{salida} = 5,27 - \frac{1333,33 \cdot (1 - 0,3)}{1040} = 4,37 \left(\frac{m^3}{d}\right)$$

Con lo que el caudal que vuelve a cabecera de la planta es 1,12 m<sup>3</sup>/d.

## 9.4 TRATAMIENTO TERCIARIO: CLORACIÓN

### 9.4.1 CANAL DE CLORACIÓN

El tiempo mínimo que debe de estar el agua en contacto con el hipoclorito es de 15 min, por lo que el volumen del canal de cloración será:

$$V_{cc} = Q_{cloración} \cdot t_{cloración} = 108,97 \frac{m^3}{h} \cdot 15 \text{ min} \cdot \frac{1h}{60 \text{ min}} = 27,24 m^3$$

E establece una relación entre el ancho y el largo de 1:2,5. Consideramos un ancho de 2,4 m con lo que nos queda un largo de 6 m y una altura de 1,9 m.

### 9.4.2 CANTIDAD DE CLORO NECESARIA

Si se pretende que la dosis de cloro activo sea de 3 mg/L y conociendo el caudal máximo de entrada, se puede obtener el caudal de cloro libre necesario:

$$108,97 \frac{m^3}{h} \cdot 3 \frac{mg \text{ Cl}_2}{L} \cdot \frac{1000 L}{1 m^3} \cdot \frac{1 g \text{ Cl}_2}{1000 mg \text{ Cl}_2} = 326,91 \frac{g \text{ Cl}_2}{h}$$

Por lo tanto, será necesario un caudal de cloro libre:

$$Q_{cloro \text{ libre}} = 326,91 \frac{g \text{ Cl}_2}{h} \cdot \frac{1 Kg \text{ Cl}_2}{1000 g \text{ Cl}_2} \cdot \frac{24h}{1d} = 7,84 \frac{Kg}{día}$$

El color al suministrarse a partir de un producto con una riqueza de 5 p/p de NaClO y con una  $\rho = 1,1 \text{ Kg/L}$ . Conocidas las siguientes reacciones, en las que interviene el cloro y el NaClO:



En la estequiometria de la primera reacción se puede ver la relación entre los moles de  $\text{Cl}_2$  y de HClO siendo la relación 1 a 1. En la segunda reacción se obtiene una relación 1 a 1 de moles de NaClO y HClO. Por lo que se deduce que la relación estequiométrica entre  $\text{Cl}_2$  y NaClO es de 1 a 1 también. Como se conocen los pesos moleculares, se puede sacar el caudal de solución en L/h que debe suministrarse en el tanque de cloración.

$$Pm(\text{NaClO}) = 23 + 35,5 + 16 = 74,5 \quad \rightarrow \quad 1 \text{ mol NaClO} = 74,5 \text{ g NaClO}$$

$$Pm(\text{Cl}_2) = 35,5 \cdot 2 = 71 \quad \rightarrow \quad 1 \text{ mol Cl}_2 = 71 \text{ g Cl}_2$$

Así:

$$\begin{aligned} Q \left( \frac{L \text{ solución}}{h} \right) &= Q_{cloro \text{ libre}} \cdot \frac{74,5 \text{ g NaClO}}{71 \text{ g Cl}_2} \cdot \frac{1 L \text{ solución}}{1,1 \text{ Kg solución}} \cdot \frac{100 \text{ Kg solución}}{5 \text{ Kg NaClO}} \cdot \frac{1 \text{ Kg NaClO}}{1000 \text{ g NaClO}} = \\ &= 5,47 \frac{L \text{ solución}}{h} \end{aligned}$$

# 10 CÁLCULOS HIDRÁULICOS

En este apartado se realizarán los cálculos hidráulicos necesarios para conocer la línea piezométrica, la línea de by-pass y la línea de fangos.

## 10.1 CÁLCULO DE PÉRDIDAS

Seguidamente se describirán los diferentes tipos de pérdidas que se producirán en la EDAR.

### 10.1.1 PÉRDIDA DE CARGA EN TUBERÍA.

Se empleará la expresión de Darcy-Weisbach, en el caso del cálculo de la pérdida de carga en tuberías. Esta es aceptada universalmente para pérdidas de carga en tuberías de presión donde circula agua en régimen turbulento.

La expresión es la siguiente:

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Siendo:

$hf$ : pérdida de carga en mca/m.

$f$ : coeficiente de pérdida de carga, que se obtiene a través de la siguiente expresión. Swamee-Jain.

$$f = \frac{0.25}{\left(\log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.70} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right)\right)^2}$$

$\varepsilon$ : rugosidad relativa, que para tuberías de acero se corresponde con el valor 0,06.

$D$ : diámetro de la tubería.

$v$ : velocidad media del fluido en la tubería.

$g$ : aceleración de la gravedad.

### 10.1.2 PÉRDIDA DE CARGA EN CANALES

Se hará uso de la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Siendo:

$v$ : velocidad media del fluido en el canal (m/s)

$n$ : coeficiente de rugosidad del canal (función del material del canal)

$R_h$ : radio hidráulico

$I$ : pendiente hidráulica o pérdida de carga en m/m.

Con lo que la pérdida total de carga en el canal se obtendrá de la siguiente expresión:

$$h_f = i \cdot L$$

Siendo  $L$  la longitud del canal.

### 10.1.3 PÉRDIDA DE CARGA EN ORIFICIOS

La expresión más común para el cálculo de las pérdidas en orificios es:

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Siendo:

$Q$ : caudal que atraviesa el orificio (m<sup>3</sup>/s)

$S$ : sección del orificio (m<sup>2</sup>)

$g$ : aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$h$ : pérdida de carga en el orificio (m.c.a.)

$K = 0,62$

### 10.1.4 PÉRDIDA DE CARGA EN PUNTOS SINGULARES

La pérdida de carga genérica en un punto singular viene dada por la expresión siguiente:

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

Siendo:

$h$ : pérdida de carga (m.c.a.)

$K$ : coeficiente de la singularidad, que toma un valor dependiendo de que sea la singularidad.

SINGULARIDAD	K
Contracción brusca	0.5-1.5
Expansión brusca	0.5 - 1.1
Codos a 45 °	0.15 - 0.19
Codos a 90°	0.26 - 0.33
Válvula de compuerta	0.15 -0.3
Válvula de retención	1.5 -2.9
Compuerta de canal abierto	0.2 - 0.3

Tabla 51. Valores de las constantes "K" de pérdida de carga localizadas en los conductos.

$v$ : velocidad media del fluido.

$g$ : aceleración de la gravedad.

### 10.1.5 VERTEDERO

Los vertederos más utilizados en una E.D.A.R. son los aliviaderos libres, siendo los más comunes los vertederos lineales.

Para este tipo de vertedero, la altura de la lámina de agua vendrá por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,43 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Siendo:

$Q$ : caudal que sale del vertedero (m<sup>3</sup>/s)

$L$ : longitud del vertedero (m)

$h$ : altura de lámina de agua, aguas arriba del vertedero (m.c.a.)

$g$ : aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

### 10.1.6 BOMBEO

Aunque con anterioridad se calculó el bombeo procedente de la EBAR, en este caso tenemos los bombes de alimentación de los lechos y el bombeo de recirculación. En los que será necesario el conocimiento de la altura manométrica, la cual se obtiene como ya se ha recalado anteriormente en el documento, como la suma de la altura geométrica y la pérdida de carga generada en la impulsión. Gracias a este parámetro se puede elegir el equipo de bombeo que ajuste mejor a las condiciones del proyecto.

$$H_m = H_{geo} + \Delta H_i = H_{geo} + \Delta h_{asp} + \Delta h_{imp}$$

La altura geométrica, es la diferencia entre la cota de vertido y las alturas máximas y mínimas de agua e el pozo de bombeo.

La pérdida de carga en la tubería será resultado de las pérdidas de carga longitudinales de la tubería junto con las singulares de los diferentes elementos de control.

## 10.2 LÍNEA PIEZOMÉTRICA

La línea piezométrica en la EDAR representa una medida de la presión hidrostática disponible a lo largo de los procesos. Su cálculo se basa en el análisis del comportamiento del flujo en los distintos elementos por los que pasa.

### 10.2.1 DATOS INICIALES

Para iniciar con los cálculos, son necesarios los siguientes datos:

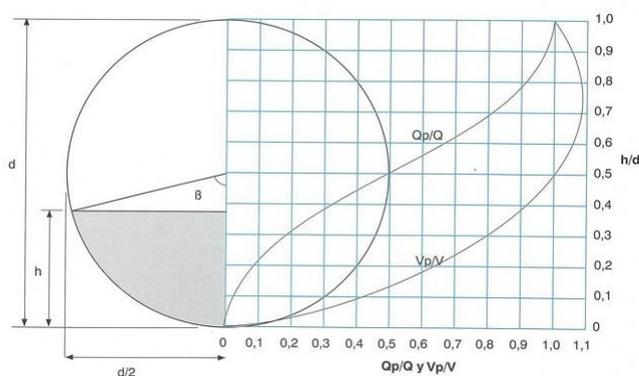
- Cota de vertido en el Río Guadiaro: 585 m
- Caudal medio en pretratamientos: 0,013 m<sup>3</sup>/s
- Caudal medio en el lecho bacteriano (serie): 0.025 m<sup>3</sup>/s
- Caudal medio en el lecho bacteriano (paralelo): 0.021 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo en pretratamientos: 0,03 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo en el lecho bacteriano (serie): 0,061 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo en el lecho bacteriano (paralelo): 0,030 m<sup>3</sup>/s
- Caudal de recirculación medio del lecho bacteriano: 0,013 m<sup>3</sup>/s
- Caudal de recirculación máximo del lecho bacteriano: 0,061 m<sup>3</sup>/s

La línea piezométrica se calculará para caudal máximo, ya que generará mayores pérdidas de carga.

### 10.2.2 CÁLCULO DE DIMENSIÓN DE CONDUCCIONES Y PÉRDIDAS DE CARGA EN LÍNEA DE AGUAS

#### 10.2.2.1 TRAMO 1: VERTIDO AL ARROYO – ARQUETA DE UNIFICACIÓN DE CAUDALES

Este tramo se inicia desde la arqueta de reunificación de caudales hasta el punto de vertido en el Río Guadiaro. De este tramo se calcula el diámetro necesario para que no se exceda el flujo de una velocidad de 3 m/s, ni sea menor a 0,9 m/s. Para ello se hace uso de una hoja de cálculo en la cual se tiene en cuenta las siguientes ecuaciones, que relacionan el caudal y velocidad en el caso de que el conducto vaya parcialmente lleno y el caudal y la velocidad en el caso de que vaya lleno.



$$\frac{V_p}{V} = \left[ \frac{2\beta - \text{sen } 2\beta}{2(\beta + \gamma \text{sen } \beta)} \right]^{0.625}$$

$$\frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \text{sen } 2\beta)^{1.625}}{9,69(\beta + \gamma \text{sen } \beta)^{0.625}}$$

Figura 26. Representación de las ecuaciones para el cálculo del flujo laminar en tuberías.

Con lo que obtenemos que, para un diámetro nominal de 300 mm, con una conducción con una pendiente del 1 %, un caudal de 0,063 m<sup>3</sup>/s, que es el caudal máximo que puede salir de la planta, se tiene una velocidad de 1,8 m/s y con un porcentaje de llenado del 50 %.

En este caso la pérdida de carga es la diferencia de las cotas entre la lámina de agua en la arqueta de unificación y la del río, ya que el caudal baja en lámina libre a través del conducto.

### 10.2.2.2 TRAMO 2: ARQUETA DE UNIFICACIÓN DE CAUDALES – ARQUETA CÁMARA DE CLORACIÓN

Este tramo se compone de válvulas de compuerta, tuberías y la propia cámara de cloración. Las pérdidas serán:

- Desembocadura de la tubería en la arqueta de unificación de caudales: la pérdida de carga es del tipo singularidad, con lo que  $K=1$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,024 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: la longitud de la tubería es de 45,7 m. Las pérdidas por fricción vendrán dadas por la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$Re = 160898 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,073 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de salida de la cámara de cloración: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,012 \text{ m. c. a.}$$

- Aliviadero: el aliviadero tendrá una longitud de 1 m. Las pérdidas serán:

$$Q = 0,43 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \rightarrow \quad h = 0,062 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida de carga total es de 0,176, lo que nos daría una altura de lámina en el tanque de cloración de 365,176 m.

