

Trabajo Fin de Máster

Propuesta de implementación de humedales artificiales en las EDARs de Vall de Flors y Marines (Valencia) para la mejora de la calidad de las aguas, fijación de carbono y mejora de la conectividad ecológica del barranco Carraixet

Intensificación: TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES

Autora:

FERNANDA ESTEFANÍA MEJÍA PERALTA

Tutor:

DR. VICENT BENEDITO DURÁ

Cotutor/es:

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

SEPTIEMBRE, 2021



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

mihma
máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Agradecimientos

Realizar este trabajo ha significado para mí una serie de retos y un indudable crecimiento, en el ámbito profesional y personal.

En primer lugar, quiero agradecer a mis tutores, Vicent Benedito y Carmen Hernández, por sus enseñanzas; pero sobre todo, por siempre tener una palabra de aliento y sembrar en mí el amor por nuestra profesión.

Agradecer también, a la beca concedida por la Cátedra de Cambio Climático - UPV, que ha hecho posible la realización de mi trabajo Final de Máster.

A mis compañeros de laboratorio y despacho, quienes en este proceso se convirtieron en mis amigos, Isabel y Adrián, gracias por su ayuda y por enseñarme tanto.

A mis amigos del Máster, sin ustedes este camino no hubiera sido el mismo, gracias por haber sido mi familia en este proceso. De manera especial, a mi amiga Valeria, por impulsarme desde el principio y acompañarme en el camino, gracias por todo.

Finalmente, agradezco a mi familia por su apoyo incondicional. A mi madre y hermanas por tanto amor; y a mi padre, a quién dedico este trabajo, por ser la persona que más confía en mí.



Datos del proyecto

Título del TFM en español: Propuesta de implementación de humedales artificiales en las EDARs de Vall de Flors y Marines (Valencia) para la mejora de la calidad de las aguas, fijación de carbono y mejora de la conectividad ecológica del barranco Carrixet.

Título del TFM en inglés: Proposal for the implementation of artificial wetlands in the WWTPs of Vall de Flors and Marines (Valencia) for the improvement of water quality, carbon sequestration and improvement of the ecological connectivity of the Carrixet ravine.

Título del TFM en Valenciano: Proposta d'implementació d'aiguamolls artificials en les EDARs de Vall de Flors i Marines (València) per a la millora de la qualitat de les aigües, fixació de carboni i millora de la connectivitat ecològica del barranc Carrixet.

Alumno: FERNANDA ESTEFANÍA MEJÍA PERALTA

Tutor: DR. VICENT BENEDITO DURÁ

Cotutor/es: DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Fecha de lectura: SEPTIEMBRE, 2021

Resumen

Debido al deterioro ambiental que presenta el barranco Carraixet, ubicado en la comunidad Valenciana, por las distintas actividades antropogénicas que se desarrollan en su entorno, se participó en una campaña de muestreo y análisis de la calidad de agua de 17 puntos que vierten al barranco, desarrollada por el IIAMA. Los resultados obtenidos sirven como un foco orientativo para conocer la contaminación producida, y realizar un diagnóstico que permita identificar los puntos de mayor contaminación. Esto con el fin de proponer actuaciones mediante sistemas extensivos de depuración de aguas residuales, concretamente, humedales artificiales.

Del análisis se determinó que los puntos más prioritarios son el vertido de la EDAR de Vall de Flors y la EDAR de Marines; al detectar concentraciones de DQO, DBO₅, NT y PT, por encima de los límites de vertido establecido por la normativa española vigente. Es así que, en el presente Trabajo Fin de Máster se desarrolla propuestas de diseño para la sustitución de la EDAR de Vall de Flors y un sistema de afino del efluente de la EDAR de Marines. Para el efecto, se realizó el dimensionamiento e implantación de los elementos que conforman cada propuesta. Además, mediante los lineamientos del IPCC, se evaluó la capacidad de los humedales artificiales para funcionar como sumideros de carbono.

De este modo, en Vall de Flors se realizó el diseño del sistema de pretratamiento (aliviadero de exceso de caudal y canal de desbaste), tratamiento primario (tanque Imhoff), tratamiento secundario (humedales artificiales) y deshidratación de lodos (humedales artificiales). Para el tratamiento secundario se propuso dos alternativas de diseño. La primera con la implantación de humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH), y la segunda mediante humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical (HAFSsV).

Para la selección de la propuesta de diseño definitiva, a la luz de los resultados, se realizó una valoración de las dos alternativas, sujeta a las variables asociadas a la operación, rendimientos de depuración e implementación; así como las relacionadas con la fijación de carbono. De la cual, se seleccionó como idónea a la segunda alternativa (incluye un sistema de HAFSsV). Esto se debe a que a pesar de que la complejidad en la operación de estos sistemas es mayor frente a los HAFSsH, los HAFSsV permiten alcanzar los niveles de descontaminación necesarios para cumplir con las condiciones de vertido, con una menor área de implantación. Lo que supone menos costos de construcción y mantenimiento. Adicionalmente, según el balance de CO₂e, en términos relativos, los HAFSsV son capaces de fijar más carbono frente a los HAFSsH, 7.97 kgCO₂e/m² y 5.58 kgCO₂e/m², respectivamente.

Es así que, en el diseño definitivo propuesto para la sustitución de la EDAR de Vall de Flors, los HAFSsV demandaría un área de implantación de 1762.25 m², distribuida en 5 celdas de 350.00 m² dispuestas en paralelo. Del balance de CO₂e realizado en el funcionamiento de todo el conjunto de tratamiento (tratamiento primario, secundario y deshidratación de lodos) se obtuvo que las emisiones causadas por la depuración de las aguas residuales representarían el 2.05% de las emisiones anuales de CO₂e per cápita

en Vall de Flors. Estas emisiones se deben principalmente a los GEI generados en el tratamiento primario (Tanque Imhoff).

Por otro lado, se propuso un sistema de humedales artificiales para el afino del efluente de la EDAR de Marines. Para el efecto, se desarrolló una propuesta de diseño tomando como calidad de agua influente, las concentraciones medias reportadas por la EPSAR en el año 2018. Es así que, se diseñó un sistema de humedales artificiales de flujo superficial (HAFS) mediante el método P, k, C*, con el fin de lograr una reducción del contenido, principalmente, de N y patógenos. En efecto, se propuso la implementación de 7603.84 m² de humedal superficial alimentado de forma continua en 2 celdas de 3801.92 m² cada una, dispuestas en serie, a fin evitar problemas de eutrofización.

En base al balance de CO₂e, el funcionamiento de dicho sistema permite una fijación de 9.23 kg CO₂e/m² y 18.99 kg CO₂e/hab., lo que supone una reducción del 0.38% de la huella de carbono per cápita en Marines.

Palabras clave: Agua residual urbana, humedal artificial, gases efecto invernadero, fijación de carbono, balance de carbono.

Resum

A causa de la deterioració ambiental que presenta el barranc Carraixet, situat en la comunitat Valenciana, per les diferents activitats antropogèniques que es desenvolupen en el seu entorn, es va participar en una campanya de mostreig i anàlisi de la qualitat d'aigua de 17 punts que aboquen al barranc, desenvolupada pel IIAMA. Els resultats obtinguts serveixen com un focus orientatiu per a conèixer la contaminació produïda, i realitzar un diagnòstic que permeta identificar els punts de major contaminació. Això amb la finalitat de proposar actuacions mitjançant sistemes extensius de depuració d'aigües residuals, concretament, aiguamolls artificials.

De l'anàlisi es va determinar que els punts més prioritaris són l'abocament de la EDAR de Vall de Flors i la EDAR de Marines; en detectar concentracions de DQO, DBO₅, NT i PT, per damunt dels límits d'abocament establert per la normativa espanyola vigent. És així que, en el present Treball Fi de Màster es desenvolupa propostes de disseny per a la substitució de la EDAR de Vall de Flors i un sistema d'afinament de l'efluent de la EDAR de Marines. Per a l'efecte, es va realitzar el dimensionament i implantació dels elements que conforma cada proposta. A més, mitjançant el que s'estableix en l'IPCC, 2007, es va avaluar la capacitat dels aiguamolls artificials per a funcionar com a embornals de carboni.

D'aquesta manera, en Vall de Flors es va realitzar el disseny del sistema de pretractament (sobreeixidor d'excés de cabal i canal de desbastament), tractament primari (tanc Imhoff), tractament secundari (aiguamolls artificials) i deshidratació de llots (aiguamolls artificials). Per al tractament secundari es va proposar dues alternatives de disseny. L'alternativa 1 amb la implantació d'aiguamolls artificials de flux subsuperficial horitzontal (HAFSSH), i l'alternativa 2 mitjançant aiguamolls artificials de flux subsuperficial vertical (HAFSSV).



Per a la selecció de la proposta de disseny definitiva, a la llum dels resultats, es va realitzar una valoració de les dues alternatives, subjecta a les variables associades a l'operació, rendiments de depuració i implementació; així com les relacionades amb la fixació de carboni. De la qual, es va seleccionar com a idònia l'alternativa 2 (inclou un sistema de HAFSsV). Això es deu al fet que a pesar que la complexitat en l'operació d'aquests sistemes és major enfront dels HAFSsH, els HAFSsV permeten aconseguir els nivells de descontaminació necessaris per a complir amb les condicions d'abocament, amb una menor àrea d'implantació. El que suposa menys costos de construcció i manteniment. Addicionalment, segons el balanç de CO_{2e}, en termes relatius, els HAFSsV són capaços de fixar més carboni enfront dels HAFSsH, 7.97 kgCO_{2e}/m² i 5.58 kgCO_{2e}/m², respectivament.

És així que, en el disseny definitiu proposat per a la substitució de la EDAR de Vall de Flors, els HAFSsV demandaria una àrea d'implantació de 1762.25 m², distribuïda en 5 cel·les de 350.00 m² disposades en paral·lel. Del balanç de CO_{2e} realitzat en el funcionament de tot el conjunt de tractament (tractament primari, secundari i deshidratació de llots) es va obtenir que les emissions causades per la depuració de les aigües residuals representarien el 2.05% de les emissions anuals de CO_{2e} per càpita en Vall de Flors. Aquestes emissions es deuen principalment als GEI generats en el tractament primari (Tanc Imhoff).

D'altra banda, es va proposar un sistema d'aiguamolls artificials per a l'afinament de l'efluent de la EDAR de Marines. Per a l'efecte, es va desenvolupar una proposta de disseny prenent com a qualitat d'aigua d'entrada, les concentracions mitjanes reportades per la EPSAR l'any 2018. És així que, es va dissenyar un sistema d'aiguamolls artificials de flux superficial (HAFS) mitjançant el mètode P, k, C*, amb la finalitat d'aconseguir una reducció del contingut principalment de N; i addicionalment, aconseguir una reducció de patògens; de cara a obrir la possibilitat de la reutilització de l'efluent. En efecte, es va proposar la implementació de 7603.84 m² d'aiguamoll superficial alimentat de manera contínua en 2 cel·les de 3801.92 m² cadascuna, disposades en sèrie, a fi evitar problemes d'eutrofització.

Sobre la base del balanç de CO_{2e}, el funcionament d'aquest sistema permet una fixació de 9.23 kg CO_{2e}/m² i 18.99 kg CO_{2e}/hab., la qual cosa suposa una reducció del 0.38% de la petjada de carboni per càpita a Marines.

Paraules clau: Aigua residual urbana, aiguamoll artificial, gasos efecte d'hivernacle, fixació de carboni, balanç de carboni.

Summary

Due to the environmental deterioration of the Carraixet ravine, located in the Valencian Community, caused by the different anthropogenic activities carried out in its surroundings, a sampling and analysis campaign was tested to check the water quality of 17 points that discharge into the ravine, developed by the IIAMA. The results obtained served as an orientative basis to determine the contamination produced, and to make a diagnosis that allows to identify the points with greater contamination. This, in order to propose actions through extensive wastewater treatment systems, specifically, artificial wetlands.

From the analysis it was determined that the highest priority points are the discharge of the WWTP of Vall de Flors and the WWTP of Marines; by detecting concentrations of COD, BOD₅, TN and PT, above the discharge limits established by the current Spanish regulations. Thus, this Master's Thesis develops design proposals for the replacement of the Vall de Flors WWTP and an effluent refining system for the Marines WWTP. For this purpose, the sizing and implementation of the elements that make up each proposal were carried out. In addition, using the IPCC, 2007 guidelines, the capacity of artificial wetlands to function as carbon sinks was assessed.

Thus, in Vall de Flors the design of the pretreatment system (overflow spillway and roughing channel), primary treatment (Imhoff tank), secondary treatment (artificial wetlands) and sludge dewatering (artificial wetlands) was carried out. Two design alternatives were proposed for secondary treatment. First, the implementation of horizontal subsurface flow artificial wetlands (HAFSSH), and secondly vertical subsurface flow artificial wetlands (HAFSSV).

For the selection of the final design proposal, after the results were analyzed, an evaluation of the two alternatives was carried out, considering variables associated with operation, purification and implementation yields, as well as those related to carbon catching capacity. The second alternative (including a HAFSSV system) was selected as the best, even when the complexity in the operation of these systems is greater compared to HAFSSH. HAFSSVs allows to achieve the necessary decontamination levels to comply with the discharge conditions, with a smaller implementation area. This means lower construction and maintenance costs. Additionally, according to the CO_{2e} balance, in relative terms, HAFSSVs are capable of fixing more carbon compared to HAFSSH, 7.97 kgCO_{2e}/m² and 5.58 kgCO_{2e}/m², respectively.

Thus, in the final design proposed for the replacement of the Vall de Flors WWTP, the HAFSSV would require an implementation area of 1762.25 m², distributed in 5 cells of 350.00 m² arranged in parallel. From the CO_{2e} balance carried out in the operation of the entire treatment plant (primary treatment, secondary treatment and sludge dewatering) it was obtained that the emissions caused by the wastewater treatment would represent 2.05% of the annual CO_{2e} emissions per capita in Vall de Flors. These emissions are mainly due to GHG generated in the primary treatment (Imhoff tank).

On the other hand, an artificial wetlands system was proposed for the refining of the effluent from the Marines WWTP. For this purpose, a design proposal was developed



taking as influent water quality, the average concentrations reported by EPSAR in 2018. Thus, a system of artificial wetlands of surface flow (HAFS) was designed using the P, k, C* method, in order to achieve a reduction of the content mainly of N; and additionally, to achieve a reduction of pathogens; in order to open the possibility of effluent reutilization. In fact, it was proposed the implementation of 7603.84 m² of surface wetland fed continuously in 2 cells of 3801.92 m² each, arranged in series, in order to avoid eutrophication problems.

Based on the CO₂e balance, the operation of this system allows a fixation of 9.23 kg CO₂e/m² and 18.99 kg CO₂e/person, which means a reduction of 0.38% of the per capita carbon footprint in Marines.

Keywords: Urban wastewater, artificial wetland, greenhouse gases, carbon sequestration, carbon balance.



CONTENIDO

1.	Introducción.....	1
2.	Problemática y justificación del proyecto	3
3.	Objetivos.....	6
4.	Marco teórico y normativo	7
4.1.	Aguas residuales urbanas (ARU).....	7
4.1.1	Principales contaminantes en las aguas residuales.....	8
4.1.1	Caracterización de la calidad de aguas residuales.....	9
4.2.	Marco normativo para la depuración de aguas residuales	12
4.2.1	Concepto de pequeña población.....	15
4.3.	Humedales artificiales como elementos de depuración de ARU.....	16
4.3.1	Humedales artificiales de flujo superficial (HAFS).....	17
4.3.2	Humedales artificiales de flujo subsuperficial (HAFSS).....	18
4.3.3	Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical Francés (HAFSSV Francés)22	
4.3.4	Mecanismos de eliminación de contaminantes de ARU mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones	23
4.3.5	Humedales artificiales como sumideros de carbono en el tratamiento de aguas residuales urbanas.....	28
4.4.	Generalidades y criterios de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones	41
4.4.1	Configuración general	41
4.4.2	Pretratamiento.....	43
4.4.3	Tratamiento primario.....	58
4.4.4	Tratamiento secundario	72
4.4.5	Deshidratación de lodos	86
5.	Ubicación general de la zona de estudio	88
6.	Análisis de la calidad de agua vertida al Barranco Carraixet.....	89
6.1.1	Materiales y Métodos	92
6.1.2	Resultados.....	101
7.	Diseño de las instalaciones de la EDAR de Vall D'Flors	113
7.1.	Ubicación.....	113
7.2.	Climatología.....	113
7.3.	Población	115



7.4.	Estado actual de la EDAR de Vall D'Flors.....	116
7.5.	Diseño de las instalaciones de la EDAR de sustitución.....	117
7.5.1	Caudales	117
7.5.2	Caracterización del agua residual influente.....	121
7.5.3	Pretratamiento.....	123
7.5.4	Tratamiento Primario.....	130
7.5.5	Deshidratación de lodos primarios	135
7.5.6	Tratamiento secundario	136
7.5.7	Cálculo de la fijación de carbono	143
7.5.8	Selección del diseño definitivo.....	152
8.	Diseño de las instalaciones de la EDAR de Marines.....	156
8.1.	Ubicación	156
8.2.	Climatología.....	156
8.3.	Población	158
8.4.	Estado actual de la EDAR de Marines Nuevo	159
8.5.	Justificación del diseño	161
8.6.	Diseño de las instalaciones	161
8.6.1	Caracterización del agua residual.....	161
8.6.2	Propuesta de diseño para el afino del efluente de la EDAR Marines.....	163
8.6.3	Cálculo de la fijación de carbono	167
9.	Resumen y conclusiones.....	170
10.	Referencias bibliográficas	172

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Usos del suelo en el entorno al barranco Carraixet.....	3
Figura 2. Conformación de las aguas residuales urbanas.....	7
Figura 3. Contaminantes en aguas residuales sin tratar.....	8
Figura 4. Tipos de humedales artificiales.....	17
Figura 5. Configuración de humedales artificiales de flujo superficial.....	18
Figura 6. Detalle de una planta de carrizo. Arriba: dibujo esquemático. Abajo: zona de rizomas y raíces del carrizo (derecha) y detalle del aerénquima (izquierda).	19
Figura 7. Corte longitudinal de un HAFSsH.....	20
Figura 8. Corte longitudinal de un HAFSsV.....	21
Figura 9. Esquema del diseño clásico de HAFSsV Francés.....	23
Figura 10. Principales procesos que se tienen lugar en humedales artificiales.	24
Figura 11. Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en humedales.....	26
Figura 12. Esquema de funcionamiento indicado para la eliminación de fósforo.	28
Figura 13. Transferencias de materiales en la biosfera de humedales. Absorción externa de la planta (U_e). Procesos de lixiviación (L) y descomposición (D_a y D_b). Los residuos de necromasa pierden su identidad y se acumulan como nuevos suelos y sedimentos (A_a y A_b).....	31
Figura 14. Diagrama de flujo del tratamiento mediante HAFSs.....	42
Figura 15. Diagrama de flujo del tratamiento mediante la combinación en serie de HAFSsV y HAFSsH.....	42
Figura 16. Laguna de maduración como tratamiento terciario.....	43
Figura 17. Línea de pretratamiento habitual en EDARs de poblaciones pequeñas.....	44
Figura 18. Mapa de índice de torrencialidad (I_1/I_d).....	45
Figura 19. Isolíneas del valor regional del coeficiente de variación.	47
Figura 20. Mapa de Isolíneas de P y C_v correspondiente a la Comunidad Valenciana..	48
Figura 21. Esquema de un vertedero lateral: Aliviadero.....	52
Figura 22. Rejas gruesas con limpieza manual.	53
Figura 23. Rejas con limpieza automática. Fuente: CEDEX (2010).....	53
Figura 24. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras.	60
Figura 25. Esquema de implantación de una fosa séptica como tratamiento primario de un humedal. artificial.....	60
Figura 26. Decantadores primarios estáticos cilindrocónicos.	62
Figura 27. Esquema de las zonas en un tanque Imhoff.	64
Figura 28. Esquema de la zona de decantación de un tanque de decantación de un tanque Imhoff.....	68
Figura 29. Esquema de la zona de digestión y almacenamiento de fangos en un tanque Imhoff.....	70
Figura 30. Diagrama de flujo de combinaciones de HAFSs.	74
Figura 31. Colmatación a la entrada de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal en Ecuador.....	81
Figura 32. Diagrama esquemático de un humedal artificial para la deshidratación de lodos.	87



Figura 33. Extensión del barranco Carraixet.	88
Figura 34. Puntos de muestro para el análisis de calidad del agua en el barranco Carraixet.	89
Figura 35. Agua estancada en el punto “Aliviadero Palmaret alto I”.....	90
Figura 36. Presencia de sólidos flotantes de aguas residuales urbanas en el punto “Aliviadero Palmaret alto I”.....	90
Figura 37. Flora en el barranco Palmaret Alto.	91
Figura 38. Fauna en los barrancos Palmaret Bajo y Alto.	91
Figura 39. Flora en el barranco Palmaret Bajo.....	92
Figura 40. Toma de muestras.	93
Figura 41. Recipientes utilizados para el almacenamiento y análisis de calidad de agua.	94
Figura 42. Almacenamiento de muestras para análisis microbiológico.	94
Figura 43. Termorreactor Spectroquant® (derecha) y Espectrofotómetro Spectroquant® (izquierda).....	96
Figura 44. Muestras instaladas para el análisis de DBO.	97
Figura 45. Filtrado al vacío para la determinación de sólidos suspendidos.	98
Figura 46. Medición de parámetros de calidad de agua “ <i>in situ</i> ”.	100
Figura 47. Phmetro (derecha), conductímetro (centro) y turbidímetro (izquierda).....	100
Figura 48. Equipo Quanti-tray sealer plus.....	100
Figura 49. Resultados del análisis de calidad de agua - Demanda química de oxígeno.	102
Figura 50. Resultados del análisis de calidad de agua - Demanda biológica de oxígeno.	103
Figura 51. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de sólidos.	104
Figura 52. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de PT y PO_4^{3-}	105
Figura 53. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de NT.....	106
Figura 54. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de NH_4^+	107
Figura 55. Aspecto de la calidad del agua en la zona de vertido de la EDAR de Vall de Flors.....	108
Figura 56. Aspecto de la calidad del agua en la zona de vertido de la EDAR de Marines.	108
Figura 57. Calidad del agua de la balsa de Moncada	109
Figura 58. Tubería de descarga de alivio de bombeo de agua residual urbana del barrio el Pilar (Municipio de Moncada) hacia la balsa de Moncada ubicada sobre el barranco Carraixet.	109
Figura 59. Vertido de la EDAR de la Cuenca del Carraixet.	110
Figura 60. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de Coliformes totales y <i>Escherichia coli</i>	111
Figura 61. Ubicación de la Urbanización Vall de Flors.	113
Figura 62. Temperaturas mínimas de las medias – E.M. Moncada.....	114
Figura 63. Precipitaciones diarias máximas anuales – E.M. Moncada.	115
Figura 64. Evolución del número de habitantes de la Urbanización Vall de Flors.	116
Figura 65. Ubicación de la EDAR existente de Vall de Flors y punto de vertido.....	117
Figura 66. Canal de entrada de caudal de la EDAR de Vall de Flors.	117



Figura 67. Evolución típica diaria de los caudales de aguas residuales urbanas en pequeñas poblaciones.	120
Figura 68. Ubicación de Vall de Flors en el mapa de isolíneas de España Peninsular.	123
Figura 69. Superficies conectadas a la red de alcantarillado unitario.	125
Figura 70. Diseño del canal de entrada – EDAR de Vall de Flors.	127
Figura 71. Diseño de tanques Imhoff – EDAR de Vall de Flors. Arriba: vista transversal y abajo: implantación.	134
Figura 72. Distribución de las alturas en los HAFSsV.	138
Figura 73. Porcentajes de emisión de CO ₂ e de los elementos de tratamiento en las alternativas de diseño – Vall de Flors.	151
Figura 74. Soportes de helófitas para la fitodepuración de aguas residuales.	151
Figura 75. Esquema propuesto de la Alternativa 2 - EDAR de Vall de Flors.	154
Figura 76. Ubicación propuesta para la EDAR de sustitución – Vall de Flors.	155
Figura 77. Ubicación del Municipio de Marines.	156
Figura 78. Temperatura media de las mínimas (2000 – 2020) - E.M. Lliria.	157
Figura 79. Precipitaciones diarias máximas anuales – E.M. Lliria.	158
Figura 80. Evolución del número de habitantes de Marines.	158
Figura 81. Ubicación y punto de vertido de la EDAR de Marines.	159
Figura 82. Diagrama de bloques de proceso de la EDAR de Marines Nuevo.	160
Figura 83. Esquema de un humedal artificial de flujo superficial.	164
Figura 84. Esquema de HAFS de afino – EDAR de Marines.	166
Figura 85. Ubicación propuesta para los HAFS de afino – EDAR de Marines.	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Vertidos al barranco Carraixet.....	4
Tabla 2. Vertidos al barranco Carraixet no registrados.....	5
Tabla 3. Vertidos en afluentes del barranco Carraixet.	5
Tabla 4. Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual.	8
Tabla 5. Concentraciones típicas de las aguas residuales domésticas no tratadas.	10
Tabla 6. Ratios de contaminación promedio de las aguas residuales en poblaciones pequeñas.	11
Tabla 7. Ratios típicos para el agua residual urbana.	11
Tabla 8. Tratamientos de aguas residuales urbanas en función de la población y zona de vertido.....	12
Tabla 9. Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas.....	13
Tabla 10. Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles a eutrofización.	14
Tabla 11. Declaración de zonas sensibles a eutrofización por cuencas hidrográficas en la comunidad Valenciana, efectuada por el Ministerio de Medio Ambiente.	14
Tabla 12. Declaración de zonas sensibles a eutrofización efectuada por las Comunidades Autónomas.....	15
Tabla 13. Comparación entre HAFSsH y HAFSsV.	21
Tabla 14. Eficiencias de remoción típicas de humedales artificiales.	22
Tabla 15. Mecanismos de remoción en humedales artificiales.	24
Tabla 16. Valores de métricas de las emisiones.	30
Tabla 17. Valores de producción de biomasa seca de carrizo (<i>Phragmites australis</i>)... 32	32
Tabla 18. Valores de MCF por defecto para las aguas residuales domésticas	36
Tabla 19. Factor de corrección de emisión de metano.	38
Tabla 20. Elementos habituales en los sistemas de tratamiento de ARU mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones.	43
Tabla 21. Factor de ampliación.	48
Tabla 22. Coeficientes de escorrentía según el tipo de superficie para un periodo de retorno de 25 años.	50
Tabla 23. Valores recomendados para el diseño del canal de desbaste y enrejados.	55
Tabla 24. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores.....	57
Tabla 25. Rangos de aplicación de los elementos de tratamiento primario.	59
Tabla 26. Ventajas y desventajas de las fosas sépticas como tratamientos primarios....	61
Tabla 27. Rendimientos y calidades medias del efluente de fosas sépticas.	62
Tabla 28. Ventajas y desventajas de los decantadores primarios.	63
Tabla 29. Rendimientos y calidad del efluente en decantadores primarios.....	64
Tabla 30. Ventajas y desventajas de los Tanques Imhoff.	65
Tabla 31. Valores recomendados para el diseño de un tanque Imhoff.....	66
Tabla 32. Rendimientos de los tanques Imhoff.....	67
Tabla 33. Resumen de la superficie calculada para una vivienda unifamiliar (5 PE) en un clima templado.	75



Tabla 34. Ejemplos de valores de P para humedales de flujo horizontal, vertical y superficial (Kadlec and Wallace, 2009).	76
Tabla 35. Ejemplos de concentraciones de fondo (C*) para humedales HF, VF y FWS (Kadlec and Wallace, 2009)	76
Tabla 36. Ejemplos de coeficientes de velocidad de reacción basados en áreas (50 th percentil) para humedales HF y FWS (Kadlec y Wallace, 2009).	77
Tabla 37. Ejemplos de factores de corrección (θ) para humedales HF y FWS (50 th percentil, Kadlec and Wallace, 2009).....	77
Tabla 38. Materiales empleados en el diseño y construcción de humedales horizontales.	78
Tabla 39. Recomendaciones para el diseño de HAFSSV.	84
Tabla 40. Principales características de los procesos realizados para la determinación de DQO y nutrientes en las muestras de agua.	96
Tabla 41. Volumen de muestra según la DBO esperada	97
Tabla 42. Resumen de cumplimiento (SI/NO) con los límites de vertidos establecidos en el Real Decreto-Ley 11/1995.....	112
Tabla 43. Datos de la estación meteorológica “Moncada”.....	114
Tabla 44. Caudales de trabajo para el diseño de la EDAR de Vall de Flors.	121
Tabla 45. Velocidad de emisión másica unitaria para contaminantes típicos de ARU. 122	
Tabla 46. Concentraciones de entrada de los contaminantes del agua residual influente a la EDAR de Vall de Flors.....	122
Tabla 47. Cálculo de la precipitación máxima diaria para un periodo de retorno “T” – Vall de Flors.	124
Tabla 48. Cálculo de la intensidad media de duración “tc” y retorno “T” - Vall de Flors.	124
Tabla 49. Cálculo del caudal lluvia – Vall de Flors.	125
Tabla 50. Caudal máximo de ingreso a la EDAR de Vall de Flors.....	126
Tabla 51. Resultados del diseño del aliviadero de la EDAR de Vall de Flors.	126
Tabla 52. Resultados del diseño del canal de desbaste (zona de enrejados).	128
Tabla 53. Diseño del canal central del canal de desbaste.....	128
Tabla 54. Cálculo de la longitud de la zona de enrejados del canal de desbaste – Vall de Flors.....	129
Tabla 55. Diseño de la zona de desarenado del canal de desbaste.	129
Tabla 56. Valores seleccionados para los parámetros para el diseño del Tanque Imhoff.	130
Tabla 57. Resultados del cálculo de la superficie y dimensiones de la zona de decantación para cada Tanque Imhoff.....	131
Tabla 58. Resultados del diseño del dimensionamiento de la zona de decantación.....	131
Tabla 59. Resultados del dimensionamiento de la zona de decantación de los tanques Imhoff.	132
Tabla 60. Resultados del cálculo de la altura y volumen total de los tanques Imhoff. 133	
Tabla 61. Dimensiones de implantación de los tanques Imhoff.....	133
Tabla 62. Calidad del efluente de los tanques Imhoff.	135
Tabla 63. Resultados del diseño de los humedales artificiales para la deshidratación de lodos.	135
Tabla 64. Alturas de los humedales artificiales para la deshidratación de lodos.	136



Tabla 65. Carga contaminante y de caudal a la entrada de los HAFSsV.	136
Tabla 66. Resultados del diseño de los HAFSsV.	137
Tabla 67. Profundidades y volumen de los HAFSsV.	138
Tabla 68. Diseño del tanque dosificador de los HAFSsV.	139
Tabla 69. Rendimientos de descontaminación y calidad del efluente en los HAFSsV.	139
Tabla 70. Parámetros y resultados del diseño de HAFSsH.	139
Tabla 71. Alternativa 1 del dimensionamiento del HAFSsH con una celda cuadrada.	140
Tabla 72. Alternativas de diseño para los HAFSsH.	141
Tabla 73. Diseño hidráulico de los HAFSsH.	141
Tabla 74. Resumen del diseño de los HAFSsH.	142
Tabla 75. Resultados del cálculo del tiempo de retención hidráulico de HAFSsH.	142
Tabla 76. Porcentajes de eliminación y calidad del efluente de los HAFSsH.	142
Tabla 77. Fijación anual de carbono en la vegetación y el sustrato de los humedales artificiales diseñados – EDAR Vall de Flors.	143
Tabla 78. Emisión de metano en los Tanques Imhoff – Vall de Flors.	144
Tabla 79. Emisión de metano en el HAFSsH – Vall de Flors.	145
Tabla 80. Emisión de metano en el HAFSsV – Vall de Flors.	145
Tabla 81. Emisión de metano en los HADL – Vall de Flors.	146
Tabla 82. Emisión directa de N ₂ O en los HAFSsH – Vall de Flors.	146
Tabla 83. Emisión directa de N ₂ O en los HAFSsV – Vall de Flors.	147
Tabla 84. Resumen de emisiones de CH ₄ y N ₂ O en los elementos de tratamiento de la EDAR de sustitución de Vall de Flors.	147
Tabla 85. Emisión indirecta de N ₂ O efluente de HAFSsH – Vall de Flors.	148
Tabla 86. Emisión indirecta de N ₂ O efluente de HAFSsV – Vall de Flors.	148
Tabla 87. Balance de carbono en los humedales artificiales diseñados.	149
Tabla 88. Balance de carbono en los sistemas de tratamiento propuestos.	150
Tabla 89. Fijación de carbono en el Tanque Imhoff – Vall de Flors.	152
Tabla 90. Balance de carbono en los tanques Imhoff.	152
Tabla 91. Huella de carbono per cápita en las alternativas de depuración diseñadas – Vall de Flors.	152
Tabla 92. Valoración para la selección de la alternativa de diseño.	153
Tabla 93. Áreas de implantación de la propuesta de EDAR de sustitución – Vall de Flors.	155
Tabla 94. Datos de la estación meteorológica “Lliria”.	157
Tabla 95. Datos de funcionamiento de la EDAR de Marines Nuevo.	160
Tabla 96. Calidad del efluente de la EDAR de Marines.	162
Tabla 97. Concentraciones medias 2018 en la EDAR de Marines.	162
Tabla 98. Parámetros y resultados del diseño de HAFS – Marines.	163
Tabla 99. Alturas del HAFS - Marines.	164
Tabla 100. Dimensionamiento de los HAFS en serie - Marines.	165
Tabla 101. Porcentajes de eliminación y calidad del efluente de los HAFS – Marines.	165
Tabla 102. Producción de biomasa seca de la vegetación del HAFS - Marines.	167
Tabla 103. Fijación anual de carbono en la vegetación y el sustrato de los HAFSsV – Marines.	167
Tabla 104. Emisión de CH ₄ en los HAFS - Marines.	168



Tabla 105. Emisión directa de N ₂ O en los HAFS - Marines.....	168
Tabla 106. Emisión indirecta de N ₂ O - Marines	169
Tabla 107. Resultados del balance de CO ₂ e en los HAFS – Marines.	169

1. Introducción

Observar un ecosistema es presenciar un escenario en el cual están interactuando diferentes especies. Algunas se pueden evidenciar con facilidad, como por ejemplo aves, peces, anfibios, macrófitas, mientras que otros son microorganismos que forman parte esencial del correcto funcionamiento ecológico de dicho escenario.

Los seres humanos formamos también parte del ecosistema, el cual es afectado por actividades que obedecen la necesidad de cubrir con las distintas demandas del ser humano. Esto se traduce en cambios de usos del suelo de las cuencas que drenan a los cauces. Dichas acciones muchas veces son efectuadas de manera incorrecta, no planificada y sin control; como por ejemplo los vertidos puntuales de aguas residuales tratadas y sin tratar a medios acuáticos y la expansión incontrolada de suelos agrícolas que reemplazan la conformación natural del entorno de los cuerpos de agua. Afectando, en algunos casos, la morfología, el funcionamiento hidráulico y ecológico de estos.

A su vez, estas acciones antropogénicas han significado el incremento de la emisión de gases de efecto invernadero. Las cuales asociadas a la cada vez menor disponibilidad de sumideros de carbono, se traduce en una gran problemática ambiental que ataca a nuestro planeta, el calentamiento global.

Es así que dentro del conjunto de acciones para el cuidado del medio ambiente, está la depuración de aguas residuales urbanas (ARU). Para lo cual, se han desarrollado sistemas intensivos (sistemas que cuentan con suministros externos de energía) y extensivos (humedales artificiales, lagunas de oxidación, entre otros) de tratamientos de aguas residuales. Estos últimos han ganado terreno a lo largo de las últimas décadas, debido a las ventajas que brindan para pequeñas poblaciones y viviendas dispersas.

En este trabajo se ha puesto especial atención a los bajos costes de operación y mantenimiento que los sistemas extensivos (específicamente los humedales artificiales) demandan para lograr resultados de calidad de agua efluente similares a los sistemas intensivos; pero sobre todo a la integración paisajística y ambiental en el medio natural que estos sistemas permiten, ayudando a incrementar la conectividad ecológica.

Por otro lado, de cara a la mitigación de la emisión de gases efecto invernadero (GEI), los sistemas de tratamiento basados en humedales artificiales, al usar procesos como la fitorremediación, se convierten en sumideros de carbono, gracias a la fijación de carbono (C) la vegetación y en el sustrato que los conforman.

Es así que los sistemas extensivos son una opción acertada, siempre que exista la suficiente superficie disponible, para el desarrollo de obras como: la sustitución de estaciones depuradoras de aguas residuales (EDARs) (que funcionan mediante tratamientos intensivos) que han llegado al final de su vida útil ó que requieren mantenimientos importantes de su infraestructura; así como para la construcción de EDARs nuevas. Ya que, hacen posible perseguir los objetivos de desarrollo sostenible 6, 11, 13 y 15; al ser sistemas que permiten mejorar la biodiversidad, al imitar en su



conformación y funcionamiento a los procesos que se dan en la naturaleza, siendo capaces de fijar carbono (como por ejemplo los humedales artificiales), y su consumo de energía mediante suministros externos es muy bajo o nulo.

2. Problemática y justificación del proyecto

El barranco del Carraixet, actualmente, se encuentra rodeado por un mosaico de plantaciones de cultivos que modifican la conformación natural de su entorno. En la Figura 1 se puede observar que a partir del Municipio de Olocau hasta la desembocadura al Mar Mediterráneo el suelo está ocupado por coberturas artificiales y en su mayoría por cultivos. Existe una evidente ausencia de vegetación natural en los alrededores del barranco, siendo este uno de los pocos cuerpos en su entorno que medianamente conserva su estado natural. En la mayoría de la extensión del Carraixet, se presentan tramos de superficies secas y húmedas, y tramos cortos conformados por pastizales y coberturas de agua.

Esto afecta de manera significativa al barranco, ya que al alterar la conformación natural del suelo de su entorno, la impermeabilización del suelo aumenta, por ende disminuye la aportación de agua por filtración y el agua de escorrentía arrastra gran cantidad de contaminantes al lavar las superficies urbanas y agrícolas, aportando así nutrientes y contaminantes, que a corto o largo plazo deterioran la calidad ambiental del barranco, dañando la conectividad ecosistémica entre la flora y fauna

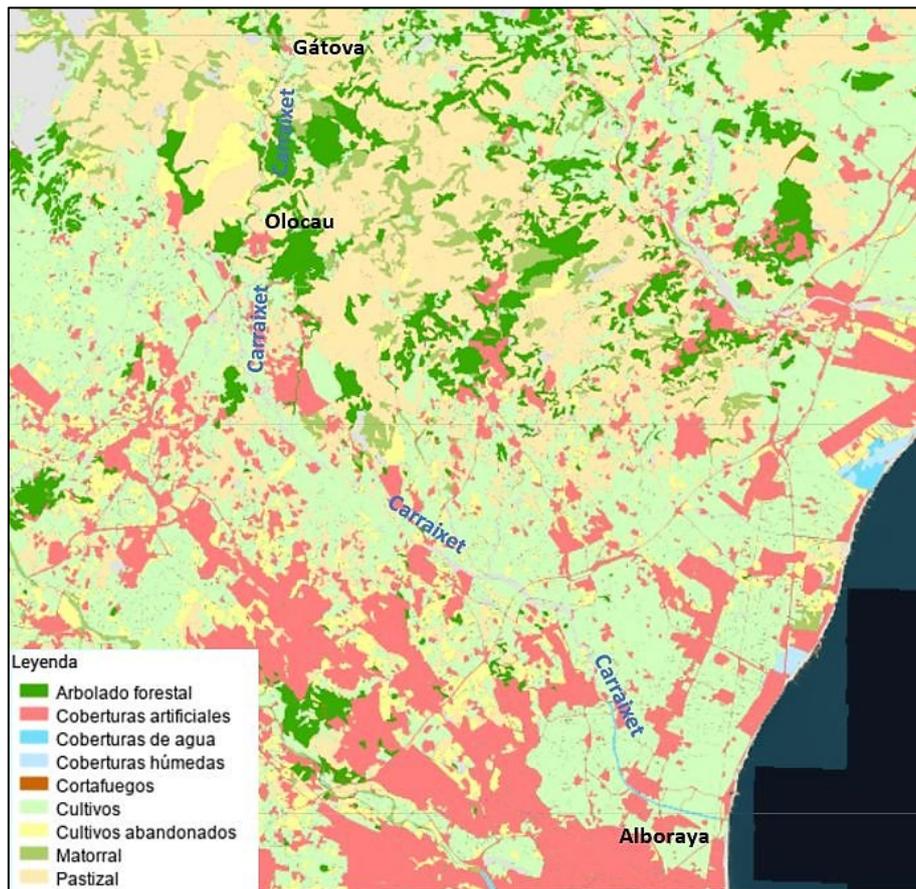


Figura 1. Usos del suelo en el entorno al barranco Carraixet.

Fuente: Instituto Cartográfico de Valencia (2021)

A la vez, el Carraixet es el cuerpo receptor de vertidos de agua de distinta procedencia, tales como: efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales, de alivios de redes colectoras urbanas combinadas sin tratar, de vertidos de retornos de riego, entre otros.

Según el censo de vertidos autorizados y no autorizados, publicado por la Confederación Hidrográfica del Júcar, el barranco recibe 10 vertidos autorizados, con un caudal total de 15.87 Hm³/año, y un vertido no autorizado, con un caudal de 36500.00 m³/año; tal y como se detalla en la Tabla 1. La mayor parte de los vertidos son de carácter urbano.

Tabla 1. Vertidos al barranco Carraixet.

Fuente: Confederación Hidrográfica del Júcar, O.A. (2021)

Titular	Denominación del vertido	Naturaleza del vertido	h-e	Volumen (m ³ /año)	Calidad ambiental del medio receptor	UTMX ETRS89	UTMY ETRS89	Municipio
Vertidos autorizados								
Ayto. Bétera	Saneamiento Población	Urbano (Industrial < 30%)	16428	2117000.00	Aguas Subterráneas como vertidos a barranco o al terreno	720482.0	4384908.0	Bétera
Ayto. Olocau		Urbano (Industrial < 30%)	640	72901.00		712023.0	4397259.0	Olocau
Ayto. Gátova		Urbano (Industrial < 30%)	593	65701.00		712463.0	4404664.0	Gátova
SCHULLER, S.L.	Fábrica de lámparas	Industrial Con Sust. Peligrosas		2500.00	Vertido a aguas subterráneas	718961.0	4385860.0	Bétera
Ayto. Marines	Saneamiento Población	Urbano (Industrial < 30%)	1873	155392.00	Aguas Subterráneas como vertidos a barranco o al terreno	710866.0	4392910.0	Olocau
Base militar JAIME I		Asimilable a Urbano (Sanitarios)	1900	38016.00		716380.0	4387680.0	Bétera
Granja escuela Mas del Capella	Granja escuela	Asimilable a Urbano (Sanitarios)	140	5500.00		710776.0	4394120.0	Olocau
Comunidad de usuarios de vertidos de la Cuenca del Carraixet	Saneamiento Población	Urbano (Industrial < 30%)	177198	13381487.00		729686.0	4375851.0	Alboraya
Ayto. de Marines		Urbano (Industrial < 30%)	300	22547.00	Zonas para la protección de hábitats o especies	722487.0	4384070.0	Marines
Ayto. Bétera	Urbanización	Urbano (Industrial < 30%)	400	27375.00	Vertido a aguas subterráneas	723870.0	4383240.0	Bétera
Particular Autorizado	Vivienda unifamiliar	Urbano (Industrial < 30%)	5	438.00		720482.0	4384908.0	Moncada
Vertidos no autorizados								
Ayto. Olocau. Urbanización Pedralvilla (UE-3 Urb. Pedralvilla-Royal state)	Urbanización	Urbano (Industrial < 30%)	315	36500.00	Zonas Vulnerables	712206.0	4391239.0	Olocau

Adicionalmente, tras varias visitas en la que se realizaron recorridos por el barranco se detectaron puntos de vertidos no registrados en el censo, los cuales obedecen a retornos de riego, afloramientos de agua subterránea y aportaciones de agua de naturaleza desconocida, estos se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Vertidos al barranco Carraixet no registrados.

Denominación del vertido	Municipio	Naturaleza del vertido	UTMX (ETRS89)	UTMY (ETRS89)
Manantial Bétera	Bétera	Afloramiento de aguas subterráneas	718939.881	4385643.862
Minat de Bufilla	Moncada	Afloramiento de aguas subterráneas	724603.00	4382106.00
Acequia Minat de Bufila	Moncada	Retorno de riego	724101.00	4382563.00
Balsa de la acequia de Moncada	Moncada	Retorno de riego, alivio de aguas residuales, aguas lluvias	725389.350	4380229.380
Acequia a la altura de la Ermita del Miracle del Peixets	Alboraya	Retorno de riego	729884.450	4375937.423
Vertido Reja	Almàssera	Desconocida	726605.984	4376852.840
Vertido Tubo de salida	Tavernes blanques	Desconocida	726540.995	4376838.716
Estación de bombeo	Alfara del Patriarca	Desconocida	725389.686	4380229.122

Existen también puntos de descarga que no son vertidos directamente en el Carraixet, sino, en otros barrancos como el Palmaret bajo y Palmaret alto, mismos que desembocan en el Carraixet. Por el caudal y calidad aparente de dichos vertidos se consideró que pueden afectar la calidad del agua del barranco, estos se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3. Vertidos en afluentes del barranco Carraixet.

Denominación del vertido	Municipio	Naturaleza del vertido	UTMX (ETRS89)	UTMY (ETRS89)
Aliviadero Palmaret alto I	Moncada	Urbana Residual/Pluviales	723986.179	4379685.049
Aliviadero Palmaret alto II	Moncada	Urbana Residual/Pluviales	724222.779	4379743.013
Acequia Palmaret Bajo	Pueblo Nuevo	Retorno de riego	725270.575	4377201.570

3. Objetivos

El objetivo general del presente Trabajo Fin de Máster es realizar propuestas de actuación sobre las EDAR que vierten al barranco Carraixet, con el fin de mejorar la calidad ambiental del mismo. Así, la finalidad de la propuesta es múltiple: garantizar que los efluentes de las EDAR cumplan con los límites de vertido establecidos en las normativas vigentes; contribuir a la mejora de la calidad del agua presente en el cauce, contribuir a la creación de espacios que actúen como sumideros de carbono, y potenciar el incremento de la biodiversidad en este espacio natural.

Para alcanzar el objetivo general, se plantearon los siguientes objetivos específicos:

- Realizar un inventario de los vertidos que se producen en el Barranco Carraixet.
- Muestreo en el campo de los vertidos y realización de la caracterización físico-química de la calidad del agua tanto en campo como en laboratorio. Con el fin de disponer de un diagnóstico ambiental de las aguas presentes en el barranco.
- Elaborar propuestas de diseño de humedales artificiales para el tratamiento de los puntos de vertido de mayor contaminación, mediante métodos señalados en bibliografía especializada, para determinar el tipo de humedal artificial idóneo para cada sistema.
- Desarrollar los cálculos de dimensionamiento e implantación de las instalaciones necesarias para cada sistema.
- Realizar el balance de emisiones de CO₂e, mediante el cálculo del contenido de carbono (C) en la vegetación y en el sustrato, que conforman los humedales artificiales diseñados, y las emisiones producidas por la actividad biológica que tiene lugar en dichos elementos; haciendo uso de datos y metodologías propuestas en bibliografía.

4. Marco teórico y normativo

4.1. Aguas residuales urbanas (ARU)

Dependiendo de las actividades antropogénicas que se desarrollen en las aglomeraciones urbanas, en general, las aguas residuales están conformadas por *aguas residuales domésticas* o servidas que son las procedentes de zonas de vivienda y de servicios, *aguas residuales industriales* dependiendo el grado de industrialización de la aglomeración urbana y *aguas de escorrentía pluvial*, en caso de redes de alcantarillado unitarias (redes que recogen y conducen las aguas de escorrentía pluvial, las aguas servidas domésticas e industriales, mediante la misma red colectora), (Figura 2) (Huertas & Marcos, 2012).

Las escorrentías pluviales pueden llegar a significar un aporte importante de contaminantes a las aguas residuales. Puesto que al escurrir sobre superficies de distintos usos de suelo (suelos agrícolas, vías de distintos órdenes, áreas verdes urbanas, etc.), arrastran altas cargas de contaminantes como materia orgánica, pesticidas, hidrocarburos, entre otros; sobre todo en los primeros minutos de lluvia.



Figura 2. Conformación de las aguas residuales urbanas.

Fuente: Huertas & Marcos (2012)

4.1.1 Principales contaminantes en las aguas residuales

Las aguas residuales urbanas sin tratar, por lo general, tienen la apariencia y presentan una serie de contaminantes ilustrados en la Figura 3.

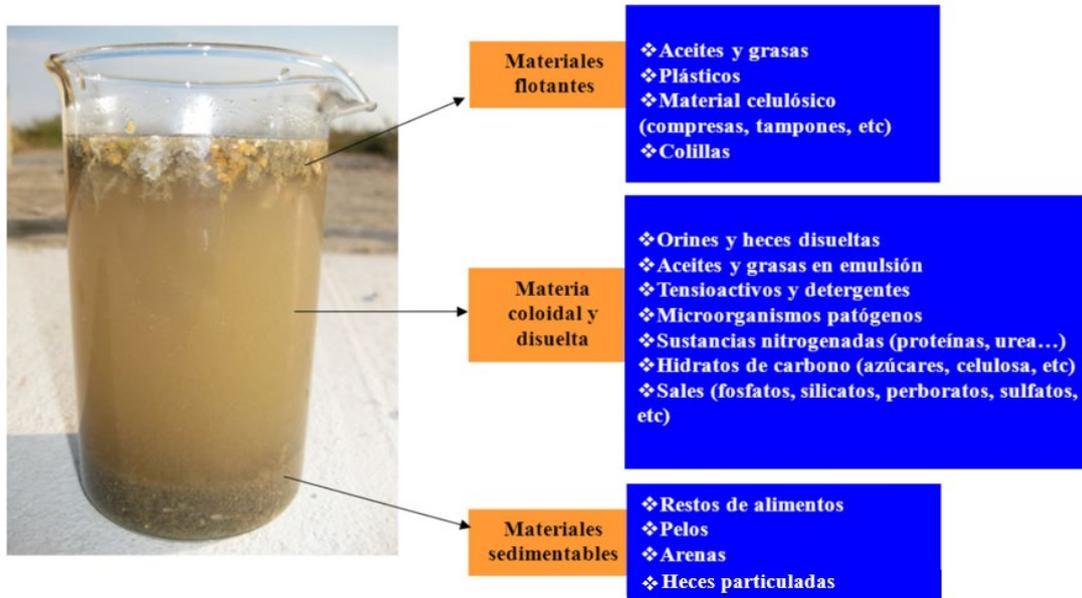


Figura 3. Contaminantes en aguas residuales sin tratar.

Fuente: Adaptado de (Huertas & Marcos, 2012)

Entre los contaminantes de las aguas residuales, la Tabla 4 detalla los de interés en el tratamiento de estas, dependiendo el nivel de desinfección al que se desee llegar para el cumplimiento con los límites de calidad de agua establecidos por las normativas pertinentes.

Tabla 4. Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual.

Fuente: Metcalf & Eddy (1995)

Contaminantes	Razón de la importancia
Sólidos en suspensión	Los sólidos en suspensión pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar al entorno acuático, además de provocar un aumento de la turbidez.
Materia orgánica biodegradable	Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos, grasas animales, la materia orgánica biodegradable se mide, en la mayoría de las ocasiones, en función de la DBO (demanda biológica de oxígeno) y de la DQO (demanda química de oxígeno). Si se descargan al entorno sin tratar, su estabilización biológica puede

Contaminantes	Razón de la importancia
	llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos	Pueden transmitirse enfermedades contagiosas por medio de los organismos patógenos presentes en el agua residual.
Nutrientes	Tanto el nitrógeno como el fósforo, junto con el carbono, son nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando se vierten al entorno acuático, estos nutrientes pueden favorecer el crecimiento de una vida acuática no deseada (fitoplancton). Cuando se vierten al terreno en cantidades excesivas, también pueden provocar la contaminación del agua subterránea.
Contaminantes prioritarios	Son compuestos orgánicos o inorgánicos determinados en base a su carcinogenicidad, mutagenicidad, teratogenicidad o toxicidad aguda conocida o sospechada. Muchos de estos compuestos se hallan presentes en el agua residual.
Materia orgánica refractaria	Esta materia orgánica tiende a resistir los métodos convencionales de tratamiento. Ejemplo típico son los agentes tensoactivos, los fenoles y los pesticidas agrícolas.
Metales pesados	Los metales pesados son, frecuentemente, añadidos al agua residual en el curso de ciertas actividades comerciales e industriales, y puede ser necesario eliminarlos si se pretende reutilizar el agua residual.
Sólidos inorgánicos disueltos	Los constituyentes inorgánicos tales como el calcio, sodio y los sulfatos se añaden al agua de suministro como consecuencia del uso del agua, y es posible que se deban eliminar si se va a reutilizar el agua residual.

4.1.1 Caracterización de la calidad de aguas residuales

De cara al diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas, lo ideal es realizar analíticas del influente (agua residual conducida por las redes colectoras urbanas que ingresan a las EDAR) para determinar la concentración real de los contaminantes de interés en las mismas. Sin embargo, en caso de no contar con dichos análisis existe bibliografía que establece valores típicos de concentración de los contaminantes en las aguas residuales sin tratar, como por ejemplo lo detallado en la Tabla 5, en la cual, Metcalf & Eddy, 1995, clasifica dichas concentraciones de los contaminantes que habitualmente conforman una caracterización de aguas residuales domésticas como débil, media y fuerte, así mismo, proporciona valores de concentraciones típicas de microorganismos presentes en las aguas residuales domésticas.

Tabla 5. Concentraciones típicas de las aguas residuales domésticas no tratadas.

Fuente: Metcalf & Eddy (1995)

Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales	mg/L	350	720	1200
Sólidos disueltos totales	mg/L	250	500	850
Sólidos suspendidos totales	mg/L	100	220	350
DBO ₅	mg/L	110	220	400
DQO	mg/L	250	500	1000
Nitrógeno total	mgN/L	20	40	85
Nitrógeno orgánico	mgN/L	8	15	35
Nitrógeno amoniacal	mgN/L	12	25	50
Nitratos	mgN/L	0	0	0
Nitratos	mgN/L	0	0	0
Fósforo total	mgP/L	4	8	15
Fósforo orgánico	mgP/L	1	3	5
Fósforo inorgánico	mgP/L	3	5	10
Coliformes totales	NMP/100mL	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Coliformes fecales	NMP/100mL		10 ⁴ - 10 ⁵	

Adicionalmente, con el fin de complementar la información necesaria para el diseño del tratamiento adecuado de las aguas residuales, se considera importante, además de determinar los caudales del sistema; analizar la presencia de contaminantes adicionales. Por ejemplo, metales necesarios para el crecimiento de microorganismos depuradores, como pueden ser el calcio, cobalto, cobre, hierro, magnesio, manganeso, y zinc; así como la presencia de contaminantes que puedan desarrollar condiciones corrosivas para los procesos biológicos y el medio ambiente, como metales pesados, sulfuro de hidrógeno, entre otros (Metcalf & Eddy, 1995).

Cabe mencionar que, según establece la DIRECTIVA 91/271/CEE, 1991, las aguas residuales industriales antes de ingresar a las redes de conducción urbana o en las instalaciones depuradoras de aguas residuales, tendrán que ser sometidas a los tratamientos previos necesarios, tal que presenten concentraciones de contaminantes equivalentes a las de aguas residuales domésticas sin tratar.

Esto, con el fin de proteger la salud del personal que trabaje en dichos sistemas, garantizar que no afecte el correcto funcionamiento de los colectores o las EDARs, asegurar que los fangos puedan evacuarse con completa seguridad de forma aceptable desde la perspectiva medioambiental. En caso de ser vertidos directamente en el medio ambiente, no tengan efectos nocivos sobre este y no impidan que las aguas receptoras cumplan con los objetivos de calidad establecidos en la normativa vigente.

Al hablar de contaminación del agua en aglomeraciones urbanas, es fundamental conocer el concepto de **habitante equivalente (he.)**, que es una unidad de medición de la contaminación biodegradable presente en las aguas residuales urbanas y toma el valor de **60 gDBO₅*he⁻¹*día⁻¹** (Huertas & Marcos, 2012), término definido según lo establecido por la DIRECTIVA 91/271/CEE, 1991.

Bajo el concepto de habitante equivalente, de no disponer de analíticas del agua influente, las Tabla 6 y Tabla 7 detallan ratios de carga de contaminación al día en aguas residuales, en función de los he. y ratios típicas entre contaminantes, respectivamente.

Tabla 6. Ratios de contaminación promedio de las aguas residuales en poblaciones pequeñas.

Fuente: Huertas & Marcos (2012)

Parámetro	Cargas en g/h.e.*día
Caudal	200 l
DBO ₅	60
DQO	125
SS	90
NT	12
PT	3

Tabla 7. Ratios típicos para el agua residual urbana.

Fuente: Asensi (2020)

Ratio	Fuerte	Media	Débil
DQO/DBO ₅	2.5 – 3.5	2.0 – 2.5	1.5 – 2.0
AGV/DQO	0.12 – 0.08	0.08 – 0.04	0.04 – 0.02
DQO/NT	12 – 16	8 – 12	6 – 8
DQO/PT	45 – 60	35 – 45	20 – 35
DBO ₅ /NT	6 – 8	4 – 6	3 – 4
DBO ₅ /PT	20 – 30	15 – 20	10 – 15
DQO/SS	1.6 – 2.0	1.4 – 1.6	1.2 – 1.4

Ratio	Fuerte	Media	Débil
SSV/SS	0.8 – 0.9	0.6 – 0.8	0.4 – 0.8
DQO/COT	3.0 – 3.5	2.5 – 3.0	2.0 – 2.5

4.2. Marco normativo para la depuración de aguas residuales

El fin del presente apartado no es realizar una revisión exhaustiva de toda la normativa referente al tratamiento de aguas residuales, sino repasar las normas más específicas aplicables a la depuración de aguas residuales para pequeñas poblaciones. Esto en vista de que los diseños de sistemas de depuración desarrollados en este trabajo fin de Máster son para poblaciones de dichas características.

Para realizar una revisión completa de la normativa, se recomienda la lectura del “Manual para la gestión de vertidos. Autorización de vertido”, editado por el Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino. En este sentido, se desarrolla los lineamientos de mayor interés de lo establecido por la DIRECTIVA 91/271/CEE del Consejo, de mayo de 1991. “Sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas”, misma que ha sido transpuesta a la normativa española por el R.D. Ley 11/1995, el R.D. 509/1996, que lo desarrolla, y el R.D. 2116/1998 que modifica el anterior. (CEDEX, 2010)

De manera general, esta Directiva establece las medidas necesarias que los Estados miembros deben adoptar para garantizar que las aguas residuales urbanas reciban un tratamiento adecuado antes de su vertido al medio ambiente (DIRECTIVA 91/271/CEE, 1991). Indicando según el tamaño de las aglomeraciones urbanas y las características del área de vertido, requisitos mínimos para la recogida y tratamiento de las aguas residuales urbanas (Tabla 8), así como las concentraciones límite que deben cumplir los efluentes procedentes de las instalaciones donde se produce este tratamiento (Tabla 9 y Tabla 10).

Tabla 8. Tratamientos de aguas residuales urbanas en función de la población y zona de vertido.

Fuente: DIRECTIVA 91/271/CEE (1991)

VERTIDO EN AGUAS COSTERAS				
Tamaño aglomeración	Zona menos sensible	Zona normal	Zona sensible	
0 -10.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	
10.000 - 150.000 h-e	T.1°	T.2°	T.M.R.	
>150.000 h-e	T.2° (ó T.1°)	T.2°	T.M.R.	
VERTIDO EN AGUAS DULCES Y ESTUARIOS				
Tamaño aglomeración	Zona menos sensible	Zona normal alta montaña	Zona normal	Zona sensible
0 - 2.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
2.000 - 10.000 h-e	T.1°	T.2°	T.2°	T.2°
> 10.000 h-e	T.2°	T.2°	T.2°	T.M.R.

T.A.: Tratamiento adecuado: el tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante cualquier proceso y/o sistema de eliminación en virtud del cual, después del vertido de dichas aguas, las aguas receptoras cumplan los objetivos de calidad y las disposiciones pertinentes de la presente y de las restantes Directivas comunitarias.

T.1°: Tratamiento primario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico y/o químico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO₅ de las

aguas residuales que entren se reduzca por lo menos en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca por lo menos en un 50%.

T.2°: Tratamiento secundario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya, por lo general, un tratamiento biológico con sedimentación secundaria, u otro proceso en el que se respeten los requisitos del cuadro 1 del Anexo I.: reducción DBO₅ > 70-90% o < 25 mg/l; reducción DQO > 75% o < 125 mg/l; reducción sólidos en suspensión > 90% o < 35 mg/l.

T.M.R.: Tratamiento más riguroso que el secundario: tratamiento mediante el cual, según la situación local, se reduzca el nitrógeno total, el fósforo total o ambos parámetros, de acuerdo a los siguientes requisitos: para 10.000 < P_{ob} < 100.000 h-e, reducción N_t > 70-80% ó < 15 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 2 mg/l.; para P_{ob} > 100.000 h-e, reducción N_t > 70-80% ó < 10 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 1 mg/l.

Tabla 9. Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas.

Fuente: DIRECTIVA 91/271/CEE (1991)

PARÁMETROS	CONCENTRACIÓN	PORCENTAJE MÍNIMO DE REDUCCIÓN (1)	MÉTODO DE MEDIDA DE REFERENCIA
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ a 20 °C) sin nitrificación (2)	25 mg/L O ₂	70-90 40 de conformidad con el apartado 3 del artículo 5 R.D.L.(3)	-Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto antes y después de cinco días de incubación a 20 °C ± 1 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación.
Demanda química de oxígeno (DQO).	125 mg/L	75	-Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
Total de sólidos en suspensión.	35 mg/L (4) 35 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L.(más de 10.000 h-e) (3). 65 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	90 (4) 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3) 70 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3)	-Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 °C y pesaje. -Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo, con una aceleración media de 2.800 a 3.200 g), secado a 105° C y pesaje.

(1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.

(2) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO₅ y el parámetro sustituido.

(3) Se refiere a los supuestos en regiones consideradas de alta montaña contemplada en el apartado 3 del artículo 5 del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre.

(4) Este requisito es optativo.

Los análisis de vertidos procedentes de sistemas de depuración por lagunaje se llevarán a cabo sobre muestras filtradas; no obstante, la concentración de sólidos totales en suspensión en las muestras de agua sin filtrar no deberán superar los 150 mg/L.

*Para la verificación del cumplimiento con los límites de vertido se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de eliminación.

Tabla 10. Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles a eutrofización.

Fuente: (DIRECTIVA 91/271/CEE, 1991)

PARÁMETROS	CONCENTRACIÓN	PORCENTAJE MÍNIMO DE REDUCCIÓN (1)	MÉTODO DE MEDIDA DE REFERENCIA
Fósforo total	2 mg/L P (de 10.000 a 100.000 h-e). 1 mg/L P (más de 100.000 h-e).	80	Espectrofotometría de absorción molecular.
Nitrógeno total (2)	15 mg/L N (de 10.000 a 100.000 h-e) 10 mg/L N (más de 100.000 h-e) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular.

(1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
 (2) Nitrógeno total equivalente a la suma del nitrógeno Kjeldahl (N orgánico+NH₃), nitrógeno en forma de nitrato (NH₃) y nitrógeno en forma de nitrito (NH₂).
 (3) Alternativamente el promedio diario no deberá superar los 20 mg/L N. Este requisito se refiere a una temperatura del agua de 12 °C o más durante el funcionamiento del reactor biológico de la instalación de tratamiento de aguas residuales. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

En la Tabla 11 y Tabla 12, se describe las zonas declaradas como sensibles a eutrofización únicamente en la comunidad Valenciana, por el interés específico del presente trabajo; sin embargo, en el ANEXO 1 de la (DIRECTIVA 91/271/CEE, 1991), se detalla esto por cuencas hidrográficas y por comunidades autónomas en España.

Tabla 11. Declaración de zonas sensibles a eutrofización por cuencas hidrográficas en la comunidad Valenciana, efectuada por el Ministerio de Medio Ambiente.

Fuente: DIRECTIVA 91/271/CEE (1991)

Comunidad Autónoma	Zona sensible	Núcleos afectados
Cuenca Hidrográfica del Segura		
Valenciana	El Hondo de Elche-Crevillente.	Crevillente
	Lagunas de Torrevieja y La Mata.	-
Cuenca Hidrográfica del Júcar		
Aragón	Cuenca del embalse del Arquillo de San Blas (Turia).	-
Valenciana	Embalse de Amadorio.	-
	Embalse de Guadalest.	-
	Embalse de Tous.	-
	Embalse de Ibi.	Ibi
	Albufera.	Alginet, Sollana, Benifayó. El Perellonet (Valencia municipio). El Saler (Valencia municipio).

Comunidad Autónoma	Zona sensible	Núcleos afectados
		Sueca.
	Marjal de Cabanes.	Torreblanca.
	Marjal de Pego-Oliva.	Pego.
	Lagunas de Santa Pola.	Santa Pola.
	El hondo de Elche-Crevillente	-
	Lagunas de Torrevieja y la Mata	-
Cuenca Hidrográfica del Ebro		
Valenciana	Río Bergantes, a su paso por la Comunidad Valenciana.	-

Tabla 12. Declaración de zonas sensibles a eutrofización efectuada por las Comunidades Autónomas.

Fuente: DIRECTIVA 91/271/CEE (1991)

COMUNIDAD AUTÓNOMA VALENCIANA	
Cuenca hidrográfica	Zona sensible
Costeras	Frente litoral del Parque Natural del Prat de Cabanes
Costeras	Bahía de Benicasim
Costeras	Frente litoral del Parque Natural de la Albufera
Costeras	Bahía de Cullera
Costeras	Frente litoral del Parque Natural del Montgó
Costeras	Frente litoral del Parque Natural del Peñal d'Ifac
Costeras	Frente litoral del Parque Natural de la Salinas de Santa Pola

4.2.1 Concepto de pequeña población

No existe un límite exacto de habitantes para definir como “pequeña” a una población. Sin embargo, en la Unión Europea las poblaciones con menos de 2000 habitantes equivalentes suelen ser clasificadas como pequeñas, para las cuales, las aguas residuales requieren “tratamiento adecuado”, excluyendo las viviendas aisladas o poblaciones muy pequeñas que no dispongan de sistemas colectores para aguas residuales, según la DIRECTIVA 91/271/CEE (Huertas & Marcos, 2012).

Como se puede observar en la Tabla 8, al definir “tratamiento adecuado” no se concreta el tipo de tratamiento, únicamente se insta que las aguas del cuerpo receptor después del vertido cumplan con los límites de calidad según sea el objetivo del uso y las normas de calidad ambiental establecidas en el ordenamiento jurídico aplicable, es así que no establece límites específicos de vertido para poblaciones con menos de 2000 he. (DIRECTIVA 91/271/CEE, 1991).

Sin embargo, la Directiva Marco del Agua (DMA), traspuesta al ordenamiento jurídico español por el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, el Real Decreto 606/2003 de 23 de mayo, el Real Decreto 907/2007, de 6 julio y la Orden ARM/2656/2008, de 10 septiembre, introduce el concepto de “estado ecológico”, el cual, establece que son las características propias de las comunidades biológicas integrantes y asociadas a las masas de agua (receptoras de vertidos de aguas residuales tratadas), además de los usos del recurso, las que van a imponer los requerimientos de calidad.

Sobre esta base, los vertidos de aguas residuales procedentes de pequeñas aglomeraciones urbanas, pueden tener un impacto significativo sobre la calidad ambiental del medio receptor, a pesar de sus bajos caudales. En el caso de que estos vertidos se realicen en zonas de alto valor ecológico, zonas sensibles a eutrofización, o en masas de agua con caudales circundantes escasos, deben ser sometidos a un tratamiento intenso, que permita su descarga al medio preservando los objetivos de calidad y el estado ecológico. En otros casos, una alta capacidad de autodepuración del medio podría permitir el vertido tras un tratamiento simple (primario) (CEDEX, 2010).

4.3. Humedales artificiales como elementos de depuración de ARU

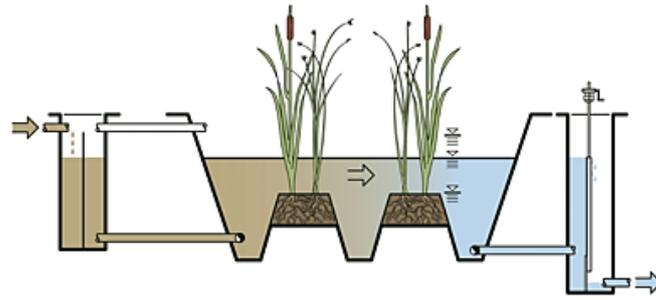
Los humedales artificiales son sistemas de ingeniería considerados opciones sostenibles y respetuosas con el medio ambiente (Dotro et al., 2017). Se fundamentan en la fitodepuración de aguas residuales mediante el cultivo de macrófitas enraizadas sobre un medio granular o sustrato (gravas y/o arenas) impermeabilizado (Delgadillo et al., 2010), donde se busca reproducir los procesos de eliminación de contaminantes que tienen lugar en las zonas húmedas naturales (CEDEX, 2010).

En general, el funcionamiento de los humedales artificiales se fundamenta en tres principios básicos: la actividad bioquímica de microorganismos, el aporte de oxígeno a través de macrófitas con cualidades fitodepuradoras y el apoyo físico de un lecho inerte (sustrato) que sirve como soporte para el enraizamiento de las plantas y como material filtrante. Estos elementos al funcionar en conjunto son capaces de eliminar contaminantes disueltos y suspendidos en el agua residual (Delgadillo et al., 2010).

Los humedales artificiales se clasifican según el tipo y la dirección del flujo del agua. Se pueden dividir en humedales artificiales de flujo superficial (HAFS) y subsuperficial (HAFSs). Luego, a los de flujo subsuperficial se los subdivide según la dirección del flujo, en horizontal (HAFSsH) y vertical (HAFSsV). Dentro de los HAFSsV se encuentra la variante de humedales de tipo Francés, mismos que proporcionan un tratamiento integrado de lodos y aguas residuales en un solo sistema, permitiendo prescindir del tratamiento primario (Dotro et al., 2017). La

Figura 4 ilustra un esquema de los tipos de humedales artificiales mencionados.

Humedales artificiales de flujo superficial (HAFS)



Humedales artificiales de flujo subsuperficial (HAFSs)

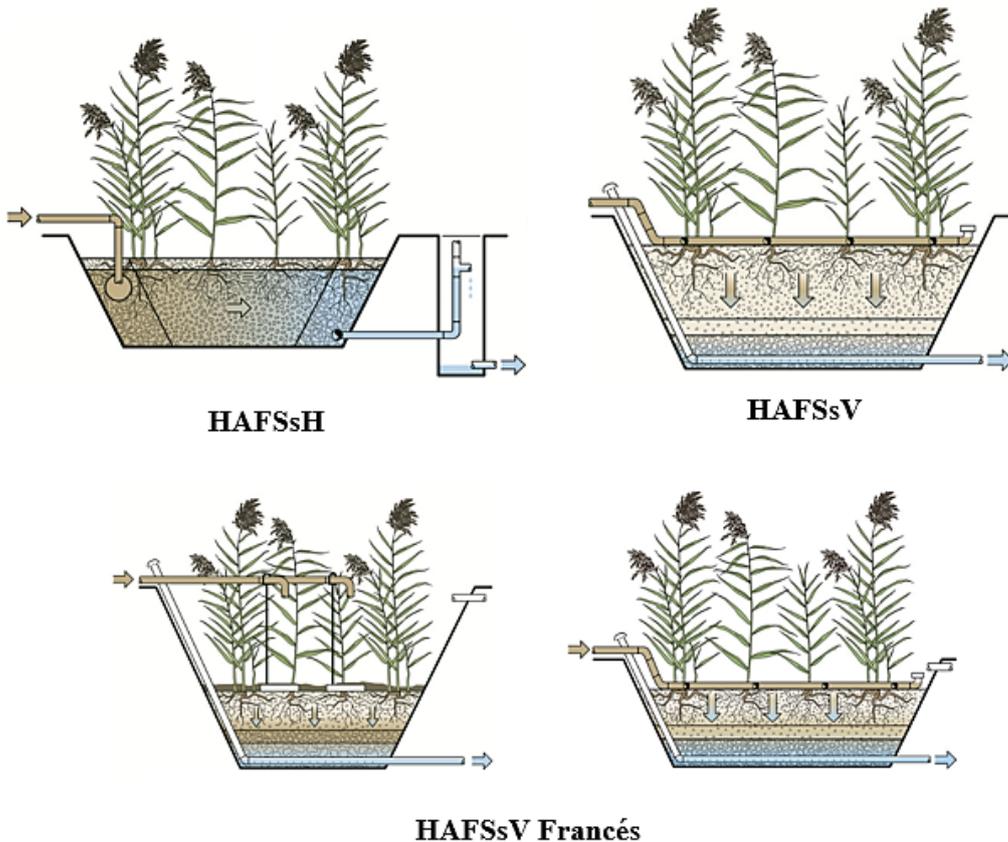


Figura 4. Tipos de humedales artificiales.

Fuente: Adaptado de (Dotro et al., 2017)

4.3.1 Humedales artificiales de flujo superficial (HAFS)

Los humedales artificiales de flujo superficial son sistemas en los que el agua está expuesta directamente a la atmósfera y habitualmente circula a través de los tallos y hojas de las plantas, son considerados como una modificación a los sistemas de lagunaje natural (García & Corzo, 2008). En los sistemas de depuración de aguas residuales suelen ser ubicados a continuación del tratamiento secundario (Salas et al., 2007). Estos sistemas dependen de un conjunto diverso de mecanismos de eliminación de contaminantes, que incluyen sedimentación física y degradación de contaminantes por sustancias químicas,

microbianas y fotodegradación. Los HAFS promueven simultáneamente procesos tanto aeróbicos como anaeróbicos y las tasas de carga de materia orgánica a menudo determinan cuál predomina (Dotro et al., 2017). La Figura 5 muestra los elementos que conforma a los humedales artificiales de flujo superficial.

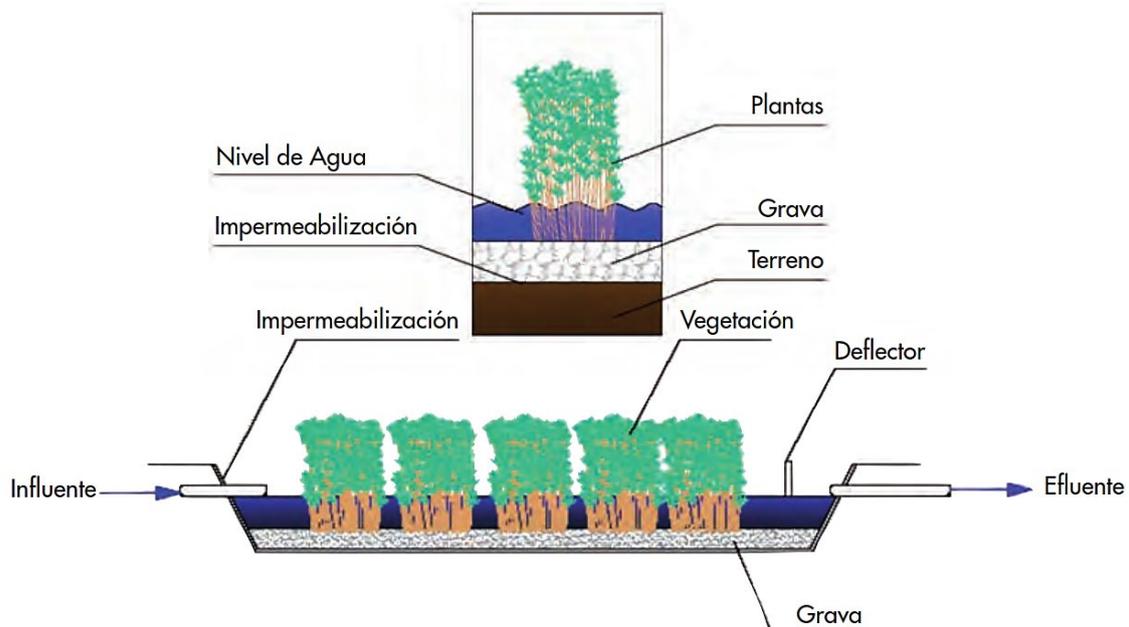


Figura 5. Configuración de humedales artificiales de flujo superficial.

Fuente: CEDEX (2010)

4.3.2 Humedales artificiales de flujo subsuperficial (HAFSs)

En los sistemas de flujo subsuperficial, el agua residual efluente del sistema primario circula a través de un medio granular en contacto con los rizomas y raíces de la vegetación enraizada en dicho sustrato (CEDEX, 2010), y con microorganismos que mediante procesos de metabolización depuran el agua residual, además el sustrato funciona como medio filtrante disminuyendo los sólidos suspendidos presentes en el agua.

Los humedales artificiales están constituidos básicamente por cuatro elementos: agua residual, sustrato, vegetación y microorganismos (Salas et al., 2007).

- Aguas residuales

Los sistemas de humedales artificiales son utilizados para la depuración de aguas residuales urbanas (ver sección 4.1).

- Sustrato

El sustrato en los humedales artificiales de flujo subsuperficial está formado por el medio granular (grava, arena, gravilla), sedimentos y restos de vegetación acumulada debido al crecimiento de las plantas. La principal característica del medio granular es que debe tener

la permeabilidad suficiente para permitir el paso del agua a través de él (Salas et al., 2007).

En el sustrato ocurren procesos como la degradación de la materia orgánica, la transformación y asimilación de nutrientes, la inactivación de los microorganismos patógenos y la retención de los sólidos suspendidos que ingresan en el agua residual. Es importante tomar en cuenta que durante el funcionamiento del humedal, la conductividad hidráulica disminuirá, por la retención de sólidos suspendidos y la formación de biofilm en este. Por tanto, en el diseño de dichos sistemas el dimensionamiento hidráulico deberá tomar en cuenta el flujo del agua a través de un medio poroso (García & Corzo, 2008).

– Vegetación:

El papel de la vegetación utilizada para los sistemas de humedales artificiales está determinado fundamentalmente por sus raíces y rizomas enterrados en el medio granular (Salas et al., 2007). Las especies de macrófitas típicas utilizadas en estos sistemas son el carrizo (*Phragmites australis*), la espadaña (*Typha*) y los juncos (*Scirpus*). En Europa el más utilizado es el carrizo (Figura 6) (García & Corzo, 2008).

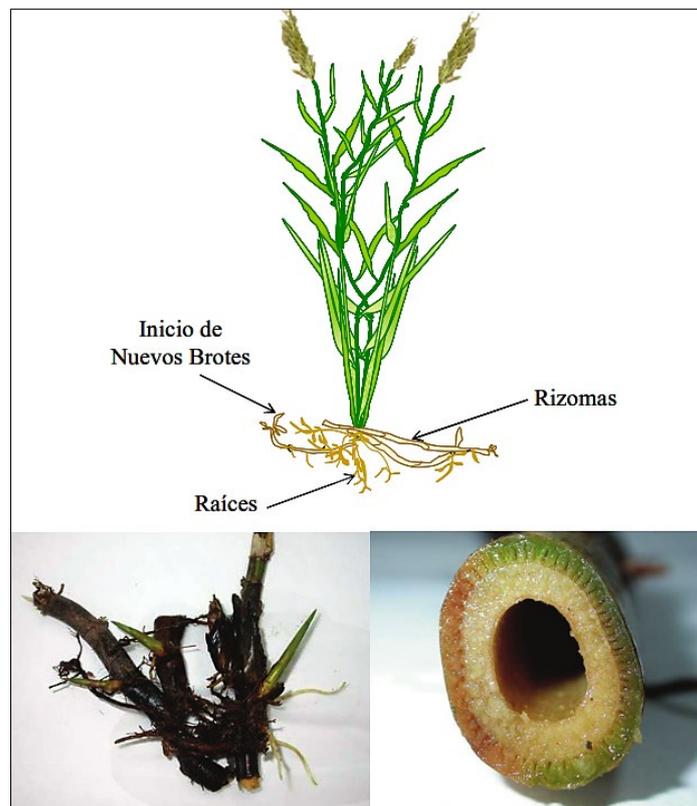


Figura 6. Detalle de una planta de carrizo. Arriba: dibujo esquemático. Abajo: zona de rizomas y raíces del carrizo (derecha) y detalle del aerénquima (izquierda).

Fuente: Adaptado de (Salas et al., 2007) y (García & Corzo, 2008).

Como se puede observar en la Figura 6, este tipo de vegetación tiene la habilidad de transferir oxígeno desde la atmósfera a través de hojas y tallos hasta el medio donde se encuentran las raíces que sirven. Así, se crean zonas aerobias donde los microorganismos

(que se encuentran adheridas a las partes subterráneas de las plantas y sobre el medio granular) utilizan el oxígeno disponible para producir diversas reacciones de degradación de materia orgánica y nitrificación (Salas et al., 2007).

Las plantas reducen la intensidad de la luz incidente sobre el medio granular, cuando las están desarrolladas, evitándose así grandes gradientes de temperatura en profundidad que pueden afectar el proceso de depuración. Sin embargo, en climas fríos la vegetación protege de la congelación. En cuanto a la depuración mediante la asimilación de nutrientes por parte de las plantas, resulta ser modesta cuando se tratan aguas residuales urbanas de tipo medio (eliminan entre un 10% del N y un 20% del P). En aguas residuales diluidas su contribución es mayor (más del 50%) (García & Corzo, 2008).

4.3.2.1 Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH)

En los humedales de flujo subsuperficial horizontal la alimentación se efectúa habitualmente de manera continua, y de forma intermitente cuando el sistema requiere bombear el efluente del tratamiento primario. En este tipo de humedales las aguas circulan horizontalmente, atravesando un sustrato filtrante (de 0,4-0,6 m de espesor), en el que se fija la vegetación. El control del nivel del agua dentro del humedal se realiza mediante una tubería flexible que suele mantenerse a alrededor de 5 cm por debajo del nivel de los áridos, lo que impide que las aguas sean visibles (CEDEX, 2010).

En la Figura 7 se ilustra los elementos que conforman un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.

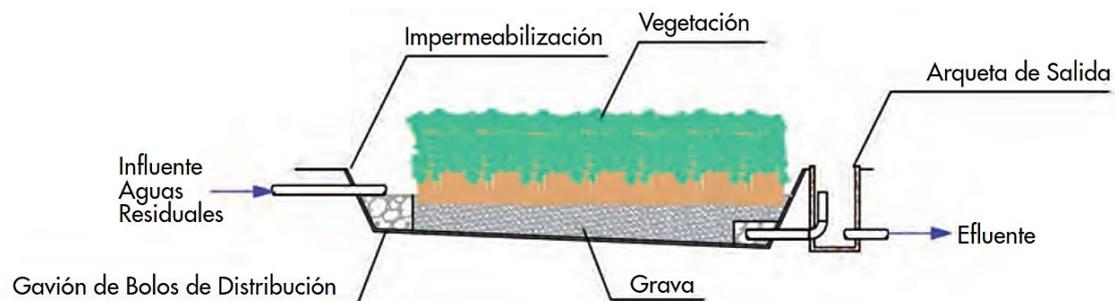


Figura 7. Corte longitudinal de un HAFSsH.

Fuente: CEDEX (2010)

4.3.2.2 Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical (HAFSsV)

En este tipo de humedales, la alimentación se efectúa de forma intermitente (por intervalos de carga), para lo cual, habitualmente se emplea bombes (controlados por temporizadores o boyas de nivel) o sifones de descarga controlada cuando la topografía lo permite (CEDEX, 2010).

Este tipo de humedales fueron desarrollados como alternativa a los humedales horizontales para alcanzar producir efluentes nitrificados (García & Corzo, 2008), gracias a la inundación temporal de estos, ya que, a medida de que el agua residual desciende (sin inyectar más agua residual) permite la aireación del medio granular, favoreciendo al metabolismo de las bacterias autótrofas nitrificantes.

De manera general, en estos humedales las aguas circulan verticalmente a través de un sustrato filtrante (de 0.5 – 0.8 de espesor) en el que se fija la vegetación. Como se puede observar en la Figura 8, en el fondo de los humedales se dispone una red de drenaje que recoge el agua depurada. A esta red de drenaje se conecta un conjunto de conductos que sobresalen del medio granular, con el fin de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante por ventilación natural, este aporte de oxígeno resulta mayor frente al de las plantas, en este tipo de humedales (CEDEX, 2010).

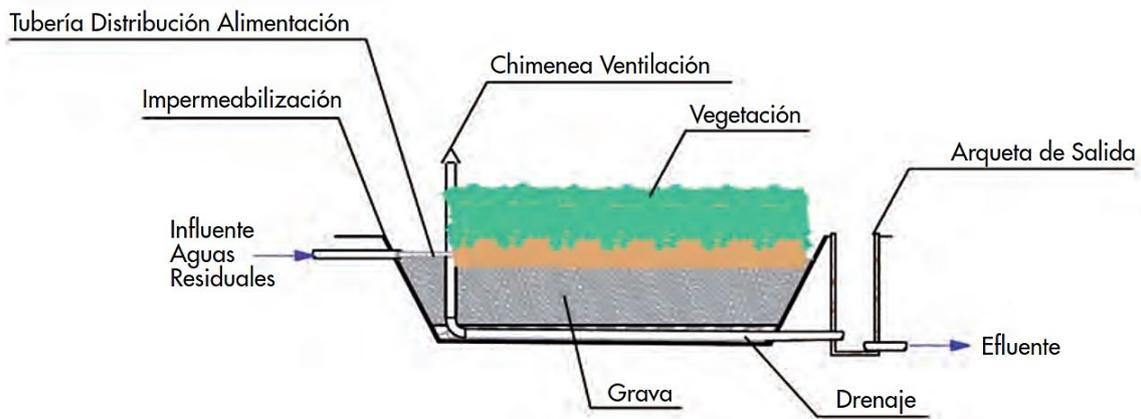


Figura 8. Corte longitudinal de un HAFSsV.

Fuente: CEDEX (2010)

A manera de resumen, en la Tabla 13 se realiza una comparación entre los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal y vertical.

Tabla 13. Comparación entre HAFSsH y HAFSsV.

Fuente: Salas et al. (2007)

Parámetro de comparación	HAFSsH	HAFSsV
Funcionamiento	Continuo	Discontinuo
Estado de oxidación	Más reducido	Más oxidado (libre de olores)
Requerimiento de superficie	Más superficie	Menos superficie

Parámetro de comparación	HAFSsH	HAFSsV
Carga orgánica superficial	4 – 6 g DBO ₅ /m ² *d	20 – 40 g DBO ₅ /m ² *d (como tratamiento secundario)
Nitrificación	Complicada	Se consigue
Operación	Sencilla	Más compleja

La Tabla 14 detalla eficiencias de remoción típicas de los principales tipos de humedales artificiales en la depuración de aguas residuales urbanas.

Tabla 14. Eficiencias de remoción típicas de humedales artificiales.

Fuente: Dotro et al. (2017)

Parámetros	HAFSsH	HAFSsV ^a	HAFSsV Francés	HAFS
Nivel de tratamiento	Secundario	Secundario	Combinación de primario y secundario	Terciario
Sólidos suspendidos totales	> 80%	> 90%	> 90%	> 80%
Carga orgánica (medido en DQO)	> 80%	> 90%	> 90%	> 80%
Amonio	20 – 30 %	> 90%	> 90%	> 80%
Nitrógeno total	30 – 50 %	< 20%	< 20%	30 – 50 %
Fósforo total	10 – 20 %	10 – 20 %	10 – 20 %	10 – 20 %
Coliformes	2 log ₁₀	2 – 4 log ₁₀	1 – 3 log ₁₀	1 log ₁₀
^a Lecho de una etapa, capa principal de arena (tamaño de grano 0,06 - 4 mm)				

4.3.3 Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical Francés (HAFSsV Francés)

Por otro lado, se han introducido y aplicado con éxito humedales que proporcionan un tratamiento integrado de lodos y aguas residuales en un solo sistema, permitiendo prescindir del tratamiento primario, estos sistemas son denominados humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical Francés (Langergraber et al., 2020).