### 10.2.2.3 TRAMO 3: CÁMARA DE CLORACIÓN – ARQUETA RECOGIDA DE AGUAS DEL SECUNDARIO

Este tramo estará compuesto por válvulas de compuerta, tuberías y la arqueta de recogida de aguas del secundario. Conociendo que el caudal máximo que puede llegar a circular es de 0.03 m<sup>3</sup>/s y que el diámetro nominal es de 250 mm, la velocidad en el tramo es de 0,68 m/s, superando el mínimo de 0,5 m/s y las pérdidas serán:

- Desembocadura de la tubería en la cámara de cloración: la pérdida de carga es del tipo singularidad, con lo que  $K=1$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,024 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Codos a 90°: la pérdida de carga es del tipo singular, y el valor de  $K=0,3$ . El número de codos de 90° son dos en todo el tramo.

$$h = 2 \cdot K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: la longitud de la tubería es de 28.5 m. Las pérdidas por fricción vendrán dadas por la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$Re = 160898 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,046 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de recogida de aguas del secundario: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,012 \text{ m. c. a.}$$

- Orificio entre cámaras: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, la superficie disponible de orificio es de 0,09 m<sup>2</sup>, el caudal que puede pasar a través de este es de 0,03 m<sup>3</sup>/s.

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \rightarrow h = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

Las pérdidas de carga totales de este tramo serán la suma de todas las calculadas, cuyo valor es de 0,100 m.c.a. La cota de la línea de agua en la arqueta de salida del decantador secundario será 365,276 m. La cota de la lámina de agua en la cámara de recepción del caudal del decantador secundario será de 365,290 m. La cota del punto de vertido del canal perimetral a la arqueta será 365,426 m.

#### 10.2.2.4 TRAMO 4: DECANTADOR SECUNDARIO

Este tramo está compuesto por el canal perimetral, con un aliviadero tipo Thompson que le precede, en este caso el caudal máximo que puede pasar por este es de 0,060 m<sup>3</sup>/s, por lo que las pérdidas serán las siguientes:

- Canal perimetral: se considera que la longitud del canal es la mitad del perímetro del decantador, con lo que es de 11,15 m, con una base de 0,3 m de ancho y una altura de 0,4 m.

Para conocer la altura del aliviadero tipo Thompson, será necesario conocer la altura de la lámina de agua en el canal perimetral, siendo mínima en el vertido a la arqueta de salida que alcanzará el calado crítico.

EL caudal crítico se puede obtener a través del número de Froude.

$$Fr = 1 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{crit}}} \rightarrow y_{crit} = 0,043 \text{ m}$$

Suponiendo que la pendiente de la lámina de agua es de 0,1% y conocida la longitud del canal se puede obtener que la altura máxima de la lámina es de:

$$y = y_{crit} + i \cdot L = 0,054 \text{ m}$$

- Aliviadero tipo Thompson: dadas las dimensiones especificadas en la figura, a lo largo de cada uno de los canales perimetrales se dispondrá de 112 vertederos triangulares, por los que circularán un caudal máximo de 0,00053 m<sup>3</sup>/s. La lámina de agua tendrá una elevación:

$$Q = 0,31 \cdot \tan\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot h^{\frac{5}{2}} \cdot \sqrt{2g} \rightarrow h = 0,0537 \text{ m}$$

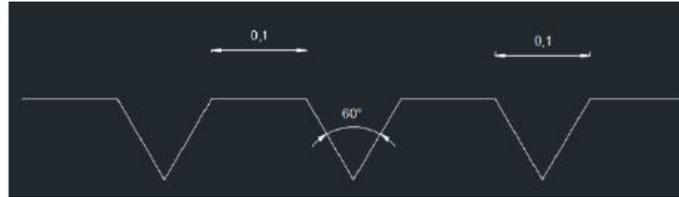


Figura 27. Aliviadero tipo Thompson.

La cota de la línea de agua en el canal perimetral será de 365,469 m, al final del canal y al inicio 365,480 m. Por otro lado, la línea de agua del decantador tendrá la cota de 365,731 m.

#### 10.2.2.5 TRAMO 5: ENTRADA DECANTADOR SECUNDARIO – SALIDA LECHOS BACTERIANOS

Este tramo está formado por la entrada de agua al decantador con un aliviadero tipo Morning Glory, válvulas, codos, tuberías, bifurcaciones en T y una arqueta de unificación de caudales. Las pérdidas producidas en este tramo serán:

- Entrada de agua a través del aliviadero Morning Glory: las pérdidas serán:

$$Q = 0,43 \cdot \pi \cdot D_c \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \rightarrow h = 0,104 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula de compuerta: la pérdida de carga es de tipo singular, con una  $K=0,2$ :

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: la longitud de la tubería es de 5 m. Las pérdidas por fricción vendrán dadas por la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$Re = 255328,786 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,009 \text{ m. c. a.}$$

- Codo a 90°: la pérdida de carga es del tipo singular, y el valor de  $K=0,3$ . Este se encuentra en la cimentación del decantador.

$$h = 2 \cdot K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,011 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: la longitud de la tubería es de 4,5 m. Las pérdidas por fricción vendrán dadas por la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$Re = 255328,786 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,008 \text{ m. c. a.}$$

- Codo a 90°: la pérdida de carga es del tipo singular, y el valor de  $K=0,3$ . Este se encuentra en la cimentación del decantador.

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,011 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de recogida de aguas del lecho bacteriano: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,018 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida de carga total de este tramo serán la suma de todas las calculadas, cuyo valor es de 0,166 m.c.a. La cota de la línea de agua en la arqueta de salida del lecho será 365,897 m, la cota del punto de vertido del canal perimetral del lecho será 366,047 m.

#### 10.2.2.6 TRAMO 6: LECHOS BACTERIANOS

El lecho se compone de un canal perimetral precedido de los lechos en el que el agua percola, tras salir de los distribuidores de agua superiores, los cuales funcionan con una presión de 2 m.c.a.

- Canal perimetral: se considera como para el caso del decantador secundario, que la longitud del canal será la mitad del perímetro. Siendo la longitud estimada de 14,22 m, con una base de 0,3 m y una altura de 0,2 m.

Para conocer la altura del agua en el canal perimetral nos basamos en que se alcanza el calado crítico a la salida de este y que el calado máximo se alcanza en el extremo contrario a la salida. El calado crítico se obtiene a través de Froude.

$$F_r = 1 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{crit}}} \rightarrow y_{crit} = 0,043 \text{ m}$$

A partir de este se obtiene el calado máximo en el extremo contrario suponiendo que la pendiente de la línea de agua es de 0,1%.

$$y = y_{crit} + i \cdot L = 0,057 \text{ m}$$

- Distribuidor de agua móvil: se considera que este entra en funcionamiento en el momento que se alcanza simultáneamente la presión de 2 m.c.a. en todos los orificios que sirven para el riego de los lechos. Con lo que la pérdida de carga total en los lechos es de:

$$\Delta h = h_{aireación} + h_{fangos} + h_{resguardo} + P_{funcionamiento} = 0,4 + 4,3 + 0,5 + 1 = 5,2 \text{ m}$$

Por lo que la altura de lámina de agua en el distribuidor es de 373,447 m.c.a.

#### 10.2.2.7 TRAMO 7: ARQUETA DISTRIBUCIÓN

En esta hay diferentes compartimentos, en los cuales se produce la recepción de aguas procedentes de la recirculación del secundario o aguas procedentes del Imhoff. Y otros dos laterales que son la antesala a la circulación hasta llegar a los sistemas distribuidores en los lechos. El paso entre compartimentos se realiza a través de orificios entre cámaras, los cuales constan con una compuerta para la regulación y el cambio de sistema de depuración de la planta.

- Orificio entre cámaras: para el paso de agua entre las cámaras de recepción de los distintos caudales se disponen de unos orificios cuya superficie equivalente es de 0,09 m<sup>2</sup>. En este caso el caudal máximo que puede pasar entre los diferentes compartimentos es de 0,030 m<sup>3</sup>/s. La pérdida de carga serán:

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \rightarrow h = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

Con lo que suponiendo una altura en la arqueta de bombeo, que hace de previo a los lechos, de 364,543 m la cota en la arqueta de recepción del caudal del Imhoff tendrá

### 10.2.2.8 TRAMO 8: ARQUETA DE DISTRIBUCIÓN - IMHOFF

El tramo consiste en la salida Imhoff del flujo hasta la llegada a la arqueta de distribución.

- Desembocadura de la tubería en la arqueta de bombeo: la pérdida de carga es del tipo singularidad, con lo que  $K=1$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,035 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: tramo desde el Imhoff hasta la arqueta de bombeo. La longitud de la tubería es de 2,1 m. Las pérdidas por fricción vendrán dadas por la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$Re = 125648,64 \quad f = 0,017$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,008 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula de compuerta: la pérdida de carga es de tipo singular, con una  $K=0,2$ :

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,007 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde el tanque Imhoff: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,018 \text{ m. c. a.}$$

El total de pérdida de carga generada en el tramo es de 0,068 m, con lo que la altura de lámina a la salida del Imhoff es 364,625 m.

### 10.2.2.9 TRAMO 9: IMHOFF

Este tramo solo contiene un aliviadero al final del tramo de decantación.

- Aliviadero: el aliviadero tendrá una longitud de 3,15 m. Las pérdidas serán:

$$Q = 0,43 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \rightarrow \quad h = 0,018 \text{ m. c. a.}$$

La cota de la línea de agua en el tanque Imhoff será de 365,595 m.

### 10.2.2.10 TRAMO 10: IMHOFF - DESARENADOR

Constituye el tramo desde la salida del desarenador hasta la entrada al Imhoff. Esta tubería llevará un caudal de 0,015 m<sup>3</sup>/s, con un diámetro interior de 152 mm y una velocidad de 0,85 m/s

- Orificio entre cámaras: previo al tanque Imhoff se implanta una cámara que sirve para la división de los caudales en dos líneas de tanque Imhoff, y en caso de avería poder anular el mismo y realizar el by-pass hacia la arqueta de reunificación de caudales. La superficie equivalente de este es de 0,09 m<sup>2</sup>. En este caso el caudal máximo que puede pasar por alguno de ellos es de 0,03 m<sup>3</sup>/s con lo que la pérdida de carga será de:

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \quad \rightarrow \quad h = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

- Desembocadura en arqueta Imhoff: se tiene una conducción única de 237,4 mm de diámetro por la que circula un caudal máximo de 0,03 m<sup>3</sup>/s a una velocidad de 0,68 m/s. La pérdida de carga es del tipo singularidad, con lo que K=1.

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,024 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: tramo desde el desarenador hasta la arqueta previa al Imhoff. La longitud de la tubería es de 6 m. Las pérdidas por fricción vendrán dadas por la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$Re = 160898,005 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,010 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de K=0,2.

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de salida del desarenador: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo K=0,5.

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,012 \text{ m. c. a.}$$

- Aliviadero: el aliviadero tendrá una longitud de 2,20 m. Las pérdidas serán:

$$Q = 0,43 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \rightarrow \quad h = 0,037 \text{ m. c. a.}$$

Finalmente, la pérdida de carga total es de 0,102 m.c.a. La altura de la lámina de agua en la arqueta previa al Imhoff es 364,807 m, mientras que la altura en la arqueta de salida del desarenador es 364.872 m y la altura de lámina del desarenador es 364.909 m.

### 10.2.2.11 TRAMO 11: DESARENADOR – POZO DE RECEPCIÓN

Este tramo se constituye por la entrada al desarenador a través de orificios, sobre los que se puede operar mediante compuertas, una arqueta que permite el by-pass previo al desarenador, el canal de desbaste y por último la arqueta de recepción.

- Orificio: este se muestra con una pérdida de carga de tipo singular con un valor de superficie equivalente de 0,09 m<sup>2</sup>, y el paso de un caudal máximo de 0,063 m<sup>3</sup>/s, con lo que se obtiene la siguiente pérdida de carga.