En general, estos sistemas se conforman por grupos de celdas verticales dispuestas en paralelo con alimentación intermitente (funcionan como tratamiento primario), y celdas verticales en serie con las anteriores que funcionan como tratamiento secundario. Para su operación y mantenimiento, se requiere de un sistema de control electromecánico (bombeo, válvulas, etc.) ó de existir cota suficiente, de sifones autodescargantes; y mano de obra calificada (Dotro et al., 2017).

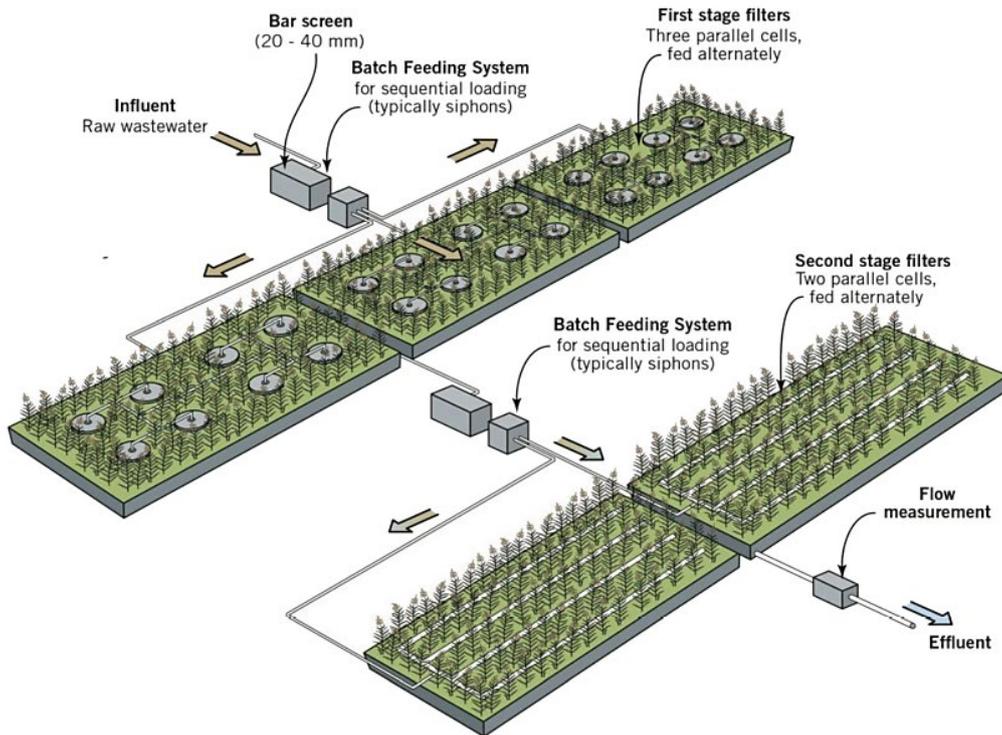


Figura 9. Esquema del diseño clásico de HAFSsV Francés.

Fuente: Dotro et al. (2017)

4.3.4 Mecanismos de eliminación de contaminantes de ARU mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones

Como se ha mencionado, en los humedales artificiales se llevan a cabo varios procesos biológicos, físicos y químicos que dan lugar a la depuración de las aguas residuales (Figura 10). La Tabla 15 detalla los principales mecanismos de remoción en humedales artificiales, para la eliminación de los contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas.

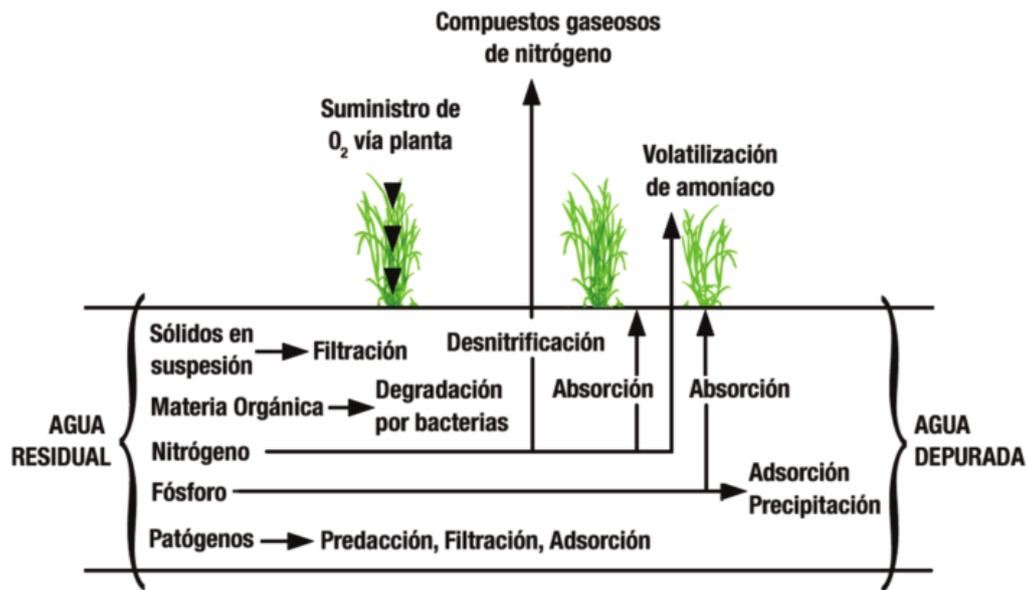


Figura 10. Principales procesos que se tienen lugar en humedales artificiales.

Fuente: Salas et al (2007)

Tabla 15. Mecanismos de remoción en humedales artificiales.

Fuente: Delgadillo et al. (2010)

Parámetro evaluado	Mecanismos de remoción
Sólidos suspendidos	- Sedimentación/filtración
DBO	-Degradación microbiana (aeróbica y anaeróbica) - Sedimentación (acumulación de materia orgánica/lodo en la superficie del sedimento)
Nitrógeno amoniacal	-Amonificación seguida por nitrificación y desnitrificación amoniacal. -Captado por la vegetación (como nutriente)
Patógenos	-Sedimentación/filtración -Declinación -Radiación ultravioleta -Excreción de antibióticos por las raíces de las macrófitas.

A continuación, se explican los mecanismos de remoción que ocurren en los humedales artificiales de flujo subsuperficial.

4.3.4.1 Remoción de sólidos suspendidos

Gran parte de los sólidos suspendidos presentes en el agua residual urbana influente al sistema de depuración, son eliminados en los tratamientos previos (pretratamiento, tratamiento primario) al humedal artificial. El remanente de estos sólidos son filtrados y sedimentados mediante el tamizado a nivel de los espacios intersticiales del medio granular, ya que las raíces de las macrófitas y el sustrato reducen la velocidad del agua favoreciendo ambos procesos (Delgadillo et al., 2010). Estos fenómenos se ven potenciados por las fuerzas de adhesión entre sólidos que promueve la formación de partículas de mayor tamaño (García & Corzo, 2008).

En el caso de los HAFSsH la eliminación de la materia en suspensión sucede cerca de la zona de entrada y su concentración disminuye a lo largo del lecho, casi toda la eliminación de la materia en suspensión sucede en $1/4 - 1/3$ del largo del humedal. De forma similar ocurre en los HAFSsV, la mayor remoción sucede en los primeros centímetros del medio granular y disminuye a lo largo de la profundidad del humedal (García & Corzo, 2008).

4.3.4.2 Remoción de materia orgánica

La materia orgánica presente en el agua residual, en forma de materia en suspensión sedimentable irá sedimentando en el humedal y experimentará procesos biológicos. La materia orgánica particulada se filtrará, durante el paso del agua por el entramado sustrato-raíces-tallos (Salas et al., 2007).

De manera similar a la remoción de los sólidos suspendidos, la materia orgánica particulada es retenida por filtración, en mayor medida cerca de la entrada en sistemas horizontales y cerca de la superficie en verticales (ya que gran parte de esta materia orgánica está básicamente en suspensión) (García & Corzo, 2008). La Figura 11 ilustra un esquema de los procesos que tienen lugar en los humedales para la degradación de la materia orgánica.

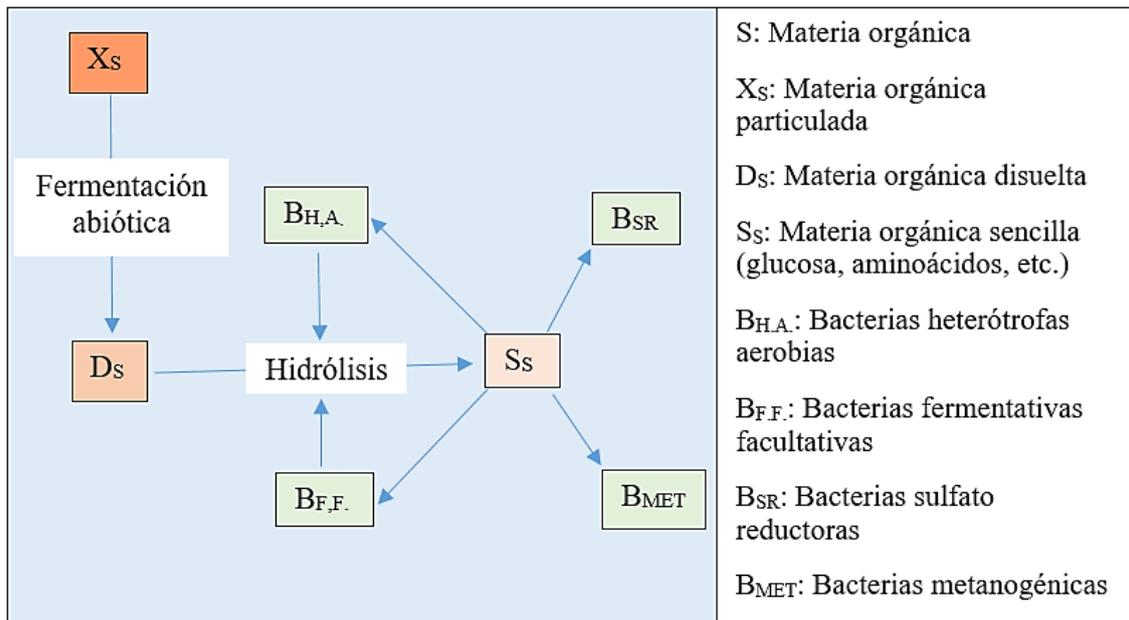


Figura 11. Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en humedales.

Fuente: Adaptado de (García & Corzo, 2008)

En general, la remoción de materia orgánica tiene lugar principalmente mediante biodegradación aeróbica o anaeróbica, las mismas que son condicionadas por la presencia o ausencia de oxígeno en el sistema, respectivamente.

En este sentido, (García & Corzo, 2008) menciona que: en humedales horizontales “*el oxígeno liberado por las raíces no es suficiente para degradar completamente de forma aeróbica la materia orgánica de un agua residual de tipo medio. Estimaciones realizadas a través de balances de masa y emisiones de gases indican que la degradación aeróbica es una vía poco importante con respecto a vías anaeróbicas*” y “*en humedales verticales la degradación aeróbica es la vía más importante*”.

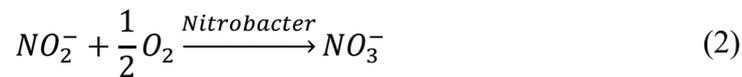
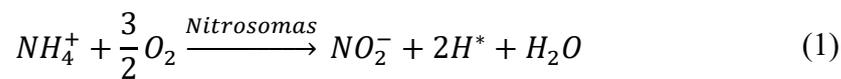
4.3.4.3 Remoción de nitrógeno

El nitrógeno en las aguas residuales urbanas se encuentra principalmente en forma de amonio (NH_4^+) y nitrógeno orgánico (NO). Las concentraciones de nitritos y nitratos no suelen ser significativas (García & Corzo, 2008), debido a que habitualmente son producidas por la baja actividad bacteriana (bacterias autótroficas nitrificantes) que se pueda generar en los tratamientos previos y en algunos casos en las redes colectoras de alcantarillado, en lugares donde la EDAR está muy alejada de la aglomeración urbana.

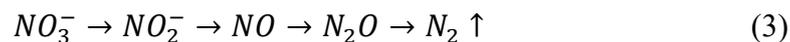
Los principales mecanismos de la eliminación de nitrógeno en humedales artificiales es la nitrificación y la desnitrificación, mismos que se llevan a cabo en condiciones aerobias (presencia de oxígeno disuelto) y anaerobias (ausencia de oxígeno disuelto),

respectivamente (Salas et al., 2007). Sin embargo, la adsorción del amonio y la asimilación realizada por las plantas, también contribuyen en menor grado a la eliminación de nitrógeno (García & Corzo, 2008).

La nitrificación se lleva a cabo por el metabolismo de bacterias autótrofas nitrificantes. El primer paso es la oxidación de iones amonio (NH_4^+) a nitrito (NO_2^-) (nitrosificación), expresada en la ecuación (1). La liberación de iones de hidrógeno en esta reacción baja el pH del agua (por lo que es necesario un medio fuertemente alcalino para mantener un pH en el rango de 7.5 a 8.6). Luego, el género nitrobacter es responsable de la transformación de nitrito a nitrato (NO_3^-), reacción expresada en la ecuación (2) (Delgadillo et al., 2010). La nitrificación requiere de 4.6 mg de $\text{O}_2/\text{mg NH}_4^+ \text{- N}$ (García & Corzo, 2008).



El último paso para la eliminación del nitrógeno es la desnitrificación, proceso que se da en condiciones anóxicas, es decir, que no hay presencia de oxígeno disuelto (O_2) (ó con una concentración menor al 2% de saturación de O_2) (Delgadillo et al., 2010); pero donde el oxígeno está disponible en fuentes como el NO_3^- y NO_2^- o incluso sulfato. La reacción de este proceso está expresada en la ecuación (3), misma que indica la conversión del nitrato a nitrito y a continuación el paso a formas gaseosas (óxido nítrico, óxido nitroso y nitrógeno gas) que escapan hacia la atmósfera.



4.3.4.4 Remoción de fósforo

Los sistemas de humedales artificiales no alcanzan buenas eficiencias de eliminación de fósforo, en general el porcentaje de remoción está entre el 10 y 20%, en humedales horizontales y verticales. (García & Corzo, 2008). Puesto que, “*la remoción de ortofosfato ocurre principalmente como una consecuencia de la adsorción, complejización y reacciones de precipitación con Al, Fe, Ca y materiales arcillosos en la matriz del sustrato. El consumo de fósforo por la planta puede ser considerado como insignificante comparado con los efectos de adsorción, valores de alrededor del 3% de la carga anual han sido reportados (Boerner en Kolb, 1998)*” (Delgadillo et al., 2010).

En este contexto, se han realizado numerosos estudios para desarrollar medios granulares con alta capacidad de eliminación de fósforo. No obstante, esta capacidad se acaba

saturando y el medio se debe reemplazar (García & Corzo, 2008). Un ejemplo de esto es el estudio realizado por (I. Martín, 2021), en el cual propone el uso de fangos provenientes de potabilizadoras como material adsorbente de fósforo en humedales artificiales. Llevado a cabo mediante el ensayo de una columna de adsorción compuesta de un fango rico en aluminio, procedente de una potabilizadora. Del cual, concluyó que la columna logró adsorber 11,91 mg P/ g de fango seco en total y observó que *“a partir del 50% de saturación, las concentraciones en el efluente de salida, comienzan a superar el límite establecido en el Real Decreto 509/1996 para poblaciones entre 10000 y 100000 habitantes equivalentes (2 mg P/L)”*. En este contexto, propuso tres esquemas de funcionamiento, ilustrados en la Figura 12. Adicionalmente, la autora indica que al saturarse completamente la primera celda, sería el momento de dejar de alimentarla con agua residual y proceder a la regeneración o sustitución del medio adsorbente.

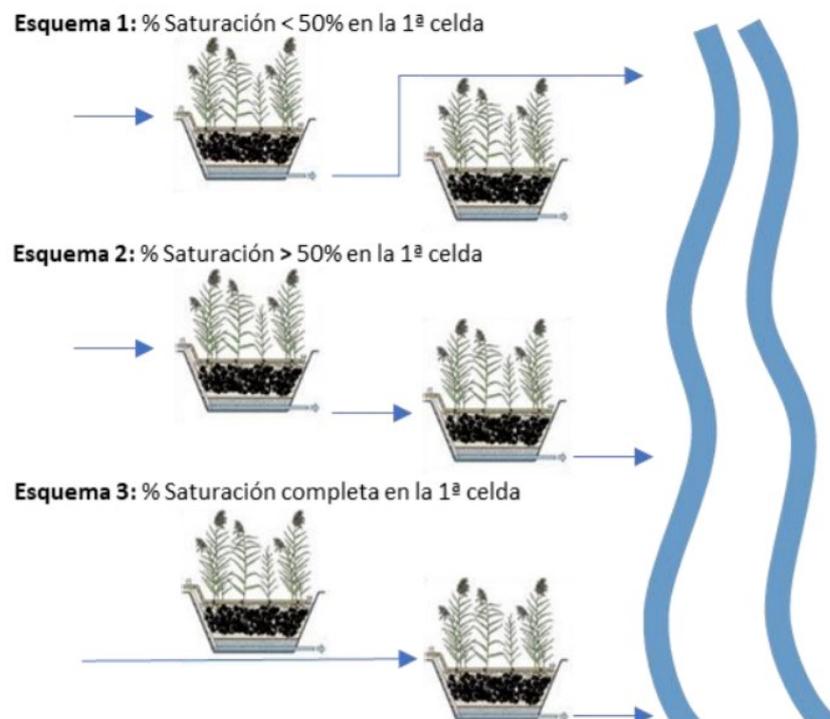


Figura 12. Esquema de funcionamiento indicado para la eliminación de fósforo.

Fuente: I. Martín (2021)

4.3.5 Humedales artificiales como sumideros de carbono en el tratamiento de aguas residuales urbanas

Este estudio se centra en la preocupación del avance incontrolado del cambio climático y el deterioro medioambiental por el que atraviesa nuestro planeta. Expertos sobre el calentamiento global informan que se estima que las actividades humanas han causado un calentamiento global de aproximadamente 1.0 °C, con respecto a los niveles preindustriales, con un rango probable de 0.8 °C a 1.2 °C; y posiblemente el

calentamiento global llegue a 1,5 °C entre 2030 y 2052, si continúa aumentando al ritmo actual (IPCC, 2018).

La influencia humana en el sistema climático es innegable y las emisiones antropogénicas de gases efecto invernadero son las más altas de la historia. El CO₂ sigue siendo el principal GEI antropógeno y representó en 2010 el 76% de las emisiones antropogénicas totales de gases de efecto invernadero; y como consecuencia, la atmósfera y el océano se han calentado, los volúmenes de nieve y hielo han disminuido y el nivel del mar se ha elevado (IPCC, 2014).

Es por esto que sin nuevos esfuerzos de mitigación al margen de los que en la actualidad existen, a finales del siglo XXI el calentamiento global provocará a nivel mundial un riesgo alto de impactos graves, generalizados e irreversibles (IPCC, 2014). El diseño adecuado de instituciones, sistemas de gobernanza a todas las escalas y de políticas climáticas y de tierras que se apoyan mutuamente; pueden permitir el ahorro de recursos, el aumento de la resiliencia social, el apoyo a la restauración ecológica y fomentar el compromiso y la colaboración entre las múltiples partes interesadas (IPCC, 2019).

De allí, la importancia de que cada profesional desde su área, aliente y establezca la prioridad y necesidad de sistemas de ingeniería que aporten a la recuperación y cuidado del medio ambiente. Como por ejemplo, el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante tecnologías extensivas. Por esto, el presente trabajo se desarrolla alrededor del uso de humedales artificiales, mismos que, en principio, funcionan como sumideros de carbono (C) (Hernández, 2009).

Este interés de incrementar la fijación de carbono se debe a la disminución de sumideros naturales en la tierra por el cambio de usos del suelo (principalmente por la deforestación, compensada en parte por la forestación/reforestación), el uso humano afecta directamente a más del 70 % de la superficie terrestre global libre de hielo (IPCC, 2019). En efecto, durante el 2007 al 2016 la respuesta natural de la tierra al cambio medioambiental provocado por el ser humano dio lugar a un sumidero neto de alrededor de 11.2 GtCO₂/año, (equivalente al 29 % del total de emisiones de CO₂); la persistencia del sumidero es incierta debido al cambio climático (IPCC, 2019).

La acumulación de carbono (C) en los humedales se realiza en dos grupos principales: la biomasa vegetal y los suelos (o sustrato) que los conforman. Sin embargo, en el sustrato de los humedales se llevan a cabo procesos anaerobios, como la metanogénesis cuyo producto final es el metano (CH₄) (Hernández, 2009), y la nitrificación y desnitrificación, que originan emisiones de óxido nitroso (N₂O). Estos son considerados gases efecto invernadero con un potencial de calentamiento global de 28 y 265 veces mayor al del CO₂ (Tabla 16) (IPCC, 2014).

Tabla 16. Valores de métricas de las emisiones.

Fuente: IPCC (2014)

GEI	Duración (años)	Potencial de calentamiento global (PCG)		Potencial de cambio en la temperatura Global (PCTG)	
		Forzamientos acumulados durante 20 años	Forzamientos acumulados durante 100 años	Cambio de temperatura después de 20 años	Cambio de temperatura después de 100 años
CO ₂	b	1	1	1	1
CH ₄	12.4	84	28	67	4
N ₂ O	121.0	264	265	277	234
CF ₄	50000.0	4880	6630	5270	8040

b: No se puede asignar un único período de duración al CO₂

De este modo, con el fin de no sobreestimar el papel de los humedales artificiales como sumideros de carbono (C), es necesario realizar un balance entre el C acumulado en la vegetación y el sustrato de los humedales, y la emisión de CH₄ a la atmósfera (Hernández, 2009); así como las emisiones de N₂O (IPCC, 2013).

En este sentido, (Whiting & Chanton, 2000) determinó que los humedales alcanzan un balance neutro cuando la fijación de C y la emisión de CH₄, ambos en términos de equivalentes de dióxido de carbono (CO₂e), son iguales. Luego, son considerados sumideros o fuente de carbono cuando la fijación de C es mayor o menor que la emisión de CH₄ (igualmente en CO₂e); respectivamente. Los autores hacen referencia únicamente a las emisiones de CH₄, debido a que en su estudio consideraron a las emisiones de N₂O como despreciables. Sin embargo, para el estudio en humedales artificiales, es recomendable tomar en cuenta este GEI, dado que dentro de los procesos bacterianos que se desarrollan en estos, están la nitrificación y desnitrificación; en mayor o menor grado según el tipo de humedal (IPCC, 2013).

– Fijación de carbono en la vegetación y suelo de humedales artificiales

Vegetación (biomasa):

El término biomasa se divide en subterránea (raíces, rizomas, tubérculos, etc.) y aérea (todas las partes vegetativas y reproductivas por encima del nivel del suelo), como ilustra la Figura 13. Para el entendimiento de la misma, el término “*standing crop*” incluye partes vivas y partes muertas de plantas vivas que aún están adheridas a ellas. Estas partes muertas de las plantas junto con las plantas muertas que aún están en pie se llaman “*standing dead*”. El término “*litter*” se refiere a las partes muertas de la planta que han caído al suelo o sedimentos (Kadlec & Wallace, 2009).

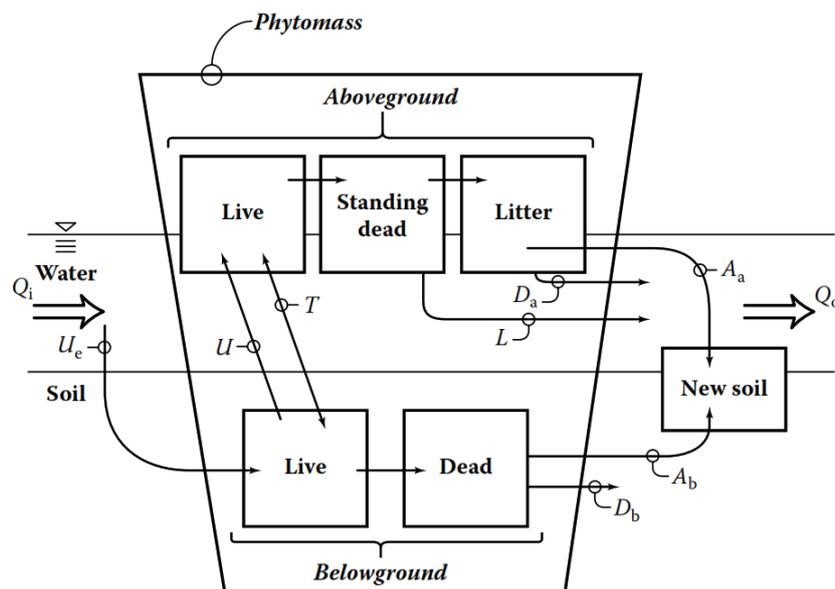


Figura 13. Transferencias de materiales en la biosfera de humedales. Absorción externa de la planta (U_e). Procesos de lixiviación (L) y descomposición (D_a y D_b). Los residuos de necromasa pierden su identidad y se acumulan como nuevos suelos y sedimentos (A_a y A_b).

Fuente: Kadlec & Wallace (2009)

De cara a efectuar el balance de carbono, la captura de carbono en la vegetación de los humedales artificiales puede ser medida para cada caso de estudio o es posible considerar valores proporcionados por bibliografía. Para tal efecto, la Tabla 17 recoge datos de producción de biomasa seca de carrizo (macrófita más utilizada en la fitodepuración en Europa) en humedales artificiales para la depuración de aguas residuales, según varios estudios.

Tabla 17. Valores de producción de biomasa seca de carrizo (*Phragmites australis*).

Producción anual de biomasa seca (kg BS/m ²)	Referencia	Observaciones
1.2	(Solano et al., 2003)	-Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal para el tratamiento de aguas residuales urbanas -Sustrato: Medio granular grava (0.5 – 1 cm) -Influyente: agua residual urbana -Biomasa analizada: aérea
2.096 ± 0.252 ^a 2.970±0.219 ^b	(Ennabili et al., 1998)	-Humedales naturales de agua dulce -Influyente: Agua de escorrentía, agua dulce (de ríos) y agua residual -Biomasa analizada: aérea ^a y subterránea ^b
1.94 ^c – 1.3 ^d	(Martínez, 2019)	-Prototipos de humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical, con funcionamiento continuo ^c y otro intermitente (discontinuo) ^d -Sustrato: Fango deshidratado de potabilizadoras de agua -Influyente: agua residual urbana -Biomasa analizada: aérea
1.9 ± 1.3	(Langergraber et al., 2020)	- Dato general establecido para humedales de tratamiento (TW) de aguas residuales. -Biomasa analizada: aérea
2.52 ^a 1.18 ^b	(Kadlec & Wallace, 2009)	-Humedales de tratamiento de aguas residuales urbanas. -Tratamiento secundario -Biomasa analizada: aérea ^a y subterránea ^b

Cabe mencionar que las estimaciones de la productividad primaria neta por existencias máximas en pie de la vegetación están subestimadas porque no tienen en cuenta la rotación de biomasa durante la temporada de crecimiento (la biomasa fluctúa ampliamente durante todo el año). “Kvet (1982) estima tasas de rotación (productividad / biomasa) en el rango de 1.1–1.5 para especies sumergidas, 1.05–1.5 para especies emergentes pequeñas, 1.05– 1.3 para especies emergentes altas y 1.15 para gramíneas altas.” (Kadlec & Wallace, 2009). En el presente trabajo esta variación de la biomasa no será considerada, con el fin de desarrollar un cálculo conservador.

Por otro lado, (Engloner, 2008) menciona que la producción de rizomas disminuye, luego del periodo de crecimiento neto de la raíz; a su vez, el autor señala que la biomasa de raíces es relativamente estable a lo largo de la temporada de crecimiento.

Para determinar el carbono fijado en la vegetación a partir del peso de biomasa seca total (ecuación (4)), se sabe que en promedio el 49.99% de la biomasa seca corresponde al contenido de carbono orgánico (C) (Montero et al., 2020); ó el 58% según el factor de Van Bemmelen (Marín et al., 2011).

$$C_{f,v} = BS * 0.58 \quad (4)$$

Donde:

$C_{f,v}$: Carbono fijado en la vegetación, (kgC/m²/año)

BS: Producción anual de biomasa seca total (aérea más subterránea), (kgBS/m²/año)

0.58: Factor de Van Bemmelen, (kgC/kgBS)

Luego, el CO₂e fijado en la vegetación de un humedal determinado, se puede estimar a partir de la ecuación (5), en base a la metodología desarrollada por (Montero et al., 2020).

$$CO_{2e}f,v = C_{f,v} * S * 3.67 * 1 \quad (5)$$

CO_{2e}f,v: CO₂ equivalente fijado por la vegetación, (kgCO₂e/año)

$C_{f,v}$: Carbono fijado en la vegetación (biomasa aérea más subterránea), (kgC/m²/año)

S: Superficie total del humedal artificial, (m²)

3.67: Factor de conversión de C a CO₂

1: Potencial de calentamiento global para el CO₂, (Tabla 16).

Sustrato:

La fijación de carbono en el sustrato ($C_{f,s}$) se puede determinar, al igual que en la vegetación, mediante el análisis para cada caso específico de estudio o por estimaciones basadas en estudios afines. En este sentido, mediante comunicación oral, se sabe que estudios inéditos realizados por el IIAMA de la Universidad Politècnica de Valencia, en el sistema de humedales artificiales (sembrados con carrizo) instalados en la estación depuradora de aguas residuales de Carrícola, el sustrato ha sido capaz de fijar 512 g C/m² en 2.5 años.

El CO₂e fijado en el sustrato se determina mediante la ecuación (6), en base a lo señalado por (Montero et al., 2020).

$$CO_2e_{f,s} = C_{f,s} * S * 3.67 * 1 \quad (6)$$

CO₂e_{f,s}: CO₂ equivalente fijado en el sustrato, (kgCO₂e/año)

C_{f,s}: Carbono fijado en el sustrato, (kgC/m²/año)

S: Superficie total del humedal artificial, (m²)

3.67: Factor de conversión de C a CO₂

1: Potencial de calentamiento global para el CO₂, (Tabla 16).

– Emisiones de gases efecto invernadero en el tratamiento primario

Para el correcto funcionamiento de los sistemas de humedales artificiales, habitualmente se instala un sistema previo de tratamiento primario. Por tanto, es importante considerar que en la depuración de aguas residuales urbanas la emisión de gases de efecto invernadero como CH₄ y N₂O es producto de los procesos biológicos que se dan lugar en los distintos niveles y líneas de tratamiento.

En cuanto respecta al tratamiento primario de aguas residuales en EDARs de pequeñas poblaciones, los elementos o sistemas de depuración (tanque Imhoff, fosa séptica, entre otros). Dan lugar a la degradación anaerobia de la materia orgánica que decanta generando fangos o lodos. Es por esto, que únicamente se calculó las emisiones de CH₄, y no de N₂O, ya que por el ambiente anaerobio (ausencia de O₂ y nitratos) en el que funcionan dichos elementos, los procesos de nitrificación y desnitrificación no tienen lugar o son despreciables.

Emisiones de Metano (CH₄):

Para determinar las emisiones de GEI en los elementos de tratamiento convencionales, se detalla la metodología de cálculo en base a lo establecido en el capítulo 6 del volumen 5 de las Directrices del IPCC del 2006, utilizada por el (Sistema Español de Inventario (SEI), 2014) para efectuar el Inventario Nacional de Emisiones a la Atmósfera - Serie 1990-2012:

Las emisiones de metano se determinan mediante la ecuación (7):

$$CH_4 \text{ Emisión} = \left[\sum_{i,j} (U_i * T_{i,j} * EF_j) \right] * (TOW - S) - MR \quad (7)$$

Donde:

TOW: total de materia orgánica en las aguas residuales del año del inventario, (kg DBO₅/año)

S: componente orgánico separado como lodo durante el año del inventario, (kg DBO₅/año)

U_i: fracción de la población del grupo de ingresos i en el año de inventario.

T_{ij}: grado de utilización de vía o sistema de tratamiento y/o eliminación j, para cada fracción de grupo de ingresos i en el año del inventario, véase el Cuadro 6.5.

i: grupo de ingresos: rural, urbano de altos ingresos y urbano de bajos ingresos.

j: cada vía o sistema de tratamiento/eliminación

EF_j: factor de emisión, (kg CH₄/kg DBO₅)

MR: cantidad de CH₄ recuperado durante el año del inventario, (kg CH₄/año)

Los valores de “S” y “MR” por defecto son cero, debido a que habitualmente no se dispone de información de separación de lodos y de recuperación de CH₄ (IPCC, 2006).

La ecuación anterior puede simplificarse para el caso de una vía de tratamiento o tipo de operación anaeróbica desarrollada en una planta de tratamiento de aguas residuales a la ecuación (8) (Arias, 2018):

$$CH_4 \text{ Emisión} = TOW * FE - MR \quad (8)$$

Donde:

CH₄ Emisión: Emisiones de metano, (kg CH₄/año)

TOW: Materia orgánica total degradada, (kg DBO₅/año)

FE: Factor de emisión de metano en la operación anaeróbica

MR: Recuperación de metano, (kg CH₄/año). El valor por defecto es cero, a menos de que se disponga información al respecto (IPCC, 2006).

El factor de emisión de metano (FE) se determina mediante la ecuación (9) :

$$FE = B_o * MCF \quad (9)$$

Donde:

FE: Factor de emisión de metano, (kgCH₄/kgDBO₅)

B_o: Capacidad o máximo potencial de producción de metano, (kgCH₄/kgDBO₅)

MCF: Factor de corrección de metano (Tabla 18), (adimensional)

Para la producción de metano (B_0) es factible usar por defecto el valor de 0.6 kgCH₄/kgDBO₅ degradada (IPCC, 2006).

Tabla 18. Valores de MCF por defecto para las aguas residuales domésticas

Fuente: (IPCC, 2006)

Tipo de vía o sistema de tratamiento y eliminación	Comentarios	MCF	Intervalo
Sistema sin tratamiento			
Eliminación en río, lago y mar	Los ríos con alto contenido de sustancias orgánicas pueden volverse anaeróbicos.	0.1	0 – 0.2
Cloaca estancada	Abierta y caliente.	0.5	0.4 – 0.8
Cloaca en movimiento (abierta o cerrada).	Correntosa, limpia. (cantidades insignificantes de CH ₄ desde las estaciones de bombeo, etc.)	0	0
Sistema tratado			
Planta de tratamiento centralizado aeróbico	Debe ser bien operada. Puede emitir algo de CH ₄ desde las cuencas de decantación y otros tanques.	0	0 – 0.1
Planta de tratamiento centralizado aeróbico	Mal operada. Sobrecargada.	0.3	0.2 – 0.4
Digestor anaeróbico para lodos	Aquí no se considera la recuperación de CH ₄ .	0.8	0.8 – 1.0
Reactor anaeróbico	Aquí no se considera la recuperación de CH ₄ .	0.8	0.8 – 1.0
Laguna anaeróbica poco profunda	Profundidad de menos de 2 metros: recurrir a dictamen de expertos.	0.2	0.0 – 0.3
Laguna anaeróbica profunda	Profundidad de más de 2 metros.	0.8	0.8 – 1.0
Sistema séptico	La mitad del BOD se decanta en tanques anaeróbicos.	0.5	0.5
Letrina	Clima seco, capa freática más baja que la letrina, familia reducida (3-5 personas)	0.1	0.05 – 0.15
Letrina	Clima seco, capa freática más baja que la letrina, uso comunitario (muchos usuarios)	0.5	0.4 – 0.6
Letrina	Clima húmedo/descarga por agua, capa freática más alta que la letrina	0.7	0.7 – 1.0
Letrina	Extracción frecuente de sedimentos para abono	0.1	0.1

Luego, la materia orgánica total degradada se calcula a partir de la ecuación (10).

$$TOW = DBO_{5,elim.} * Q_i * 0.001 * 365 \quad (10)$$

TOW: Materia orgánica total degradada, (kg DBO₅/año)

DBO_{5,elim.}: Desechos orgánicos totales degradados, (mgDBO₅/L)

Q_i: Caudal influente al sistema o elemento de tratamiento, (m³/día)

– **Emisiones de gases efecto invernadero en el tratamiento secundario:
humedales artificiales**

La emisión de gases efecto invernadero en humedales artificiales, son producidas por la actividad bacteriana que tiene lugar en la depuración de aguas residuales urbanas. El CH₄ se produce por metanogénesis, mientras que el N₂O es un producto de la nitrificación y desnitrificación de compuestos de nitrógeno (IPCC, 2013).

En cuanto respecta a las emisiones de gases efecto invernadero por la actividad bacteriana en los humedales, es importante conocer que las emisiones de CO₂ no se incluyen en las emisiones de gases de efecto invernadero del tratamiento de aguas residuales, ya que se considera biogénico (IPCC, 2013). Las fuentes biogénicas no contribuyen al cambio climático (Garfí et al., 2017).

Emisiones de Metano (CH₄):

Para la determinación de las emisiones de metano (CH₄) y nitrógeno gas (N₂O), el (IPCC, 2013), establece la siguiente metodología:

La emisión de CH₄ se determina mediante la ecuación (11):

$$CH_4 \text{ Emisión} = \sum_j (TOW_j * EF_j) + \sum_{i,j} (TOW_{i,j} * EF_j) \quad (11)$$

Donde:

CH₄ Emisión: Emisiones de metano, (kg CH₄/año)

TOW_j: Carga orgánica de ingreso de aguas residuales domésticas, (kg DBO₅/año ó kg DQO/año)

EF_j: Factor de emisión en tratamientos de aguas residuales domésticas, (kg CH₄/kg DBO ó kg CH₄/kg DQO).

i: Sector industrial

j: Tipo de humedal artificial

Luego, aplicando la ecuación (12) se obtiene el factor de emisión de metano respecto a la materia orgánica de ingreso al humedal.

$$EF_j = B_o * MCF_j \quad (12)$$

Donde:

EF_j: Factor de emisión en tratamientos de aguas residuales domésticas, (kg CH₄/kg DBO₅ ó kg CH₄/kg DQO)

B_o: Máxima capacidad de producción de metano (kg CH₄/kg DBO₅ ó kg CH₄/kg DQO)

MCF_j: Factor de corrección de metano (ver Tabla 19), (adimensional)

El (IPCC, 2013) recomienda utilizar para B_o, 0.6 kg CH₄/kg DBO₅ y 0.25 kg CH₄/kg DQO, para aguas residuales domésticas e industriales, respectivamente.

Tabla 19. Factor de corrección de emisión de metano.

Fuente: (IPCC, 2013)

Tipo de humedal artificial	MCF	Rango
Humedal artificial de flujo superficial (HAFS)	0.4	0.08 – 0.7
Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH)	0.1	0.07 – 0.13
Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFSsV)	0.01	0.004 – 0.016

La carga orgánica de ingreso, es calculada a través de las ecuaciones (13) y (14) para aguas residuales domésticas e industriales, respectivamente.

$$TOW_j = P_j * DBO_5 * I * 0.001 * 365 \quad (13)$$

$$TOW_{i,j} = DQO * W_{i,j} * 365 \quad (14)$$

Donde:

TOW_j: Carga orgánica de ingreso en las aguas residuales domésticas, (kg DBO/año)

TOW_{i,j}: Carga orgánica de ingreso en las aguas residuales industriales, (kg DQO/año)

i: Sector industrial

DBO₅: Carga orgánica por habitante equivalente, (g DBO₅/he/día)

I: Factor de corrección para DBO₅ industrial adicional descargado en el alcantarillado, (1.25 si hay ingreso de aguas industriales ó 1.00 si no existen aportes de aguas industriales en el alcantarillado sanitario) (adimensional).

DQO_i: Concentración de materia orgánica en las aguas residuales industriales, (kg DQO/m³)

W_{ij} : Caudal diario en el sistema de tratamiento industrial, (m³/día)

Emisiones de óxido nitroso (N₂O)

Las emisiones de N₂O, originadas por los procesos de nitrificación y desnitrificación, pueden producirse como emisiones directas provenientes de las estaciones depuradoras de tratamiento de aguas residuales, o como emisiones indirectas provenientes de los efluentes de las EDAR vertidos en medios acuáticos (vías fluviales, lagos, mar, etc) (IPCC, 2014).

Las emisiones directas derivadas de los procesos de nitrificación y desnitrificación en los elementos de tratamiento de las EDAR pueden considerarse fuentes menores (típicamente son mucho menores que las indirectas). Por lo que es una buena práctica estimar las emisiones de N₂O de efluentes (indirectas), mediante el método planteado en el capítulo 6 del volumen 5 de las Directrices del IPCC de 2006 para los inventarios nacionales de gases de efecto invernadero (IPCC, 2006). Por otro lado, las emisiones directas producidas en los humedales artificiales deben estimarse de acuerdo a los lineamientos establecidos en el capítulo 6 del suplemento de las Directrices del IPCC de 2006 (IPCC, 2013). Con esta base, la metodología de cálculo es la siguiente:

Emisiones directas de N₂O:

Las emisiones de N₂O asociadas a los procesos de nitrificación y desnitrificación que tienen lugar en los humedales se obtienen a partir de la ecuación (15).

$$N_2O_{Emisión\ dir.} = \sum_j (N_j * EF_j * 44/28) + \sum_{i,j} (N_{i,j} * EF_j * 44/28) \quad (15)$$

Donde:

N₂O_{emisión dir.}: Emisiones de N₂O, (kg N₂O/año)

EF_j: Factor de emisión en tratamientos de aguas residuales domésticas, (kg N₂O -N/kg N)

N_j: Nitrógeno total de entrada en el agua residual doméstica, (kg N/año)

N_{i,j}: Nitrógeno total de entrada en el agua residual industrial, (kg N/año)

i: Sector industrial

j: Tipo de humedal artificial

44/28: factor de conversión de kg N₂O – N a N₂O.



En cuanto al factor de emisión (EF) de N₂O, el (IPCC, 2013), establece los valores de 0.0013 kgN₂O-N/kgN, 0.0079 kgN₂O-N/kg N y 0.00023 kg N₂O-N/kg N, para humedales artificiales de flujo superficial, subsuperficial horizontal y subsuperficial vertical; respectivamente.

Luego, el nitrógeno total de entrada en el agua residual doméstica se calcula a través de la ecuación (16):

$$N_j = P_j * PR * F_{NPR} * F_{NON-CON} * F_{IND-COM} \quad (16)$$

Donde:

j: Tipo de humedal artificial

P_j: Población, (habitantes)

PR: Consumo per cápita de proteína, (kgPR/hab.*año)

F_{NPR}: fracción de nitrógeno en las proteínas, por defecto = 0.16, kgN/kgPR, (IPCC, 2013)

F_{NON-CON} : factor de las proteínas no consumidas añadidas a las aguas residuales

F_{IND-COM} : factor para las proteínas industriales y comerciales co-eliminadas en los sistemas de alcantarillado

Para los países desarrollados que utilizan trituradores de desechos, el valor por defecto para la proteína no-consumida descargada en flujos de aguas servidas es de 1.4, mientras que para los países en desarrollo esta fracción es de 1.1. Las aguas residuales de fuentes industriales o comerciales que se descargan en los alcantarillados pueden contener proteína, el valor por defecto para esta fracción es 1.25 (IPCC, 2006).

El consumo per cápita de proteínas en España es de 77.34 gPR/hab./día (Ministerio para la transformación ecológica y el reto demográfico, 2021).

Emisiones indirectas de N₂O:

Las emisiones indirectas asociadas a los procesos de nitrificación y desnitrificación que ocurren en los cuerpos de agua receptores de los efluentes de EDARs, se determinan a partir de la ecuación (17) .

$$N_2O_{emisión\ ind.} = N_{efluente} * EF_{efluente} * 44/28 \quad (17)$$

Donde:

N₂O_{emisión ind.}: Emisiones indirectas de N₂O, (kg N₂O/año)

N_{efluente}: Nitrógeno en el efluente eliminado en medios acuáticos, (kgN/ año)

EF_{efluente}: factor de emisión para las emisiones de N₂O provenientes de la eliminación de NT en aguas servidas, (kgN₂O-N/kgN)



44/28: factor de conversión de kg N₂O – N a N₂O.

El factor de emisión (EF_{efluente}) por defecto para las emisiones de N₂O derivadas de aguas servidas con efluentes con contenido de nitrógeno, es de 0.005 (0.0005 – 0.25) kgN₂O-N/kgN (IPCC, 2006).

– **Determinación de condición de equilibrio, sumidero o fuente de carbono en humedales artificiales**

Para determinar si los humedales artificiales funcionan en equilibrio, como fuente o como sumidero de carbono, se propone el uso de la ecuación (18).

$$\Delta_{CO_2e} = CO_2e_{f,v} + CO_2e_{f,s} - CH_4_{Emitido} - N_2O_{Emisión\ dir.} \quad (18)$$

Donde:

Δ_{CO_2e} : Variación de equivalentes de dióxido de carbono, (CO₂e)

CO₂e_{f,v} : Fijación de carbono en la vegetación del humedal artificial, (CO₂e)

CO₂e_{f,s} : Fijación de carbono en el sustrato del humedal artificial, (CO₂e)

CH₄ Emitido : Emisión de metano procedente de los procesos biológicos de depuración de agua en el humedal, (CO₂e)

N₂O_{Emisión dir.} : Emisión de óxido nitroso procedente de los procesos biológicos de depuración de agua en el humedal, (CO₂e)

Condicionantes:

Si:

$\Delta_{CO_2e} = 0$ → El humedal artificial está en balance o equilibrio de carbono.

$\Delta_{CO_2e} > 0$ → El humedal artificial funciona como sumidero de carbono

$\Delta_{CO_2e} < 0$ → El humedal artificial funciona como fuente de carbono

4.4. Generalidades y criterios de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones

4.4.1 Configuración general

En general, las estaciones depuradoras de aguas residuales mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones, suelen conformarse por un sistema de pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario (mediante humedales artificiales).

En España la modalidad más habitual de humedales artificiales existentes es la de flujo subsuperficial, como ilustra la Figura 14 (Salas et al., 2007).

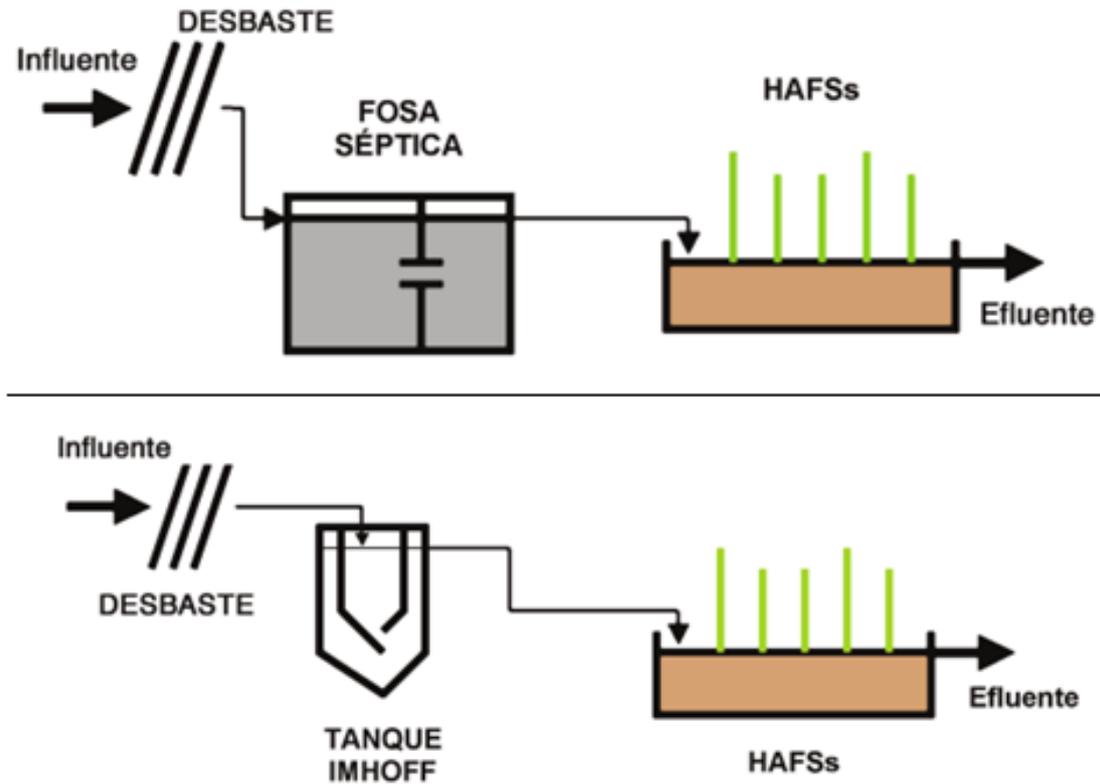


Figura 14. Diagrama de flujo del tratamiento mediante HAFSs.

Fuente: Adaptado de Salas et al. (2007)

Así también, la Figura 15 ilustra el diagrama de flujo de sistemas con combinaciones de humedales artificiales de flujo subsuperficial en serie (ver sección 4.4.4.1).

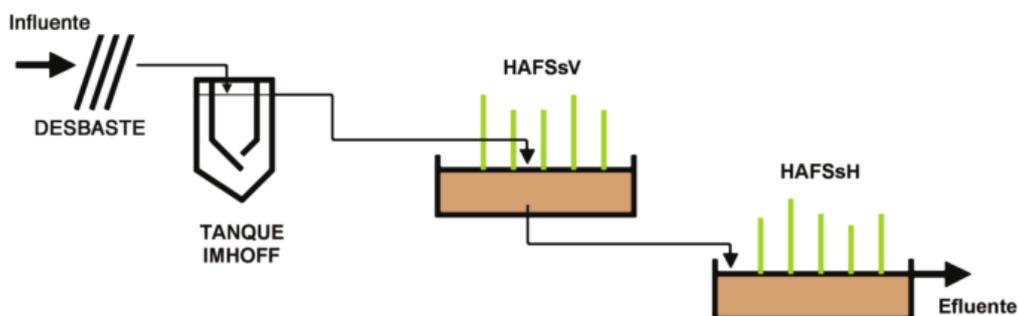


Figura 15. Diagrama de flujo del tratamiento mediante la combinación en serie de HAFSsV y HAFSsH .

Fuente: Modificado de Salas et al. (2007)

También es necesario incluir un sistema de deshidratación de lodos producidos en el tratamiento primario. La Tabla 20 detalla los elementos que habitualmente conforman cada etapa o sistema de tratamiento.

Tabla 20. Elementos habituales en los sistemas de tratamiento de ARU mediante humedales artificiales en pequeñas poblaciones.

Etapa	Elemento de tratamiento
Pretratamiento	<ul style="list-style-type: none"> – Aliviadero – Canal de desbaste (rejas) – Desarenador/desengrasador
Tratamiento Primario	– Fosa séptica ó Tanque Imhoff
Deshidratación de lodos	– Lecho de secado de arena ó humedales artificiales para deshidratación de lodos.
Tratamiento Secundario	– Humedal artificial o sistema de humedales artificiales.

Es posible adicionar a las etapas de tratamiento detalladas en la Tabla 20, un tratamiento terciario mediante lagunas de maduración (Figura 16), con el fin de lograr una etapa de afino al efluente del tratamiento secundario, cuando el objetivo de depuración persigue disminuir la presencia de organismos patógenos. Esta disminución se produce principalmente por la acción de la radiación ultravioleta de la luz solar (Salas et al., 2007).

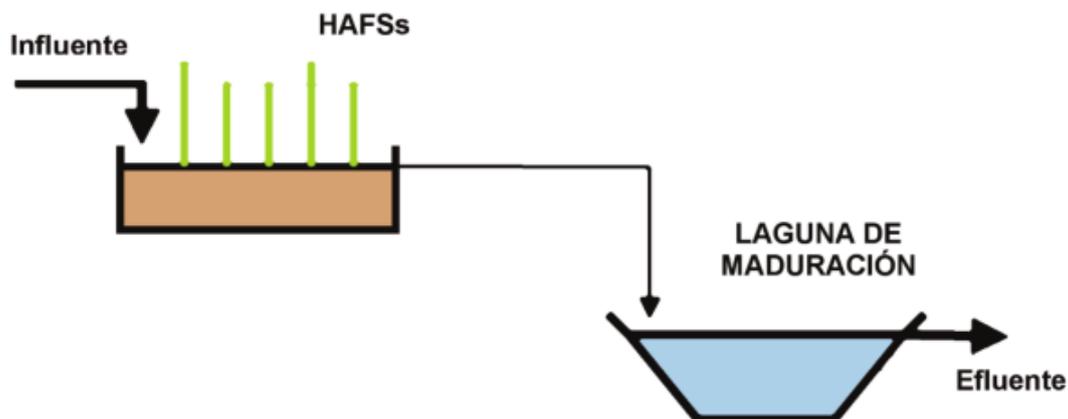


Figura 16. Laguna de maduración como tratamiento terciario.

Fuente: Salas et al. (2007)

4.4.2 Pretratamiento

Al inicio de una estación depuradora de aguas residuales, es indispensable instalar un sistema de pretratamiento, mediante el cual se eliminan los sólidos de gran tamaño (sólidos flotantes de distinta naturaleza, hojas, piedras, arenas, etc.) arrastrados por el

caudal conducido por los sistemas de alcantarillado urbano, que pueda afectar el correcto funcionamiento de los elementos de tratamiento y de los accesorios que los conforman (tuberías, válvulas, codos, caudalímetros, etc).

Otra función esencial del pretratamiento es controlar el caudal de ingreso a los elementos de depuración aguas debajo del mismo, dicho exceso del caudal es ocasionado en gran parte por el ingreso del caudal generado ante eventos de lluvia, problemática propia de las redes unitarias de alcantarillado urbano (conducción combinada de aguas de escorrentía pluvial y aguas residuales domésticas y/o industriales).

En EDARs de poblaciones pequeñas (<2000 he), estos sistemas están conformados de forma habitual por un canal que consta de un aliviadero de exceso de caudal, seguido por una zona de desbaste (rejas de gruesos y/o finos) y una zona de desarenado, como se ilustra en la Figura 17 (García & Corzo, 2008).



Figura 17. Línea de pretratamiento habitual en EDARs de poblaciones pequeñas.

Fuente: García & Corzo (2008)

Como parte de un control adecuado de una EDAR, independientemente de su tamaño, es importante controlar el caudal de ingreso a los elementos de depuración, principalmente al inicio del tratamiento primario, con el fin de evitar colapsos por exceso de caudal. Para el efecto, como sistema de medición se suele usar canales Venturi equipados con dispositivos para registrar la altura de agua en el mismo (García & Corzo, 2008).

4.4.2.1 Aliviadero de exceso de caudal

Para el diseño del aliviadero de caudal, en el caso de una EDAR conectada a un sistema de alcantarillado unitario; se debe determinar en primera instancia el caudal pluvial que podría ingresar a la EDAR. Para esto, se describe a continuación la metodología señalada por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (MOPU, 2016).

– Cálculo del caudal de lluvia

1. Cálculo de la Intensidad de precipitación correspondiente a un periodo de retorno (T) y tiempo de concentración de lluvia (t), de la cuenca, mediante la ecuación (19), correspondiente al Método de Témez (estándar en España).

$$i_T(t_c) = i_T(d) * \alpha^{\frac{28^{0.1} - t_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \quad (19)$$

Donde:

$i_T(t_c)$: Intensidad media de duración (t_c) y retorno (T), (mm/h)

$i_T(d)$: Intensidad media diaria de retorno (T), (ecuación (20)), (mm/h)

α : Factor de torrencialidad (I_1/I_d) (11 para la comunidad Valenciana, Figura 18), (adimensional).

t_c : tiempo de concentración igual al tiempo de duración de lluvia, (h).

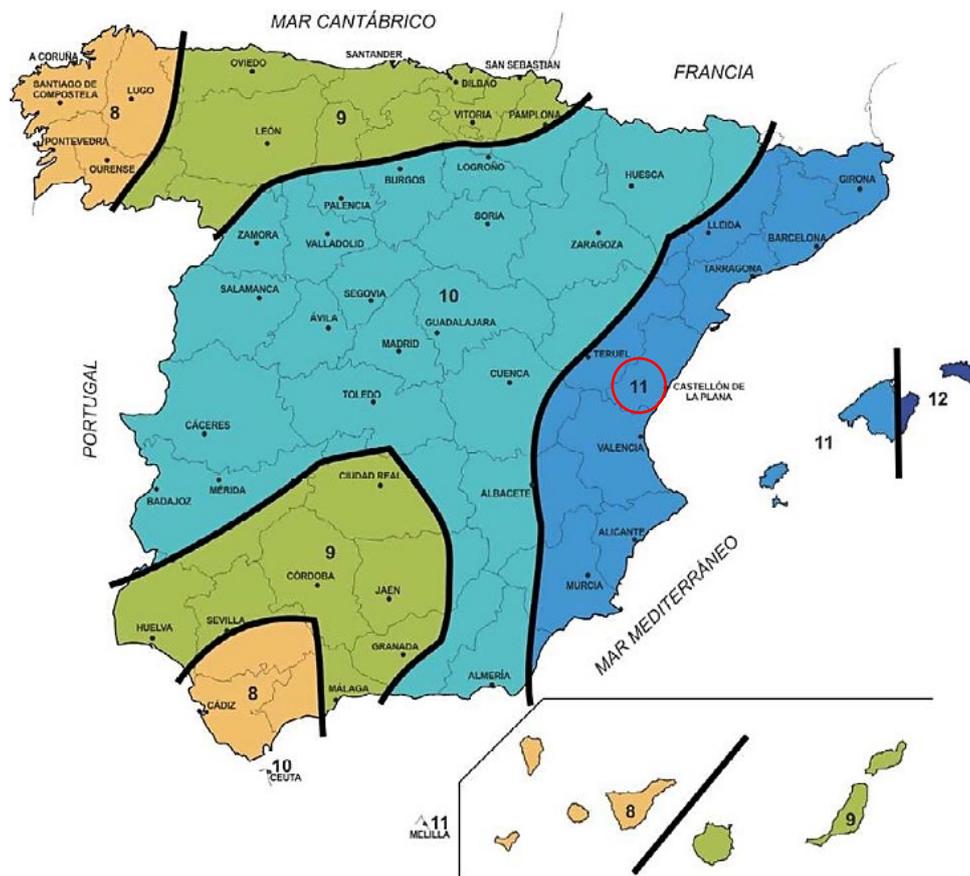


Figura 18. Mapa de índice de torrencialidad (I_1/I_d).

Fuente: Adaptado de (MOPU, 2016)

$$i_T(d) = K_A * \frac{P_T(d)}{24} \quad (20)$$

Donde:

$P_T(d)$: Precipitación máxima diaria para un retorno “ T ”, (mm/día).

K_A : Coeficiente de reducción areal, (adimensional).

El coeficiente de reducción areal de la cuenca (K_A), tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda la superficie y es determinado mediante la ecuación (21). (MOPU, 2016)

$$\begin{aligned} \text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 &\rightarrow K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \\ \text{Si } A < 1 \text{ km}^2 &\rightarrow K_A = 1 \end{aligned} \quad (21)$$

El tiempo de concentración, en cuencas urbanas (como es el presente caso de estudio), deberá ser basado en criterios hidráulicos en relación al sistema de tuberías o conducciones por la que se transporta el agua y las velocidades permisibles. Así que, obedecerá a la suma del tiempo de escorrentía “ t_E ” (con valores normales entre 5 y 10 min en cuencas pequeñas) y el tiempo de recorrido (ecuación (22)). En cualquier caso, no es recomendable utilizar valores menores a 10 min, puesto que esto supondría aumentar excesivamente las intensidades del cálculo ante eventos de precipitaciones muy escasas. Por tanto, es recomendable utilizar un t_c de 15 min, así el cálculo determine un valor menor (itrae, 2008).

$$t_R = \frac{\alpha}{60} * \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (22)$$

Donde:

α : Factor de mayoración del tiempo de recorrido en la red. Valor recomendado 1.2 (Ayuntamiento de Valencia, 2015), (adimensional)

L_i : Longitud en metros de los tramos de colector situados aguas arriba del que se calcula a lo largo del recorrido principal (aquel que marca el tiempo de concentración por ser el más largo en términos de tiempo), (m)

V_i : Velocidad de cada uno de estos tramos de colector, (m/s)

2. Para determinar la precipitación máxima diaria en un periodo de retorno “ T ”. Es factible utilizar curvas IDF correspondientes a la zona de estudio y/ó recurrir al Manual de Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular. Dicho manual permite determinar $P_T(d)$ a través de mapas que representan los valores del coeficiente de variación (C_v) (Figura 19) y el valor medio de la máxima precipitación diaria anual (P) (Figura 20).

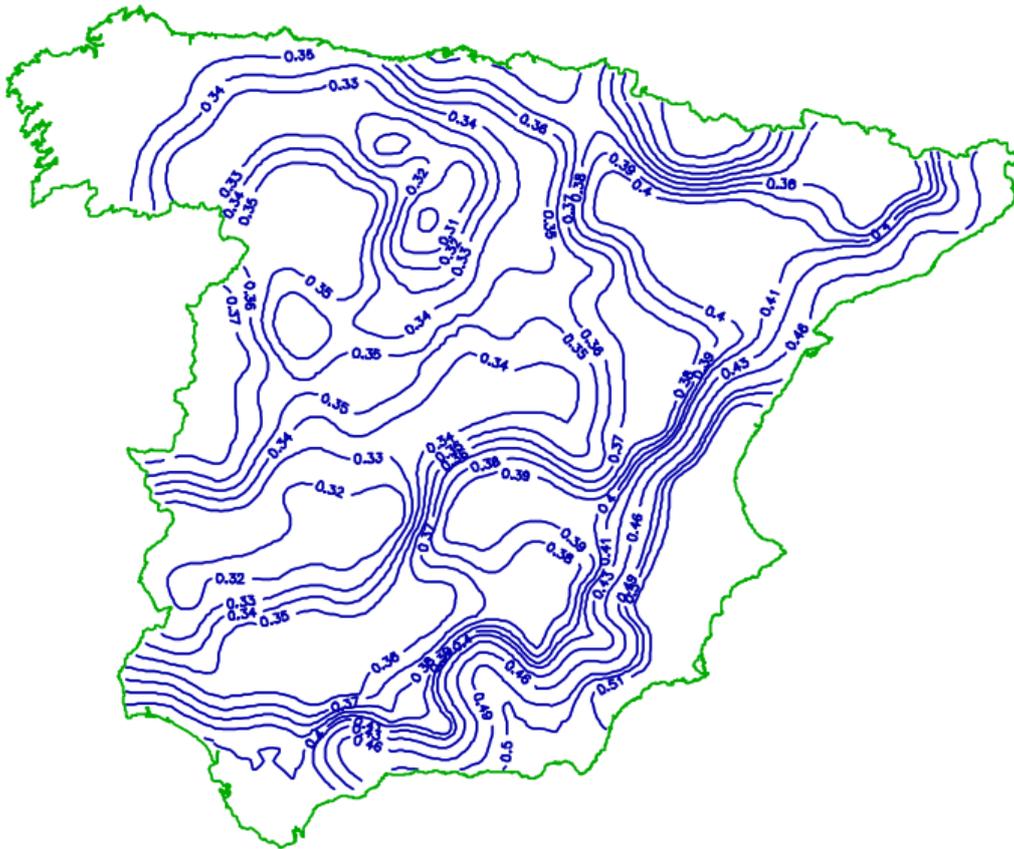


Figura 19. Isolíneas del valor regional del coeficiente de variación.

Fuente: Ministerio de Fomento (1999)

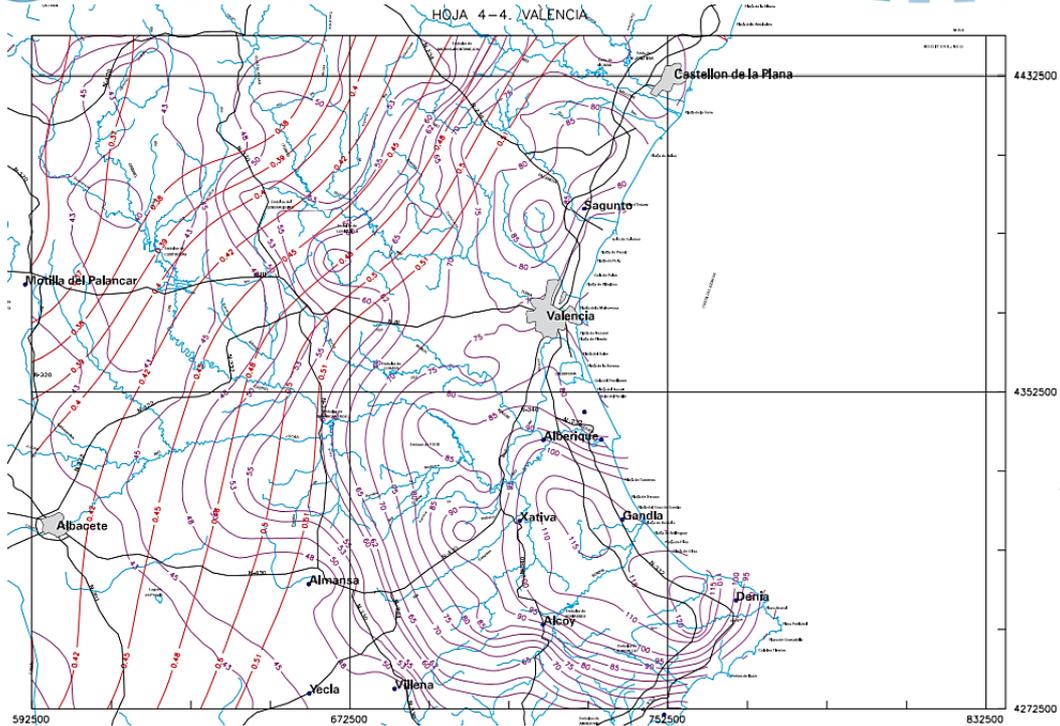


Figura 20. Mapa de Isolíneas de P y C_v correspondiente a la Comunidad Valenciana

Fuente: Ministerio de Fomento (1999)

3. Una vez identificados los valores de C_v y P correspondientes a la ubicación de la zona de estudio. La precipitación máxima diaria en T, se determina mediante la ecuación (23), señalada por el (Ministerio de Fomento, 1999):

$$P_T(d) = X_t = Y_t * P \quad (23)$$

Donde:

Y_t : Factor de ampliación. (Tabla 21), adimensional.

P: Precipitación media diaria máxima para la zona de estudio, (mm/día)

X_t : Precipitación máxima diaria para un periodo de retorno (T), (mm/día)

Tabla 21. Factor de ampliación.

Fuente: Ministerio de Fomento (1999)

C_v	PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831

C _v	PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

4. Una vez desarrollados los puntos anteriores, el caudal pluvial se determina siguiendo el método racional, a través de la ecuación (24).

$$Q_{lluvia} = \frac{i_T(t_c) * K_t * \sum(A_i * C_i)}{360} \quad (24)$$

Donde:

Q_{lluvia}: caudal lluvia ó pluvial, (m/s)

C_i: coeficiente de escorrentía para el tipo de superficie “i”, (Tabla 22)

A_i: área del tipo de superficie “i”, (ha)

i_T(t_c): Intensidad media de duración (t_c) y retorno (T), (mm/h)

k_t: coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación, (adimensional). Ver ecuación (25).

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14} \quad (25)$$

Donde:

K_t: coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación, (adimensional)

t_c : Tiempo de concentración de lluvia de la cuenca, (h)

Tabla 22. Coeficientes de escorrentía según el tipo de superficie para un periodo de retorno de 25 años.

Fuente: (Ayuntamiento de Valencia, 2015)

Tipo básico de superficie	C
Impermeable	0.95
Edificación	0.75
Permeable	0.05 – 0.30
No conectada con la red	0.00

– Diseño del vertedero: aliviadero de exceso de caudal

Para el correcto diseño del vertedero de alivio de exceso de caudal, es esencial definir un grado de dilución apropiado, el cual viene dado por la ecuación (26) (INGNOVA, 2020).

$$\frac{Q_{md,res}}{Q_{m,res} + Q_{lluvia}} = \frac{1}{\alpha} \quad (26)$$

Donde:

$Q_{md,res}$: Caudal medio diario de aguas residuales, (m^3/d)

Q_{lluvia} : Caudal de lluvia ó pluvial, (m^3/d)

α : grado de dilución, (adimensional)

En poblaciones pequeñas, se suele disponer un único vertedero previo al pretratamiento, diseñado con un grado de dilución de 2 – 3 (INGNOVA, 2020).

Es así que, el caudal que fluye al interior del canal se determina a partir de la ecuación (27).

$$Q_i = \alpha * Q_{md,res} \quad (27)$$

Donde:

Q_i : Caudal que fluye al interior del canal después de la desviación (caudal máximo de paso permitido en la EDAR), (m^3/d)

Es decir, que Q_i es el resultado de la suma del caudal medio diario y el caudal lluvia de ingreso permitido, tal que se cumpla el grado de dilución.

Luego, para el diseño del aliviadero, se determina el caudal a aliviar y el caudal de descarga por unidad de ancho (L) del vertedero, mediante la ecuación (28) y (29); respectivamente (Ngamalieu, 2015).

$$Q = Q_o - Q_i \quad (28)$$



Donde:

Q: caudal vertido por el aliviadero, (m³/d)

Q₀: Caudal de entrada del canal (caudal unitario), (m³/d)

$$q = \frac{2}{3} * C_D * \sqrt{2 * g} * (h)^{3/2} \quad (29)$$

Donde:

q : caudal de descarga por unidad de ancho (L) del vertedero, (m³/m*s)

C_D: coeficiente de descarga (ecuación (30)), (adimensional)

h: Altura del agua en el vertedero, (m)

P: altura de la pared del vertedero (ver Figura 21), (m)

g : gravedad, (m/s²)

El coeficiente de descarga se puede obtener a partir de la expresión de Bazin, expresada en la ecuación (30) (INGNOVA, 2020).

$$\frac{2}{3} * C_D = \left(0.405 + \frac{0.003}{h}\right) * \left[1 + 0.55 * \frac{h^2}{(h + P)^2}\right] \quad (30)$$

Los rangos para aplicar la ecuación anterior son los siguientes:

P: 0.20 – 2.00 m y h: 0.10 – 0.60 m

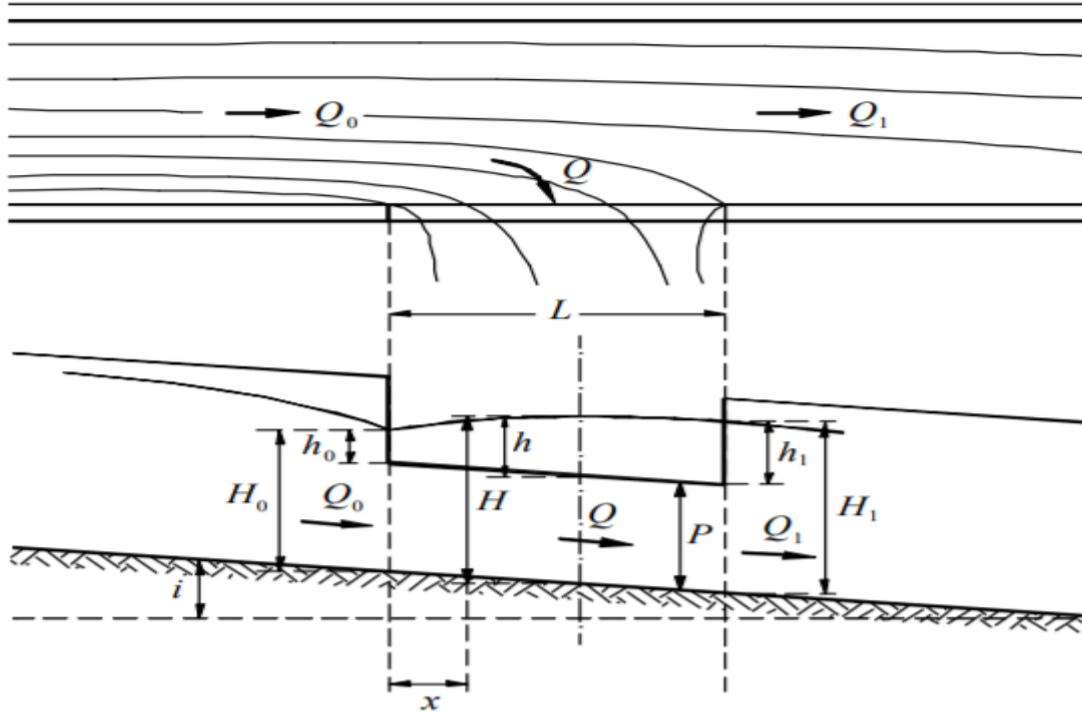


Figura 21. Esquema de un vertedero lateral: Aliviadero.

Fuente: Ngamalieu (2015)

Finalmente, el ancho (L) del vertedero se obtiene del cociente entre el caudal de descarga por unidad de ancho del vertedero y el caudal a verter, según la ecuación (31) (García & Corzo, 2008)

$$L = \frac{q}{Q_i} \quad (31)$$

L : ancho del vertedero (ver Figura 21), (m)

4.4.2.2 Canal de desbaste

El canal de desbaste es generalmente la primera etapa del tratamiento, cuyo objetivo es eliminar contaminantes fácilmente separables de (que pueden interferir en la eficacia de las sucesivas etapas de tratamiento) mediante procesos físicos (Huertas & Marcos, 2012).

Este proceso de eliminación o retención de sólidos de pequeño y mediano tamaño se realiza, de manera habitual, mediante la instalación de enrejados.

Un enrejado consiste en la instalación de barras de acero igualmente espaciadas a lo ancho del canal de desbaste, con cierta inclinación respecto a la solera del mismo. Se denomina rejas gruesas a las rejas con espaciado de 5 a 15 cm, cuyo principal objetivo es evitar que

los objetos grandes y pesados entren al sistema. Y las rejas con aberturas entre 1.5 y 2 cm se denominan finas (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005).

Los sistemas de enrejados de limpieza manual (Figura 22) constan de un cestillo perforado para acumular los sólidos que son retirados manualmente de las rejas mediante el empleo de un rastrillo. Las perforaciones del cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos, para su disposición final, la cantidad de agua en ellos sea la mínima posible. Por otro lado, las rejas de limpieza automática (Figura 23) incorporan un peine rascador que limpia la reja de manera automática y periódica (CEDEX, 2010).



Figura 22. Rejas gruesas con limpieza manual.
Fuente: Salas et al. (2007)



Figura 23. Rejas con limpieza automática.
Fuente: CEDEX (2010)

El pretratamiento en la tecnología de humedales artificiales de flujo subsuperficial, suele estar constituido únicamente por un desbaste de gruesos y de limpieza manual (Salas et al., 2007).

Consideraciones hidráulicas

Para el diseño del canal de desbaste en poblaciones pequeñas, es fundamental conocer las consideraciones hidráulicas referentes a un sistema mediante enrejados.

- Velocidad

Según (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005), la velocidad antes y a través de las rejas afecta sustancialmente su operación. Establece que cuando menor es la velocidad, mayor es la cantidad de materiales eliminados y mayor es la cantidad de sólidos depositados en



el canal (velocidades muy bajas permiten la sedimentación de arenas). El autor indica que se han encontrado resultados satisfactorios con velocidades entre 0.6 y 1.2 m/s a través de las rejas.

– Pérdida de carga

La pérdida de carga que se acepta en rejas con limpieza manual es mínimo 150 mm y máximo 800 mm. La ecuación (32), permite estimar la pérdida de carga a través de una reja limpia o parcialmente saturada (con el 30% de colmatación). (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

$$h = \frac{V^2 - v^2}{2 * g} * \frac{1}{0.7} \quad (32)$$

Donde:

h : pérdida de carga, (m)

V : velocidad a través de la reja, (m/s)

v : velocidad antes de la reja, (m/s)

g: aceleración de la gravedad, (m/s²)

Diseño del canal de desbaste

Para el diseño del sistema de enrejados y el dimensionamiento del canal de desbaste en sistemas de depuración de ARU en pequeñas poblaciones, García & Corzo, 2018, propone la siguiente metodología:

5. Se establece un ancho del canal entre 0.20 y 2.0 m, dependiendo del ancho del colector de entrada.
Cabe mencionar, que es importante considerar un ancho que sea viable para la construcción y mantenimiento del canal, por tanto, se sugiere un ancho mínimo de 0.3 m.

Para los siguientes puntos del procedimiento, la Tabla 23 detalla los valores recomendados para el diseño.

Tabla 23. Valores recomendados para el diseño del canal de desbaste y enrejados.

Fuente: García & Corzo (2008)

Características	Rejas de Gruesos	Reja de Finos
Modo de funcionamiento	Manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre barrotes (mm)	50 - 100	10 -25
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 – 45	
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 -0.6	
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

6. Se calcula el número de espacios entre barrotes o rejas y el número de barrotes mediante las ecuaciones (33) y (34), respectivamente.

$$n_e = \frac{A_c + a_b}{l_b + a_b} \quad (33)$$

Donde:

A_c : ancho del canal, (m)
 a_b : ancho de barrotes, (m)
 l_b : luz entre barrotes, (m)
 n_e : número de espacios.

$$n_b = n_e + 1 \quad (34)$$

Donde:

n_b : número de barrotes, (unidades).

7. Luego, se determina el ancho útil de paso mediante la ecuación (35).

$$W_u = (A_c - n_b * a_b) * \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (35)$$

Donde:

W_u : ancho útil de paso, (m)
 A_c : ancho del canal, (m)



- n_b : número de barrotes, (unidades).
 a_b : ancho de barrotes, (m)
 G : Grado de colmatación, (%). Normalmente se utiliza un valor de 30%.

8. Mediante la ecuación (36) se determina el calado del canal de desbaste para un grado de colmatación (G). Es importante considerar el diseño a caudal punta horario, con el fin de evitar reboses en el canal en condiciones punta de funcionamiento.

$$h = \frac{Q_{p,h}}{v} * \frac{1}{W_u} \quad (36)$$

Donde:

- h : calado del canal, (m)
 $Q_{p,h}$: caudal de paso (caudal punta horario), (m^3/s).
 v : velocidad de aproximación, (m/s)
 W_u : ancho útil de paso, (m)

9. Se determina la longitud del canal de desbaste en la zona de enrejados, haciendo uso de la ecuación (37). La bibliografía propone considerar el tiempo hidráulico entre 5 a 15s.

$$L_R = T_H * v \quad (37)$$

Donde:

- T_H : tiempo de retención hidráulico, (s)
 v : velocidad de aproximación del agua, (m/s)
 L_R : Longitud del canal en la zona de enrejados

10. Una vez calculada la zona de desbaste del canal, se diseña el desarenado. Para el efecto, la Tabla 24 detalla los valores recomendados para los parámetros de diseño, los valores a utilizar son para flujo horizontal.

Tabla 24. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores.

Fuente: García & Corzo (2008).

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Valor típico
Flujo horizontal (canal de desbaste)		
Carga hidráulica	< 70 m ³ /m ² *hora (a Q _{máx.})	
Velocidad horizontal del agua	0.2 – 0.4 m/s	0.3 m/s
Tiempo de retención	40 – 90 s	60 s
Longitud	20 – 25 veces la altura de la lámina de agua	
Relación largo - ancho	1.5 – 3.0	2

11. Para determinar el calado del canal en la zona del desarenado, se calcula la sección transversal considerando el caudal máximo admitido en la EDAR (para el diseño se considera el caudal punta horario), aplicando la ecuación (38) y el calado se obtiene mediante la ecuación (39).

$$A_t = \frac{Q_{p,h}}{v_H} \quad (38)$$

Donde:

A_t : Área transversal del canal en la zona de desarenado, (m²)

$Q_{p,h}$: caudal de paso (caudal punta horario), (m³/s).

v_H : velocidad horizontal del agua, (m/s)

$$h = \frac{A}{W} \quad (39)$$

Donde:

A : sección transversal, (m²)

W : ancho del canal de desbaste (desarenado), (m)

h : calado del canal, (m).

La altura del canal de desbaste será el mayor valor entre la altura determinada para la zona de enrejados y la altura para la zona del desarenado.

12. Luego, el largo de la zona de desarenado se calcula con la ecuación (40), en base al ancho seleccionado para el canal y la relación L/W.

$$L = W * \text{relación } L/W \quad (40)$$



Donde:

- L : longitud del canal de desbaste en la zona de desarenado, (m)
W : ancho del canal de desbaste en la zona de desarenado, (m)
L/W : Relación largo/ancho del canal, (m)

13. Finalmente, se verifica que a caudal máximo, es decir, a caudal punta horario, la carga superficial esté por debajo de $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}$; haciendo uso de la ecuación (41).

$$C_s = \frac{Q_{p,h}}{L * W} \quad (41)$$

Donde:

- C_s : carga superficial, ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}$)
 $Q_{p,h}$: caudal de paso (caudal punta horario), (m^3/s)
L : longitud del canal de desbaste (desarenado), (m)
W : ancho del canal de desbaste (desarenado), (m)

En caso de no cumplir con la condición $C_s < 70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}$, se sugiere aumentar la longitud del canal, con el fin de incrementar la superficie sin variar la sección transversal, dado que si se aumenta el ancho del canal (W) y se mantiene el calado (h), el área transversal aumentaría y la velocidad horizontal del flujo disminuiría. Luego, en los canales de desbastes en sistemas de depuración para pequeñas poblaciones, las velocidades del flujo suelen ser ya muy bajas (Tabla 24), y una disminución de esta interrumpiría al correcto funcionamiento hidráulico del sistema.

4.4.3 Tratamiento primario

El tratamiento primario tiene como objetivo principal la eliminación de sólidos en suspensión (SS) presentes en las aguas residuales, previo al tratamiento secundario o biológico. Si este último se lleva a cabo a través de humedales artificiales, dicha reducción de SS ayuda a minimizar el riesgo de colmatación del sustrato filtrante (Salas et al., 2007). Además, mediante este proceso se consigue una cierta reducción de contaminación biodegradable, dado que una parte de los sólidos eliminados está constituida por materia orgánica (CEDEX, 2010).

Es así que, la DIRECTIVA 91/271/CEE define como tratamiento primario al *“tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico y/o químico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO₅ de las aguas residuales que entren se reduzca por lo menos en un 20 % antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca por lo menos en un 50 %”*.

Los elementos más empleados como tratamiento primario en pequeñas aglomeraciones urbanas, son las fosas sépticas, los tanques Imhoff y los decantadores primarios (CEDEX, 2010). La Tabla 25 detalla los rangos de aplicación de dichos elementos de tratamiento, según los h.e. de diseño.

Tabla 25. Rangos de aplicación de los elementos de tratamiento primario.

Fuente: CEDEX (2010) y García & Corzo (2008)

Elemento de tratamiento	Rango de aplicación
Fosas sépticas	< 200 h.e.
Tanques Imhoff	200 – 500 h.e.
	500 – 1000 h.e. *Se instalarán tanques Imhoff en paralelo.
Decantadores primarios	> 500 h.e

4.4.3.1 Fosas sépticas

Las fosas sépticas son elementos de tratamiento que se disponen enterrados (pueden ser construidas en el sitio ó prefabricadas), en las que la materia en suspensión que ingresa sedimenta y se acumula en el fondo en forma de lodos que experimentan reacciones de degradación anaerobia (proceso llamado digestión), durante este proceso se producen burbujas de gas (principalmente CO₂ y MH₄) que provocan la reducción del volumen de fango. Dichas burbujas pueden atrapar los sólidos y hacerlos flotar (resuspensión de sólidos sedimentables), interfiriendo así en la sedimentación (García & Corzo, 2018 y Salas et al., 2007).

De cara a evitar la resuspensión de sólidos sedimentables, habitualmente se conforman las fosas sépticas con dos o más compartimentos (Figura 24), con el fin de laminar los caudales de entrada (García & Corzo, 2008). Normalmente la primera cámara es de mayor tamaño, ahí es donde sedimenta la mayor parte de los SS, por tanto se generan volúmenes mayores de lodos (Salas et al., 2007).

Como se ilustra en la Figura 24, normalmente las cámaras se conectan entre sí por medio de orificios (con accesorios tipo TEE) que se disponen por debajo del nivel máximo de agua para evitar que la espuma densa formada en la superficie por las burbujas de gas y la materia formada por los sólidos flotantes, incluido aceites y grasas, pasen de la primera a las siguientes cámaras.

Dado que las fosas son totalmente cubiertas en la superficie, es indispensable evitar la acumulación de los gases producidos en la digestión del fango, por esto la ventilación se lleva a cabo a través de chimeneas que además ayudan a evitar malos olores.

Adicionalmente, para el mantenimiento se dota de entradas (oberturas) con tapas, de preferencia sobre cada cámara (García & Corzo, 2008).

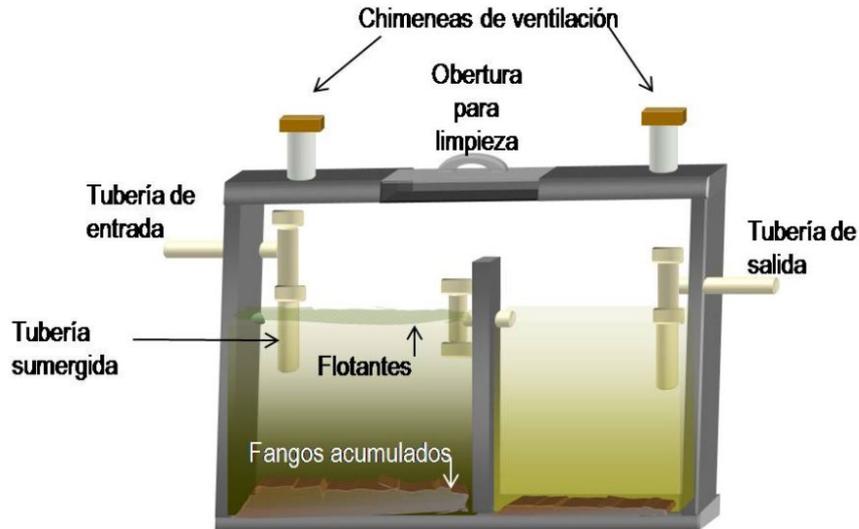


Figura 24. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras.

Fuente: García & Corzo (2008)

Al implementar una fosa séptica como tratamiento primario en un sistema de depuración de agua residual, el agua influente a esta debe tener un pretratamiento, para evitar el ingreso de sólidos de gran tamaño y de arenas que impidan su correcto funcionamiento. La Figura 25 ilustra un esquema ejemplo de la implantación de una fosa séptica como tratamiento previo a humedales artificiales; el humedal puede ser del tipo idóneo para cada sistema en específico.

Cabe mencionar que cuando la concentración de grasas en la fosa séptica es mayor a 150 mg/L, es recomendable el uso de un desengrasador para evitar obstrucciones en el medio granular de los humedales artificiales (García & Corzo, 2008).

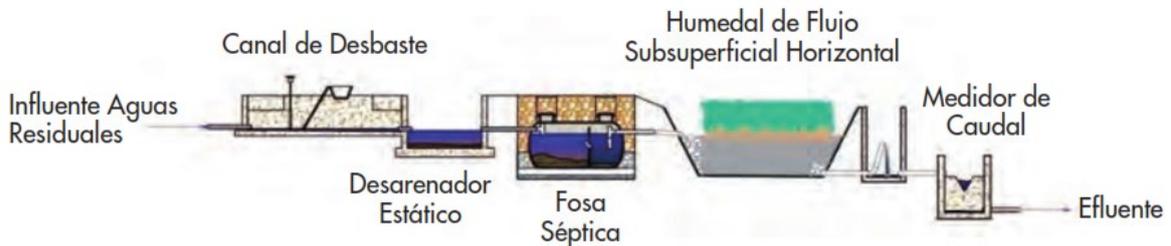


Figura 25. Esquema de implantación de una fosa séptica como tratamiento primario de un humedal artificial.

Fuente: CEDEX (2010)

La Tabla 26 detalla una serie de ventajas e inconvenientes en la implantación de fosas sépticas como tratamiento primario de sistemas de depuración de ARUs.

Tabla 26. Ventajas y desventajas de las fosas sépticas como tratamientos primarios.

Fuente: (CEDEX, 2010) y *(Huertas & Marcos, 2012)

Ventajas	Bajos costes de explotación y mantenimiento	*20-60 €/h-e/año, en poblaciones menores de 250 h.e.
	Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.	*Aproximadamente 100-200 €/h.e.
	Buena capacidad de adaptación ante las puntas diarias de caudal y contaminación. (Laminación de puntas diarias)	Al operar con TRH en el orden de días (≥ 2 días).
	Flexibilidad ante sobrecargas hidráulicas o de caudal.	A pesar de no laminar las puntas hidráulicas, las bajas velocidades ascensionales (1.5 m/h), ayudan a que el rendimiento del proceso no se vea afectado.
	Simplifica la gestión de fangos	Fangos parcialmente digeridos y periodicidad de vaciado de fangos en el orden de años (2-3 años).
	Nulo impacto visual	Al disponerse enterradas.
	Nulo impacto sonoro	No utiliza sistemas mecánicos para su funcionamiento.
Desventajas	Aplicabilidad única para tratamientos primarios	Efluentes sépticos.
	Impactos olfativos	Emisión de gases generados en el proceso de digestión de fangos (degradación anaerobia).
	Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas	En caso de construcción deficiente.