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \quad \rightarrow \quad h = 0,065 \text{ m. c. a.}$$

- Canal de desbaste que, en adición a las pérdidas localizadas generadas por las rejillas y el tamiz, también sufre una pérdida de carga longitudinal, que se corresponde con la pendiente del propio canal de desbaste por lo que las pérdidas son:

$$hl = i \cdot L = 0,008 \text{ m. c. a.}$$

$$h_{tamiz} = 0,030 \text{ m. c. a.}$$

$$h_{finos} = 0,036 \text{ m. c. a.}$$

Con lo que las alturas de lámina son:

- Arqueta previa al desarenador: 364.974 m
- Canal de desbaste previo al tamiz: 365,004 m
- Canal de desbaste previo a la reja de finos: 365,040 m
- Arqueta de recepción: 365,040 m

#### **10.2.2.12 TRAMO 12: EBAR**

Este tramo se encuentra en una ubicación diferente a la EDAR, en esta se dispone el desbaste de gruesos y el pozo de gruesos del tratamiento. La cota con la que cuenta la lámina de agua en la arqueta de bombeo es de 348,200 m. Que tras la pérdida sufrida a su paso por la reja de gruesos eleva la misma hasta la cota 348,250 m

### 10.2.3 LÍNEA DE BY-PASS

La línea de by-pass recorrerá toda la depuradora haciendo de tubería de alivio en el caso de que ocurran excesos de caudal, averías o labores de mantenimiento.

Los datos de partida para el cálculo de esta línea son los caudales máximo y mínimo que discurren por esta.

- Caudal máximo: 0,063 m<sup>3</sup>/s
- Caudal mínimo: 0,015 m<sup>3</sup>/s

#### 10.2.3.1 DIMENSIONAMIENTO TUBERÍAS DE BY-PASS

Se dimensiona a través del parámetro de velocidad máxima permitida en estas conducciones, que es de 1,6 m/s. Comprobando que el flujo no supera esta, se determina el diámetro interior de la misma.

Se diferencian 5 tramos:

- Tramo 1: Salida del pozo de gruesos – Entrada a arqueta de reunificación de caudales: el caudal máximo que puede llegar a alcanzarse en la conducción es de 0,063 m<sup>3</sup>/s. El diámetro para dicho tramo es de 300 mm, con el cual se alcanza una velocidad de 0,9 m/s.
- Tramo 2: Salida previa al desarenador – Unión con by-pass general: en este caso puede recorrer el caudal máximo de pretratamiento que corresponde con ls 0,063 m<sup>3</sup>/s, disponiendo para ello un diámetro de 300 mm.
- Tramo 3: Salida del desarenador – Unión con by-pass general: en este tramo correrá el caudal permanente procedente de la diferencia entre el caudal máximo (5Qm) que sufre el pretratamiento en periodo de lluvia y el caudal punta (2,4Qm) que sufre toda la depuración. Dicho caudal es de 0,033 m<sup>3</sup>/s. El diámetro necesario de la tubería es de 250 mm.
- Tramo 4: Salida desde la arqueta de bombeo previa a los lechos bacterianos – Unión con by-pass general: el caudal máximo que puede salir de este es el máximo para tratar en el tratamiento primario y secundario (2,4Qm), que es de 0,03 m<sup>3</sup>/s. disponiendo para ello un conducto de un diámetro de 250 mm.
- Tramo 5: Salida de la arqueta de recepción del decantador secundario- arqueta de reunificación de caudales: como en el caso anterior el caudal máximo que puede llegar a transportar es de 0,03 m<sup>3</sup>/s, disponiendo un diámetro de 250 mm.

#### 10.2.3.2 PÉRDIDAS DE CARGA EN EL BY-PASS

##### 10.2.3.2.1 TRAMO1: ARQUETA DE UNIFICACIÓN DE CAUDALES – ARQUETA DE SALIDA DEL DECANTADOR

- Desembocadura en arqueta: la pérdida de carga que se produce es del tipo singular, con un valor de K=1. Por esta conducción puede pasar un caudal punto de 0,063 m<sup>3</sup>/s, que, con la implantación de un diámetro de 300 mm, nos da la siguiente pérdida.

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,041 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: su longitud es de 6,8 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 268095,225 \quad f = 0,014$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida de carga hasta este punto del tramo es de 0,055 m.c.a. La cota de la línea de agua en el punto de bifurcación hacia el decantador secundario o hacia el resto de los tramos es 365.055 m.

- Bifurcación en T: la pérdida de carga se corresponde con una singularidad, con una constante  $k=1,5$ . En este caso la conducción soportará como máximo el paso de un caudal de 0,03 m<sup>3</sup>/s, y se dispondrá con un diámetro de 250 mm:

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,035 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: su longitud es de 26,5 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 160898,005 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,043 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida de carga hasta este punto donde parte otra bifurcación hacia la arqueta de bombeo previa al lecho, la altura de la lámina de agua es de 365,133 m.

- Tubería: su longitud es de 45,5 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 160898,005 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,073 \text{ m. c. a.}$$

- Codo a 90°: la pérdida de carga es del tipo singular, y el valor de  $K=0,3$ . En este caso nos encontramos dos codos de este tipo.

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de salida del desarenador: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,012 \text{ m. c. a.}$$

La altura de lámina en la arqueta de salida del decantador secundario será de 365.237 m

#### 10.2.3.2.2 TRAMO 2: BIFURCACIÓN HACIA EL DECANTADOR SECUNDARIO - ARQUETA DE BOMBEO PREVIO A LOS LECHOS PERCOLADORES

En este tramo se parte desde la altura de lámina calculada anteriormente sobre dicha bifurcación, que consta de 365,133 m. Para este tramo contamos con un diámetro de 250 mm. Las pérdidas son:

- Bifurcación en T: la pérdida de carga se corresponde con una singularidad, con una constante  $k=1,5$ :

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,035 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: su longitud es de 12,3 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 160898,005 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,019 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de bombeo previa a los lechos: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,012 \text{ m. c. a.}$$

Por lo que la pérdida total de carga es de 0,071 m.c.a. Alcanzando así una altura de lámina de agua en la arqueta de bombeo de 365,204

#### 10.2.3.2.3 TRAMO 3: BIFURCACIÓN HACIA EL DECANTADOR SECUNDARIO - ARQUETA DE RECEPCIÓN.

En este tramo se tiene un diámetro de 300 mm, para poder transportar el caudal máximo que puede circular por este, que es de 0,063 m<sup>3</sup>/s.

- Tubería: su longitud es de 19,8 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 268095,225 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,040 \text{ m. c. a.}$$

Hasta este punto llega la bifurcación con el by-pass que sale de la arqueta posterior al desarenador, en este punto la altura de la lámina de agua es de 365,095 m

- Tubería: su longitud es de 5.6 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 268095,225 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,011 \text{ m. c. a.}$$

Hasta este punto llega la bifurcación con el by-pass que sale de la arqueta anterior al desarenador, en este punto la altura de la lámina de agua es de 366.106 m.

- Tubería: su longitud es de 5,2 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 268095,225 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,010 \text{ m. c. a.}$$

- Codo a 90°: la pérdida de carga es del tipo singular, y el valor de  $K=0,3$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,012 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: su longitud es de 3,7 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 268095,225 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,007 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,008 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta de recepción: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,020 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida de carga total es de 0,108 m.c.a. que se refleja en una altura de lámina de agua en la arqueta de recepción de 366,214 m.

#### 10.2.3.2.4 TRAMO 4: BIFURCACIÓN HACIA LA ARQUETA DE RECEPCIÓN – ARQUETA PREVIA AL DESARENADOR.

- Bifurcación en T: la pérdida de carga se corresponde con una singularidad, con una constante  $k=1,5$ :

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,061 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: su longitud es de 3,70 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 268095,225 \quad f = 0,015$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,010 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,008 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta previa al desarenador: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,021 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida de carga total es de 0,100 m.c.a por lo que la altura de lámina de agua en la arqueta previa al desarenador es de 366,206

10.2.3.2.5 TRAMO 5: BIFURCACIÓN HACIA LA ARQUETA DE RECEPCIÓN - ARQUETA POSTERIOR AL DESARENADOR.

- Bifurcación en T: la pérdida de carga se corresponde con una singularidad, con una constante  $k=1,5$ :

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,043 \text{ m. c. a.}$$

- Tubería: su longitud es de 2,50 m. Las pérdidas por fricción se calculan a través de Darcy-Weisbach

$$Re = 176987,805 \quad f = 0,016$$

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,005 \text{ m. c. a.}$$

- Válvula compuerta: Válvula compuerta: la pérdida de carga es del tipo singular, con un valor de  $K=0,2$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,006 \text{ m. c. a.}$$

- Embocadura desde la arqueta previa al desarenador: la pérdida de carga se corresponde por la producida por una singularidad, siendo  $K=0,5$ .

$$h = K \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,014 \text{ m. c. a.}$$

La pérdida total de carga sufrida en este tramo es de 0,068 m.c.a. Con lo que la altura de la lámina de agua en esta arqueta será de 365,163 m.

## 10.2.4 LÍNEA DE FANGOS Y RECIRCULACIÓN

La línea de fangos la forma un conjunto de tuberías que trasladan los fangos desde el fondo del tanque Imhoff hasta el espesador y desde este hasta la centrífuga. La recirculación se produce entre el fango extraído del fondo del decantador secundario que es bombeado hacia el fondo del tanque Imhoff. Otra recirculación es la del agua que se extrae del proceso del espesador y de la centrífuga que se lleva a cabecera de planta.

### 10.2.4.1 DATOS DE PARTIDA

Es necesario volver a establecer los caudales que circulan por los diferentes conductos:

- Caudal de recirculación de fangos desde el decantador secundario hasta el tanque Imhoff: 8,28 m<sup>3</sup>/h
- Caudal de extracción de fangos del fondo del Imhoff: 11,20 m<sup>3</sup>/h
- Caudal de recirculación a cabecera desde el espesador: 2,51 m<sup>3</sup>/día.
- Caudal de espesador a centrífuga: 5.49 m<sup>3</sup>/d
- Caudal de recirculación a cabecera desde la centrífuga: 1,13 m<sup>3</sup>/d
- Caudal de fango deshidratado: 4,37 m<sup>3</sup>/d

Seguidamente se procede al cálculo de las conducciones necesarias para la línea de fangos.

### 10.2.4.2 CALCULO DE CONDUCCIONES DE FANGOS

Para el cálculo del diámetro de las tuberías se sugiere un límite de velocidad en estas de 1,6 m/s. También se limita el diámetro mínimo de las tuberías a 100 mm. Para los diferentes tramos de línea de fangos se implantan los siguientes diámetros:

- TRAMO 1: SALIDA DESDE EL DECANTADOR SECUNDARIO – ENTRADA EN LA ARQUETA DE BOMBEO DE FANGO DE RECIRCULACIÓN: el caudal máximo que puede recorrer dicha tubería es de 8,28 m<sup>3</sup>/h. El diámetro mínimo necesario se obtiene a través de la ecuación de Darcy.

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} + H_f$$

El diámetro mínimo obtenido es de 50 mm, con lo que se opta por la implantación de un conducto con un diámetro interior de 100 mm. Con esto no se alcanza la presión necesaria para que pueda salir los fangos por los sistemas de irrigación, con lo que se instala un bombeo que aporta 5 m.c.a. con un caudal de 9 m<sup>3</sup>/s que se activa 2 minutos cada media hora.

- TRAMO 2: BOMBEO DEL FANGO DE LA ZONA DE DIGESTIÓN DEL IMHOFF – ESPESADOR DE FANGOS: este bombeo se realiza un día por semana durante 5 horas, interrumpidas, entre ellas con tramos de 4 horas. Se conoce que el caudal es de 11,20 m<sup>3</sup>/h. Este se puede extraer de diferentes modos, de manera simultánea desde todas las cámaras o alternativamente. En el caso más desfavorable en cuanto a pérdidas de carga es el bombeo simultaneo de los fangos.

Cada una de las bombas tiene asignado un caudal de 2,8 m<sup>3</sup>/h la longitud media que debe de recorrer el fluido es de 40 metros a través de un conducto que sufre de al menos dos bifurcaciones y con un diámetro de 100 mm. La altura manométrica que hay que disponer para la bomba es de 10 m.c.a. La velocidad del fluido será baja, en torno a 0,1 m/s.