Adicionalmente, García & Corzo, 2018, indica que para un funcionamiento óptimo de una fosa séptica, es importante controlar que el volumen de agua de dilución sea mayor a 40 L/hab*día y con el fin de evitar que se inhiba el metabolismo bacteriano, las concentraciones de amonio estén por debajo de los 200 mgN/L.

En la Tabla 9 se indican los rendimientos medios del tratamiento primario mediante fosas sépticas y las concentraciones del efluente ante aguas residuales tipo.

Tabla 27. Rendimientos y calidades medias del efluente de fosas sépticas.

Fuente: CEDEX (2010)

Parámetro	%Reducción	Efluente final (mg/l)
SS	50 – 60	100 – 125
DBO ₅	20 – 30	210 – 240
DQO	20 – 30	420 – 480

4.4.3.2 Decantadores primarios

Los decantadores primarios son unidades de tratamiento que mediante la acción de la gravedad, permiten la eliminación de un cierto porcentaje de los sólidos suspendidos sedimentables y flotantes del influente, sin afectar a la concentración de sólidos coloidales y disueltos. Estos pueden ser estáticos (elementos cilíndricos o lamelares que no cuentan con elementos mecánicos para su funcionamiento) o dinámicos (la recogida de la materia flotante de la superficie y la conducción de lodos hacia la poceta de evacuación se efectúa mediante elementos mecánicos) (CEDEX, 2010).

La Figura 26 ilustra los elementos que conforman una sección típica de decantadores primarios estáticos cilindrocónicos, estos son los más utilizados para poblaciones pequeñas (< 2000 he. y caudales hasta 20 m³/h). Sin embargo, en poblaciones con menos de 1000 he, se sustituye este tipo de elementos por tanques Imhoff (decantación y digestión de fangos), con el fin de evitar el manejo de fangos sin digerir. Dado que, en el diseño de la purga de los decantadores primarios se trabaja con tiempos de permanencia de los fangos menores a 5 horas para evitar que se generen condiciones anaerobias, obteniendo fangos sin digerir (CEDEX, 2010).

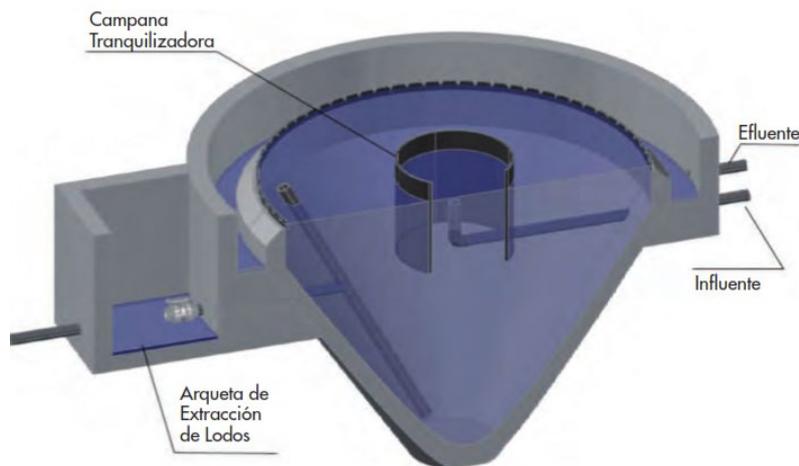


Figura 26. Decantadores primarios estáticos cilindrocónicos.

Fuente: CEDEX (2010)

La Tabla 28 describe algunas ventajas y desventajas a considerar al momento de operar con dichos elementos.

Tabla 28. Ventajas y desventajas de los decantadores primarios.

Fuente: CEDEX (2010)

Ventajas	Bajos costes de explotación y mantenimiento	Los elementos electromecánicos que se utilizan son de bajo consumo energético.
	Fácil y rápida instalación	En el caso de las unidades prefabricadas.
	Bajo impacto visual	Se disponen enterrados
	Bajo impacto sonoro	Baja potencia de los equipos electromecánicos que demandan.
Desventajas	Impactos olfativos	Digestión de lodos casi nula
	Frecuente extracción de lodos no estabilizados (purga)	Lodos con máximo 5 horas de tiempo de permanencia en el interior de los decantadores.
	Alta influencia de las condiciones meteorológicas	Al permanecer descubierta su superficie: $\downarrow T (< 20^{\circ}\text{C}) \rightarrow \uparrow v \rightarrow \downarrow \text{sedimentación}$ $\rightarrow \downarrow \text{rendimiento del sistema.}$
	Baja adaptación ante puntas de caudal	Ante puntas diarias de caudal no consideradas se producen escapes de sólidos en los efluentes
	Baja adaptación ante sobrecargas hidráulicas y de contaminación.	TRH en el orden de horas (1 a 2 horas)
Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas	En caso de construcción deficiente.	

Los rendimientos y calidad de efluente al utilizar decantadores primarios ante aguas residuales típicas, se detallan en la Tabla 29.

Tabla 29. Rendimientos y calidad del efluente en decantadores primarios.

Fuente: CEDEX (2010)

Parámetro	%Reducción	Efluente final
SS	60 – 65	90 – 100
DBO ₅	30 – 35	160 – 180

4.4.3.3 Tanque Imhoff

Al igual que en las fosas sépticas, los tanques Imhoff disponen de una zona de decantación de los sólidos en suspensión sedimentables en la parte superior y debajo de esta, una zona de almacenamiento y digestión de fangos; con la diferencia de que en estos elementos dichas zonas están físicamente separadas, como ilustra la Figura 27, impidiendo el contacto del agua con los fangos y evitando el paso de las burbujas de gas (producidas por los procesos anaerobios en el fango) hacia la zona de decantación, lo que favorece la sedimentación de los SS frente a las fosas sépticas (Huertas & Marcos, 2012).

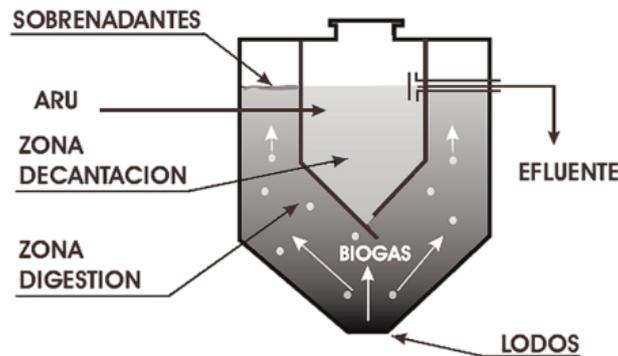


Figura 27. Esquema de las zonas en un tanque Imhoff.

Fuente: Salas et al. (2007)

Los sólidos que sedimentan pasan hacia la zona de digestión a través de la abertura en la parte inferior de la estructura de la zona de decantación (Figura 27). Los lodos que pasan a la zona de digestión son digeridos durante 6 meses a temperatura ambiente y a temperaturas frías en al menos 1 año (García & Corzo, 2008). Además, la inclinación de las paredes inferiores de la zona de decantación redirige a las burbujas de gas hacia la superficie, evitando su paso hacia la zona de decantación.

Para usar tanques Imhoff como tratamiento primario, el Manual de (CEDEX, 2010) recomienda el uso de un pretratamiento que incluya un canal de desbaste con rejillas de gruesos de limpieza manual, en aglomeraciones urbanas de 50 a 200 he. Y para poblaciones más grandes, hasta 1000 he, recomienda que el sistema de enrejados conste de dos rejillas, de finos y gruesos; y de ser factible con limpieza automática.

Las principales ventajas y desventajas de llevar a cabo el tratamiento primario mediante tanques Imhoff, se detallan en la Tabla 30.

Tabla 30. Ventajas y desventajas de los Tanques Imhoff.

Fuentes: CEDEX (2010) y *Huertas & Marcos (2012)

Ventajas	Baja septicidad en los efluentes tratados	Separación entre la zona de decantación y la zona de digestión.
	Bajos costes de implantación y mantenimiento	*En poblaciones < 1000 h.e.: Implantación: 100 – 200 €/h.e. Mantenimiento: 10-20 €/he/año
	Fácil y rápida instalación	En el caso de las unidades prefabricadas.
	Simplificación de la gestión de lodos	Lodos digeridos y separados del agua residual.
	Nulo impacto visual	Disposición enterrada
	Nulo impacto sonoro	Disposición enterrada y no demandan equipos electromecánicos para la operación y mantenimiento.
Desventajas	Limitada capacidad de adaptación ante sobrecargas hidráulicas y orgánicas	Debido a los bajos TRH en la zona de decantación (1.5 h a $Q_{máx}$)
	Impactos olfativos	Emisión de gases producidos por la digestión de fangos.
	Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas	En caso de construcción deficiente.

De cara al diseño, la Tabla 31 detalla los valores recomendados para el dimensionamiento de un tanque Imhoff y la Tabla 32 los rendimientos de desinfección y calidades medias del efluente ante aguas residuales tipo.

Tabla 31. Valores recomendados para el diseño de un tanque Imhoff.

Fuente: García & Corzo (2008) y CEDEX (2010)*

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
Zona de decantación			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m ³ /m ² *d	24 – 40	32
Tiempo de retención a Q _{med}	h	2 – 4	3
Tiempo de retención a Q _{punta} horario	h	1 – 1.5*	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	< 0.30
Relación longitud/ancho (L/W)	-	2/1 – 5/1	3/1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1.25:1.0 – 1.75:1.0	1.5:1.0
Obertura inferior	m	0.15 – 0.3	0.25
Pestaña inferior	m	0.15 – 0.3	0.25
Deflector debajo de la superficie	m	0.25 - 0.4	0.30
Deflector encima de la superficie	m	0.3	0.30
Resguardo		0.45 – 0.60	0.60
Zona de escape de gases			
Área (% de la superficie total)	%	15 – 30	20
Anchura	m	0.45 – 0.75	0.60
Zona de digestión			
Tiempo de digestión	Años	0.5 – 1.5	1.0
Tasa de emisión unitaria de lodos	L/hab*año	100 – 200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0.2 – 0.3	0.25
Distancia libre hasta el nivel del lodo, (h ₁)	m	0.3 – 0.9	0.60

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	m	7 – 9	9

Tabla 32. Rendimientos de los tanques Imhoff.

Fuente: CEDEX (2010)

Parámetro	% Reducción
Sólidos en suspensión	50 – 60
DBO5	20 – 30
DQO	20 – 30

La geometría habitual que se emplea para los tanques Imhoff es rectangular, para el dimensionamiento de los mismos, García & Corzo, 2018, propone la siguiente metodología de cálculo, para la cual se sugiere utilizar los valores recomendados en la Tabla 31:

El diseño de la zona de decantación y de digestión se desarrolla por separado:

1. La zona de decantación determina la superficie del tanque Imhoff (TI) y su cálculo se realiza mediante la ecuación (42).

$$S_{dec} = \frac{Q_{p,d}}{C_{s\ punta,d}} \quad (42)$$

Donde:

S_{dec} : superficie de la zona de decantación, (m^2)

$Q_{p,d}$: caudal punta diario, (m^3/d)

$C_{s\ punta,d}$: carga hidráulica superficial punta diaria, ($m^3/m^2 \cdot h$)

2. La Figura 28 esquematiza los parámetros a determinar para el dimensionamiento de la zona de decantación del tanque. Luego, mediante las ecuaciones (43), (44), (45), (46), (47) y (48), se determina cada uno de los elementos que conforman dicha zona.

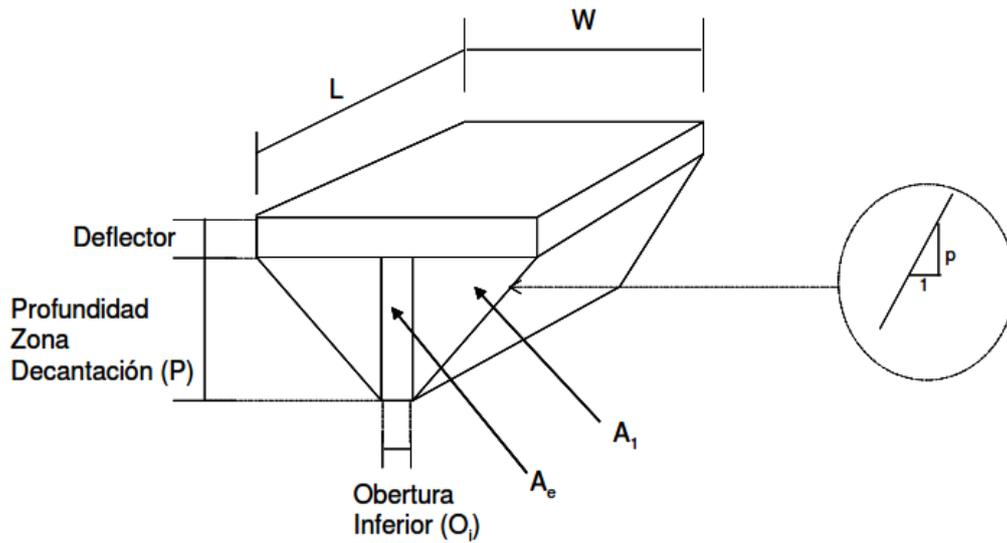


Figura 28. Esquema de la zona de decantación de un tanque de decantación de un tanque Imhoff.

Fuente: García & Corzo (2008)

$$W = \sqrt{\frac{S_{dec}}{L/W}} \quad (43)$$

$$L = (L/W) * W \quad (44)$$

Donde:

L/W: relación largo/ancho de la superficie del TI, (m)

L: largo de la superficie del TI, (m)

W: ancho de la superficie del TI, (m)

$$P = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] * p \quad (45)$$

$$A_1 = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] * \frac{P}{2} \quad (46)$$

$$A_e = O_i * P \quad (47)$$



$$A_t = 2 * A_1 + A_e \quad (48)$$

Donde:

P: profundidad de la zona de decantación, (m)

O_i: longitud de la abertura inferior, (m)

p: pendiente de la zona de decantación, (m/m)

A₁, A_e, A_t: Superficie del triángulo, rectángulo y total, respectivamente, (m²)

3. A continuación, se calcula el volumen de la zona de decantación mediante la ecuación (49).

$$V_{dec} = (h_{deflector} * S_{dec}) + (A_t * L) \quad (49)$$

Donde:

V_{dec}: volumen de la zona de decantación, (m³)

h_{deflector}: la altura de la zona sumergida del deflector, (m)

L: longitud del tanque, (m)

1. Para confirmar que el dimensionamiento de la zona de decantación sea el correcto, el autor establece las comprobaciones indicadas en las ecuaciones (50), (51) y (52), a fin de asegurar una decantación eficaz de los sólidos suspendidos sedimentables.

$$v_{punta,h} = \frac{Q_{p,h}}{A_t * 60} < 0.3 \text{ m/min.} \quad (50)$$

$$2 h < TRH_{med,d} = \frac{V_{dec}}{Q_{m,d}} < 4 h \quad (51)$$

$$TRH_{punta,h} = \frac{V_{dec}}{Q_{p,h}} \geq 1h \quad (52)$$

Donde:

v_{punta,h}: velocidad horizontal punta horaria, (m/min)

$Q_{p,h}$: caudal punta horario, (m^3/h)

$TRH_{med,d}$: tiempo de retención hidráulico a caudal medio diario, (h)

$TRH_{punta,h}$: tiempo de retención hidráulico a caudal punta horario, (h)

$Q_{m,d}$: caudal medio diario, (m^3/h)

- Una vez dimensionada la zona de decantación, se calcula la superficie de la zona de digestión, que corresponde a la superficie total del TI y se determina mediante la ecuación (53).

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) * S_{dec} \quad (53)$$

S_t : superficie total del tanque, (m^2)

$\%S_{gas}$: porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto la superficie total, (tanto por uno)

S_{dec} : superficie de la zona de decantación, (m^2)

- Luego, el ancho y longitud total (ver Figura 29) del TI, se determinan mediante las ecuaciones (54) y (55), respectivamente.

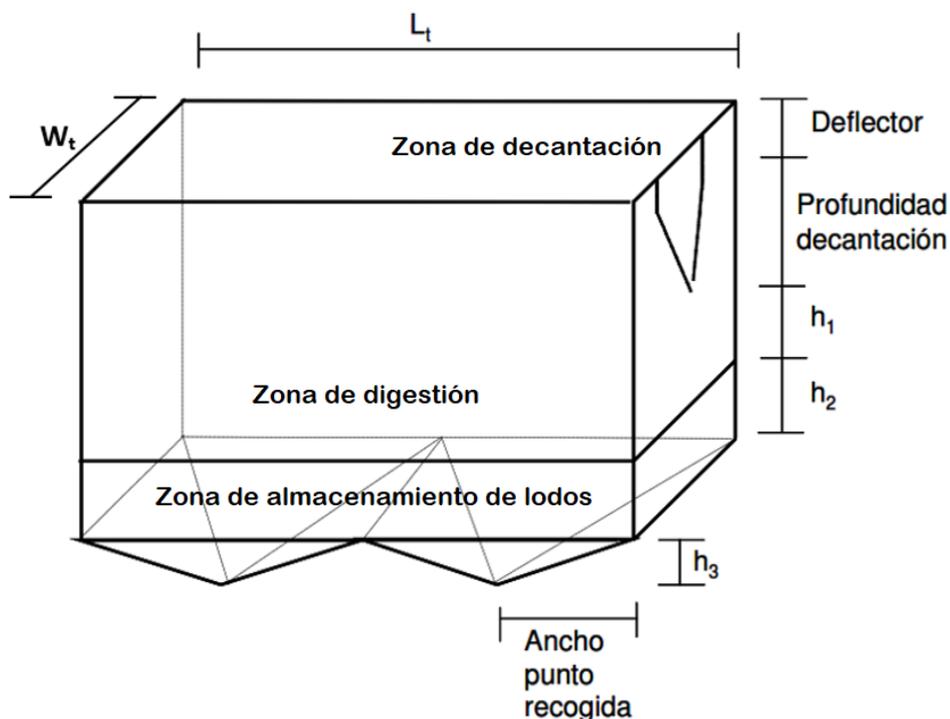


Figura 29. Esquema de la zona de digestión y almacenamiento de fangos en un tanque Imhoff.



Fuente: Modificado de (García & Corzo, 2008)

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} \quad (54)$$

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad (55)$$

Donde:

W_t : ancho total del tanque, (m)

W_{dec} : ancho de la zona de decantación, (m)

W_{gas} : ancho de la zona de escape de gases, (m)

L_t : la longitud total del tanque, (m)

S_t : superficie total del tanque, (m²)

- En la Figura 29, se puede observar en la parte inferior la zona de almacenamiento de lodos en la parte inferior del tanque, para su dimensionamiento se calcula el volumen ocupado por los lodos, a través de la ecuación (56).

$$V_{lodos} = \frac{VEU * T_d * N}{1000} \quad (56)$$

V_{lodos} : volumen ocupado por los lodos, (m³)

VEU: velocidad de emisión unitaria de lodos, (L/hab*año)

T_d : tiempo de digestión, (años)

N: número de habitantes, (hab.)

- Una vez determinado el volumen de lodos, las ecuaciones (57), (58) y (59), permiten calcular las alturas de la zona de digestión y de almacenamiento de lodos del TI.

$$h_3 = [(L_t/n)/2] * \tan \alpha \quad (57)$$

Donde:

h_3 : altura del fondo (en la zona piramidal), (m)

n: número de puntos de recogida de lodos,

α : inclinación de las paredes del fondo.

$$h_2 = \frac{V_{lodos} - \left(\frac{1}{3} * L_t * W_t * h_3\right)}{(L_t * W_t)} \quad (58)$$

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (59)$$

Donde:

h_2 : altura ocupada por los lodos sin tener en cuenta h_3 , (m)

h_t : profundidad total, (m)

$h_{resguardo}$: profundidad de la zona de resguardo, (m)

h_1 : distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado, (m)

6. Luego, aplicando las ecuaciones (60) y (61) se determina el volumen que conforman el TI.

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_1 * L_t * W_t] \quad (60)$$

$$V_{resguardo} = h_{resguardo} * S_{dec} \quad (61)$$

Donde:

V : volumen total del tanque, (m³)

$V_{resguardo}$: volumen correspondiente al resguardo, (m³)

4.4.4 Tratamiento secundario

Como tratamiento secundario, en este trabajo fin de Máster se desarrolló el diseño de humedales artificiales de flujo subsuperficial de tipo horizontal y vertical, con el fin de proponer una de las tecnologías extensivas más empleadas para el tratamiento de aguas residuales en pequeñas aglomeraciones urbanas. Las principales características y utilidad de estos sistemas se desarrollan en el punto 4.3 del presente documento.

4.4.4.1 Diagramas de flujo de las configuraciones típicas de sistemas de depuración mediante humedales artificiales

Para la implementación de humedales artificiales de flujo subsuperficial, el (CEDEX, 2010) recomienda que previo a estos se instale, en primer lugar, un sistema de pretratamiento que conste de una zona de desbaste y de desarenado; seguido de un sistema de tratamiento primario. Esto con el fin de evitar el ingreso de concentraciones elevadas de sólidos suspendidos a los humedales, que puedan generar problemas de colmatación (principalmente en la entrada).

Para los humedales de flujo subsuperficial horizontal los efluentes del tratamiento primario alimentan al humedal de forma continua si el agua fluye por gravedad, mientras que si se precisa de bombeo, se suele alimentar de forma intermitente. Por otro lado, los humedales de flujo subsuperficial vertical por su principio de funcionamiento demandan ser alimentados de forma intermitente a través de mecanismos de bombeo controlado por boyas o temporizadores, o sifones (si la topografía lo permite) (CEDEX, 2010).

Cuando el efluente de las estaciones depuradoras se vierte a un cuerpo de agua declarado “zona sensible”, los requerimientos de calidad son más exigentes (Tabla 10) con el fin de evitar problemas ambientales, principalmente la eutrofización.

Para lograr cumplir con los requerimientos de calidad de nitrógeno total, en la mayoría de los casos, es necesario que el tratamiento secundario genere las condiciones idóneas para la proliferación de bacterias autótrofas nitrificantes y heterótrofas desnitrificantes. Es para esto, que la combinación de HAFSs (Figura 30) resulta interesante. Así, el funcionamiento de HAFSsV y HAFSsH dispuestos en serie, permiten nitrificar en la primera etapa y desnitrificar en la segunda. Esto se logra con una relación adecuada de C/N en la segunda etapa (para que exista la materia orgánica suficiente para la desnitrificación). Para ello, se recomienda inyectar una parte del caudal de entrada directamente en este humedal de flujo horizontal (CEDEX, 2010 y Dotro et al., 2017).

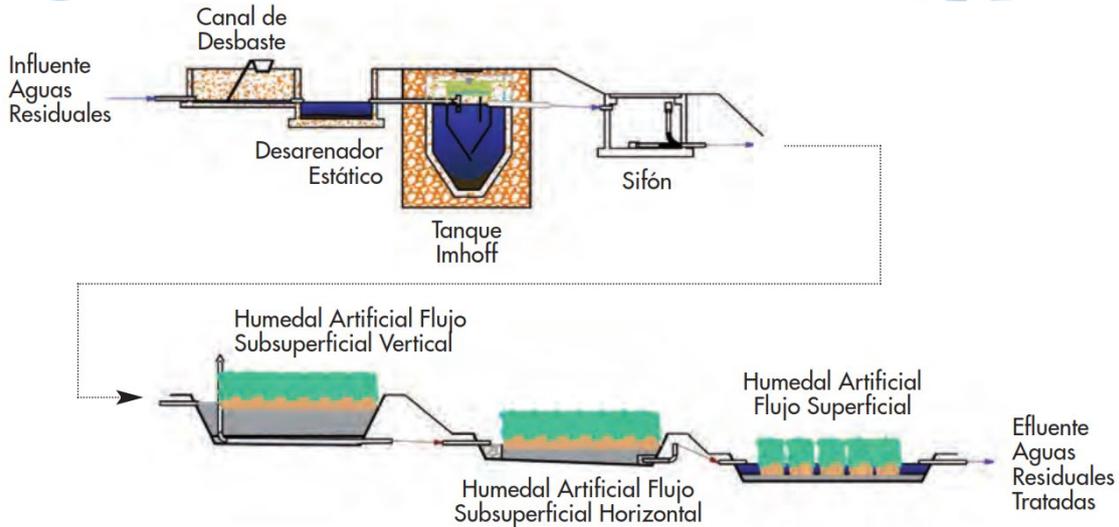


Figura 30. Diagrama de flujo de combinaciones de HAFSS.

Fuente: CEDEX (2010)

4.4.4.2 Métodos de diseño

Para el diseño de humedales artificiales, en general, los métodos de diseño más comunes, según el manual de la (Dotro et al., 2017), son los métodos “reglas empíricas”, “ecuaciones de regresión”, “modelo de flujo pistón ($k-C^*$)”, “gráficos de cargas” y “modelo P- $k-C^*$ ”. De los cuales, el manual indica que solamente los métodos “reglas empíricas” y “gráficos de cargas”, son aplicables para el diseño de HAFSSV y Francés; y todos los demás enfoques son aplicables para HAFSSH y humedales horizontales de flujo superficial o libre.

En los siguientes apartados (4.4.4.3 y 4.4.4.4) se detallan los métodos de cálculo utilizados en el presente trabajo.

4.4.4.3 Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontales (HAFSSH)

En el diseño de humedales artificiales, el dimensionamiento biológico define la superficie del humedal y el dimensionamiento hidráulico permite definir la geometría y dimensiones del mismo (García & Corzo, 2008).

Selección del método para el dimensionamiento biológico:

De cara a analizar los resultados de cada método de diseño en un mismo caso de aplicación, el manual de la IWA, 2017, desarrolla un ejemplo completo de diseño en el cual dimensiona un HAFSSH para un mismo sistema de depuración aplicando todos los métodos de diseño antes mencionados, la Tabla 33 presenta los resultados obtenidos.

Tabla 33. Resumen de la superficie calculada para una vivienda unifamiliar (5 PE) en un clima templado.

Fuente: Dotro et al. (2017)

Método	¿Producirá el humedal una concentración de efluente de 30 mg/ L de DBO ₅ ?	Área mínima de humedal calculada (m ²)	Área mínima práctica de humedales (m ²)
Rule-of-thumb	Yes	25.0	25.5
Regression equation	No	-	-
Plug-flow k-C*	Yes	27.9	30.0
Mass loading chart	Yes	22.2	24.0
P-k-C*	Yes	44.0	44.0

Luego, en el manual se concluye que el uso de ecuaciones de regresión no siempre puede proporcionar suficiente información para dimensionamiento de humedales (no se cumplió con la calidad del efluente deseada). Así también, el enfoque de la regla empírica es posiblemente el más fácil de usar, pero se debe tener cuidado de que el nuevo diseño se encuentre dentro de los supuestos que se utilizaron para crear la recomendación de tamaño, en este caso este enfoque resultó ser el menos conservador.

En cuanto al enfoque “plug-flow k-C*”, que a menudo es citado en la literatura, el manual indica que ya no se recomienda su uso en el diseño, ya que por ejemplo, en el caso de aplicación el área obtenida fue aproximadamente la mitad del área con P-k-C* y es importante considerar que “*para sistemas de pequeña escala, un sistema ligeramente sobredimensionado podrá hacer frente mejor a fluctuaciones en el flujo y la carga del afluente. Sin embargo, a medida que aumenta el número de hogares, las fluctuaciones en el flujo y la carga disminuirán, y el tamaño excesivo de un sistema puede inflar los costos de construcción hasta el punto en que un humedal de tratamiento ya no sea rentable como opción de tratamiento*” (Dotro et al., 2017).

El enfoque P-k-C*, hoy en día es calificado como el método más sofisticado, ya que proporciona un diseño que cuenta con información más explícita en cuanto a coeficientes de degradación de contaminantes, hidráulica de humedales; así como concentraciones de fondo. Sin embargo, como todos los demás enfoques de diseño, sólo es válido para las condiciones climáticas donde se ha desarrollado (Dotro et al., 2017); entonces es importante tomar en cuenta las correcciones por temperatura necesarias.

En base a este análisis, en el presente trabajo fin de Máster el dimensionamiento biológico de humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal se efectuó mediante el enfoque P-k-C*, propuesto por (Kadlec & Wallace, 2009) para la determinación de la superficie del humedal, aplicando la ecuación (62).

$$A = \frac{P * Q_i}{k_A} \left(\left(\frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad (62)$$

Donde:

P: Número aparente de tanques en serie (TIS), adimensional. Ver Tabla 34.

Q_i: Caudal influente (caudal medio diario de ingreso), (m³/d)

C_o: concentración de salida, (mg/L)

C_i: concentración de entrada, (mg/L)

C*: concentración de fondo, (mg/L). Ver Tabla 35.

h : calado o nivel de agua en el humedal, (m)

k_A: coeficiente de degradación de primer orden basados en áreas, (m/día). Ver Tabla 36.

En las Tabla 34, Tabla 35 y Tabla 36 se muestran los valores recomendados por la (Dotro et al., 2017); para P, C*, k_A; respectivamente. En base al enfoque desarrollado en la bibliografía de Kadlec and Wallace, 2009.

Tabla 34. Ejemplos de valores de P para humedales de flujo horizontal, vertical y superficial (Kadlec and Wallace, 2009).

Fuente: Dotro et al. (2017)

Parámetro	FH	FV	FS
BOD ₅	3	2	1
NT	6	n.g ^a	3
NH ₄ -N	6	6	3
^a n.g. = not given			

Tabla 35. Ejemplos de concentraciones de fondo (C*) para humedales HF, VF y FWS (Kadlec and Wallace, 2009)

Fuente: Dotro et al. (2017)

Parámetro	FH	FV	FS	
			Ligeramente cargado	Muy cargado
DBO ₅ , (mg/L)	10	2	2	10
NT, (mg/L)	1	0	1.5	-
NH ₄ -N, (mg/L)	0	0	0.1	0.1

Tabla 36. Ejemplos de coeficientes de velocidad de reacción basados en áreas (50th percentil) para humedales HF y FWS (Kadlec y Wallace, 2009).

Fuente: Dotro et al. (2017)

Contaminante	FH k _A -rate (m/yr)	FS k _A -rate (m/yr)
DBO ₅	25	33
NT	8.4	12.6
NH ₄ -N	11.4	14.7
NO _x -N	41.8	26.5
Thermotolerat coliform	103	83

Corrección por temperatura:

La Tabla 37 muestra los factores de corrección de temperatura para el diseño de humedales artificiales horizontales, en base a la remoción de distintos contaminantes. La velocidad se corrige a partir de la expresión de Arrhenius (ecuación (63)).

Tabla 37. Ejemplos de factores de corrección (θ) para humedales HF y FWS (50th percentil, Kadlec and Wallace, 2009).

Fuente: Dotro et al. (2017)

Contaminante	FH	FS
BOD ₅	0.981	0.985
NT	1.005	1.056
NH ₄ -N	1.014	1.014
NO _x -N	-	1.102
Thermotolerant coliform	1.002	-

$$k_T = k_{20} * \theta^{(T-20)} \quad (63)$$

Donde:

k_T: velocidad de degradación a la temperatura de agua, (m/año)

k₂₀: velocidad de degradación a 20°C (usar k_A), (m/año)

θ : Factor de modificación de temperatura de Arrhenius, (adimensional)

T: temperatura del agua, (°C)

La temperatura parece tener un efecto mínimo sobre la remoción de la DBO y el efecto de la temperatura es más significativo sobre la eliminación de nitrógeno, puesto que la

remoción de amonio y nitrato muestra una mayor estacionalidad, que a su vez se correlaciona con la estacionalidad de la temperatura (Kadlec & Reddy, 2001).

Dimensionamiento hidráulico:

Una vez conocida la superficie del humedal (mediante el dimensionamiento biológico), se determina la geometría y dimensiones de este, para lo cual, es esencial considerar que en este tipo de humedales el agua transita a través de un medio poroso (gravas y/o arenas), por tanto, el dimensionamiento hidráulico se realiza aplicando la Ley de Darcy, que describe el régimen del flujo en un medio poroso mediante la ecuación (64) (García & Corzo, 2008).

$$Q_{p,d} = k_s * A_s * s \quad (64)$$

Donde:

$Q_{p,d}$: Caudal punta diario, (m^3/d)

k_s : conectividad hidráulica del medio poroso en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, (m^3/m^2*d)

A_s : sección transversal del humedal (perpendicular a la dirección del flujo), (m^2)

s : gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), (m/m)

La ecuación (64) considera el caudal punta diario con la finalidad de asegurar que el sistema sea capaz de absorber de manera eficaz las puntas de caudal a fin de evitar colmataciones. “*No se deben utilizar caudales puntas horarios ya que originan sistemas excesivamente anchos y poco largos.*” (García & Corzo, 2008).

La Tabla 38 muestra valores de k_s para diferentes tipos de sustratos que habitualmente son utilizados en estos elementos de tratamiento. Es importante considerar que dichos valores son para sustratos limpios, y con el paso del tiempo el espacio ocupado por los poros en el sustrato disminuye por la retención de los sólidos y el crecimiento de biofilm (especialmente en la zona de entrada); luego la conductividad hidráulica disminuye. Por ello se recomienda utilizar 7 como factor mínimo de seguridad para k_s (García & Corzo, 2008).

Tabla 38. Materiales empleados en el diseño y construcción de humedales horizontales.

Fuente: Delgadillo et al. (2010)

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	Conectividad hidráulica, k_s ($m^3/m^2/d$)	Porosidad, n (%)
Arena gruesa	2	100 – 1000	28 – 32
Arena gravosa	8	500 – 5000	30 – 35
Grava fina	16	1000 – 10000	35 – 38

Grava media	32	10000 – 50000	36 – 40
Roca gruesa	128	50000 – 250000	38 – 45

Procedimiento de cálculo:

1. Se calcula la superficie necesaria para que el HAFSSH cumpla con los niveles de depuración deseados. Para el efecto, se utiliza la ecuación (62) con los valores de P, k_A y C^* recomendados para el contaminante de diseño. Mayoritariamente el diseño se focaliza en la eliminación de DBO_5 , a menos de que sea de interés cumplir con los límites de vertido para nitrógeno (en caso de descargar en zonas sensibles a eutrofización).

En general, es recomendable realizar el diseño para todos los contaminantes de interés (DBO_5 , nitrógeno y NH_4^+) y elegir la superficie mayor, es decir, que permita llegar a la calidad del efluente necesaria (Dotro et al., 2017).

2. Una vez determinada el área superficial del humedal, (Dotro et al., 2017) recomienda cumplir con la carga orgánica superficial máxima y la carga hidráulica, expresadas en la ecuación (65) y ecuación (66); respectivamente. Para evitar que el agua aflore hacia la superficie o que existan colmataciones en el humedal.

$$C_s = \frac{C_{org.}}{S} = \frac{Q_{m,d} * C_i}{S} < 6 \text{ g } DBO_5 / m^2 * \text{ día} \quad (65)$$

Donde:

C_s : carga orgánica superficial, (g DBO_5 /m²*día)

S: superficie del humedal, (m²)

$C_{org.}$: carga orgánica de entrada, (g DBO_5 /día)

$Q_{m,d}$: caudal medio de diseño, (m³/día)

C_i : concentración de materia orgánica de entrada al humedal, (mg DBO_5 /L ó g DBO_5 /m³)

$$20 < C_H = \frac{Q_{p,d}}{S} < 40 \text{ L} / m^2 * \text{ día} \quad (66)$$

Donde:

$Q_{p,d}$: Caudal punta diario, (L/d)

S: superficie del humedal, (m²)

C_H : Carga hidráulica, (L/m²*día)

3. Si se cumple con dichas condiciones. Con la ecuación (67) se determina el ancho (W) del humedal y con la ecuación (68) se obtiene el área transversal. Para el efecto, se define la profundidad (h), que generalmente varía entre 0.3 a 1 m, siendo el valor usual 0.6 m (Delgadillo et al., 2010).



$$W = \sqrt{\frac{S}{\text{relación } (L/W)}} \quad (67)$$

Donde:

W: ancho del humedal, (m)

S: área del humedal, (m²)

Relación (L/W): relación largo ancho del humedal.

Esta relación debe ser como mínimo 1:1 (García & Corzo, 2008).

$$S_t = W * h \quad (68)$$

Donde:

S_t: superficie transversal del humedal, (m²)

W: ancho del humedal, (m)

h : profundidad del medio granular del humedal, (m)

- Una vez determinada el área transversal, se verifica el cumplimiento del requisito de carga orgánica transversal sugerida por la (Dotro et al., 2017), expresada en la ecuación (69).

$$C_t = \frac{C_{org.}}{S_t} < 250 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 * \text{ día} \quad (69)$$

Donde:

C_{org.}: carga orgánica de entrada, (gDBO₅/día)

S_t: superficie transversal del humedal, (m²)

C_t : carga orgánica transversal, (gDBO₅/m²*día)

- Si se cumple** con la anterior condición, se debe verificar que el S_t sea mayor o igual a la requerida por el dimensionamiento hidráulico calculada a través de la ecuación (70) (obtenida a partir de la ecuación (64)).

$$S_t = \frac{Q_{p,d}}{k_s * s} \quad (70)$$

Donde:

Q_{p,d}: Caudal punta diario, (m³/d)

K_s: conectividad hidráulica del medio poroso en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, (m³/m²*día)

S_t: superficie transversal del humedal, (m²)

s : gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), (m/m)

La pendiente oscila entre 0.1 a 1% (el valor habitual suele ser 0.5%). (Delgadillo et al., 2010). Esto debe ser evaluado en cada proyecto en particular, ya que, en humedales muy largos la pendiente puede no representar un aumento importante en los costos por excavación (García & Corzo, 2008) y podría beneficiar a la hidráulica del humedal.

El dimensionamiento se realizará con el área de mayor valor, con el fin de mantener al diseño del lado de la seguridad y así evitar problemas de colmatación a la entrada del humedal (Figura 31).



Figura 31. Colmatación a la entrada de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal en Ecuador.

6. Luego, el largo (L) se determina por la ecuación (71):

$$L = \frac{S}{W} \quad (71)$$

Donde:

L: largo del humedal, (m)

S: área superficial del humedal, (m²)

W: ancho del humedal, (m)

7. **Si no se cumple** con la condición de carga orgánica transversal recomendada por (Dotro et al., 2017), expresada en la ecuación (69). Se deberá determinar el área transversal mínima mediante la ecuación (72).



$$S_t = \frac{C_{org.}}{C_{t.máx}} = \frac{Q_{m,d} * C_i}{C_{t.máx}} \quad (72)$$

Donde:

$C_{org.}$: carga orgánica de entrada, (gDBO₅/día)

S_t : superficie transversal del humedal, (m²)

$C_{t.máx.}$: carga orgánica transversal máxima recomendada (250 gDBO₅/m²*día)

8. Luego de definir el área transversal mínima y la altura. Se determina el ancho (W) del humedal mediante la ecuación (73).

$$W = \frac{S_t}{h} \quad (73)$$

Donde:

W: ancho del humedal, (m)

h : altura del sustrato en el humedal, (m)

9. Luego, con la ecuación (74) se obtiene el largo del humedal.

$$L = \frac{S}{W} \quad (74)$$

Donde:

L: largo del humedal, (m²)

S: área superficial del humedal, (m²)

10. **Dimensionamiento de celdas:** En cualquier caso, si se desea conformar celdas que funcionen en paralelo. Una opción es mantener el largo (L) determinado en el anterior dimensionamiento, y dividir el ancho total del humedal en anchos de celdas (W_c), mismo que se obtiene de la ecuación (75):

$$W_c = \frac{L}{relación \left(\frac{L}{W} \right)_c} \quad (75)$$

W_c : ancho de cada celda, (m)

L: Largo del humedal, (m)

Relación (L/W)_c: relación largo/ ancho de las celdas, se recomienda mínimo 1:1.

11. Luego, el número de celdas en paralelo estará definido por la ecuación (76):

$$n = \frac{W}{W_c} \quad (76)$$

Donde:

n : número de celdas en paralelo

12. Finalmente, es importante conocer el tiempo de retención hidráulico del humedal, mismo que se espera que sea alto (valores en días). Se calcula a partir de las ecuaciones (77) y (78).

$$TRH = \frac{V}{Q_{m,d}} \quad (77)$$

$$V = S * h * n \quad (78)$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulico, (días)

V : volumen del humedal, (m³)

Q_{m,d}: caudal medio de diseño, (m³/día)

S: área superficial del humedal, (m²)

h : altura de la capa del medio granular, (m)

n: porosidad del medio granular, (porcentaje expresado en fracción)

4.4.4.4 Humedales artificiales de flujo subsuperficial Verticales (HAFSSV)

Para el diseño de los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical, no se consideró el método P-k-C*, debido a que Kadlec & Wallace, 2009, establece que *“los humedales VF generalmente se operan bajo regímenes de carga y descanso, lo que afecta el rendimiento del sistema. En la actualidad, los datos sobre los flujos de temperatura y energía en los humedales de FV son limitados y muy pocos humedales de FV han sido sometidos a pruebas de trazado para producir valores NTIS. Debido a estas limitaciones de datos, el estado actual de la técnica no puede caracterizar el rendimiento de los humedales FV en la misma medida que los humedales FWS y HSSF.”*

Es así que, el método utilizado para el diseño de HAFSSV es el propuesto por la (Dotro et al., 2017), salvo al tratamiento primario recomendado (fosa séptica); puesto que este se selecciona en función al rango de aplicación de los elementos de tratamiento habitualmente utilizados en poblaciones pequeñas (Tabla 25).

En la Tabla 39 se recoge recomendaciones de diseño establecidas en el manual de la (Dotro et al., 2017).

Tabla 39. Recomendaciones para el diseño de HAFSSV.

Fuente: Dotro et al. (2017)

Parámetro	Valor
Carga orgánica máxima por unidad de superficie, (g DQO/m ² *día)	Arena fina (0.06 – 4 mm): 20
	Arena gruesa (2 – 3 mm): 80
Carga hidráulica máxima, (m ³ /m ² *día)	Para tratamiento secundario: 0.08 A intervalos de carga entre 3 – 6 h
	Para tratamiento terciario: 0.12 A intervalos de carga ≥ 3 h
Área superficial máxima, (m ²)	400
Otras recomendaciones	
<ul style="list-style-type: none"> - Para sistemas con ≥ 100 h.e. se recomienda dividir el área total en varias unidades. - En climas cálidos el área puede alcanzar a 2 m²/h.e. 	

Procedimiento de cálculo:

13. Se calcula la carga orgánica de entrada mediante la ecuación (79):

$$C_{org.} = Q_{m,d} * DQO \quad (79)$$

Donde:

$C_{org.}$: carga orgánica, (g DQO/día)

$Q_{m,d}$: caudal medio diario, (m³/día)

DQO: concentración de DQO en el efluente del tratamiento primario, (g DQO/ m³)

14. Una vez determinada la carga orgánica de entrada, se determina el área superficial del humedal, mediante el cociente entre la carga orgánica y la carga orgánica máxima por unidad de superficie, aplicando la ecuación (80) .

$$S = \frac{C_{org.}}{C_{org/m^2}} \quad (80)$$

Donde:

S: superficie del humedal, (m²)

C_{org/m^2} : Carga orgánica máxima por unidad de superficie, (g DQO/m²*d)

15. Para verificar que el área obtenida cumple con la carga hidráulica máxima por unidad de superficie, se realiza la comprobación establecida en la ecuación (81) y (82) según sea el nivel del tratamiento del humedal en diseño.

Tratamiento secundario:

$$HLR = \frac{Q_{m,d}}{S} < 0.08 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día} \quad (81)$$

Tratamiento terciario:

$$HLR = \frac{Q_{m,d}}{S} < 0.12 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día} \quad (82)$$

16. Una vez realizada la comprobación de carga hidráulica máxima superficial, se determina el número de celdas del humedal, dividiendo la superficie total para el área máxima recomendada (400 m²); mediante la ecuación (83).

$$n = \frac{S}{S_c} \quad (83)$$

Donde:

n : número de celdas del humedal.

S_c : área de cada celda (área máxima recomendada 400 m²), (m²)

17. Se calcula las dimensiones del largo (L) y ancho (W) de cada celda, mediante la relación largo (L/W), aplicando las ecuaciones (84) y (85):

$$W = \frac{S_c}{(L/W)} \quad (84)$$

$$L = (L/W) * W \quad (85)$$

Donde:

(L/W) : Relación largo/ancho, (adim.)

W: ancho de la celda, (m)

L: largo de la celda, (m)

Cálculo del tanque dosificador:

18. A través de la ecuación (86), se determina el volumen del tanque dosificador mediante el intervalo de carga seleccionado para el sistema:

$$V_{\text{tanque dosif.}} = \frac{\frac{Q_{m,d}}{24 \text{ h}}}{\text{Intervalo de carga}} \quad (86)$$

$V_{\text{tanque.dosif.}}$: Volumen del tanque para una sola descarga, (m^3)

$Q_{m,d}$: caudal medio diario, ($\text{m}^3/\text{día}$)

4.4.5 Deshidratación de lodos

4.4.5.1 Humedales artificiales para la deshidratación de lodos

Los humedales de tratamiento de lodos consisten en lechos poco profundos que contienen una capa de grava y son plantados con macrófitas emergentes como *Phragmites australis*. Los lodos frescos se esparcen y almacenan en la superficie de los lechos donde se elimina el agua de los lodos a través de la evapotranspiración (ET). Aunque no existen pautas estandarizadas de diseño u operación para lodos de tratamiento de humedales, existe una experiencia de largo plazo (> 20 años). En poblaciones entre 400 y 125.000 he, se ha registrado un requerimiento de área en el rango de 1.5 a 4 m^2/he / (Dotro et al., 2017).

– Parámetros de diseño de los humedales de deshidratación de lodos

Tasa de carga de lodos

Uno de los principales parámetros operativos de este tipo de humedales es la tasa de carga de lodos en función de los sólidos totales (TS) por unidad de superficie. Las tasas de carga máximas están en el rango de 30 a 60 $\text{kg TS}/\text{m}^2 \cdot \text{año}$. (Nielsen, 2012). Sin embargo, en climas más cálidos como en la cuenca mediterránea, se pueden aplicar cargas de hasta 90 $\text{kg TS}/\text{m}^2 \cdot \text{año}$ (Dotro et al., 2017).

Conformación del lecho filtrante

El lecho a través del cual se filtra el agua, está conformado por varias capas de medio granular cuyas alturas se disponen en tamaño creciente de arriba a abajo. El lixiviado se recoge por medio de tuberías de drenaje, que son ubicados en la parte inferior del medio granular. Para un medio granular estándar con una altura de 30 a 60 cm, las alturas de capa más comunes son desde el fondo hacia la superficie: de 15 a 20 cm para piedras (\varnothing de unos 5 cm), de 20 a 30 cm para grava (\varnothing de 2 a 10 mm) y 10-15 cm para arena (\varnothing de 0,5 a 1 mm), tal y como ilustra la Figura 32 (Uggetti et al., 2009).

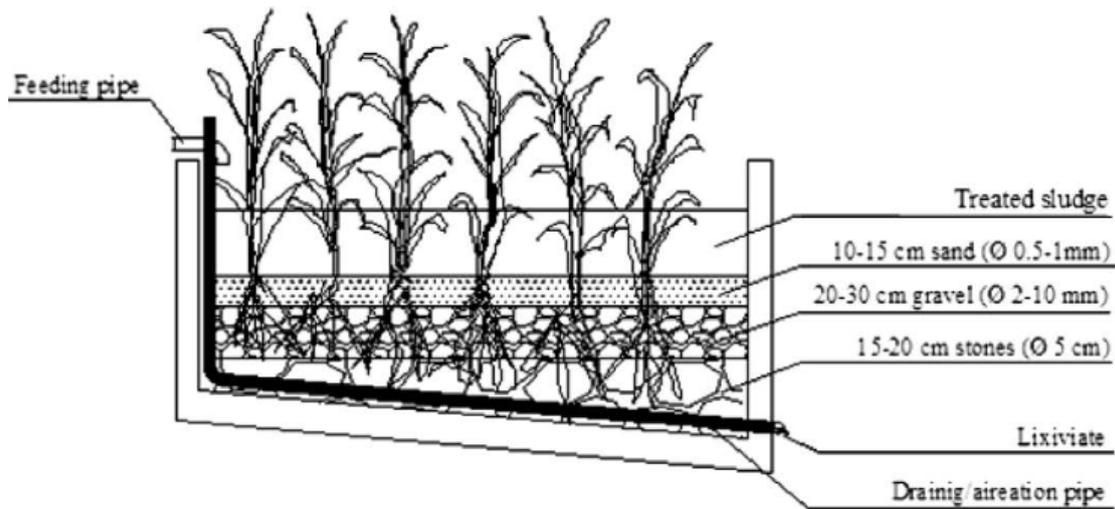


Figura 32. Diagrama esquemático de un humedal artificial para la deshidratación de lodos.

Fuente: Uggetti et al. (2009)

En consecuencia, la altura típica de los humedales de depuración de lodos tienen aproximadamente 2.5 metros de profundidad (0.6 a 0.7 m de medio filtrante y 1.7 a 1.8 m para acumulación de lodos). Se recomienda que la celda del humedal sea capaz de almacenar y tratar al menos 1.0 m de acumulación de lodo (Dotro et al., 2017). Asumiendo una tasa de acumulación de aproximadamente 10 cm/año, esto da como resultado un período mínimo de funcionamiento entre vaciados de 8 a 10 años (Nielsen, 2012).

Vegetación

La especie más común para este tipo de sistemas es el *Phragmites australis* (carrizo). La densidad de plantación debería ser 4 plantas/m² dispuestos en malla, es decir, un área de 0.50 x 0.50 por planta (Silva, 2019).

Sistema de alimentación

En cuanto al sistema de alimentación, habitualmente se instala una tubería vertical por cada lado de la cuenca para asegurar una distribución homogénea del fango líquido. Adicionalmente, se dispone un sistema de tuberías horizontales en la dirección longitudinal, separadas cada 2 metros en el sentido ancho y, por debajo el medio filtrante como sistema de drenaje y aireación pasiva (Silva, 2019).

5. Ubicación general de la zona de estudio

El estudio del presente trabajo se desarrolló a lo largo del barranco Carraixet, ubicado en la comarca l’Horta Nord, de la provincia de Valencia. Nace en la sierra de la Calderona a la altura del Municipio de Gátova y cuenta con una extensión de 52 km y un área de captación de 252 km², desemboca en la playa de Alboraya hacia el mar Mediterráneo; como ilustra la Figura 33.

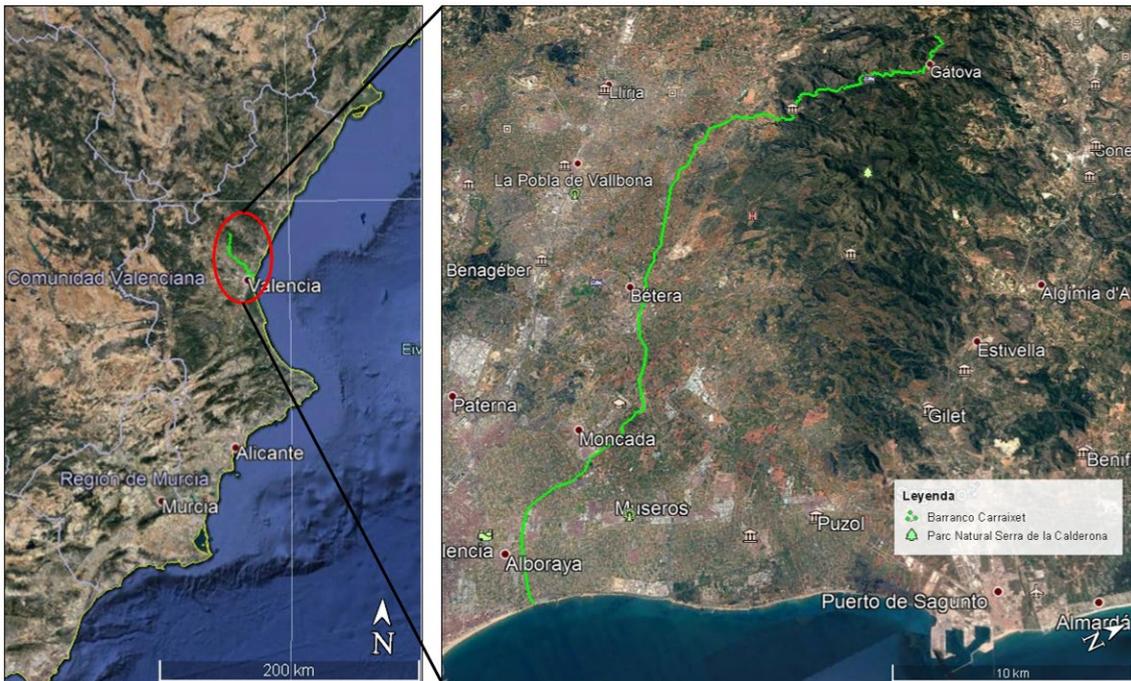


Figura 33. Extensión del barranco Carraixet.

Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2021)

A lo largo de su recorrido, el Carraixet recibe aportaciones de otros barrancos, tales como el barranco de Porta Coeli, Náquera, Zafra y encauzamientos como el Palmaret alto y Palmaret bajo. A su vez, éste atraviesa varios municipios, cuya actividad antropogénica ha modificado en gran parte el entorno natural del barranco (Figura 1).

6. Análisis de la calidad de agua vertida al Barranco Carraixet

Una vez identificados los puntos de vertido en el barranco Carraixet, se participó de una campaña de muestreo y análisis de dichos puntos (Figura 34) en conjunto con investigadores del IIAMA. Se realizó análisis fisicoquímicos de calidad de agua y en algunos casos también se determinaron indicadores microbiológicos, concretamente la concentración de *Escherichia coli*.

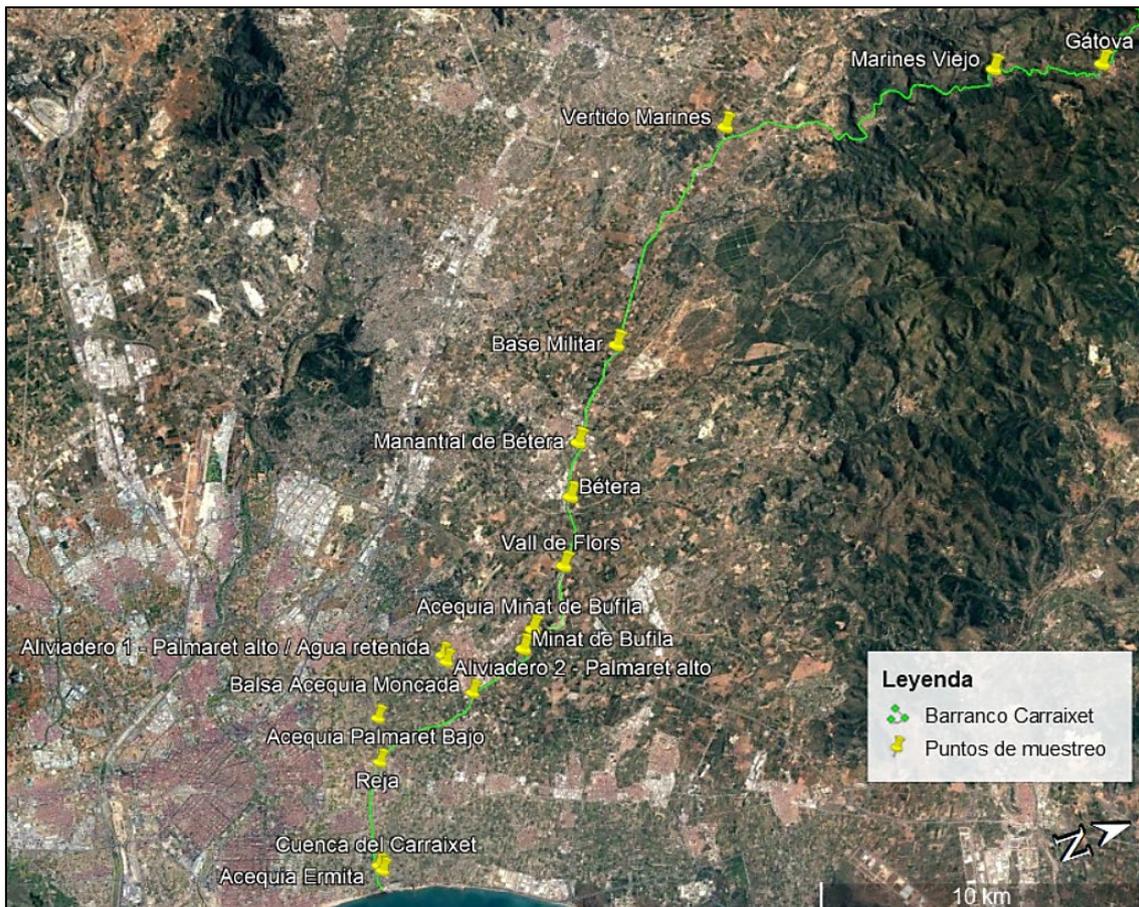


Figura 34. Puntos de muestreo para el análisis de calidad del agua en el barranco Carraixet.

Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2021)

Para el efecto, se tomó una sola muestra de cada punto en horas de la mañana, entre las 10h00 a.m. y 13h00 p.m. en fecha 17 de mayo (puntos de muestreo correspondientes a los Municipios de Olocau hasta Bétera) y 14 de junio (puntos de muestreo correspondientes a los Municipios de Moncada hasta Alboraya), del 2021. No se conformó muestras compuestas debido a que no se disponía de los recursos necesarios. Es así que, se pretendió disponer de un primer diagnóstico ambiental del barranco en diferentes puntos y realizar un análisis a nivel académico de los resultados para determinar los puntos de mayor contaminación al barranco.

En el caso del punto llamado “Aliviadero Palmaret alto I”, se tomaron dos muestras: una en el vertido y otra en el agua retenida en el barranco generada por dicho aporte, ya que,

su apariencia hacía notar una calidad de agua bastante deteriorada (Figura 35 y Figura 36) en comparación con el propio vertido. Por tanto, se supuso que probablemente en otros horarios existen vertidos con mayor contaminación en dicho punto. Además de esto, la estancamiento del agua favorece la eutrofización y los procesos de descomposición.



Figura 35. Agua estancada en el punto “Aliviadero Palmaret alto I”.



Figura 36. Presencia de sólidos flotantes de aguas residuales urbanas en el punto “Aliviadero Palmaret alto I”.

No se muestreó las aportaciones del Palmaret alto y Palmaret bajo al Carraixet, debido a que se evidenció que la calidad ambiental de dichos barrancos y en las confluencias de estos con el Carraixet, estaban en condiciones buenas o aceptables, dado que se observaba abundante presencia de flora y fauna propia de barrancos (Figura 37, Figura 38 y Figura

39), el agua estaba transparente en la mayoría de la extensión de los barrancos y no se percibían malos olores.



Figura 37. Flora en el barranco Palmaret Alto.



Figura 38. Fauna en los barrancos Palmaret Bajo y Alto.



Figura 39. Flora en el barranco Palmaret Bajo.

Por otro lado, los puntos de vertido de SCHULLER, S.L., Granja escuela Mas del Capella, Particular Autorizado en el Municipio de Moncada y la Urbanización Pedralvilla, no fueron analizados, ya que, en las inspecciones de sitio no se logró evidenciar dichos vertidos.

6.1.1 Materiales y Métodos

Para el análisis de calidad de agua de los puntos de vertido se realizó el siguiente procedimiento:

6.1.1.1 Muestreo y almacenamiento

La toma de muestras se realizó de acuerdo a los lineamientos de la norma española UNE-EN 25667-2 y UNE-EN ISO 5667-3.

– Materiales de muestreo y almacenamiento

El material más simple para tomar las muestras de superficie está constituido por un recipiente o frasco de cuello ancho sumergido en la masa de agua y separado una vez lleno.

El recipiente utilizado para tomar y conservar las muestras, debería elegirse después de tener en cuenta, por ejemplo, los criterios siguientes: resistencia a temperaturas extremas, resistencia mecánica, facilidad de cierre hermético y de reapertura, tamaño, forma, masa,

disponibilidad, coste, posibilidades de limpieza y de reutilización, etc. (Asociación Española de Normalización, 1995).

Para la toma de muestras destinadas a análisis fisicoquímicos se utilizaron recipientes de polietileno, así como para el almacenamiento y transporte (Figura 40). Los frascos con tapón atornillado y los frascos con cuellos estrechos o anchos, deben equiparse preferiblemente de tapones de plástico inerte o de vidrio esmerilado (susceptibles de bloquearse con disoluciones alcalinas) (Asociación Española de Normalización, 1995).

También, se utilizó recipientes de vidrio borosilicato (Figura 41), para el almacenamiento de las muestras filtradas en el laboratorio para la determinación de contaminantes solubles como NH_4^+ , NO_2^- , NO_3^- , PO_4^+ .



Figura 40. Toma de muestras.



Figura 41. Recipientes utilizados para el almacenamiento y análisis de calidad de agua.

Para el análisis microbiológico (determinación de presencia de coliformes totales y *escherichia coli*), se almacenó y transportó las muestras en recipientes estériles (Ver Figura 42).



Figura 42. Almacenamiento de muestras para análisis microbiológico.

– Muestreo

Se tomó una muestra localizada en cada punto de vertido, de manera manual.

Los muestreos en agua corriente, se realizaron tomando un volumen de muestra en un intervalo de tiempo, hasta lograr que la apariencia del agua dentro del recipiente sea homogénea.

Los muestreos en agua estancada se realizaron en perfil vertical a una profundidad aproximada de 20 cm, en el lugar donde la apariencia del agua sea homogénea.

Para el almacenamiento de las muestras, se llenaron los recipientes, hasta que estos tuvieran su volumen completamente ocupado y se cerraron de forma que no quede una cámara de aire por encima de la muestra. De este modo se reduce la interacción con la fase gaseosa y se minimiza la agitación de la muestra durante el transporte (Asociación Española de Normalización, 2004).

6.1.1.2 Transporte y conservación de las muestras de agua

Las muestras fueron conservadas mediante refrigeración en el punto de muestreo, y transportadas haciendo uso de neveras portátiles con placas de hielo.

La refrigeración simple de la muestra, junto con su almacenamiento en oscuridad, es suficiente, en la mayoría de los casos, para preservar la muestra durante su transporte al laboratorio. La refrigeración no puede considerarse como un medio de conservación a largo plazo, particularmente en el caso de muestras de aguas residuales, dada la alta actividad biológica en este tipo de muestras (Asociación Española de Normalización, 2004).

Se transportaron las muestras al laboratorio en un tiempo menor a 2 horas. Tanto las muestras completas como las filtradas se conservaron en refrigeración para ser analizadas en un plazo de 24 horas. Excepto, los ensayos para determinar DQO, DBO y sólidos, ya que estos se llevaron a cabo el día del muestro de manera inmediata al llegar al laboratorio.

6.1.1.3 Métodos para el análisis

- Demanda química de oxígeno (DQO) y contenido de nutrientes (NT, PT, NH_4^+ , NO_2^- , NO_3^- , PO_4^{+}):

Los análisis químicos para la determinación de la DQO y nutrientes se efectuaron mediante los test Spectroquant® de Merck, los procesos utilizados son detallados en la Tabla 40. Para dichos análisis se utilizó un termorreactor y un espectrofotómetro, ilustrados en la Figura 43, respectivamente.

Tabla 40. Principales características de los procesos realizados para la determinación de DQO y nutrientes en las muestras de agua.

Parámetro	Método	Unidad de medida	Intervalo de medida	Desviación estándar
DQO	DIN ISO 15705	mg O ₂ /L	25 - 1500	±1.2
NT	DIN ISO 11905-1 + determinación fotométrica de nitratos	mg N/L	0.20 – 20.0	±0.17
PT	Disgregación + DIN EN ISO 6978	mg P/L	0.0025 – 5.00	± 0.035
N-NH ₄ ⁺	EPA 350.1, APHA 4500-NH ₃ F, ISO 7150-1 y DIN 38406-5	mg N/L	0.010 – 3.00	±0.021
N-NO ₂ ⁻	EPA 354.1, APHA 4500 – NO ₂ ⁻ B, DIN EN 26777 y ISO 6777	mg N/L	0.002 – 1.00	±0.008
N-NO ₃ ⁻	Fotometría (determinación de nitrocompuesto rojo)	mg N/L	0.2 – 20.0	±0.17
P-PO ₄ ⁺	EPA 365.2+3, APHA 4500-P E y DIN EN ISO 6878	mg P/L	0.0025 – 5.00	± 0.035



Figura 43. Termorreactor Spectroquant® (derecha) y Espectrofotómetro Spectroquant® (izquierda).

– Análisis de demanda biológica de oxígeno, DBO:

La demanda biológica de oxígeno se determinó por respirometría utilizando el sistema OxiTop (WTW). Para lo cual, se colocó un volumen determinado de muestra en una botella de incubación, según la DBO esperada (Tabla 41); dentro de la cual se colocó un imán magnético y un tapón de caucho con receptáculo conteniendo un absorbente (e.g. NaOH) para la eliminación del CO₂ formado durante el proceso (2 o 3 lentejas de NaOH).

Tabla 41. Volumen de muestra según la DBO esperada

DBO esperada (mgDBO₅/L)	Volumen de muestra (cc)
0 – 40	432
0 – 80	365
0 – 200	250
0 – 400	164
0 – 800	97
0 – 2000	43.5
0 – 4000	22.7

Adicionalmente, se agregó fango activo a la muestra (0,1 mL de fango/L de muestra) para asegurar la existencia de microorganismos para los procesos de oxidación de la materia orgánica biodegradable.

Una vez colocado lo antes dicho, se cerró las botellas de incubación con los respectivos DBOmetros y se procedió a activarlas e ingresarlas en el mando a distancia. Finalmente, como ilustra la Figura 44, se colocaron las muestras preparadas sobre un agitador magnético. Los datos se leyeron desde el mando de manera diaria hasta los 20 días.



Figura 44. Muestras instaladas para el análisis de DBO.

– Contenido de sólidos

Se determinó el contenido de sólidos suspendidos totales (SS), sólidos suspendidos volátiles (SSV) y sólidos suspendidos no volátiles (SSNV). Para el efecto, se realizaron los siguientes ensayos físicos:

Sólidos en suspensión

Los sólidos en suspensión se determinaron por filtrado al vacío (Figura 45) y gravimetría.



Figura 45. Filtrado al vacío para la determinación de sólidos suspendidos.

Luego del filtrado, en cada muestra se pesó el material retenido en el filtro después de ser secado en la estufa a 105 °C por mínimo 2 horas y enfriado en el desecador. Es importante mencionar que antes del ensayo las cápsulas y filtros fueron secados en la estufa a 105 °C y pesados luego de ser enfriados en el desecador. Los sólidos suspendidos totales se calcularon mediante la ecuación (87).

$$SS \left(\frac{mg}{L} \right) = \frac{(A - B - C) * 1000}{Vol. muestra (mL)} \quad (87)$$

Donde:

A: Masa del residuo seco + cápsula + filtro (a 105 °C), mg.

B: Masa de la cápsula, mg.

C: Masa del filtro, mg.

Sólidos suspendidos no volátiles

Para el cálculo de los sólidos suspendidos no volátiles se colocó las muestras que han sido anteriormente pesadas en el ensayo de sólidos suspendidos totales, en una mufla a 550

°C, por una hora; luego de enfriarlas en el desecador, se pesaron y se determinó los SSNV y SSV mediante las ecuaciones (88) y (89), respectivamente:

$$SSNV \left(\frac{mg}{L} \right) = \frac{(D - B - C) * 1000}{Vol. muestra (mL)} \quad (88)$$

$$SSV \left(\frac{mg}{L} \right) = SS - SSNV \quad (89)$$

Donde:

B: Masa de la cápsula, mg

C: Masa del filtro, mg

D: Masa del residuo fijo + cápsula + filtro (Mufla a 600°C), mg

– Análisis de parámetros físicos y contenido de oxígeno, “*in situ*”

La determinación de estos parámetros en las muestras de agua residual se realizó inmediatamente en el sitio del muestreo (Figura 46) haciendo uso de un equipo de medición universal (WTW) equipado con sondas de medición de conductividad eléctrica, temperatura, pH y oxígeno disuelto, ilustrados en la Figura 47.

La turbidez se midió en el laboratorio al día siguiente del muestreo con la ayuda de un turbidímetro (Figura 47).



Figura 46. Medición de parámetros de calidad de agua “in situ”.



Figura 47. Phmetro (derecha), conductímetro (centro) y turbidímetro (izquierda)

– Análisis microbiológico

Se determinó la presencia de coliformes totales y *Escherichia coli* (E.coli), haciendo uso del equipo Quanti-tray sealer plus (Figura 48), basado en la norma ISO 9308-2. Este análisis se realizó en las muestras de agua proveniente de efluentes de EDARs y en los puntos donde se observó mayor incidencia de aguas residuales urbanas, en total se analizaron trece muestras.



Figura 48. Equipo Quanti-tray sealer plus.

Las muestras fueron analizadas usando el método Colilert – 18, acreditado por la norma ISO 11133. Una vez esterilizado todo el material a utilizar, se preparó las muestras con el reactivo del método y se colocó en las cápsulas, mismas que se sellaron herméticamente en el equipo Quanti-try. Luego, dichas muestras fueron colocadas por 18 horas en la estufa a 35 °C.

Posteriormente se determinó cuantitativamente, el número de pocillos grandes y pequeños de tonalidad amarilla y fluorescente (mediante lámpara ultravioleta), para

mediante la tabla del método determinar el número más probable de coliformes totales y E. coli presentes en cada muestra.

6.1.2 Resultados

Los resultados de los análisis de calidad de agua de las muestras, se procesaron en gráficas para facilitar el análisis de las mismas, en las que adicionalmente se indica el límite de vertido para los distintos contaminantes a cuerpos de agua dulce, establecidos en el Real Decreto-Ley 11/1995.

La Figura 49 muestra los resultados de la demanda química de oxígeno, en la que se observa que el efluente de la EDAR del municipio de Marines y de la Urbanización de Vall de Flors, presentan valores de DQO muy por encima del límite permisible en la normativa vigente española, concretamente 155.00 y 184.00 mg/L, respectivamente. Los mismos puntos de análisis sobrepasan el límite de vertido para DBO₅ (Figura 50). La relación entre DBO₅ y DQO obtenida en estos puntos indica que la materia orgánica, en estos puntos, es biodegradable en un 75.78% y 80.43%, respectivamente. Así también, se observó que el efluente de la EDAR de la cuenca del Carraixet, instalada en el municipio de Alboraya, duplicó aproximadamente la concentración límite de DBO₅, lo cual, si se presentase de manera constante, representaría una contaminación importante para el barranco Carraixet y la playa de Alboraya, dado que el caudal efluente de dicha EDAR, según la EPSAR, es 37.567 m³/día, vertido en las proximidades de la desembocadura del barranco hacia el mar mediterráneo.

A pesar de que el barranco Carraixet no es considerado zona sensible a eutrofización, la Figura 52 y la Figura 53 indican el límite de vertido para PT y NT, respectivamente, con el fin de tener una referencia de los niveles de nutrientes en el agua, ya que para vertidos en cuerpos de agua dulce el citado Decreto no insta límites permisibles.

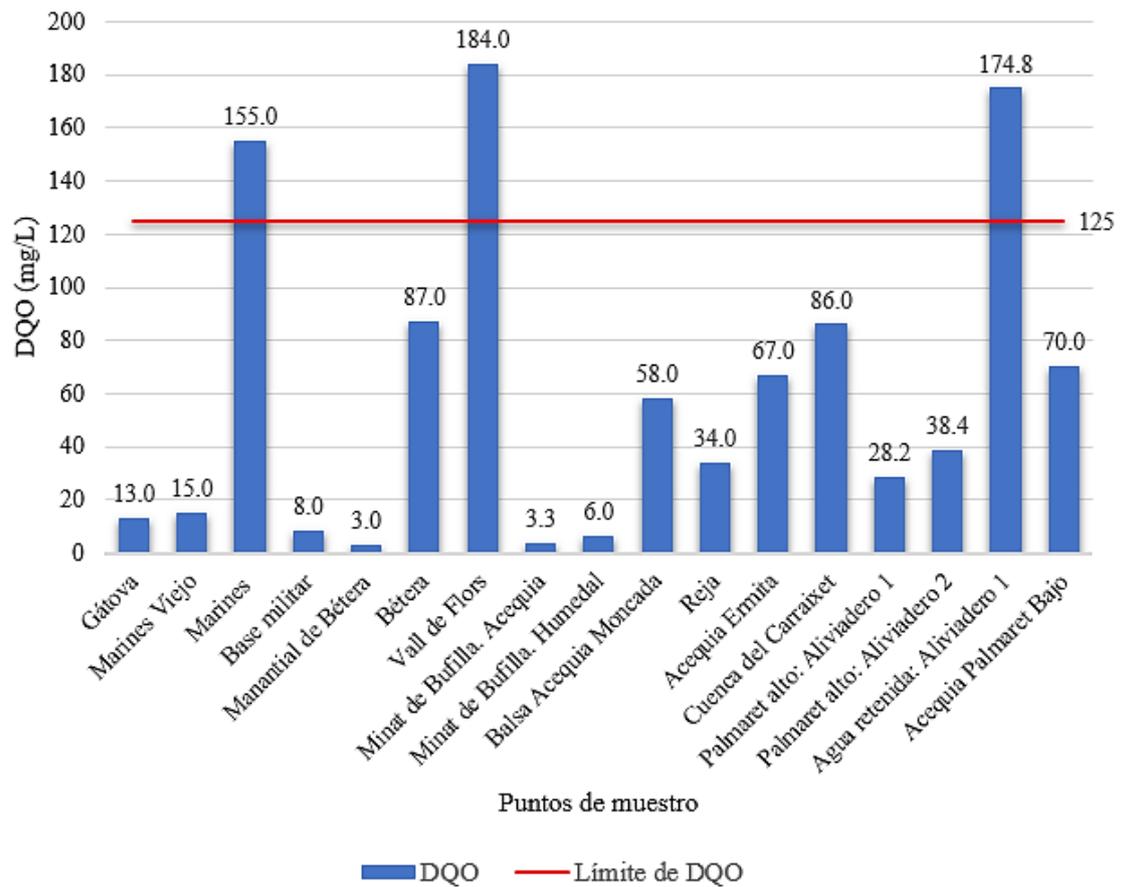


Figura 49. Resultados del análisis de calidad de agua - Demanda química de oxígeno.

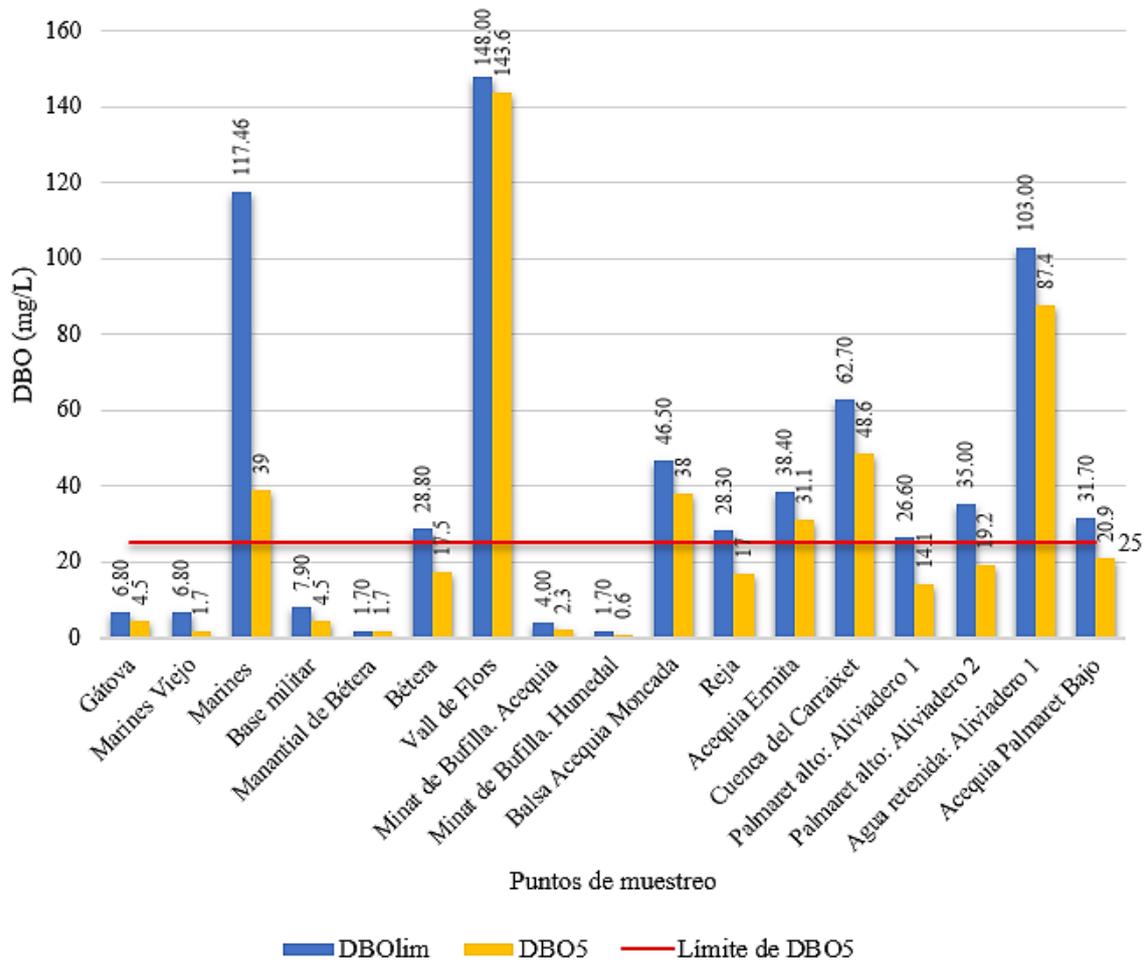


Figura 50. Resultados del análisis de calidad de agua - Demanda biológica de oxígeno.

También se determinó que el alivio de aguas residuales combinadas (pluviales más residuales urbanas sin tratar), directo en el Carraixet sin ningún tratamiento previo, puede llegar a significar puntos de contaminación ambiental importantes. Esto se detectó principalmente en el análisis del agua retenida en el aliviadero I del Palmaret Alto, donde también se evidenciaban toallitas y demás sólidos flotantes típicos de aguas residuales (Figura 36). En dicho punto el contenido de DBO₅ y DQO, resultó estar muy por encima del límite de vertido.

Así también, varios puntos de agua de retornos de riego presentaron altos contenidos de materia orgánica (Figura 49 y Figura 50), sólidos suspendidos (Figura 51) y nutrientes (Figura 52 y Figura 53) valores no típicos para su naturaleza y en algunos casos, incluso sobrepasaron los límites de vertido para cada contaminante. Es posible que este problema de contaminación ambiental obedezca al uso excesivo e incontrolado de fertilizantes y pesticidas en la agricultura de la zona.

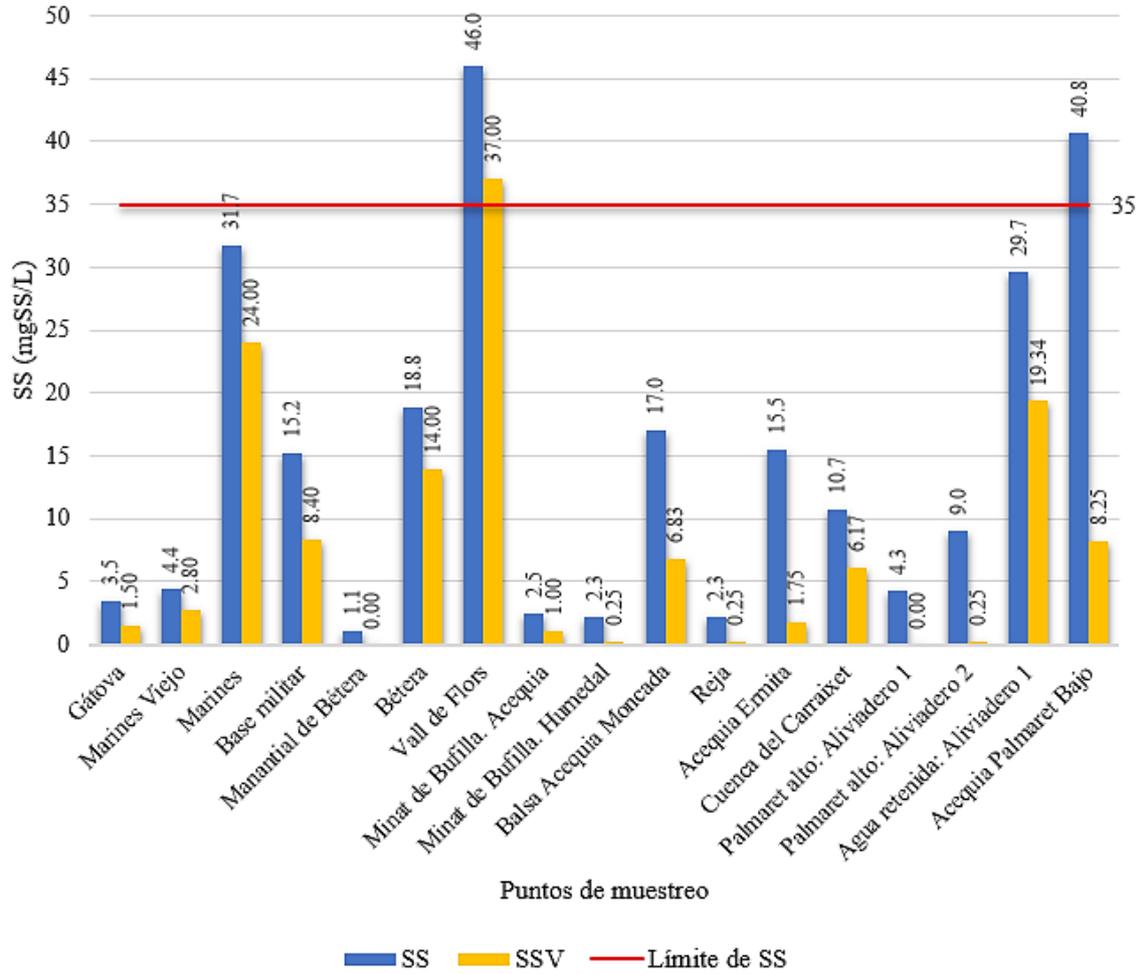


Figura 51. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de sólidos.

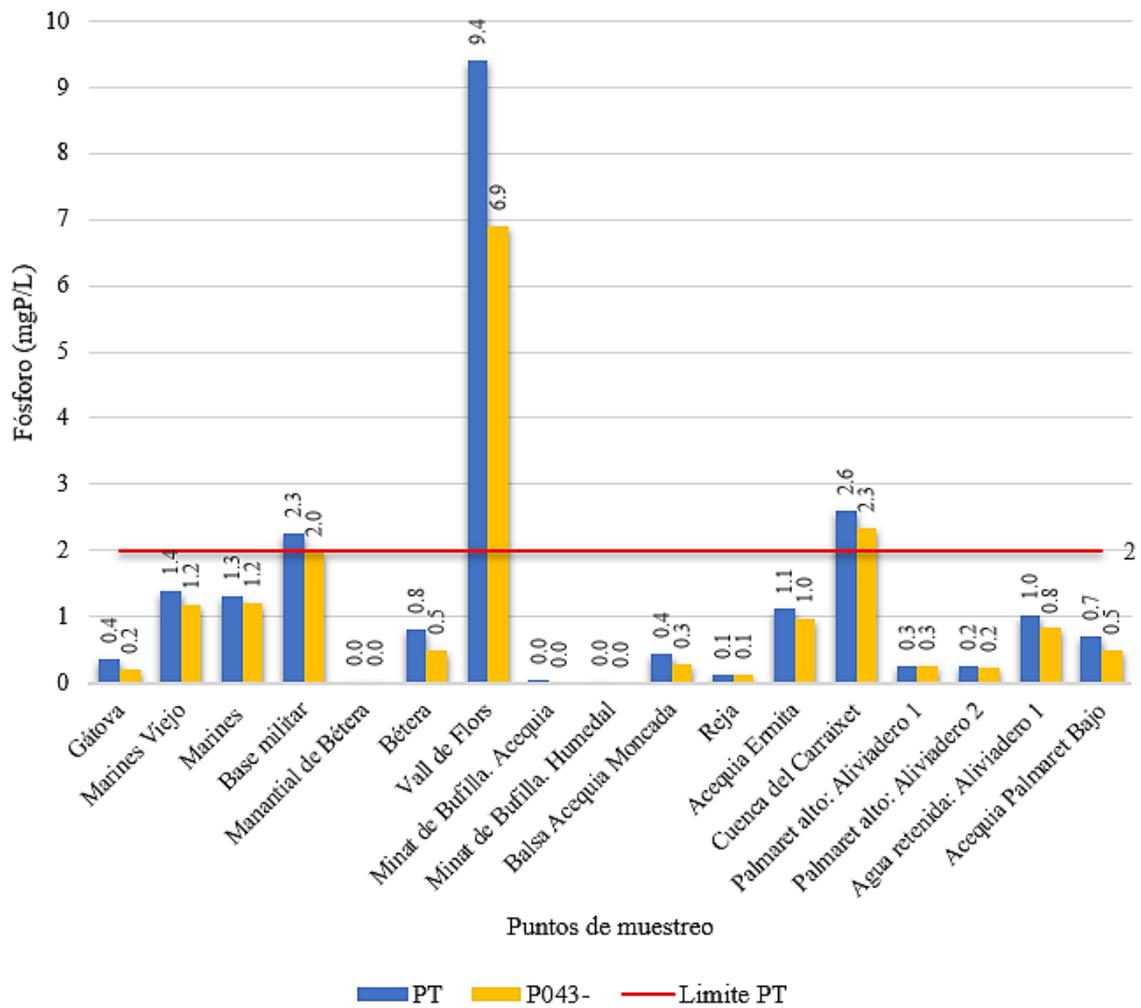


Figura 52. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de PT y PO_4^{3-}

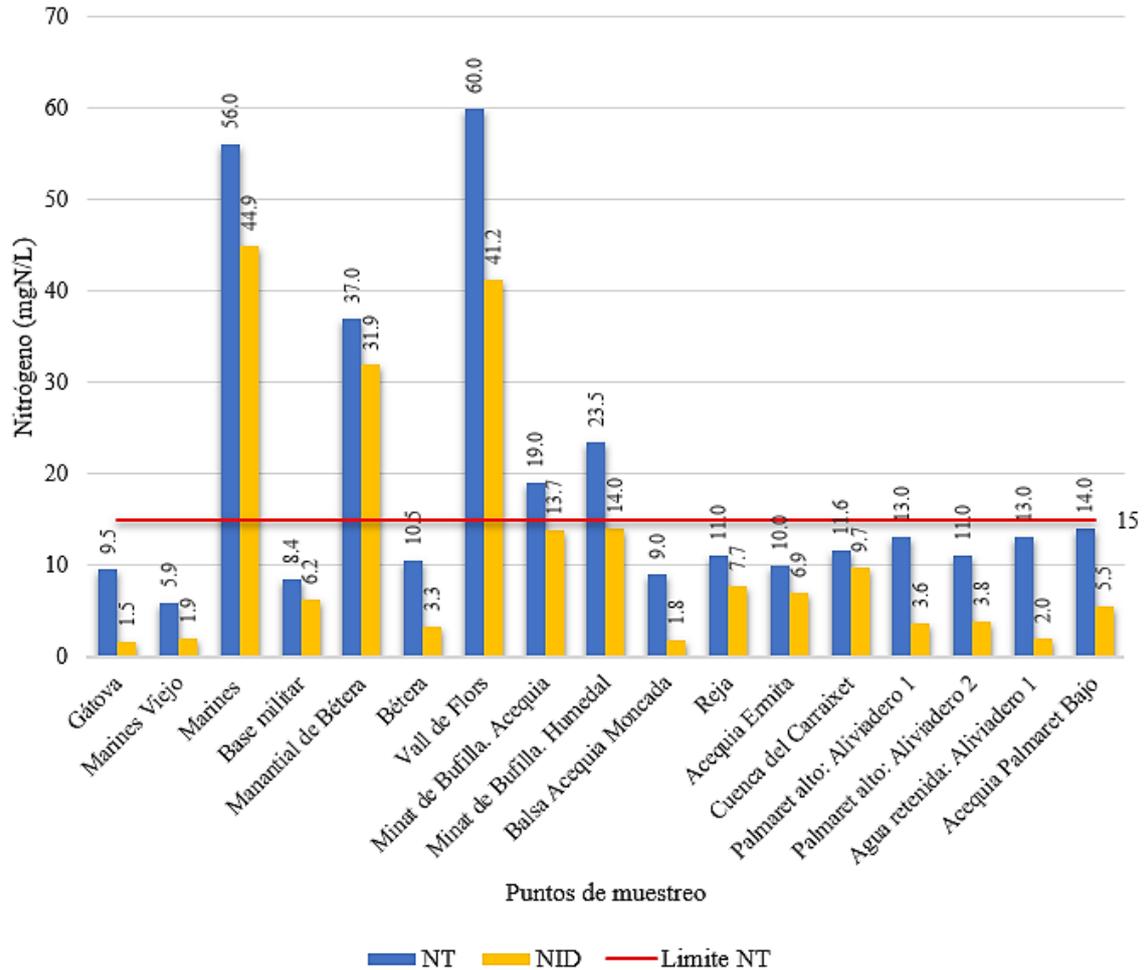


Figura 53. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de NT

De los resultados del análisis de amonio (Figura 54), se evidenció que las EDAR de Marines y Vall de Flors presentaban altos contenidos de NH_4^+ en sus efluentes. Cabe recordar que las muestras fueron puntuales y, por ende, representativas de lo que sucedía en ese momento. No obstante, teniendo en cuenta el aspecto de la zona receptora (Figura 55 y Figura 56) de dichos vertidos, se podría pensar que esta situación es recurrente y sería recomendable alguna actuación para corregirla. Estos vertidos con concentraciones tan elevadas de nitrógeno amoniacal tienen un impacto muy negativo sobre el medio receptor, ya que esta forma de nitrógeno ejerce una importante demanda de oxígeno en el medio. Si el cauce receptor tiene una baja capacidad de dilución, por tener un caudal pequeño, puede llegar incluso a quedar anóxico en un tramo considerable.