- TRAMO 3: ESPESADOR – CENTRIFUGADORA: el caudal máximo es de 5,49 m<sup>3</sup>/d, con lo que el diámetro dispuesto será menor a 100 mm, con lo que se dispone este para la conducción hasta la centrífuga.
- TRAMO 4: SALIDA CENTRIFUGADORA: el caudal máximo que circulará por este tramo es de 4,37 m<sup>3</sup>/d. En este caso como se ha detallado antes se empleará la conducción con un diámetro de 100 mm.
- TRAMO 5: RECIRCULACIÓN DESDE EL ESPESADOR HACIA CABECERA: este tramo tendrá un caudal máximo de 2,51 m<sup>3</sup>/d, esto significa la implantación de un diámetro de 100 mm,
- TRAMO 6: RECIRCULACIÓN DESDE LA CENTRÍFUGA HACIA CABECERA: este tramo tendrá un caudal máximo de 1,13 m<sup>3</sup>/d por lo que se empleará una conducción con 100 mm de diámetro.

# 11 CONCLUSIONES Y FUTUROS TRABAJOS

---

A continuación, se exponen una breves conclusiones y futuros trabajos a desarrollar como complemento del actual trabajo.

## 11.1 CONCLUSIONES

El trabajo desarrollado se ha basado en el diseño conceptual y cálculo de los elementos de una estación depuradora de aguas residuales aplicado a un municipio del del sistema de ciudades de Andalucía como es el de Cortes de la Frontera.

El trabajo ha permitido poner en practica los conocimientos adquiridos en el Grado de Ingeniería Civil, tanto en materia de ingeniería sanitaria como de ingeniería de construcción, a fin de validar las enseñanzas recibidas.

En el presente trabajo se ha introducido la construcción digital de una infraestructura sanitaria como la que se ha diseñado, que mediante un sencillo modelo BIM ha permitido realizar una maqueta vertical que ha permitido optimizar el diseño previsto, mediante la verificación de la coordinación espacial.

## 11.2 FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO

Como futuro desarrollo del trabajo, podemos identificar las siguientes líneas de actuación:

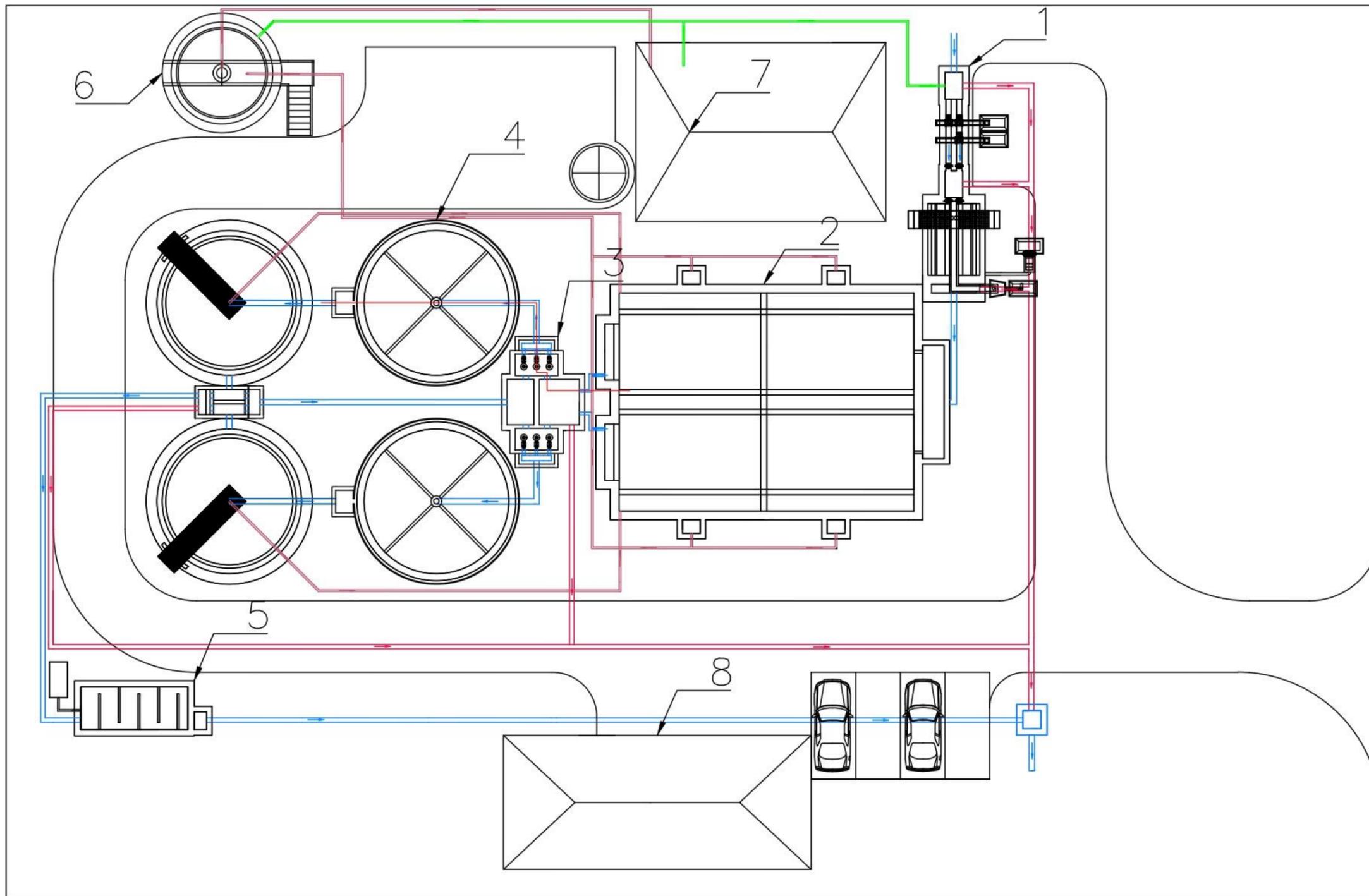
- Desarrollo de la ingeniería de detalle para materializar en un proyecto de construcción completo con todos sus documentos normativos, en el que se verificase la valoración económica de la inversión.
- Desarrollo de un modelo BIM con un nivel de desarrollo equivalente al LOD 400, para sus usos 4D (planificación) y 5D (costes), que permita gestionar las obras con esta innovación tecnológica aprobada por la actual legislación de contratos en España, y que será necesaria a juicio de la Comisión Europea en los nuevos proyectos de inversión del Fondo Europeo de Recuperación, recientemente aprobados para combatir la recesión económica por los efectos de la crisis sanitaria de la Covid-19

## 12 PROPUESTA

---

A continuación, se presenta la visualización gráfica de la propuesta para una mejor comprensión por parte del lector, mediante su representación gráfica tradicional con tecnología CAD y con la innovación tecnología mediante un modelo BIM con nivel de detalle LOD 200, que a modo de boceto conceptual nos permitirá en otra fase del diseño verificar la composición de los elementos propuestos en su conjunto mediante la correspondiente ingeniería de detalle.

## 12.1 PLANOS



LEYENDA

- Línea de Agua
- Línea de By-pass
- Línea de Fangos
- Línea de recirculación

- 1 Pretratamiento
- 2 Tanque Imhoff
- 3 Arqueta de distribución
- 4 Lechos bacterianos-Decantador secundario
- 5 Cloración
- 6 Espesador de fangos
- 7 Edif. Trat. de fangos
- 8 Edif de control

Puntos Relacionados:

- 10. Cálculo de Procesos
- 11. Cálculos hidráulicos



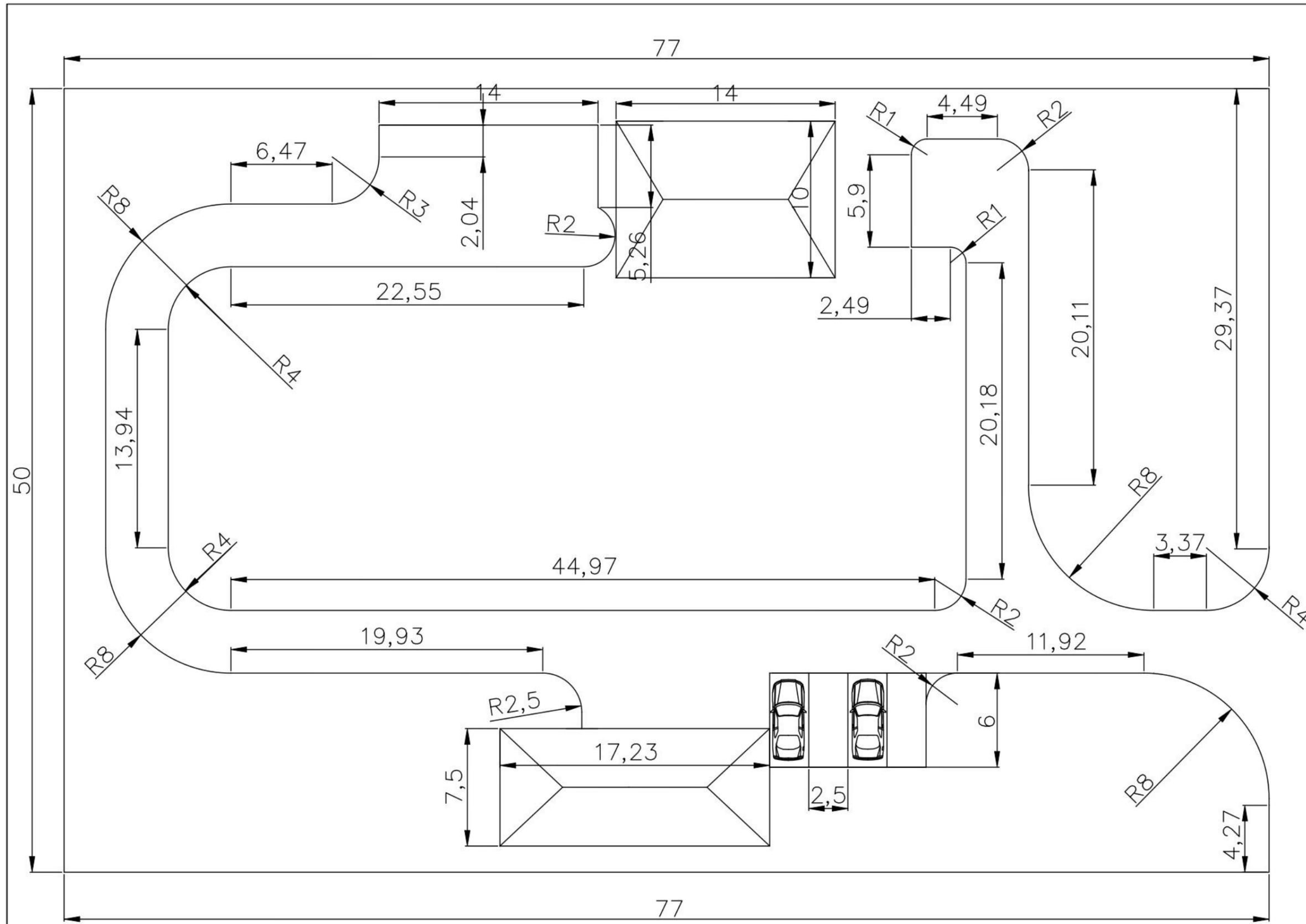
Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de  
 la EDAR de Cortes de la  
 Frontera.

ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:250

Título del plano:  
 Planta General

Nº de plano:  
**1**  
 Nº de Hoja: Hoja 1 de 10



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Puntos Relacionados:  
 10. Cálculo de Procesos  
 11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

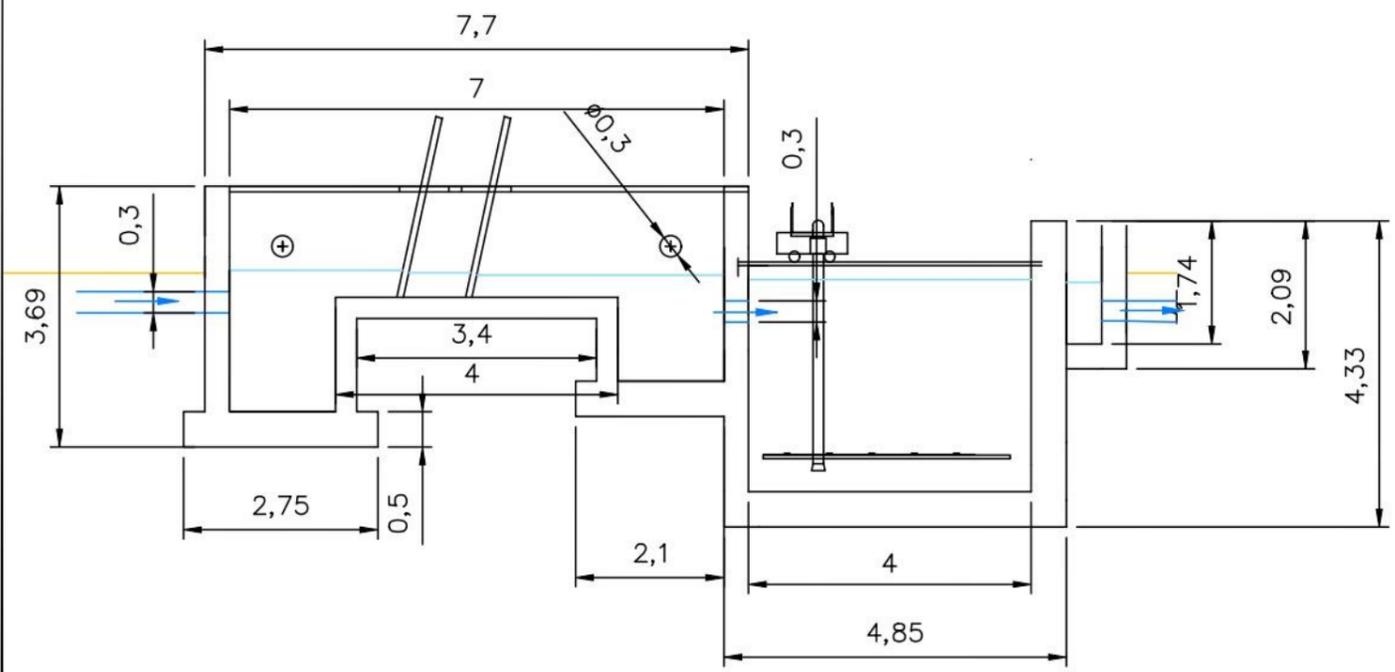
TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de la  
 EDAR de Cortes de la Frontera.

ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:250

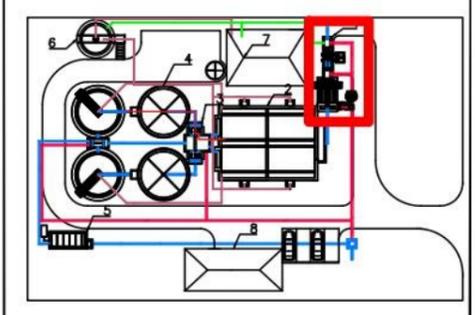
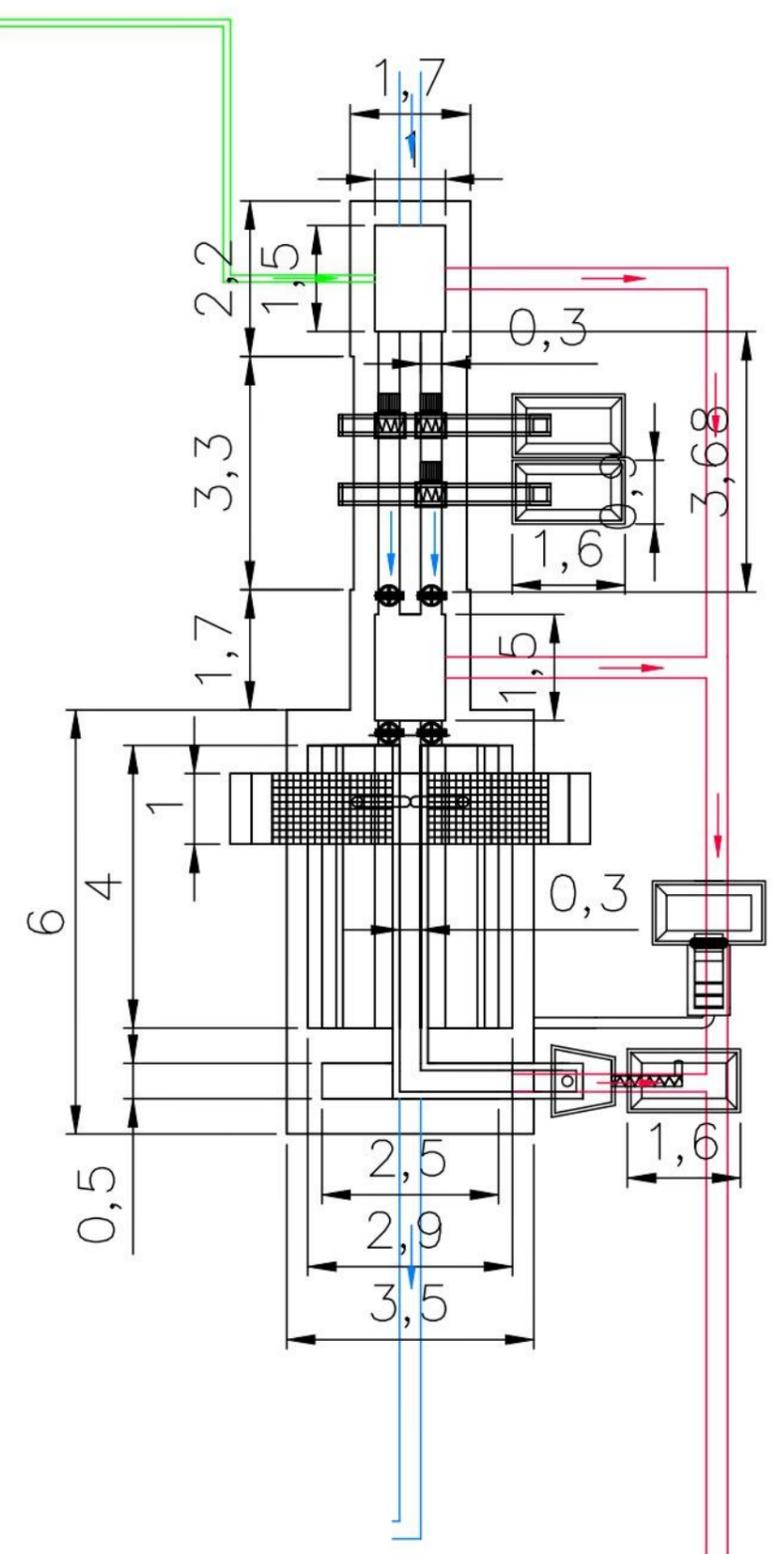
Título del plano:  
 Planta General Urbanización  
 Acotada

Nº de plano:  
**2**  
 Nº de Hoja: Hoja 2 de

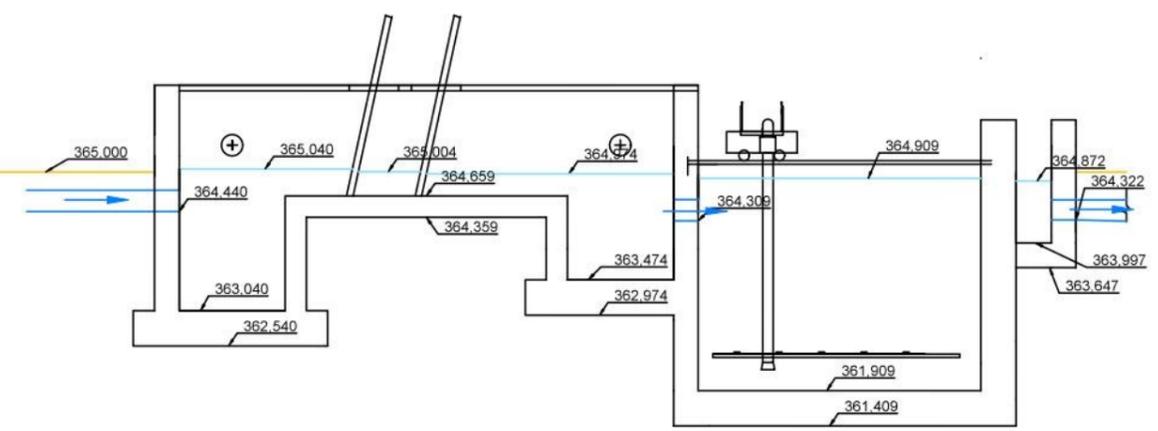
Alzado acotado



Planta acotada



Alzado con cotas



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Puntos Relacionados:

11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de la  
 EDAR de Cortes de la  
 Frontera.

ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:100

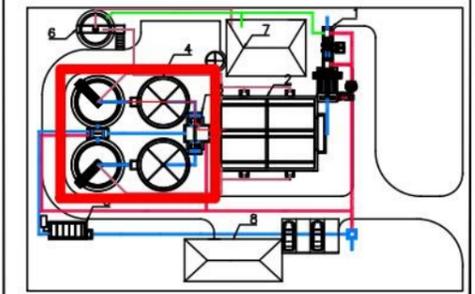
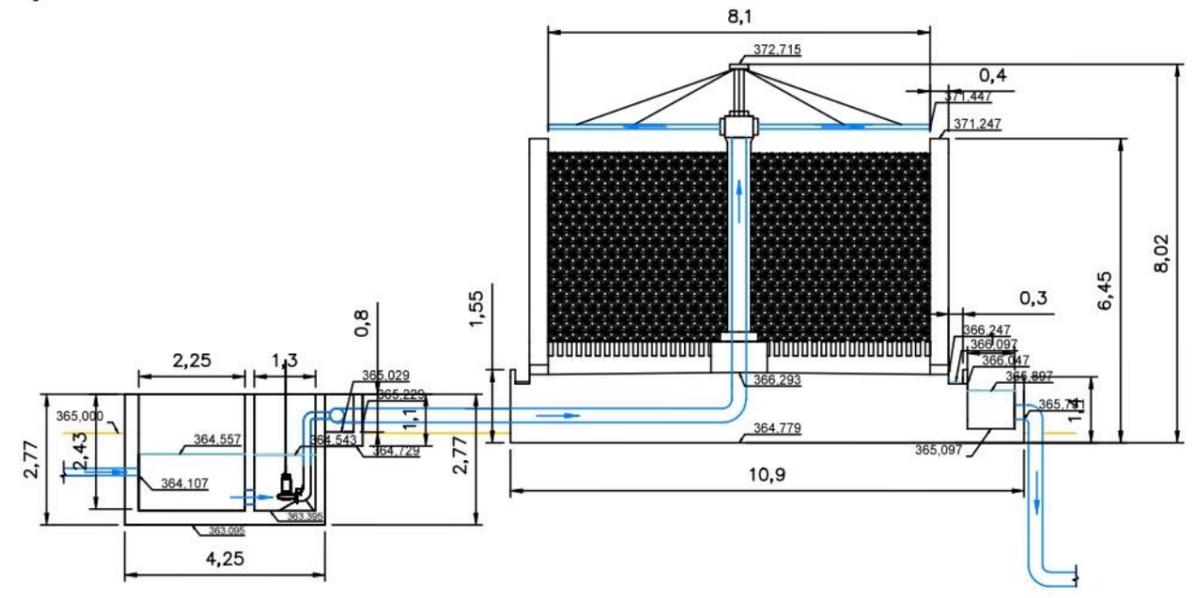
Título del plano:  
 Pretratamiento