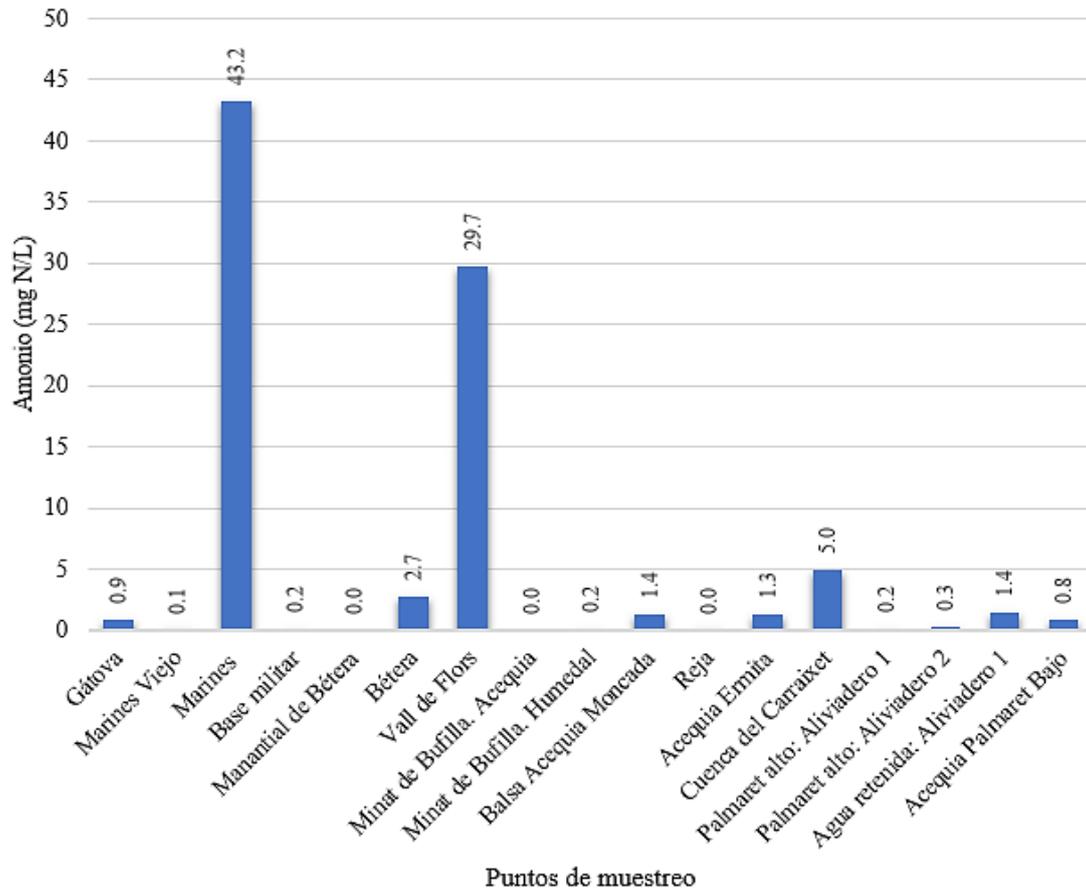


Figura 54. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de NH_4^+



Figura 55. Aspecto de la calidad del agua en la zona de vertido de la EDAR de Vall de Flors.



Figura 56. Aspecto de la calidad del agua en la zona de vertido de la EDAR de Marines.

Adicionalmente, en el agua de la balsa construida sobre el barranco Carraixet, que recibe las aportaciones de la acequia de Moncada (punto de muestreo “Balsa acequia Moncada”), el contenido de DBO_5 sobrepasó el límite de vertido; el resto de contaminantes cumplen con los límites, aunque presentan valores considerablemente altos para tratarse de aguas de riego (DQO de 58 mg/L, PT de 0.44 mg/L o amonio de 1.37 mgN/L). De hecho, la calidad del agua se apreciaba bastante deteriorada en este punto (ver Figura 57). Además, se evidenció la existencia de una tubería de alivio del bombeo de aguas residuales del Barrio el Pilar, ubicado en el Municipio de Moncada, que vierte su caudal a la mencionada balsa. Se observaron también sólidos flotantes típicos de ARU en las proximidades de la tubería de alivio y en el agua, como ilustra la Figura 58. Es así, que el deterioro ambiental del agua en este punto, puede deberse a la aportación puntual de contaminantes propios de alivios de sistemas de saneamiento unitario, así como otros residuos de la actividad permanente de fumigación de los terrenos de cultivos de la zona.



Figura 57. Calidad del agua de la balsa de Moncada



Figura 58. Tubería de descarga de alivio de bombeo de agua residual urbana del barrio el Pilar (Municipio de Moncada) hacia la balsa de Moncada ubicada sobre el barranco Carraixet.

En cuanto refiere a la presencia de coliformes totales y E. coli, los resultados se muestran en la Figura 60. Cabe mencionar que las muestras de efluentes de las EDARs analizadas, no han sido sometidas a tratamientos terciarios o de desinfección, ya que estos no son destinados a reutilización, ni vierten a zonas declaradas como agua de baño o de captación de aguas potable. A excepción de la EDAR de la cuenta del Carraixet, cuyo efluente vierte en la desembocadura del barranco al Mar Mediterráneo (Figura 59), por lo que influye en la calidad del agua de la playa de Alboraya. En la muestra analizada del efluente de la mencionada EDAR se detectó concentraciones de coliformes totales y E.coli de $1.30E+03$ y $9.08E+01$ NMP/100 mL; respectivamente. Estos valores, como ya se ha

mencionado, son de un momento en concreto, sin embargo, si se presentasen de manera continua en similares o mayores concentraciones, podrían llegar a causar contaminaciones de corta duración (contaminación que se prevé que no va a afectar la calidad de las aguas de baño por un periodo de 72 horas a partir del primer momento en que se detecte la contaminación), así como situaciones anómalas (un hecho o combinación de hechos que afecten a la calidad de las aguas de baño) (R.D. 1341/2007, 2007).



Figura 59. Vertido de la EDAR de la Cuenca del Carraixet.

Por otro lado, es posible observar en la Figura 60 que en las muestras provenientes de acequias de riego se determinaron valores de *E. coli* por encima de los límites establecidos en el REAL DECRETO 1620/2007, para los distintos tipos de uso en riego (de 100 – 10000 UFC/100 mL). Así también, se observó la presencia de valores altos de *E. coli* y coliformes totales en los puntos denominados “reja, balsa acequia Moncada y Aliviadero Palmaret I”, por la contaminación directa con aguas residuales urbanas.

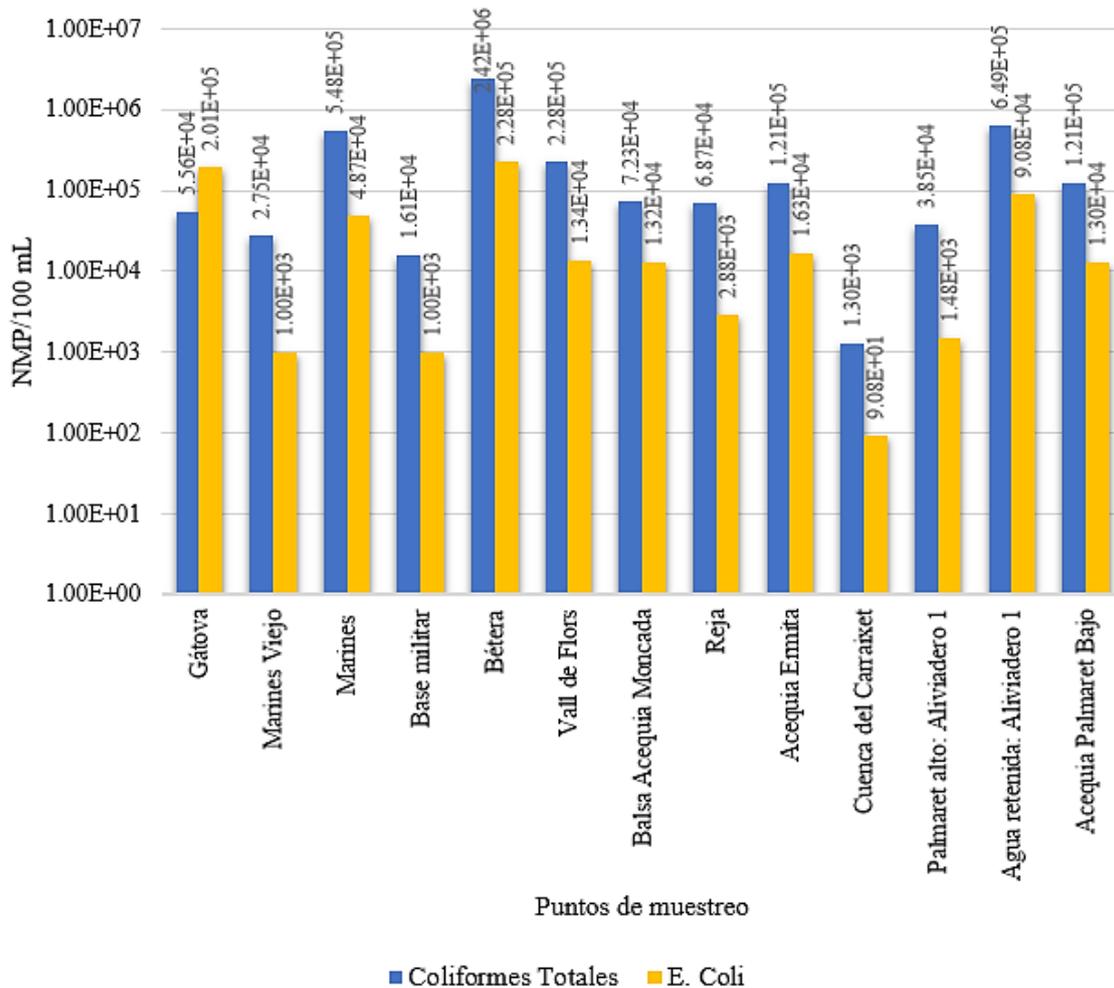


Figura 60. Resultados del análisis de calidad de agua – Contenido de Coliformes totales y Escherichia coli.

En la Tabla 42, se detalla el resumen del cumplimiento con los límites de vertidos establecidos en el Real Decreto-Ley 11/1995, para los distintos contaminantes analizados en los puntos de muestreo. De donde, se concluye que las estaciones depuradoras de aguas residuales de Marines y Vall de Flors son las que más parámetros incumplieron en las muestras analizadas. En consecuencia, de cara a proponer soluciones para mejorar la calidad ambiental del barranco Carraixet, en este Trabajo Fin de Máster se desarrollaron propuestas de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales mediante humedales artificiales, para dichas poblaciones.

Tabla 42. Resumen de cumplimiento (SI/NO) con los límites de vertidos establecidos en el Real Decreto-Ley 11/1995.

Puntos de muestreo	Contaminantes				
	DQO	DBO ₅	SS	PT	NT
Gátova	SI	SI	SI	SI	NO
Marines Viejo	SI	SI	SI	SI	SI
Marines	NO	NO	SI	SI	NO
Base militar	SI	SI	SI	NO	NO
Manantial de Bétera	SI	SI	SI	SI	NO
Bétera	SI	SI	SI	SI	NO
Vall de Flors	NO	NO	NO	NO	NO
Minat de Bufilla. Acequia	SI	SI	SI	SI	NO
Minat de Bufilla. Humedal	SI	SI	SI	SI	NO
Palmaret alto: Aliviadero 1	SI	SI	SI	SI	SI
Palmaret alto: Aliviadero 2	SI	SI	SI	SI	SI
Agua retenida: Aliviadero 1	NO	NO	SI	SI	SI
Reja	SI	SI	SI	SI	SI
Cuenca del Carraixet	SI	NO	SI	NO	SI
Acequia Ermita	SI	NO	SI	SI	SI
Balsa Acequia Moncada	SI	NO	SI	SI	SI
Acequia Palmaret Bajo	SI	SI	NO	SI	SI

A la luz de estos resultados, en el caso de Vall de Flors se propone el diseño de una EDAR como sustitución a la existente y para Marines el diseño de un sistema de humedales artificiales que funcione como afino de la calidad del efluente de la EDAR existente.

Se propone sustitución para la EDAR de Vall de Flors, dado que la población (400 he) es bastante accesible para proponer un sistema de humedales artificiales, sin necesitar de superficies demasiado extensas. Además que no se tiene otro referente de funcionamiento de la EDAR existente, más que la calidad de agua analizada en el presente trabajo, el deteriorado estado ambiental del cuerpo receptor del efluente de la misma y la emisión de malos olores que se aprecia en el sitio.

Por otro lado, se propone un sistema de afino para la EDAR de Marines, ya que según la ficha de funcionamiento y las concentraciones medias de salida reportadas por la EPSAR, dicha EDAR funciona de manera óptima. Sin embargo, esto difiere con los resultados obtenidos en el análisis de calidad de la muestra tomada en dicho punto de vertido. Es por ello, que se propone un sistema que funcione como afino para las condiciones medias de funcionamiento de la EDAR y como apoyo para reducir las puntas de contaminación.

Adicionalmente, para los puntos que suponen ser fuentes altas de contaminación, como por ejemplo el Aliviadero 1 y Aliviadero 2 del Palmaret Alto, es viable pensar en propuestas de posibles actuaciones o soluciones basadas en la naturaleza (SBN). Como por ejemplo, el uso de humedales de descargas unitarias y la implementación de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) en las zonas urbanas para disminuir el caudal de escorrentía. Así también, el uso de HAFS como afino de los efluentes de las EDARs que vierten al Carraixet, con el fin de mejorar la calidad del agua tratada en condiciones medias y funcionar como elementos de apoyo ante las puntas de contaminación.

7. Diseño de las instalaciones de la EDAR de Vall D'Flors

7.1. Ubicación

La Urbanización Vall de Flors pertenece al Municipio de Bétera, en la comunidad Valenciana. Está ubicada en el límite entre Bétera y el Municipio de Moncada, como ilustra la Figura 61.

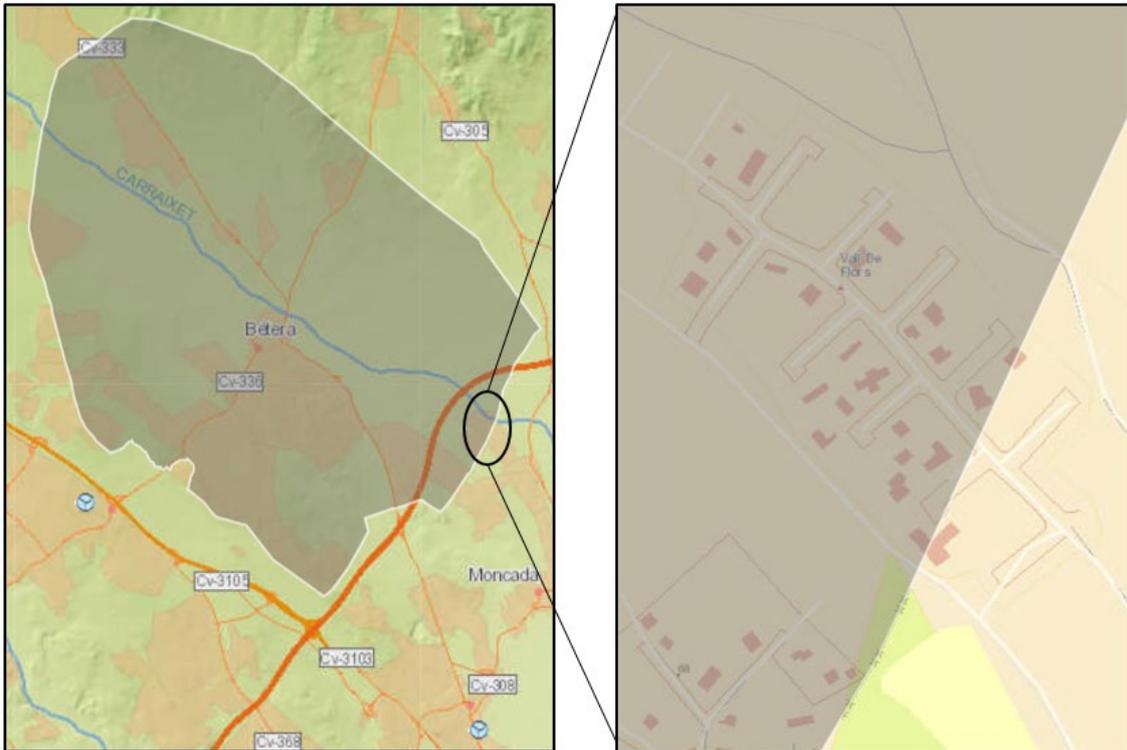


Figura 61. Ubicación de la Urbanización Vall de Flors.

Fuente: Obtenido de (GeoPortal, 2021)

7.2. Climatología

Para describir la climatología de Vall de Flors, se tomó como referencia los datos reportados por la estación meteorológica del Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (Riegos IVIA) más cercana, cuyos datos se detallan en la Tabla 43.

Tabla 43. Datos de la estación meteorológica “Moncada”.

Fuente: (Instituto Valenciano de investigaciones agrarias, 2021)

Nombre de la E.M.	Moncada
Provincia	Valencia
Término	Moncada
UTMX	723368.00
UTMY	4385233.00
Huso	30
Altura	61.00 m
Fecha de instalación	19/01/1999

La Figura 62 y Figura 63, muestran los datos de temperaturas mínimas de las medias anuales y precipitaciones máximas diarias anuales, respectivamente. Registradas en el periodo de 1999 – 2020.

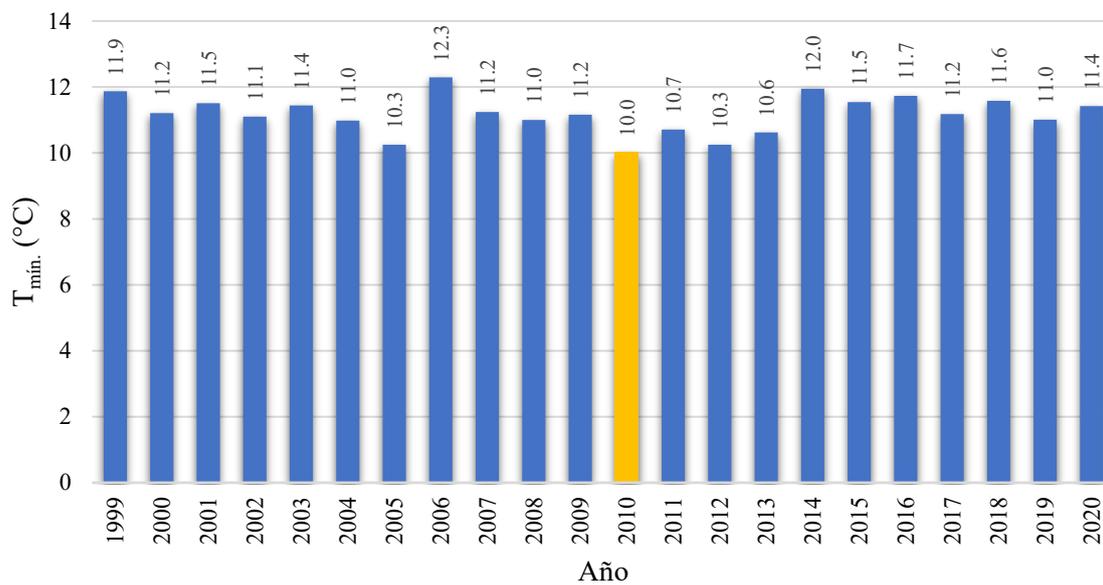


Figura 62. Temperaturas mínimas de las medias – E.M. Moncada.

Fuente: Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (2021)

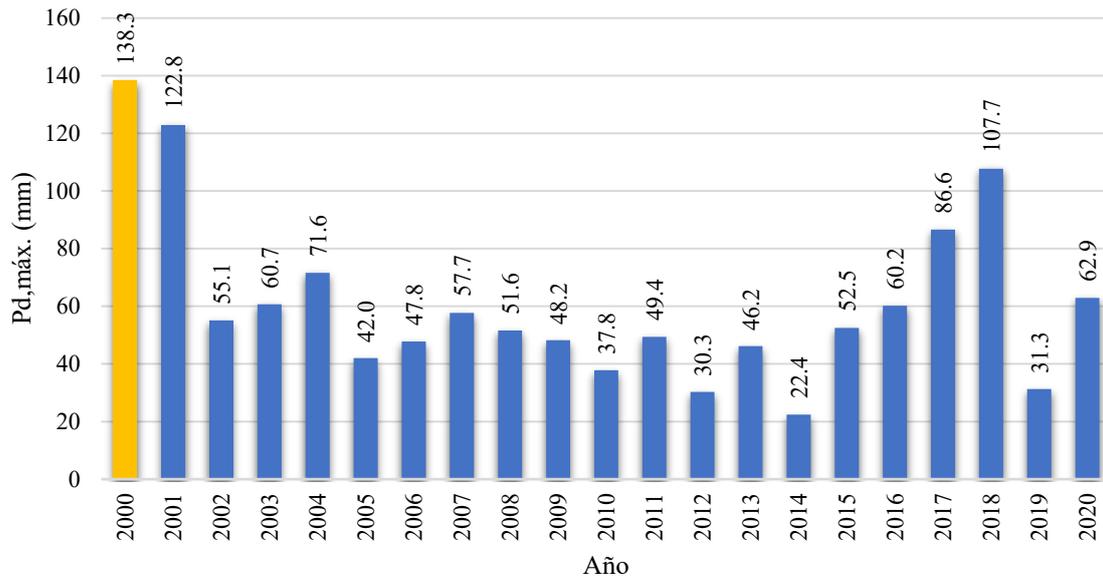


Figura 63. Precipitaciones diarias máximas anuales – E.M. Moncada.

Fuente: Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (2021)

7.3. Población

Según las cifras proporcionadas por el (INE, 2021), la población total de la Urbanización de Vall de Flors, es de 223 habitantes al año 2020 (último año de datos disponibles). La Figura 64 muestra la variación de esta población durante el año 2000 al 2020. En general, la tasa de crecimiento poblacional en los últimos 20 años ha disminuido del 0.8 al 0.07.

Los valores de la tasa de crecimiento poblacional se determinaron a mediante la ecuación (90).

$$P_f = P_o \times (1 + r)^n \quad (90)$$

Donde:

P_f : Población futura, (Número de hab.)

P_o : Población inicial, (Número de hab.)

r : tasa de crecimiento, (fracción)

n : Periodo de años entre P_f y P_o . (Número de años)

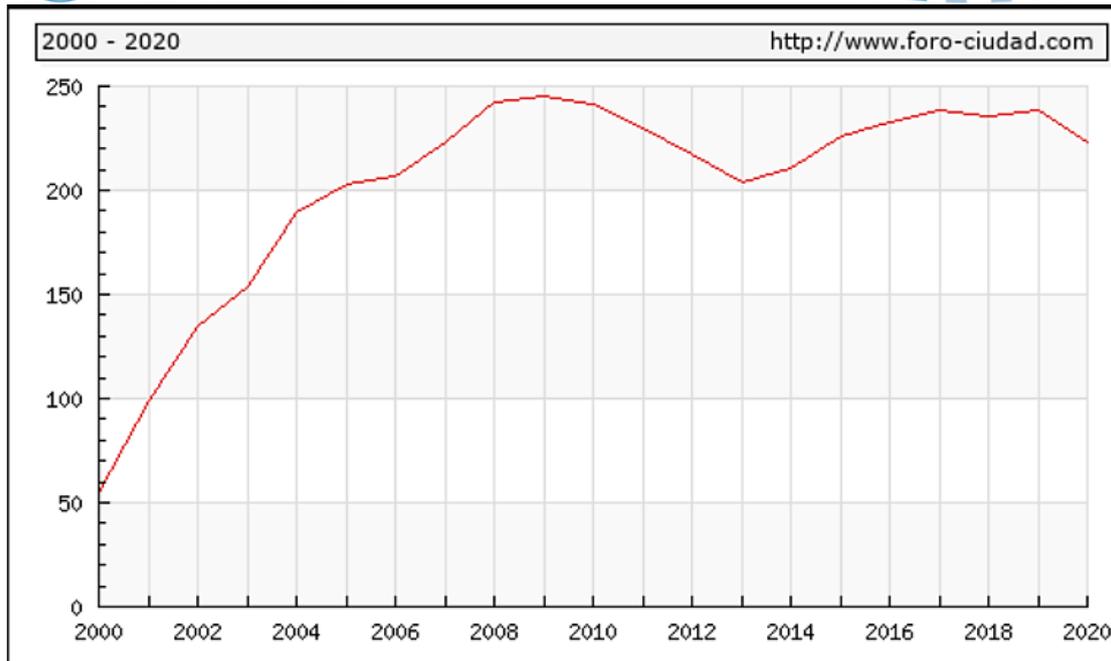


Figura 64. Evolución del número de habitantes de la Urbanización Vall de Flors.

Fuente:(Foro-Ciudad.com, 2021b)

Para el diseño en condiciones medias, se consideró una población de 223 habitantes, en vista de que, en base a conversaciones con moradores de la urbanización, todas las casas están ya habitadas y no han existido aumentos de población en los últimos años. Esto coincide con la variación poblacional ilustrada en la Figura 64. En la cual es posible apreciar que no se han presentado aumentos importantes de población desde el año 2011 aproximadamente; incluso del año 2019 al 2020 ha existido una reducción de 15 habitantes (INE, 2021).

7.4. Estado actual de la EDAR de Vall D'Flors.

La Urbanización Vall de Flors, cuenta con una estación depuradora de aguas residuales, cuya ubicación se ilustra en la Figura 65. En dicha imagen se puede observar que la EDAR existente está conformada por un sistema de tratamiento compacto.



Figura 65. Ubicación de la EDAR existente de Vall de Flors y punto de vertido.

Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2021)

Además, en base a observaciones realizadas en el sitio, se determinó que dicha EDAR cuenta con un canal de entrada de caudal (Figura 66) y sistemas mecánicos para el desbaste y tratamiento biológico.



Figura 66. Canal de entrada de caudal de la EDAR de Vall de Flors.

7.5. Diseño de las instalaciones de la EDAR de sustitución

7.5.1 Caudales

Para determinar los caudales de diseño, se tomó en cuenta que en la urbanización de estudio existe una estación depuradora de aguas residuales, misma que consta en la lista del censo de vertidos autorizados de la Confederación Hidrográfica del Júcar. El volumen anual de agua residual tratada vertido por dicha EDAR hacia el barranco Carraixet es de 27375.00 m^3 , con una medida de contaminación de 400 he (Confederación Hidrográfica



del Júcar, O.A., 2021). En este sentido, el caudal diario vertido se obtuvo mediante la ecuación (91).

$$Q_d = \frac{V_{c.v.}}{365} \quad (91)$$

Donde:

Q_d : caudal diario, (m³/día)

$V_{c.v.}$: Volumen anual de agua residual tratada registrada en el censo de vertidos de la CHJ, (m³)

Obteniendo un caudal diario de 75.00 m³/día. Este valor se comparó con el caudal medio diario determinado a través de la generación de agua residual a partir de la dotación de agua potable por habitante natural, mediante la ecuación (92) (Ayuntamiento de Valencia, 2015).

$$Q_{m,d} = \frac{D * H * C_r}{1000} \quad (92)$$

Donde:

$Q_{m,d}$: caudal medio diario, (m³/día)

D: dotación de aguas domésticas, (L/hab*día)

C_r : coeficiente de retorno (la cantidad de agua de abastecimiento potable que se convierte en agua residual), valor recomendado 0.8, (expresada en tanto por uno),

H: Número de habitantes aguas arriba del tramo de estudio, (número de habitantes)

Para aplicar esta última expresión, se consideró que El Real Decreto 140/2003 establece 100 L/hab/día como dotación mínima para las necesidades higiénico-sanitarias de la población y el desarrollo de la actividad de la zona de abastecimiento. Sin embargo, la dotación media de consumo doméstico de agua en España es de 128 L/hab/día (AEAS & AGA, 2020). Por otro lado, la Ordenanza de Saneamiento del Ayuntamiento de Valencia indica 150 L/hab/día como dotación de aguas domésticas para el diseño de redes de alcantarillado. Por consiguiente, este último valor fue utilizado para el cálculo.

Es así que, el caudal medio diario se determinó de la siguiente manera:

$$Q_{m,d} = \frac{0.8 * 223 \text{ hab} * 150 \text{ L/hab} * \text{día}}{1000} = 26.76 \text{ m}^3/\text{día}$$

A partir, de los cálculos realizados se decidió que el caudal medio diario de diseño para la EDAR de sustitución será **75.00 m³/día**, en vista de que este valor es aproximadamente tres veces el obtenido mediante la dotación de agua por habitante natural. Es loable suponer que este aumento de caudal se debe a un incremento considerable de la población, probablemente en verano (hasta el doble de la población y con un aumento de la dotación de 150 a 200 L/hab.*día).

A partir del caudal medio, se determinó los demás caudales necesarios para el diseño mediante las expresiones propuestas por (García & Corzo, 2008):

Caudal punta horario:

Para determinar el caudal punta horario aplicando la ecuación (93), es necesario determinar el coeficiente punta horario mediante la ecuación (94) de Mara (1988).

$$Q_{p,h} = \left(\frac{Q_{m,d}}{24} \right) * C_{ph} \quad (93)$$

$$C_{ph} = \frac{5}{P^{1/6}} \quad (94)$$

Donde:

C_{ph} : coeficiente punta horario, (adimensional)

P: población, (miles de habitantes)

$Q_{m,d}$: caudal medio diario, ($m^3/día$)

$Q_{p,h}$: caudal punta horario, (m^3/h)

Es así que el cálculo se desarrolló de la siguiente manera:

$$C_{ph} = \frac{5}{\left(\frac{223}{1000} \right)^{1/6}} = 6.42$$

$$Q_{p,h} = \left(\frac{75.00}{24} \right) * 6.42 = 20.06 \text{ m}^3/h$$

Al calcular el cociente entre el caudal punta horario obtenido y el caudal medio horario ($20.06/75.00$) resulta que una hora punta de consumo aportaría el 26.75 % de caudal diario; luego, si se supone 2 o 3 horas punta al día, significaría que en ese tiempo ya se habría producido entre el 53.5% y 80.26% del caudal diario. Esto tiene poco sentido, ya que como muestra la Figura 67, la primera punta del día suele presentarse aproximadamente entre las 7:00 y 12:00 horas y la segunda punta entre las 19:00 y 21:00 y los consumos más bajos son en la madrugada (Alianza por el Agua, 2014).

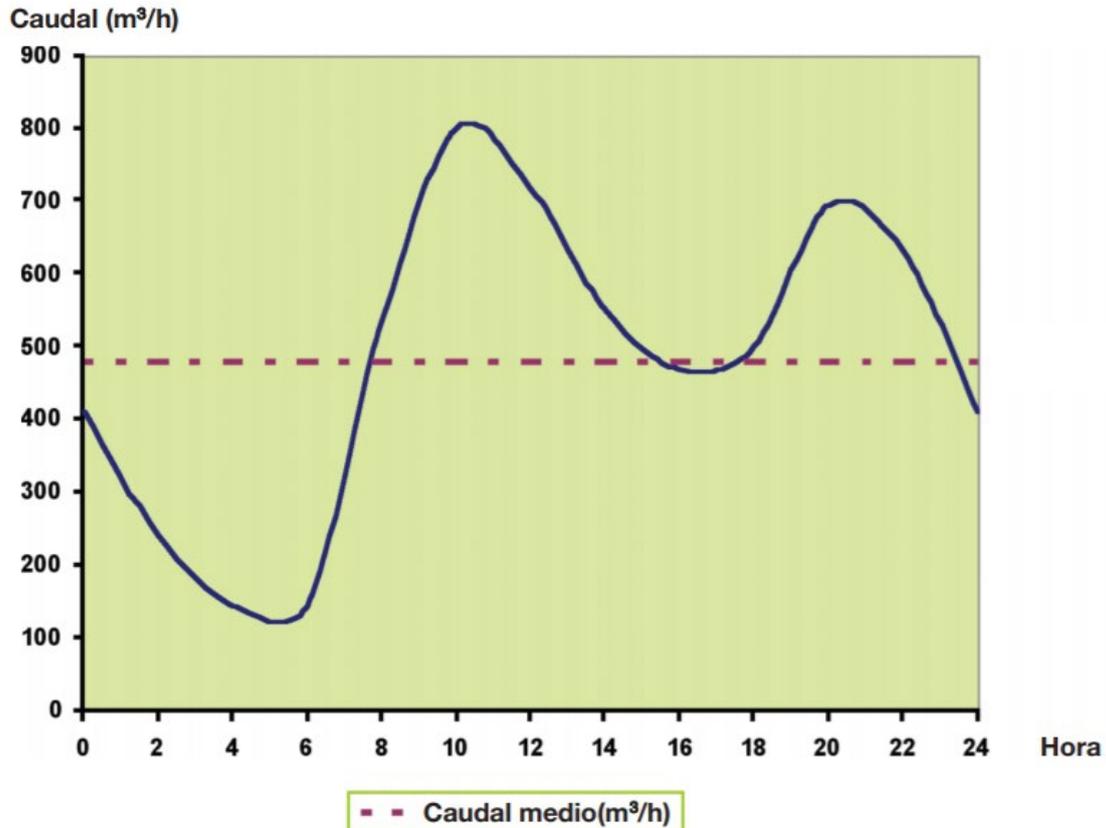


Figura 67. Evolución típica diaria de los caudales de aguas residuales urbanas en pequeñas poblaciones.

Fuente: Salas et al. (2007)

Es así, que se calculó el caudal punta horario mediante el caudal medio en horas determinado a partir de los habitantes y la dotación de consumo ($26.76 \text{ m}^3/\text{día}$); de la siguiente manera:

$$Q_{p,h} = \left(\frac{26.76}{24} \right) * 6.42 = 7.16 \text{ m}^3/\text{h}$$

Sin embargo, según (Martín & Hernández, 2021) el caudal punta horario en poblaciones pequeñas suele ser entre 2 o 3 veces el caudal medio diario ($75 \text{ m}^3/\text{día} / 24\text{h} = 3.13 \text{ m}^3/\text{h}$). Luego, el caudal punta horario sería 2.29 veces el caudal medio diario ($7.16 \text{ m}^3/\text{h} / 3.13 \text{ m}^3/\text{h}$). Para posicionar el diseño en el lado de la seguridad, se mantiene la relación de 3, es decir, $9.38 \text{ m}^3/\text{h}$ ($3.13 \text{ m}^3/\text{h} * 3$).

Por consiguiente, en una hora punta de consumo se aportaría el 12.51% del caudal diario ($9.38 \text{ m}^3/\text{h} / 75.00 \text{ m}^3/\text{día}$). Así, en 3 horas pico se producirá aproximadamente el 37.52%. Lo que cobra más sentido, por tanto, el caudal punta horario para el diseño será de $9.38 \text{ m}^3/\text{h}$.

Caudal punta diario:

El caudal punta diario se obtuvo a través de la ecuación (95). El valor típico del coeficiente punta diario propuesto por (García & Corzo, 2008) es de 1.7.

$$Q_{p,d} = Q_{m,d} * C_{pd} \quad (95)$$

Donde:

$Q_{p,d}$: caudal punta diario, (m³/día)

C_{pd} : coeficiente punta diario (1.2 – 2.0. Valor recomendado 1.7), (adimensional)

Aplicando la mencionada ecuación:

$$Q_{p,d} = 75.00 * 1.7 = 127.5 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal máximo diario:

El caudal máximo diario se considera como 2 veces el caudal punta diario (ecuación (96)) (García & Corzo, 2008).

$$Q_{máx,d} = Q_{p,d} * 2 \quad (96)$$

Donde:

$Q_{máx,d}$: caudal máximo diario, (m³/día)

De este modo, la Tabla 44 detalla los resultados del cálculo de caudales para el diseño.

Tabla 44. Caudales de trabajo para el diseño de la EDAR de Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Población	P	hab.	223
Coeficiente punta diario	C_{pd}	adim.	1.7
Caudal medio diario	$Q_{m,d}$	m ³ /día	75.00
Caudal punta horario	$Q_{p,h}$	m ³ /h	9.38
Caudal punta diario	$Q_{p,d}$	m ³ /día	127.5
Caudal máximo diario	$Q_{máx,d}$	m ³ /día	255

7.5.2 Caracterización del agua residual influente

Para calcular la concentración inicial de los contaminantes de interés, en primer lugar se determinó la dotación de agua residual calculada a través de la ecuación (97) .

$$D_r = \frac{Q_{m,d}}{N_{he}} * 1000 \quad (97)$$

Donde:

D_r : dotación del agua residual, (L/h.e.*día)

$Q_{m,d}$: caudal medio diario, ($m^3/día$)

$N_{he.}$: número de habitantes equivalente, (he.)

Luego, mediante la velocidad de emisión másica unitaria de cada contaminante (Tabla 45), se obtuvo la concentración inicial aplicando la ecuación (98), propuesta por (García & Corzo, 2008).

Tabla 45. Velocidad de emisión másica unitaria para contaminantes típicos de ARU.

Fuente: Huertas & Marcos (2012)

Contaminante	VEMU Carga contaminante por he. y día	Concentración
DQO	125 g O ₂	400 – 600 mg O ₂ /L
DBO ₅	60 g O ₂	250 – 300 mg O ₂ /L
SS	90 g	300 – 450 mg /L
NT	12 g	40 – 60 mg /L
PT	3 g	10 – 15 mg /L

$$C = \frac{VEMU * 1000}{D_r} \quad (98)$$

Donde:

C: concentración del contaminante, (mg/L)

VEMU: velocidad de emisión másica unitaria, (g/hab.*día)

D_r : dotación de agua residual, (L/hab.*día)

La Tabla 46, muestra las concentraciones de entrada de los contaminantes del agua residual influente, calculadas para el diseño.

Tabla 46. Concentraciones de entrada de los contaminantes del agua residual influente a la EDAR de Vall de Flors.

Variable	Unidad	Valor
Dotación de agua residual, (D_r)	L/he.*día	187.5
DBO ₅	mg O ₂ /L	320.00
DQO	mg O ₂ /L	666.67
SS	mg SS/L	480.00
NT	mg N/L	64.00
PT	mg P/L	16.00

Para el pretratamiento se diseñó un canal de desbaste que consta de un aliviadero de exceso de caudal, una zona de rejillas y una zona de desarenado.

7.5.3.1 Aliviadero de exceso de caudal

El diseño del aliviadero de exceso de caudal se realizó en base a la metodología descrita en el apartado 4.4.2.2.

De este modo, el cálculo de la precipitación máxima diaria se realizó para un periodo de retorno de 25 años, siguiendo el Manual de Máximas lluvias diarias en la España Peninsular. La Figura 68 muestra la ubicación de Vall de Flors en el mapa de isóneas.

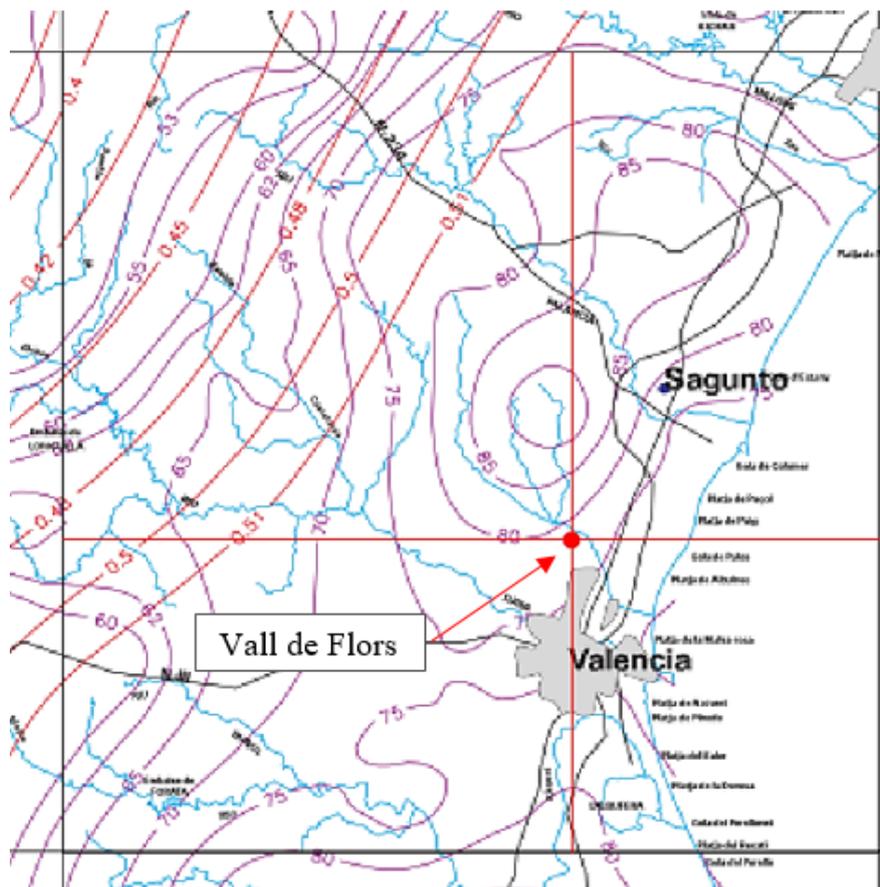


Figura 68. Ubicación de Vall de Flors en el mapa de isóneas de España Peninsular.

Fuente: Adaptado de (Ministerio de Fomento, 1999)

Según la figura anterior, los valores de C_v y P para el cálculo fueron 0.51 y 77 mm/día; respectivamente. Es así que la Tabla 47 recoge los valores seleccionados para el cálculo y los resultados del mismo, obtenido a partir de la ecuación (23).

Tabla 47. Cálculo de la precipitación máxima diaria para un periodo de retorno “T” – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Coeficiente de variación	C_v	adim.	0.51
Precipitación media máxima anual	P	mm/día	77
Período de retorno	T	año	25
Factor de ampliación (Tabla 21)	Y_t	adim.	2.068
Precipitación máxima diaria para un periodo de retorno “T”	$X_t = P_T(d)$	mm/día	159.24

Según las precipitaciones máximas diarias anuales registradas en la estación “Moncada” (Figura 63), la máxima precipitación que se ha dado en el periodo del 2000 al 2020 es 138.30 mm/día. Por tanto, para el diseño se mantiene la precipitación de 159.24 mm/día. La Tabla 48, muestra los resultados del cálculo de la intensidad media de duración “ t_c ” y retorno “T”, obtenida de la ecuación (19).