Nº de plano:  
**3**

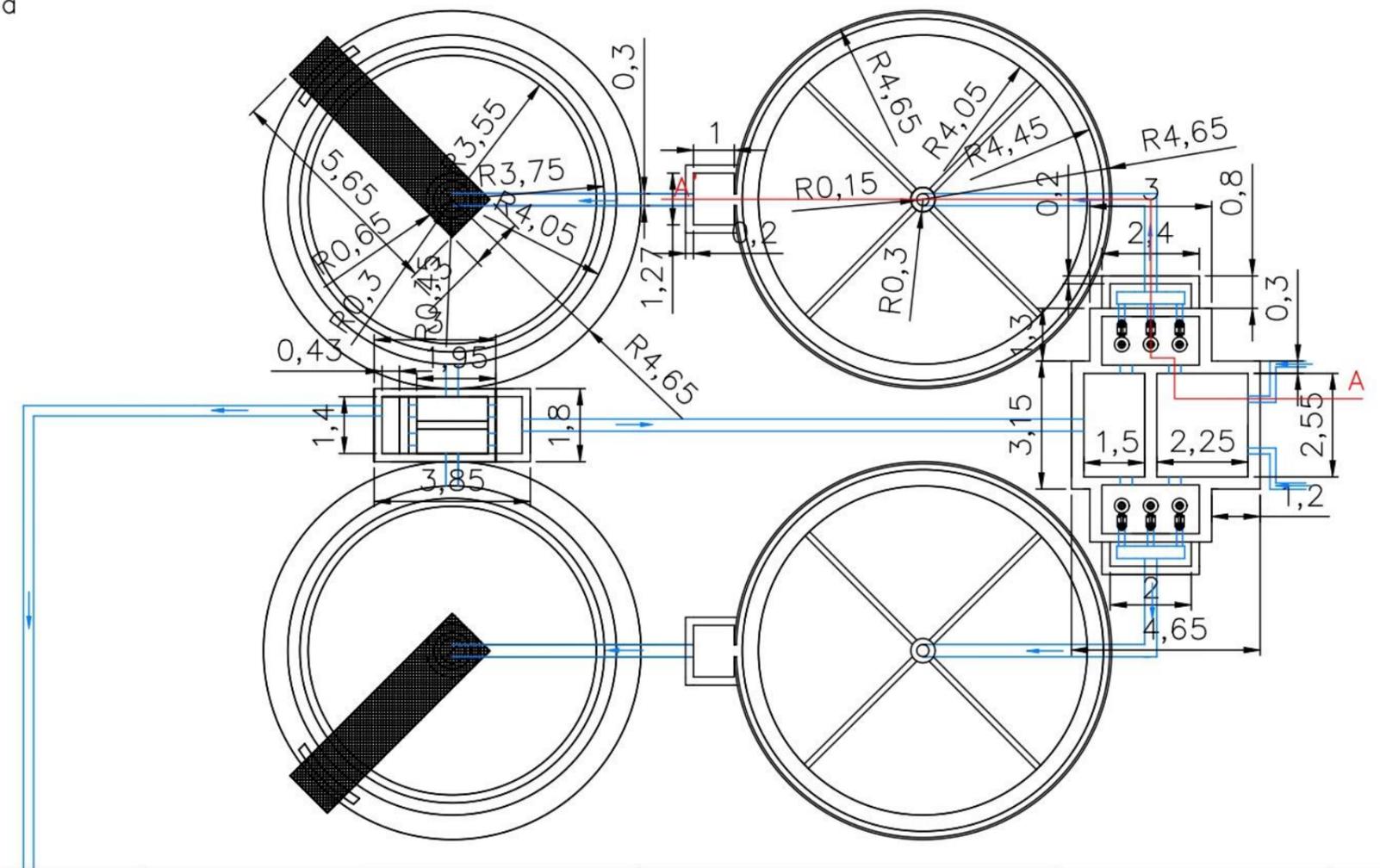
Nº de Hoja: Hoja 3 de 10



Sección A-A' acotado y con cotas



Planta acotada



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Puntos Relacionados:

11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de la  
 EDAR de Cortes de la Frontera.

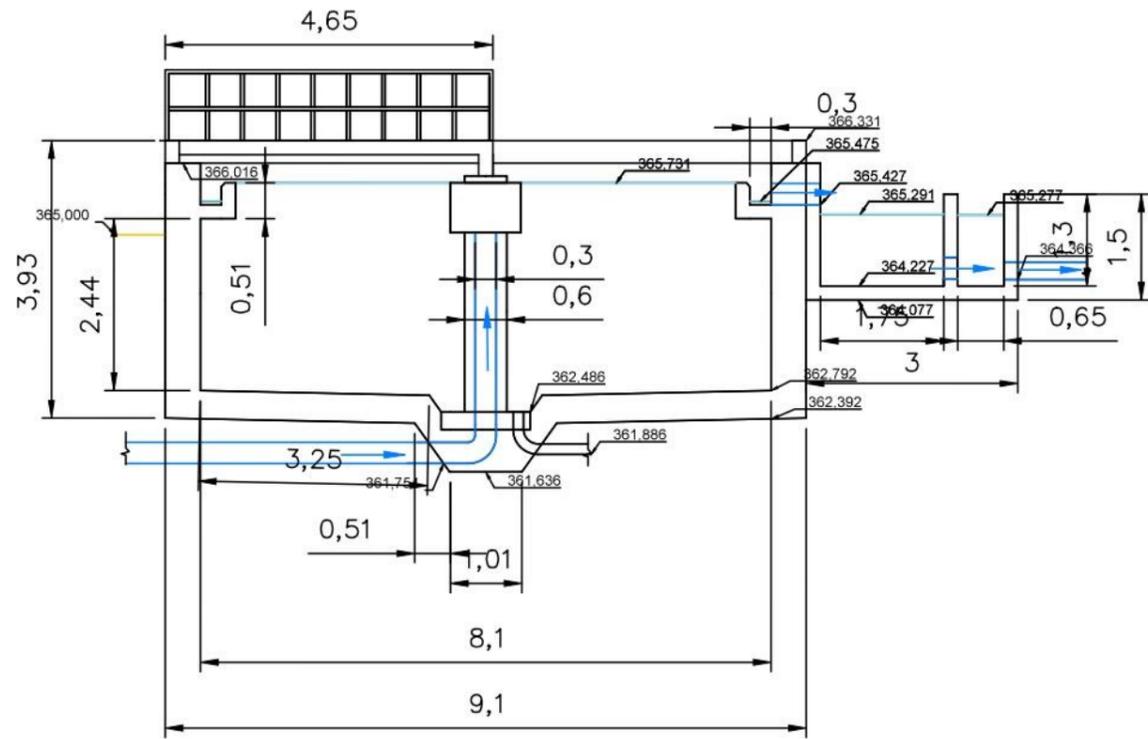
ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:150

Título del plano:  
 Arqueta distribución-Lechos  
 Bacterianos

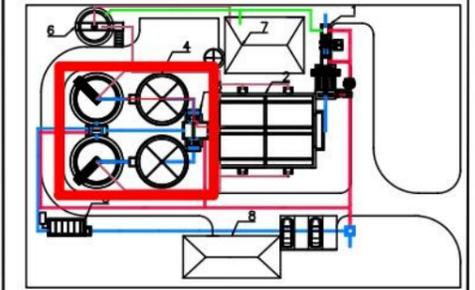
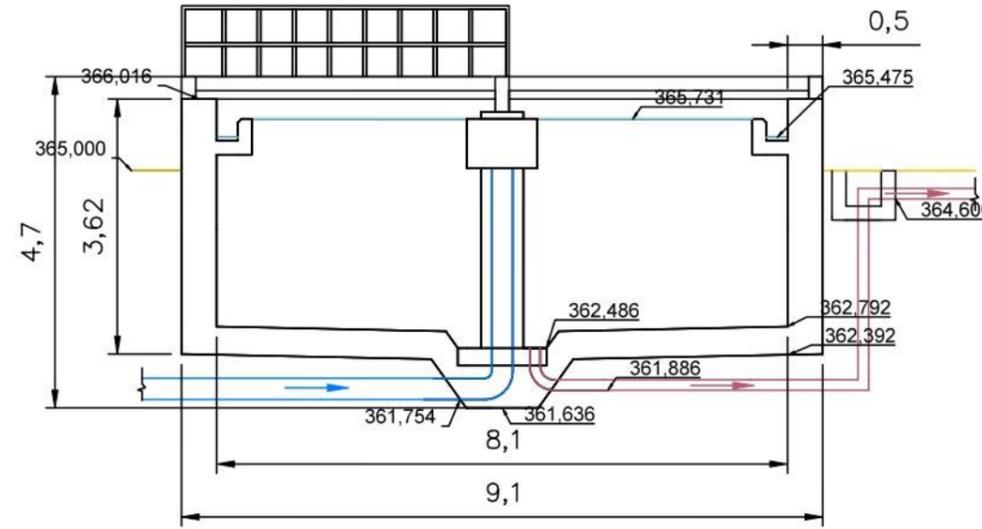
Nº de plano:  
**5**

Nº de Hoja: Hoja 5 de 10

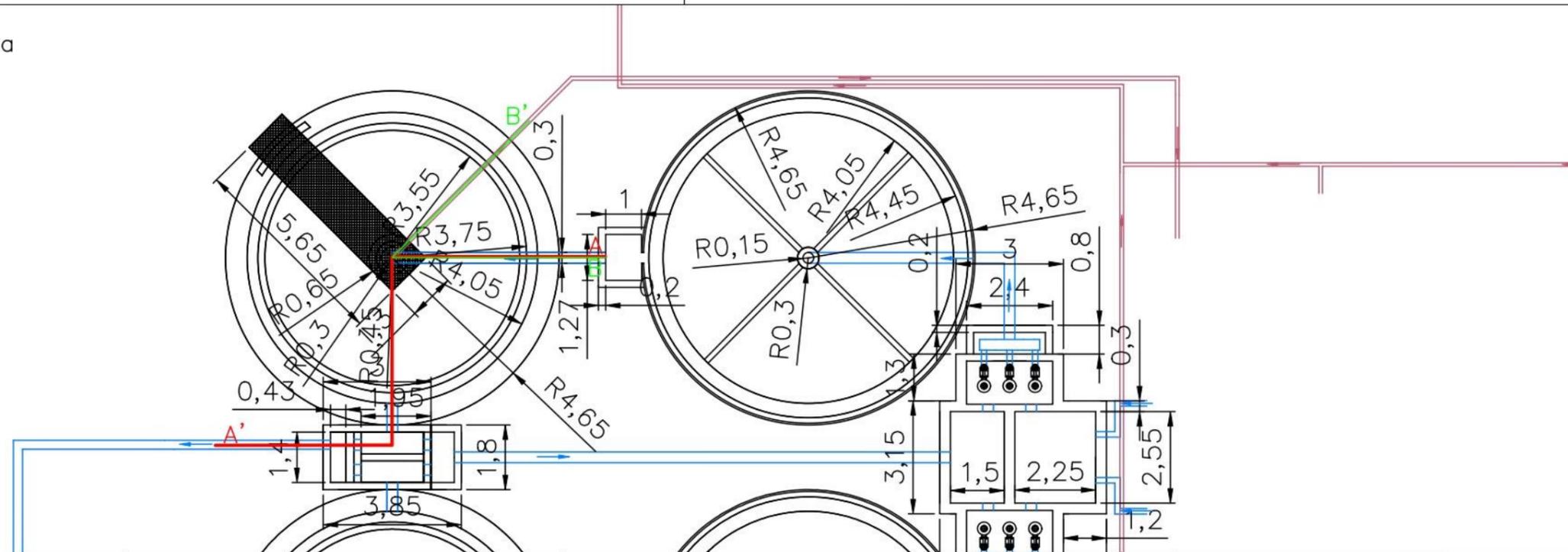
Sección A-A' acotado y con cotas  
Escala: 1:100



Sección B-B' acotado y con cotas  
Escala: 1:100



Planta acotada



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Puntos Relacionados:

11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
Escuela Técnica superior de Ingeniería  
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
Proyecto de Contrucción de la  
EDAR de Cortes de la Frontera.

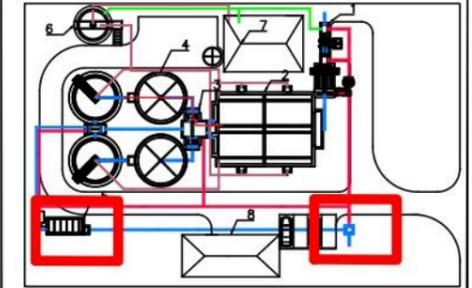
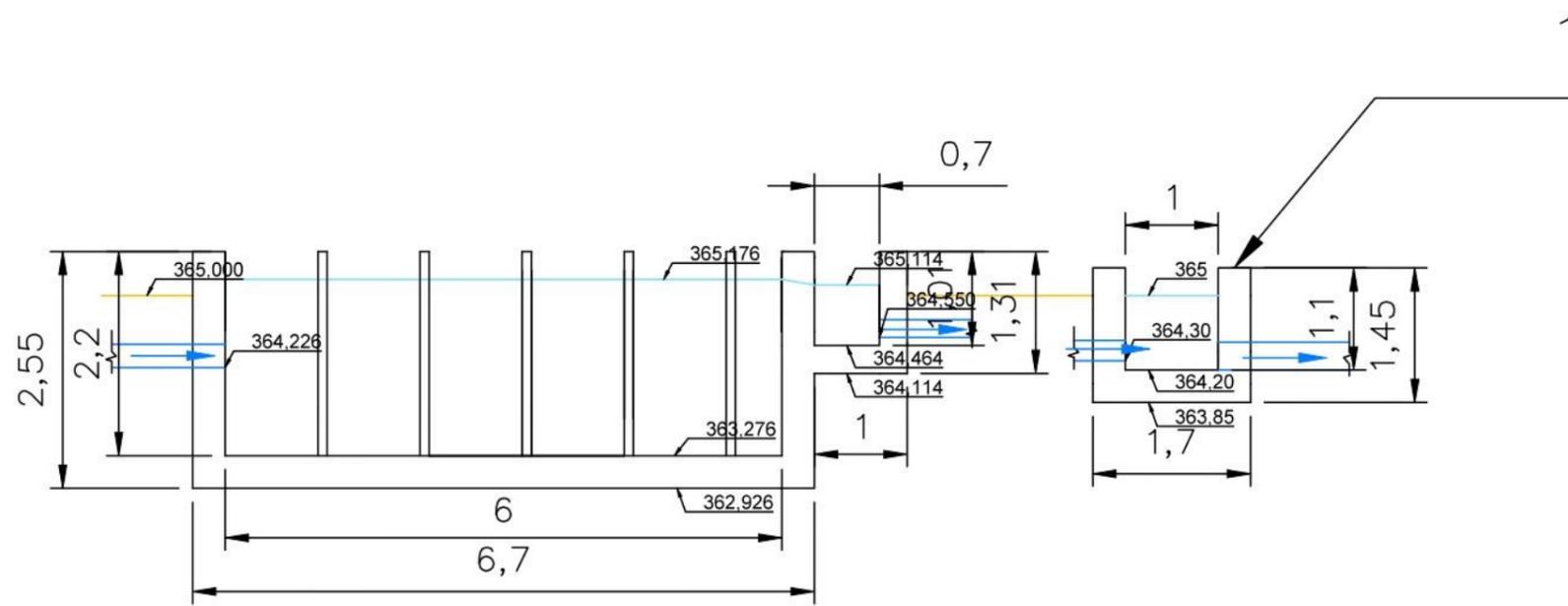
ESCALA/FORMATO  
A3  
1:150

Título del plano:  
Decnator secundario – Arqueta  
de salida del secundario

Nº de plano:  
**6**

Nº de Hoja: Hoja 6 de 10

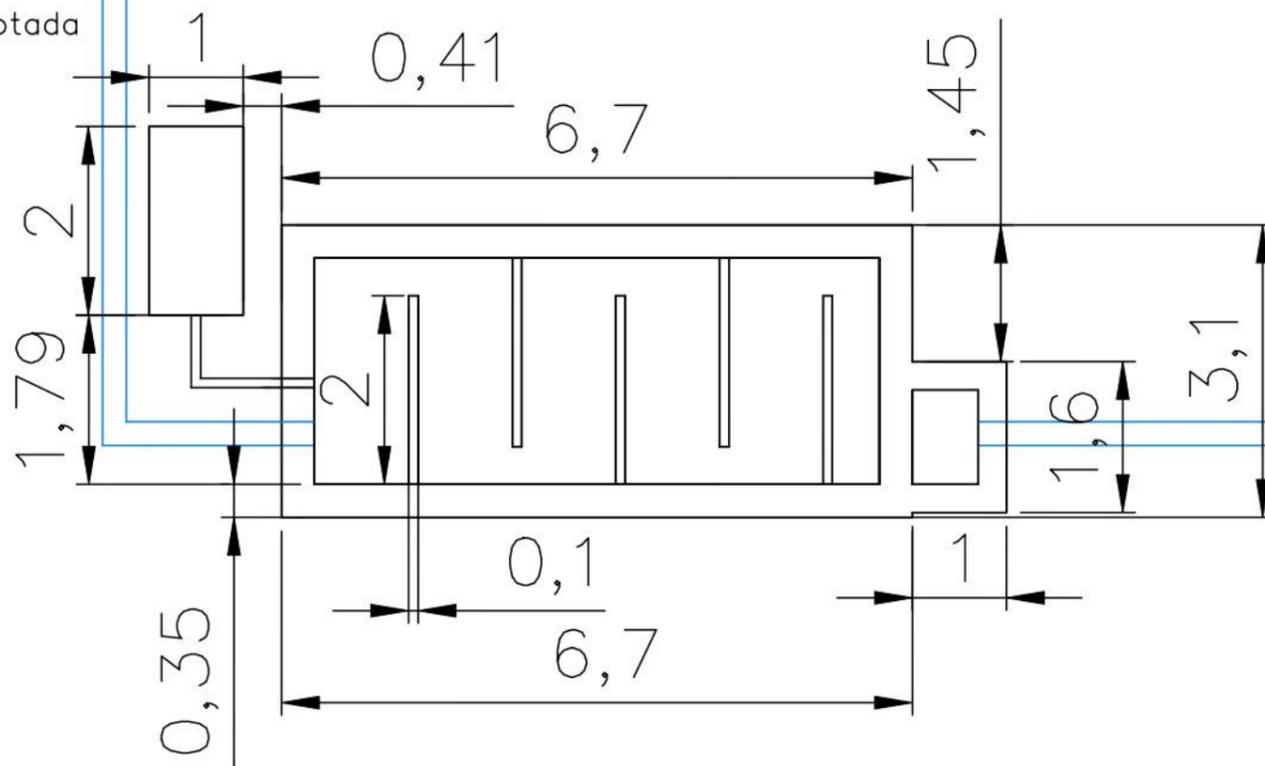
Alzado acotado y con cotas



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación
- 1 Arqueta de salida de la planta

Planta acotada



Puntos Relacionados:

11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de la  
 EDAR de Cortes de la Frontera.

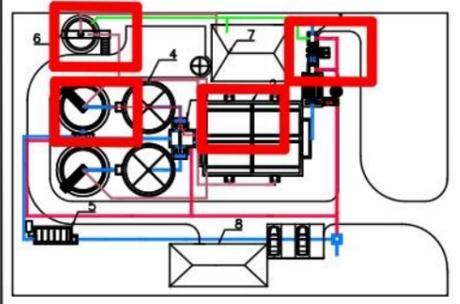
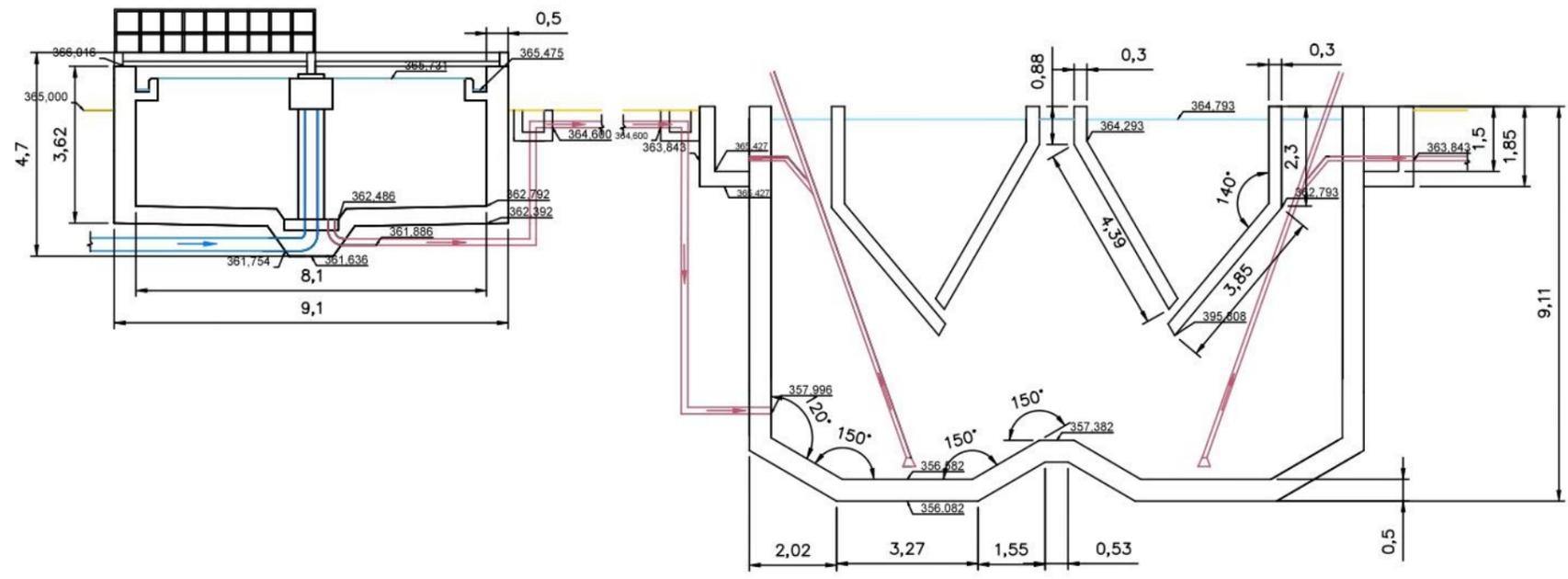
ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:150

Título del plano:  
 Cloración

Nº de plano:  
**7**

Nº de Hoja: Hoja 7 de 10

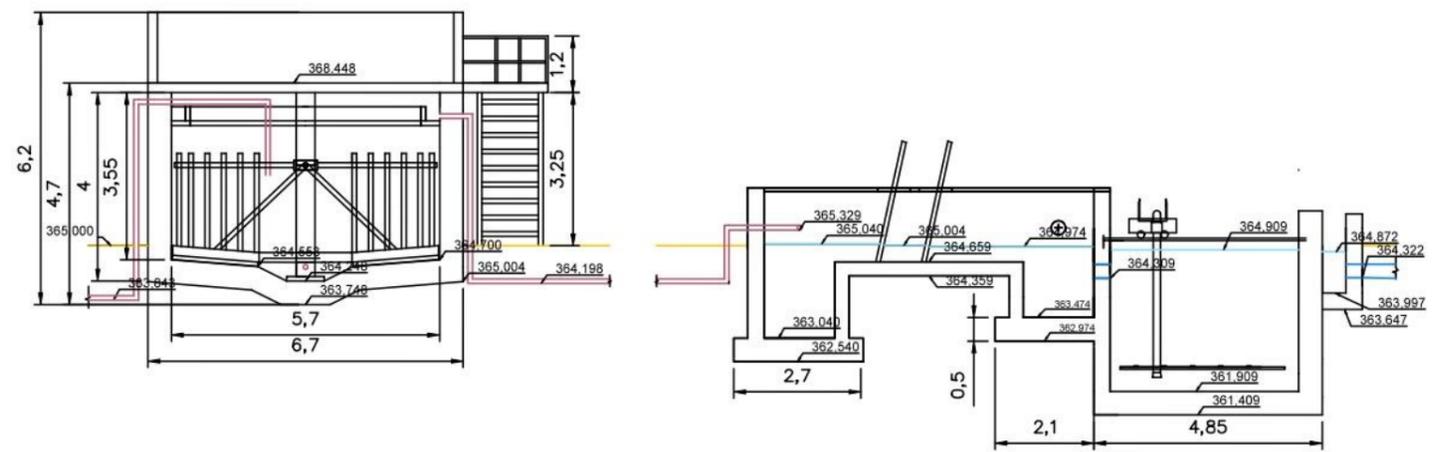
Alzado acotado y con cotas  
Salida fango del secundario – Entrada digester del Imhoff



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Alzado acotado y con cotas  
Salida del espesador – Llegada a cabecera



Puntos Relacionados:  
11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
Escuela Técnica superior de Ingeniería  
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
Proyecto de Contrucción de la  
EDAR de Cortes de la Frontera.

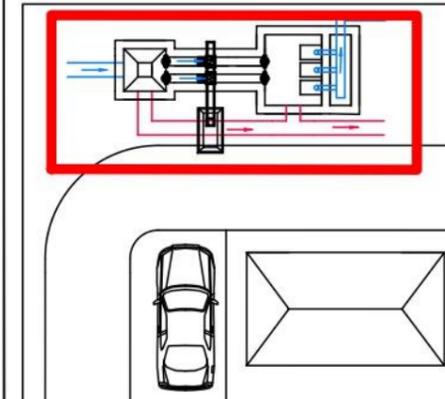
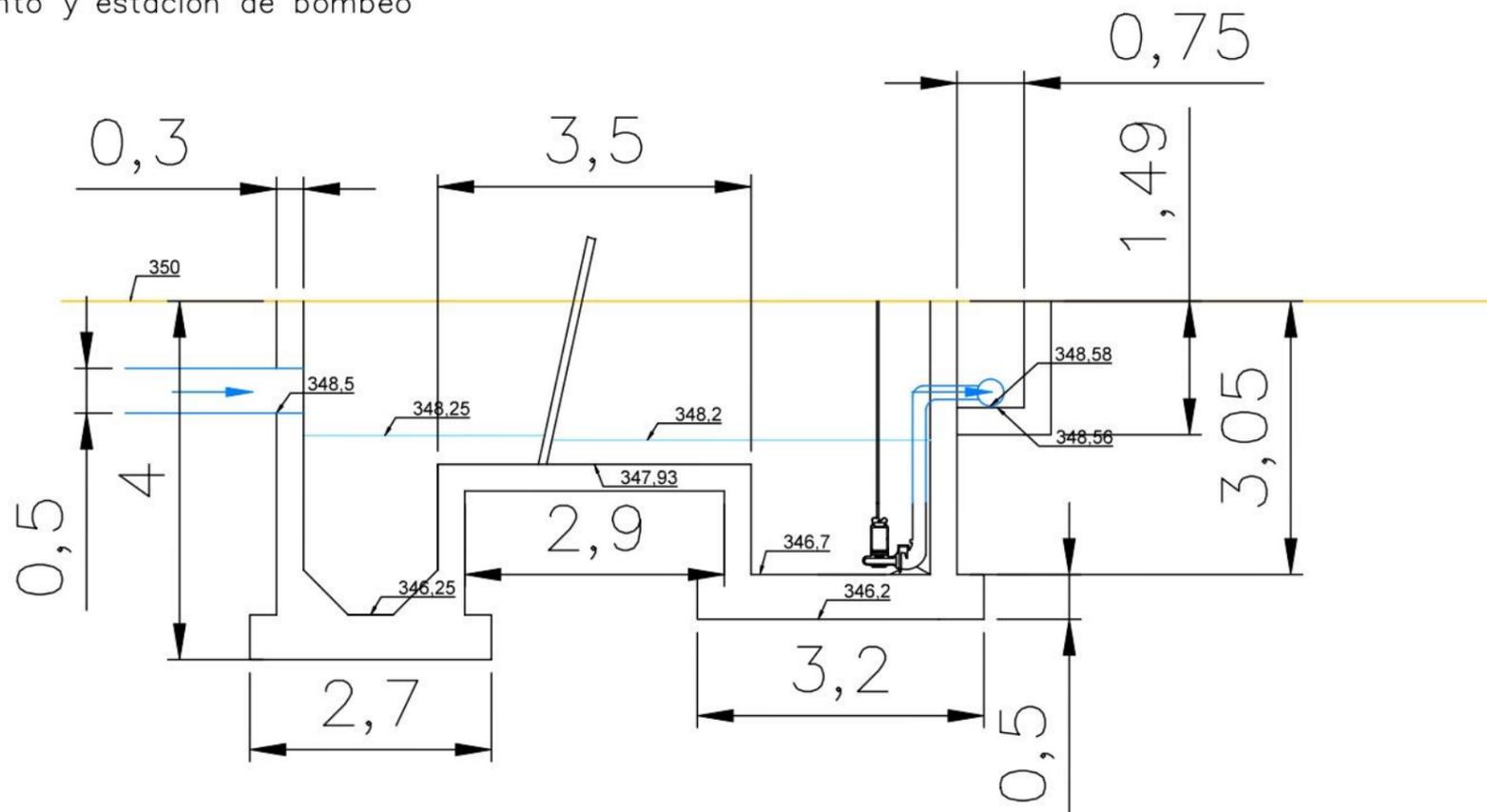
ESCALA/FORMATO  
A3  
1:150

Título del plano:  
Línea de Fangos

Nº de plano:  
**8**

Nº de Hoja: Hoja 8 de 10

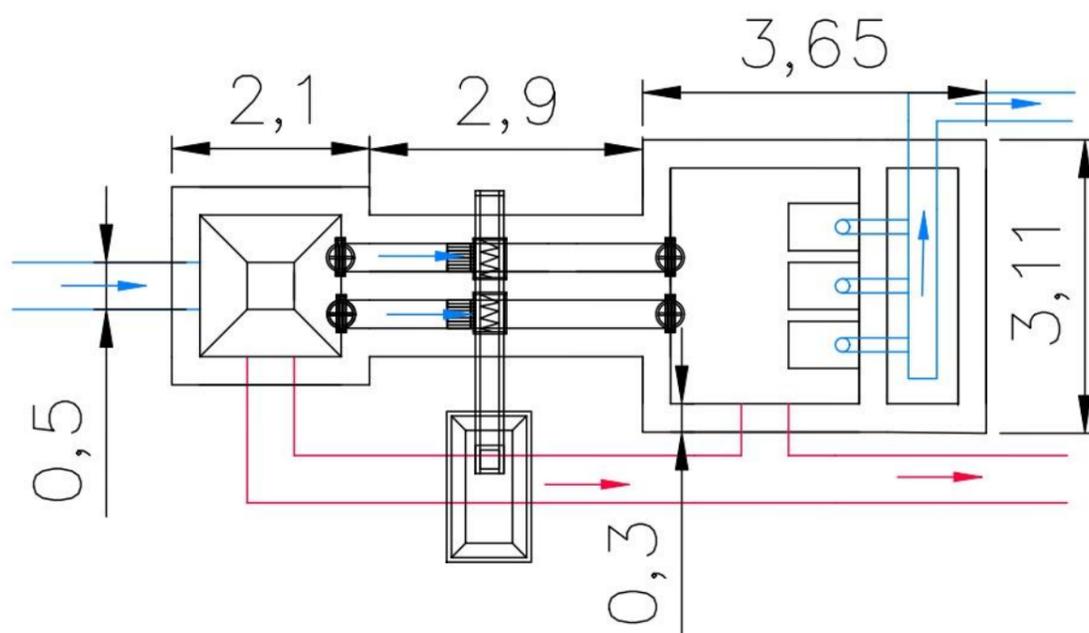
Alzado pretratamiento y estación de bombeo EBAR.



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Planta pretratamiento y estación de bombeo EBAR.



Puntos Relacionados:

11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

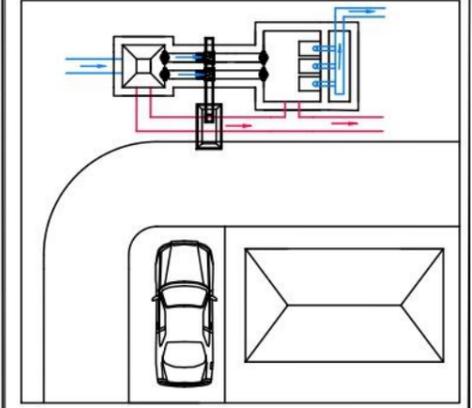
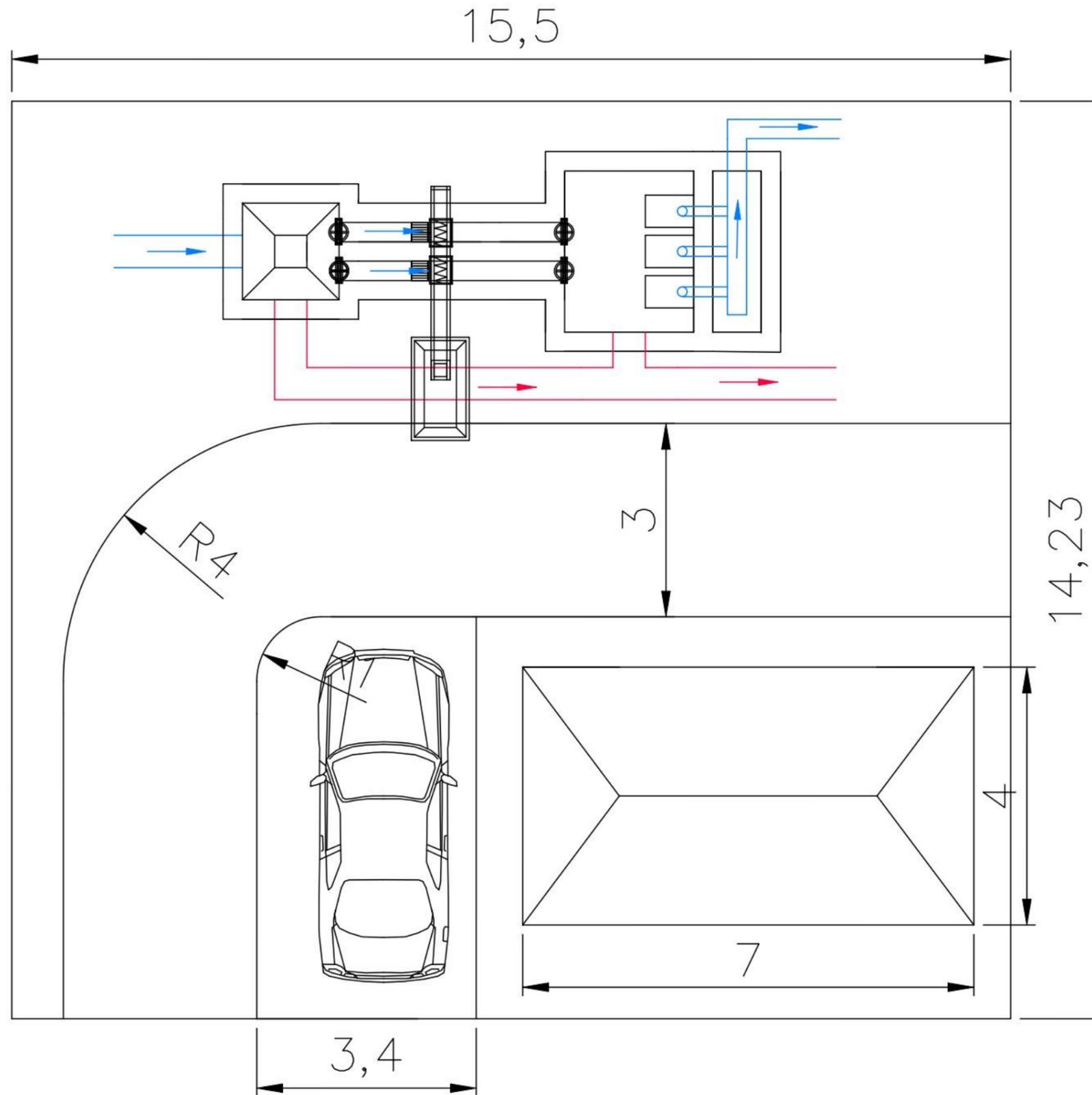
TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de la  
 EDAR de Cortes de la Frontera.

ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:75

Título del plano:  
 EBAR

Nº de plano:  
**9**

Nº de Hoja: Hoja 9 de 10



LEYENDA

- Línea Altura de Lámina
- Línea Cota de Terreno
- Línea de agua
- Línea de By-pass
- Línea de fangos
- Línea de recirculación

Puntos Relacionados:

11. Cálculos hidráulicos



Autor: CAYETANO BUENO CARMONA  
 Tutor: BLAS GONZÁLEZ GONZÁLEZ  
 NICOLÁS GUTIÉRREZ CARMONA  
 Escuela Técnica superior de Ingeniería  
 GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FIN DE GRADO  
 Proyecto de Contrucción de la  
 EDAR de Cortes de la Frontera.

ESCALA/FORMATO  
 A3  
 1:75

Título del plano:  
 EBAR Planta acotada

Nº de plano:  
**10**

Nº de Hoja: Hoja 10 de 10

## **12.2 MAQUETA VIRTUAL**