Tabla 48. Cálculo de la intensidad media de duración “ t_c ” y retorno “T” - Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Período de retorno de diseño	T	años	25
Precipitación máxima diaria	$P_T(d)$	mm/día	159.24
Intensidad media diaria para un periodo de retorno (T) considerado	$i_{T(d)}$	mm/h	6.63
Factor de torrencialidad	α	adim.	11
Tiempo de concentración	t_c	min	15
		h	0.25
Factor de reducción areal	K_A	adim.	1
Intensidad media de duración “ t_c ” y retorno “T”	$i_{T(t)}$	mm/h	159.90

Luego, para el obtener el caudal lluvia a partir de la ecuación (24), se identificó los tipos de superficies que escurren hacia la EDAR (Figura 69).

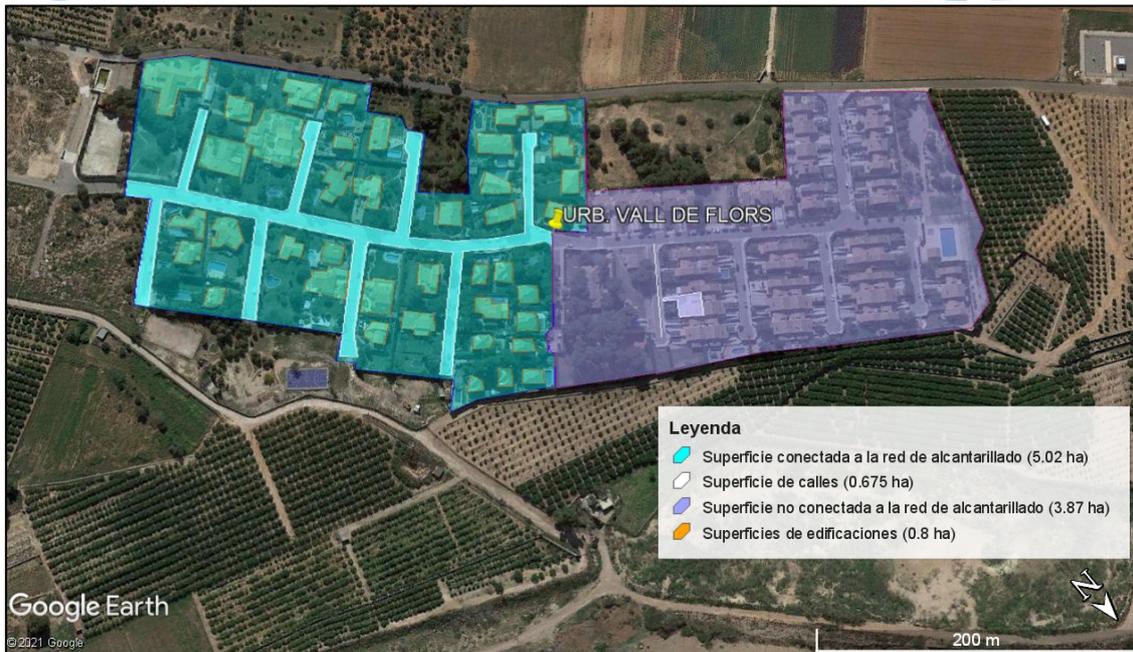


Figura 69. Superficies conectadas a la red de alcantarillado unitario.

Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2021)

De modo que en la Tabla 49 se muestra los resultados del cálculo del caudal lluvia.

Tabla 49. Cálculo del caudal lluvia – Vall de Flors.

Tipo de superficie	Coefficiente de escorrentía (C)	Tipo de superficie (S) (Ha)	C*A
Cubiertas de edificaciones	0.75	0.8	0.60
Calles	0.95	0.675	0.64
Áreas verdes	0.05	3.543	0.18
No conectada a la red	0.00	3.87	0.00
$\sum C * A$			1.42
Coefficiente de uniformidad temporal	K	adimensional	1.01
Caudal pluvial	Q_{luzvia}	m^3/s	0.64

Una vez determinado el caudal lluvia, se definió la cantidad de dicho caudal que será permitido ingresar a la EDAR. Para esto, se estableció un grado de dilución de 3, luego a partir de la ecuación (27), se calculó el caudal de ingreso a la EDAR en condiciones medias del agua residual (Tabla 50).

Tabla 50. Caudal máximo de ingreso a la EDAR de Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Caudal medio diario	$Q_{m,d}$	m^3/h	3.125
grado de dilución	α	adimensional	3
Caudal punta horario (Caudal máximo de ingreso a la EDAR)	Q_i	m^3/h	9.38

Un grado de dilución de 3, significa que se limita el caudal lluvia de entrada a un valor de $2 \cdot Q_{m,d}$ ($2 \cdot 3.125 \text{ m}^3/h = 6.25 \text{ m}^3/h$), siendo el caudal unitario de entrada 3 veces el $Q_{m,d}$. Sin embargo, en condiciones punta ($Q_{p,h} = 9.38 \text{ m}^3/h \approx 0.0026 \text{ m}^3/s$) todo el caudal lluvia deberá ser aliviado, porque el $Q_{p,h}$ es ya 3 veces el $Q_{m,d}$. Es así, que de cara a posicionarse en condiciones punta para el diseño, no sería lógico dejar ingresar caudal lluvia en dichas circunstancias. Por tanto, el caudal máximo que fluye al interior del canal después del aliviadero sería el caudal punta horario ($Q_{p,h}$). De este modo la Tabla 51 muestra los resultados del diseño del aliviadero.

Tabla 51. Resultados del diseño del aliviadero de la EDAR de Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Caudal que fluye por el canal aguas abajo del vertedero (caudal punta horario)	Q_i	m^3/s	0.0026
Caudal pluvial	Q_{lluvia}	m^3/s	0.6378
Caudal combinado	Q_o	m^3/s	0.6404
Caudal de vertedero	Q	m^3/s	0.6378
Altura de la lámina sobre el vertedero	h	m	0.25
Altura de la pared del vertedero	P	m	0.15
Coefficiente de descarga	C_D	adimensional	0.51
Caudal por metro lineal	q	$m^3/m \cdot s$	0.19
Longitud del vertedero	L	m	3.41
			3.50
velocidad en el vertedero	v	m/s	0.73

De este modo, el canal de entrada tendrá una altura determinada por la ecuación (99):

$$h_{c,e} = P + h + h_{res.} \quad (99)$$

Donde:

$h_{c,e}$: altura del canal de entrada, (m)

P: Altura de la pared del vertedero, (m)

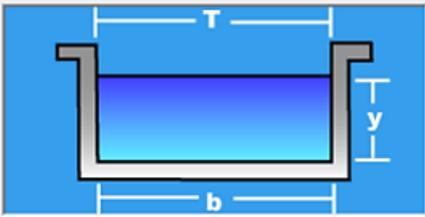
$h_{res.}$: Altura de resguardo, (m)

Entonces,

$$h_{c,e} = 0.15 + 0.25 + 0.3 = 0.70m$$

Luego, el ancho del canal de entrada se determinó haciendo uso del programa HCANALES, el cual trabaja con la formulación de Manning. De donde, se obtuvo que con un ancho de 1.00 m el calado del agua (a caudal unitario) en el canal en flujo subcrítico sería de 0.55 m con una velocidad de 1.17 m/s (Figura 70). La altura de agua de 0.55 m sobrepasa la altura máxima de la lámina de agua en el vertedero ($0.14m+0.25m=0.39$ m) pero no sobrepasa la altura total del canal (0.70m). Esto se da por aceptado dado que el caudal unitario de diseño (0.64 m³/s) obedece a un periodo de retorno de 25 años, es decir, representa a la situación más desfavorable.

Datos:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.64"/>	m ³ /s	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1"/>	m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>		
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.011"/>		
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.001"/>	m/m	



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.5453"/>	m	Perímetro (p): <input type="text" value="2.0907"/> m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.5453"/>	m ²	Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.2608"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.0000"/>	m	Velocidad (v): <input type="text" value="1.1736"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.5074"/>		Energía específica (E): <input type="text" value="0.6155"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Figura 70. Diseño del canal de entrada – EDAR de Vall de Flors.

Cabe mencionar que la EDAR existente de Vall de Flors, seguramente, ya cuente con elementos de entrada y de alivio de exceso de caudal, los cuales obedecerán a la capacidad de la red colectora de alcantarillado de la urbanización. Sin embargo, no se ha podido tener acceso a dicha información, por tanto, se diseñó la presente propuesta posicionada en la situación más desfavorable y bajo la hipótesis de que el sistema de alcantarillado existente tendría la capacidad de transportar el caudal unitario de diseño.

7.5.3.2 Canal de desbaste

Zona de enrejados

El diseño del canal de desbaste en la zona de enrejados, se realizó siguiendo el procedimiento indicado en el punto 4.4.2.2. de este documento. Para el efecto, se seleccionó 30 cm como ancho de canal de desbaste, para facilitar el proceso constructivo

y de mantenimiento. El espesor y ancho de barrotes típicos se seleccionó para rejas finas con el fin de detener el máximo porcentaje posible de sólidos de gran tamaño. La Tabla 52 presenta los valores seleccionados para los parámetros de diseño y los resultados.

Tabla 52. Resultados del diseño del canal de desbaste (zona de enrejados).

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Caudal punta horario	$Q_{p,h}$	m ³ /h	9.38
Espesor de rejas (barrotes)	a_b	mm	10
Luz entre rejas (barrotes)	l_b	mm	15
Porcentaje de colmatación	G	%	30%
Inclinación de las rejas con relación al plano vertical	α	°	45
Ancho del canal	A_c	m	0.3
Número de espacios	n_e	unidad	20.00
Número de rejas (barrotes)	n_b	unidad	21.00
Ancho útil del canal	W_u	m	0.06
Velocidad de aproximación	v	m/s	0.30
Calado canal	h	m	0.14
Altura del canal	h_r	m	0.40

Como se puede observar en la tabla anterior, de los cálculos se obtuvo 14 cm como calado del canal de enrejados para una velocidad de flujo de 0.30 m/s y una colmatación del 30%. Es así, que la altura del canal en la zona del enrejado (h_r) se estableció como **40 cm** para colocar 26 cm como altura de resguardo.

Por otro lado, es importante considerar que al ingresar únicamente el caudal medio la velocidad en el canal disminuirá. Esto puede provocar la sedimentación y acumulación de arenas y otros sólidos en suspensión en el canal. Para mitigar esto, de forma similar a lo señalado en (Martín & Hernández, 2021), se propuso conformar una canaleta de 15 cm de ancho en medio del canal a 0.10 m por debajo del nivel de la solera del canal. Es así que en la Tabla 53 se puede observar que a caudal medio y a una velocidad de 0.3 m/s y con colmatación 0% (luego de los mantenimientos rutinarios) la altura de agua en este canal central será aproximadamente de 0.07 m y con colmatación del 30% el calado será de 0.10 m

Tabla 53. Diseño del canal central del canal de desbaste.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor	
Porcentaje de colmatación	G	%	0%	30%
Caudal medio diario	$Q_{m,d}$	m ³ /h	3.13	3.13
Espesor de rejas (barrotes)	a_b	mm	10	10
Luz entre rejas (barrotes)	l_b	mm	15	15
Inclinación de las rejas con relación al plano vertical	α	°	45	45

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor	
Ancho del canal	A_c	m	0.15	0.15
Número de espacios	n_e	unidad	10.00	10.00
Número de rejillas (barros)	n_b	unidad	11.00	11.00
Ancho útil del canal	W_u	m	0.04	0.03
Velocidad de aproximación	v	m/s	0.30	0.30
Calado del canal	h	m	0.07	0.10

La Tabla 54 muestra los resultados del cálculo de la longitud del canal en la zona de enrejados, a fin de lograr máximo 15 s como tiempo de retención hidráulico.

Tabla 54. Cálculo de la longitud de la zona de enrejados del canal de desbaste – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Tiempo de retención hidráulico	T_H	s	15
Velocidad de aproximación del agua	v	m/s	0.30
Largo del canal	L_r	m	4.5

Zona del desarenado

De igual manera el diseño del desarenado, se desarrolló mediante el procedimiento indicado en el punto 4.4.2.2. de este documento. La Tabla 55 muestra los resultados del cálculo.

Tabla 55. Diseño de la zona de desarenado del canal de desbaste.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Caudal punta horario	$Q_{p,h}$	m^3/h	9.38
Velocidad horizontal del agua	v_H	m/s	0.3
Relación largo - ancho	L/W	adimensional	3
Sección transversal	A_t	m^2	0.0087
Ancho del canal - zona de desarenado	W	m	0.30
Longitud del canal - zona de desarenado	L	m	0.90
			1.00
Calado	h	m	0.03
Altura del canal (máximo entre la zona de rejillas y la zona del desarenado)	$h_{des.}$	m	0.40
Carga superficial máxima	$C_{s,pta}$	$m^3/m^2 \cdot hora$	70
Carga superficial	C_s	$m^3/m^2 \cdot hora$	31.25
	CUMPLE		

En la tabla anterior se puede observar que el calado del canal (0.03 m) no supera la altura del canal en la zona del enrejado (0.4 m), es así que se decidió mantener esta última altura para la zona del desarenado también.

La carga superficial máxima sugerida es de $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}$ (García & Corzo, 2008), condición que se cumple en el diseño como muestra la tabla anterior.

7.5.4 Tratamiento Primario

El diseño del tratamiento primario se realizó mediante tanques Imhoff, dado que estos son recomendados para poblaciones entre 200 a 500 he. (Tabla 25). Para el presente diseño se propuso instalar dos tanques Imhoff en paralelo, lo que facilita el funcionamiento continuo del sistema de tratamiento en el caso de mantenimientos o solución de problemas de diferente índole.

Los cálculos se realizaron mediante el procedimiento indicado en la sección 4.4.3.3 de este documento. La Tabla 56 muestra los parámetros de diseño seleccionados a partir de las recomendaciones de (García & Corzo, 2008).

Tabla 56. Valores seleccionados para los parámetros para el diseño del Tanque Imhoff.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Habitantes equivalentes	N	hab	223
Caudal medio diario	$Q_{m,d}$	m ³ /h	3.13
Caudal punta horario	$Q_{p,h}$	m ³ /h	9.38
Caudal punta diario	$Q_{p,d}$	m ³ /día	127.50
Carga hidráulica superficial punta diaria	Cs	m ³ /m ² *día	12.00
TRH a caudal medio	TRH _{med}	h	3
TRH a caudal punta horario	TRH _{punta}	h	1
Relación longitud/ancho (L/W)	L/W		2
Pendiente de la cámara de decantación	p	m/m	1.5
Obertura inferior	O _i	m	0.3
Resguardo	h _{res}	m	0.45
Deflector	h _{def.}	m	0.3
Altura libre	h ₁	m	0.5
Tasa de emisión unitaria de lodos	VEU	l/hab*año	140
Porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases	%S _{gas}	%	20%
Ancho de la zona de gases	W _{gas}	m	0.50
Tiempo de digestión	Td	años	1
Número de puntos de extracción de lodos	n	unidad	2
Inclinación de las paredes del fondo	α	°	30

Zona de decantación

La Tabla 57 y Tabla 58 muestran los resultados del diseño de la zona de decantación

Tabla 57. Resultados del cálculo de la superficie y dimensiones de la zona de decantación para cada Tanque Imhoff

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Número de tanques	n	unidades	2
Superficie	S	m ²	5.31
Medidas: Superficie rectangular			
Ancho	W	m	1.63
Largo	L	m	3.26
Medidas seleccionadas			
Ancho	W	m	1.70
Largo	L	m	3.40
Superficie	S	m ²	5.78

Se seleccionó valores de ancho y largo, que faciliten los procesos constructivos, y que permitan cumplir con las condiciones y recomendaciones de diseño.

Tabla 58. Resultados del diseño del dimensionamiento de la zona de decantación.

Esquema			
Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Profundidad de la zona de decantación	P	m	1.05
Área transversal triangular	A ₁	m ²	0.37
Área transversal rectangular	A _e	m ²	0.32
Área transversal total	A _t	m ²	1.06
Volumen de la zona de decantación	V _{dec.}	m ³	5.34

Los valores recomendados de carga hidráulica superficial punta diaria según la Tabla 31 está en el rango de 24 a 40 m³/m²*día; sin embargo, como muestra la Tabla 56 para el cálculo se utilizó 12 m³/m²*día con el fin de cumplir con las condiciones establecidas en las ecuaciones (50), (51) y (52), de la siguiente manera:

$$v_{punta,h} = \frac{\frac{9.38}{2} \text{ m}^3/\text{h}}{1.06 \text{ m}^2 * 60} = 0.07 < 0.3 \text{ m/min.} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$TRH = \frac{5.34 \text{ m}^3}{3.13/2 \text{ m}^3/\text{h}} = 3.42 \text{ h} \rightarrow 2 \text{ h} \in 4 \text{ h} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$TRH_{ph} = \frac{5.34 \text{ m}^3}{9.38/2 \text{ m}^3/\text{h}} = 1.14 \text{ h} \geq 1 \text{ h} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Es fundamental cumplir con las condiciones antes descritas para asegurar el correcto funcionamiento del tratamiento primario, de lo contrario es probable que se incremente el aporte de sólidos suspendidos hacia los humedales artificiales, provocando colmataciones en los mismos, principalmente en la zona de la entrada.

Zona de digestión

El volumen necesario para almacenar los fangos durante 1 año se estimó a partir de la tasa unitaria de emisión de lodos (140 L/hab*año) y del número de habitantes (223 hab). Con esto, el volumen total resultó de 31.22 m³; dividiendo entre los dos tanque se obtuvo que cada uno debería tener un volumen de 15.61 m³ para almacenar los fangos. Por otro lado, el ancho total (W_t) es el resultado de la suma del ancho de la zona de decantación, el ancho de las dos zonas de escape de gases y el espesor de las paredes de la zona de decantación establecido como 0.10 m (1.70 m + 0.5*2 m + 0.1*2 m = 2.90 m). De este modo, la Tabla 59 y Tabla 60 presentan los resultados del diseño de la zona de digestión.

Tabla 59. Resultados del dimensionamiento de la zona de decantación de los tanques Imhoff.

Esquema			
Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
superficie total	S _t	m ²	6.94
Ancho total	W _t	m	2.90

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Longitud total	L_t	m	3.40
superficie total	S_t	m^2	9.86
Volumen de lodos			
Volumen de lodos	V_{lodos}	m^3	15.61
Altura libre	h_1	m	0.50
Altura de lodos	h_3	m	0.49
Altura de digestión	h_2	m	1.42

Como indica la tabla anterior, se mantuvo el largo total necesario para cumplir con la superficie requerida en el área de decantación (3.40 m). A su vez, es fundamental seleccionar dimensiones que faciliten los procesos constructivos.

Tabla 60. Resultados del cálculo de la altura y volumen total de los tanques Imhoff

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Profundidad total del tanque	h_t	m	4.21
Volumen total del tanque	V	m^3	27.54

Las dimensiones de la superficie del tanque indicadas en la Tabla 59. Son medidas libres o internas, es decir, sin considerar el espesor de las paredes. Es así que se definió un espesor (e) de 0.1 m, con lo cual la Tabla 61 muestra los valores totales de implantación.

Tabla 61. Dimensiones de implantación de los tanques Imhoff.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Espesor de pared	e	m	0.20
Ancho	W_{tc}	m	3.30
Longitud	L_{tc}	m	3.80
Superficie	S_{tc}	m^2	12.54

La Figura 71 recoge el dimensionamiento de los tanques Imhoff propuestos, en base a los resultados detallados anteriormente.

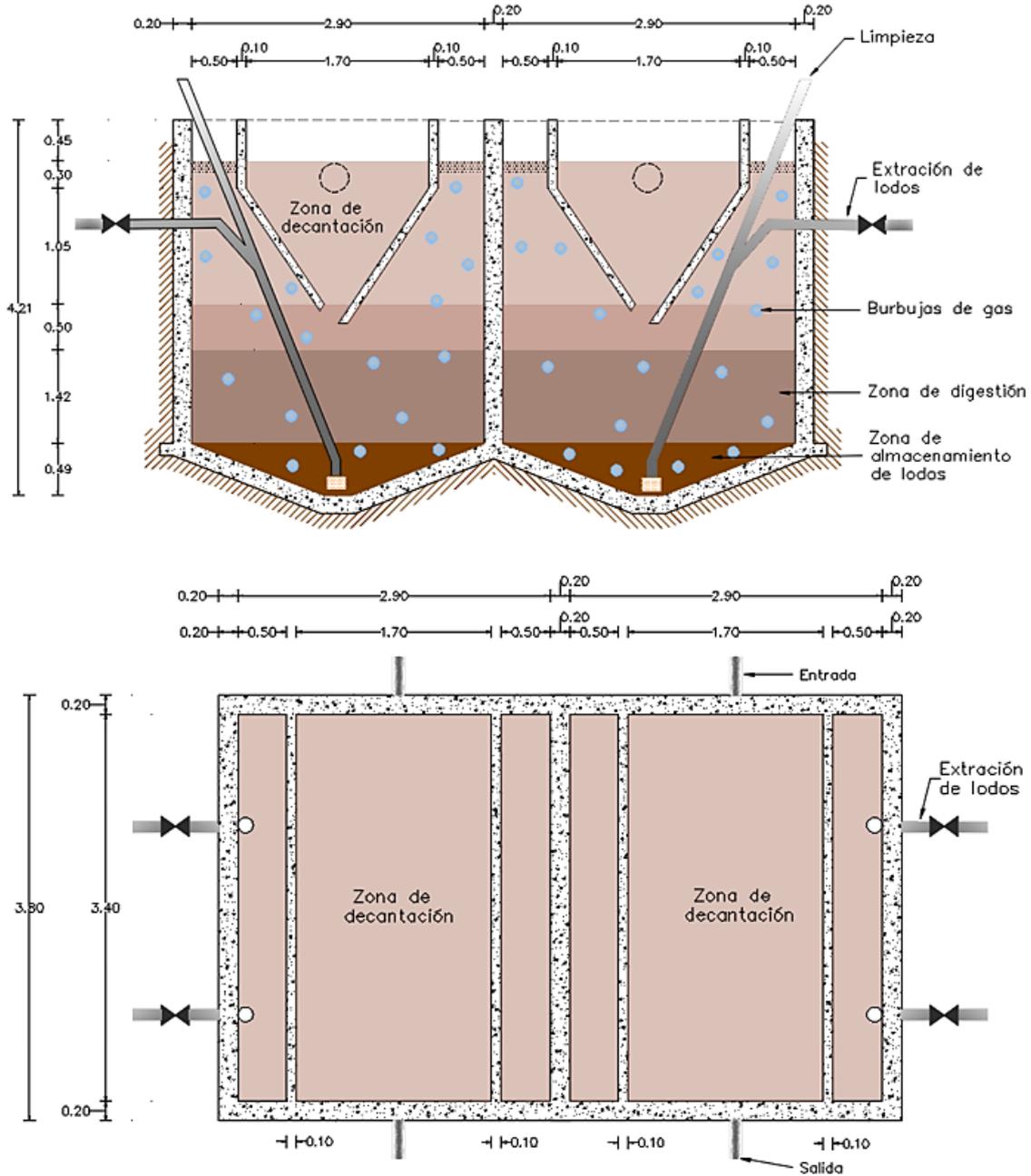


Figura 71. Diseño de tanques Imhoff – EDAR de Vall de Flors. Arriba: vista transversal y abajo: implantación.

Finalmente, en base a los porcentajes de rendimiento indicados en bibliografía (Tabla 32). La calidad del efluente de los tanques Imhoff se detalla en la Tabla 62.

Tabla 62. Calidad del efluente de los tanques Imhoff.

Variable	Unidad	Co	% Eliminación	Cs
DBO ₅	mgO ₂ /L	320.00	30%	224.00
DQO	mgO ₂ /L	666.67	30%	466.67
SS	mgSS/L	480.00	60%	192.00
NT	mgN/L	64.00	10%	57.60
PT	mgP/L	16.00	10%	14.40
NKT	mgN/L	58.67	10%	52.80

7.5.5 Deshidratación de lodos primarios

Para la deshidratación de los lodos primarios se diseñó un sistema de humedales artificiales, mediante el procedimiento indicado en la sección 4.4.5.1 de este documento.

El dimensionamiento se efectuó de manera que la carga superficial de sólidos no supere los 60 kg ST/m²/año. Y se decidió conformar cuatro celdas tal que el área superficial esté en torno a 20 m²/celda, recomendados por bibliografía.

Un número par de celdas (en este caso 6) es beneficioso para facilitar el funcionamiento continuo del tratamiento en el caso de mantenimientos o solución de problemas de diferente índole. Así, en cada tres de estos se deshidratará el lodo proveniente de un tanque Imhoff.

Con las consideraciones mencionadas, los resultados del diseño se presentan en la Tabla 63.

Tabla 63. Resultados del diseño de los humedales artificiales para la deshidratación de lodos.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Caudal anual	Q _{anual}	m ³ /año	27375.00
Concentración de sólidos totales efluente del Tratamiento primario	SS _s	mg SS/L	288.00
Masa de sólidos acumulados anualmente	SS _{año}	kg SS/año	7884.00
Producción de fangos anual	V _{lodos}	m ³ /año	31.22
Concentración de SS en el volumen de lodos producidos	SS _{Vlodos}	g SS/L	252.53
Carga de sólidos	C _{sol.}	kg ST/m ² /año	60.00
Superficie del H.A.	S	m ²	131.40
Diseño de las celdas			
Número de H.A.	n	unidades	6
Superficie de las celdas	S _c	m ²	21.90
Relación largo/ancho	L/W	adimensional	2
Ancho	W	m	3.30
Largo	L	m	6.70
Superficie final de las celdas	S _c	m ²	22.11
Superficie total	S	m ²	132.66

Para definir las alturas de los humedales (Tabla 64), se siguió la configuración recomendada en la Figura 32, para 10 años de funcionamiento con una producción de fangos deshidratados de 0.1 m/año.

Tabla 64. Alturas de los humedales artificiales para la deshidratación de lodos.

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Altura del lecho del medio filtrante	h_{grava}	m	0.5
Producción anual de fango deshidratado	FD_{anual}	m/año	0.1
Tiempo de funcionamiento	t	años	10
Altura de acumulación de fangos	h_{lodos}	m	1
Altura de seguridad	h_s	m	0.2
Altura total	h_t	m	1.7

7.5.6 Tratamiento secundario

Para el diseño del tratamiento secundario mediante humedales artificiales. Se diseñó un sistema de humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal (alternativa 1) y otro sistema de flujo vertical (alternativa 2). Esto con el fin de evaluar la mejor alternativa para el tratamiento.

7.5.6.1 Humedal Artificial de flujo subsuperficial vertical

El presente diseño se realizó aplicando la metodología señalada por (Dotro et al., 2017), descrita en la sección 4.4.4.4 de este documento; con el caudal y carga orgánica descritos en la Tabla 65.

Tabla 65. Carga contaminante y de caudal a la entrada de los HAFSsV.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
DQO salida del Tratamiento Primario	DQO_s	$gDQO/m^3$	466.67
Caudal medio diario	$Q_{m,d}$	$m^3/día$	75.00
Carga orgánica de entrada	COD_o	$gDQO/día$	35000.18

Par el diseño, se seleccionó colocar material granular de 0.06 – 4 mm, ya que esto es lo recomendado para conseguir nitrificación completa (Langergraber et al., 2020). La Tabla 66 detalla los resultados del cálculo.

Tabla 66. Resultados del diseño de los HAFSsV.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Material granular	Ø	mm	0.06 – 4.00
Máxima carga orgánica por unidad de superficie, (IWA,2017)	$C_{org.ud.sup.}$	gDQO/día*m ²	20
Carga orgánica por unidad de superficie de diseño			20
Superficie calculada	$S_{calc.}$	m ²	1750.01
Comprobación de la carga hidráulica por unidad de superficie			
Carga hidráulica por unidad de superficie	HLR	m ³ /m ² *día	0.04
Condición para tratamiento secundario, (IWA,2017)	HLR	≤ 0.08 m ³ /m ² *día	CUMPLE
Dimensiones de las celdas de tratamiento			
Superficie de celda sugerida (IWA, 2017)	$S_{cel.}$	m ²	400.00
Número de celdas	n	unidad	4.38
			5.00
Área de cada celda	$S_{cel.}$	m ²	350.00
Relación L/W	L/W	adim.	2.00
Ancho	W	m	13.30
Largo	L	m	26.50
Área total del Humedal vertical	S	m ²	1762.25
Superficie por habitante equivalente	$S_{he.}$	m ² /he	4.41

Como se puede observar en la tabla anterior la superficie por habitante equivalente del diseño (4.41 m²/he.), se encuentra alrededor del rango recomendado por (Dotro et al., 2017), de 3 a 4 m²/he.

Para determinar el volumen de los HAFSsV se definió la profundidad siguiendo lo sugerido en la Figura 72. También, se consideró que en el caso de que se utilice arena de 0,06 a 4 mm para la capa principal, se requiere de una capa de transición de grava de 4 a 8 mm entre las capas principal y de drenaje para evitar el lavado de la arena (Langergraber et al., 2020). Así, la Tabla 67 muestra las dimensiones de las alturas que conformarían los humedales verticales.

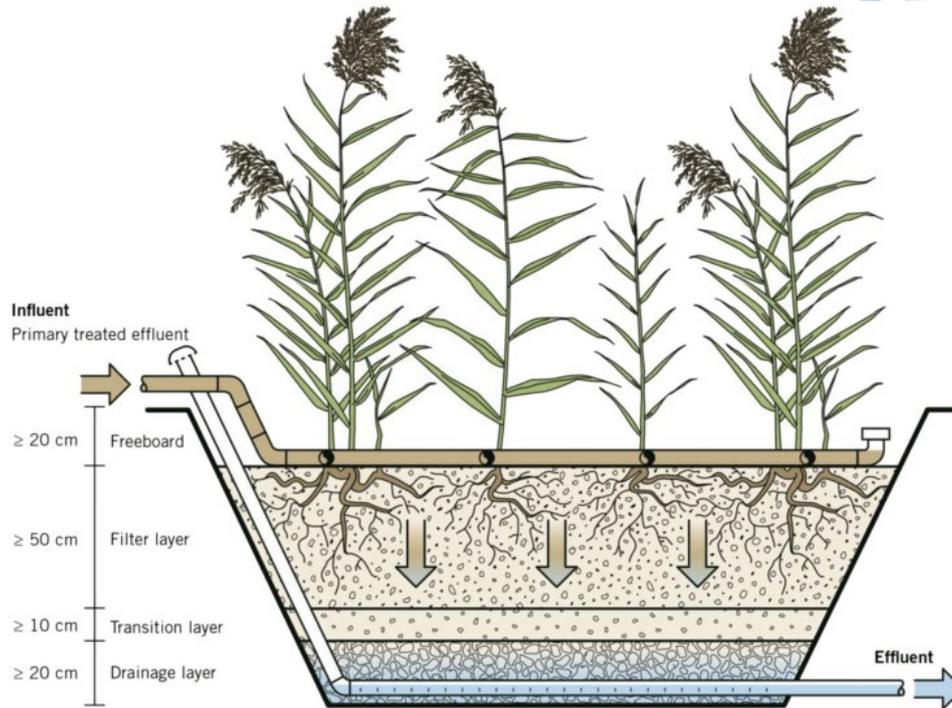


Figura 72. Distribución de las alturas en los HAFSsV

Fuente: (Dotro et al., 2017)

Tabla 67. Profundidades y volumen de los HAFSsV.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Altura de material granular superficial	$h_{sup.}$	m	0.10
Altura de resguardo	$h_{res.}$	m	0.20
Altura de la capa filtrante	h_f	m	0.60
Altura de la capa de transición	$h_{trans.}$	m	0.10
Altura de capas de drenaje	$h_{dren.}$	m	0.20
Altura total	h_t	m	1.20
Volumen total del sistema de HAFSsV	V	m^3	2114.7

Por otro lado, se dimensionó un tanque dosificador para la alimentación intermitente de los humedales mediante intervalos de carga de 4 horas, es decir, 6 alimentaciones al día (Langergraber et al., 2020). Dado que 8 cargas (alimentaciones cada 3 horas) es el número máximo recomendado en HAFSsV por (Dotro et al., 2017); así también, (Canet et al., 2018) demostraron que reduciendo el intervalo de carga se puede conseguir el mismo rendimiento, probaron con un máximo de 8 cargas al día. Sobre esta base, se deja el diseño en 6 cargas para mantenerlo del lado de la seguridad. El volumen necesario para el tanque dosificador resulta de la división del caudal medio diario para el número de cargas al día ($75 \text{ m}^3 \cdot \text{día}^{-1} / 6 = 12.50 \text{ m}^3$) (Tabla 68).

Tabla 68. Diseño del tanque dosificador de los HAFSSV.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Intervalo de carga	t_{carga}	horas	4
Volumen del tanque dosificador	$V_{dosif.}$	m^3	12.50

Finalmente, la Tabla 69 detalla los rendimientos de descontaminación y la calidad del efluente del sistema de HAFSSV diseñado, de acuerdo a los porcentajes de eliminación señalados en la Tabla 14 .

Tabla 69. Rendimientos de descontaminación y calidad del efluente en los HAFSSV.

Variable	Unidad	Co	% Eliminación	Cs
DBO ₅	mgO ₂ /L	224.00	90%	22.40
DQO	mgO ₂ /L	466.67	90%	46.67
SS	mgSS/L	192.00	90%	19.20
NKT	mgN/L	52.80	90%	5.28
NT	mgN/L	57.60	15%	48.96

7.5.6.2 Humedal Artificial de flujo subsuperficial horizontal

Diseño biológico:

El diseño biológico se realizó mediante el método P,k,C* utilizando los valores recomendados para eliminar principalmente BDO₅. En el cálculo no se corrigió por temperatura, dado que para este contaminante, θ es menor que 1 (0.981, Tabla 37). Esto significa que a temperaturas menores a 20 °C, la constante de degradación corregida por Arrhenius es mayor. Por tanto, no aplicarlo deja el diseño del lado de la seguridad para temperaturas frías. La Tabla 70 presenta los resultados de los cálculos.

Tabla 70. Parámetros y resultados del diseño de HAFSSH.

Variable	Simbología	Unidad	Valor
Constante de degradación de la materia orgánica (20 °C)	$K_{A,20}$	m/año	25
Concentración inicial de DBO ₅	C_i	mgO ₂ /L	224
concentración final (legislación) de DBO ₅	C_o	mgO ₂ /L	25
Número aparente de tanques en serie	factor P	adim.	3
Concentración de fondo	C^*	mgO ₂ /L	10
Cálculo de la superficie total de los HAFSSH			
Caudal de ingreso, ($Q_{m,d}$)	Q_i	$m^3/año$	27375
Área	S	m^2	4682.27

A partir del área calculada, se comprobó la carga superficial orgánica de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{Q_{m,d} * C_i}{S} < 6 \text{ g DBO}_5/m^2 * \text{día}$$

$$C_s = \frac{75 \frac{m^3}{día} * 224 \frac{mg DBO}{L}}{4682.27 m^2} = 3.59 < 6 g DBO_5/m^2 * día \rightarrow CUMPLE$$

La carga superficial orgánica es alrededor de la mitad de la mínima requerida. Esto quiere decir que los humedales diseñados tendrán una capacidad holgada de absorber las puntas de caudal y contaminación. En este sentido, sería entendible pensar en disminuir la superficie hasta llegar a cumplir con la carga máxima, para ahorrar costos de construcción. Sin embargo, es importante considerar que si se disminuye el área calculada la concentración de DBO₅ a la salida aumentará y posiblemente no cumpla con el límite de vertido establecido.

Una vez calculada la superficie, se determinó las dimensiones del humedal como primera alternativa para una configuración mínima cuadrada y una altura de 0.5m; tal que cumpla con la condición de carga transversal máxima recomendada por la (Dotro et al., 2017).

Tabla 71. Alternativa 1 del dimensionamiento del HAFSsH con una celda cuadrada.

Variable	Simbología	Unidad	Valor
Relación largo/ancho	L/W	adim.	1
Ancho	W	m	68.43
Altura del lecho de gravas	h	m	0.50
Área transversal del humedal	S _t	m ²	34.21
Comprobación de la carga orgánica transversal máxima			
Carga orgánica transversal máxima	C _{t,máx}	gDOB5/m ² *día	250.00
Carga orgánica transversal	C _t	gDOB5/m ² *día	491.03
NO CUMPLE			

Al no cumplir con la carga orgánica transversal máxima, posiblemente se presenten problemas de colmatación en el humedal con la configuración indicada. Es así, que se diseñó una alternativa de cara a conformar celdas que funcionarían en paralelo. La superficie transversal se calculó, tal que se cumpla con la carga orgánica transversal máxima sugerida. Los resultados del cálculo se presentan en la Tabla 72.

Tabla 72. Alternativas de diseño para los HAFSsH.

Parámetro	Simbología	Unidad	Celdas en paralelo
Área	S	m ²	4682.27
Carga orgánica	C _{org.}	gDOB ₅ /día	16800.00
Carga orgánica transversal máxima	C _{t.máx}	gDOB ₅ /m ² *día	250.00
Área transversal total del humedal	S _t	m ²	67.20
Altura del lecho de gravas	h	m	0.50
Ancho total del humedal	W	m	134.40
Largo de celdas	L _c	m	34.90
Relación largo/ancho de las celdas	L/W	adim.	1
Ancho de la celdas	W _c	m	34.9
Número de celdas	n	unidades	4
Área transversal del humedal definitiva	S _{t def.}	m ²	69.8
Carga orgánica transversal	C _t	gDOB ₅ /m ² *día	240.69 CUMPLE

Adicionalmente, el área transversal diseñada debe ser igual o mayor al área transversal que demande el diseño hidráulico, mismo que considera el flujo del agua en un medio poroso.

Para el diseño hidráulico se estableció 0.005 m/m como pendiente del humedal. En cuanto al medio granular, el material típico en HAFSsH es de 8 – 16 mm (Langergraber et al., 2020), para el cual la conductividad hidráulica es de 5000 m³/m²*día (arenas gravosas) en el material limpio. Para el cálculo se divide k_s para 7 considerando que con el paso del tiempo dicha conductividad se reduce por la acumulación de materia en el sustrato. Con estas consideraciones de diseño, en la Tabla 73, se observa que el área transversal necesaria según el diseño hidráulico (35.70 m²), es inferior al área transversal de la alternativa seleccionada (67.2 m²).

Tabla 73. Diseño hidráulico de los HAFSsH.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Caudal punta diario	Q _{p,d}	m ³ /día	127.50
Conductividad hidráulica	k _s	m ³ /m ² *d	714.29
Gradiente hidráulico	s	m/m	0.005
Superficie transversal	S _t	m ²	35.70

Con esto se concluye que con las presentes condiciones de cálculo, el diseño hidráulico es menos restrictivo que la condición de carga orgánica transversal. Por tanto, el dimensionamiento final de los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal sería el detallado en la Tabla 74.

Tabla 74. Resumen del diseño de los HAFSSH.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Número de celdas del humedal en paralelo	N	número	4
Dimensiones de cada celda			
Ancho	W	m	34.90
Largo	L	m	34.90
Altura del humedal	h	m	0.50
Área	S	m ²	1218.01
Área total del humedal	S _{total}	m ²	4872.04
Superficie por habitante equivalente	S _{he.}	m ² /he.	12.18

Es importante conocer el tiempo de retención hidráulico del humedal. Aplicando las ecuaciones (79) y (80). Se obtuvo un TRH de 12.34 días (Tabla 76).

Tabla 75. Resultados del cálculo del tiempo de retención hidráulico de HAFSSH.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Volumen útil del humedal	V	m ³	925.69
Tiempo teórico de retención hidráulico	TRH	días	12.34

Finalmente, la concentración de salida de DBO₅ se determinó mediante la ecuación (100) obtenida a partir de la ecuación (62). La Tabla 76 muestra las concentraciones del efluente de los HAFSSV y los rendimientos de eliminación en base a la (Tabla 14).

$$C_o = C^* + \frac{C_i - C^*}{\left(\frac{A * k_A}{P * Q_i} + 1\right)^P} \quad (100)$$

Tabla 76. Porcentajes de eliminación y calidad del efluente de los HAFSSH.

Variable	Unidad	C _i	% Eliminación	C _o
DBO ₅	mgDOB/l	224.00	89%	23.91
DQO	mgDQO/l	466.67	85%	70.00
SS	mgSS/l	192.00	85%	28.80
N	mgN/l	57.60	30%	40.32
P	mgP/l	14.40	10%	12.96
NKT	mgN/l	52.80	20%	42.24

Como se desprende de los resultados de dimensionamiento, el humedal de flujo horizontal necesitaría una superficie 2.76 veces mayor que el humedal de flujo vertical. Otra diferencia importante es que el humedal de flujo vertical proporcionaría un efluente casi totalmente nitrificado mientras que el horizontal presentaría alta concentración de

amiento en el efluente, lo que implicaría una presión importante sobre el medio receptor. Desde un punto de vista constructivo y de explotación, el HAFSsV requiere mayor profundidad y un tanque de acumulación de agua para la dosificación intermitente, dotado de electroválvulas o sifones, con lo cual es más complejo que el HAFSsH.

7.5.7 Cálculo de la fijación de carbono

Para determinar la función de los humedales artificiales como sumidero, fuente o en equilibrio de carbono, se realizó un balance entre la fijación de este compuesto en la vegetación y en el sustrato, y las emisiones de gases de efecto invernadero (CH₄, N₂O) producidas por los procesos biológicos que tienen lugar en la desinfección del agua residual urbana.

7.5.7.1 Fijación de carbono en la vegetación y sustrato

Para el cálculo se consideró la siembra de carrizo (*Phragmites australis*), el cual presenta una producción anual de biomasa seca aérea y subterránea de 2.52 kg BS/m² y 1.18 kg BS/m²; respectivamente (Kadlec & Wallace, 2009); y 0.2048 kg C/m² fijados anualmente en el sustrato (según resultados de investigaciones inéditas realizadas en el IIAMA). Luego, para determinar la fijación de carbono en la vegetación y en el sustrato expresados en CO₂e; se hizo uso de las ecuaciones (4), (5) y (6).

De esta manera la fijación de carbono en la vegetación, resultó del producto entre la suma de la biomasa seca aérea y subterránea por unidad de superficie (2.52+1.18 =3.70 kgBS/m²); y el factor de Van Bemmelen, 0.58 (3.7*0.58=2.146 kg C/m²). Luego, la fijación total de C es la suma del C fijado en la vegetación y en el sustrato. Finalmente, la fijación total de carbono expresada en CO₂e/año en cada tipo humedal, se obtuvo multiplicado la fijación total de carbono por 3.67 (factor de conversión de C a CO₂), y por 1 (PCG para el CO₂).

Con estas consideraciones, la Tabla 77 detalla el cálculo de la fijación de carbono en los HAFSsH, HAFSsV y HADL.

Tabla 77. Fijación anual de carbono en la vegetación y el sustrato de los humedales artificiales diseñados – EDAR Vall de Flors.

Tipo de humedal artificial	Superficie del humedal (S)	Vegetación			Sustrato	Carbono fijado en la vegetación y sustrato (C _f)		CO ₂ e fijado en la vegetación y sustrato (CO ₂ e _f)
		Biomasa seca - Biomasa aérea	Biomasa seca - Raíces y rizomas	Fijación de C - Biomasa total (C _{f,v})	Fijación de C (C _{f,s})	kg C/m ²	kg C	
	m ²	kg BS/m ²	kg BS/m ²	kg C/m ²	kg C/m ²	kg C/m ²	kg C	kg CO ₂ e
HAFSsH	4886.00	2.520	1.180	2.146	0.205	2.35	11486.01	42153.65
HAFSsV	1762.25	2.520	1.180	2.146	0.205	2.35	4142.70	15203.70
HADL	132.66	2.520	1.180	2.146	0.205	2.35	311.86	1144.52

7.5.7.2 Emisiones de metano (CH₄)

Las emisiones de metano (CH₄), se determinaron en los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal y vertical, en el humedal de deshidratación de lodos y en el tratamiento primario (tanque Imhoff).

Tanque Imhoff (TI)

El cálculo se debe realizar siguiendo la metodología indicada en la sección 4.3.5.1. de este documento. Para el efecto, el IPCC recomienda un factor de corrección de metano (MCF) de 0.5 para elementos sépticos (Tabla 19), bajo la hipótesis de que el 50% de la DBO₅ que ingresa, sedimenta (y por ende se eliminaría totalmente por vías anaerobias). Sin embargo, en el TI diseñado se consideró una reducción del 30% de DBO₅ (asociada a la sedimentación). Es así que el cálculo de la carga orgánica contenida en las aguas residuales (TOW_{TI}) obedece a dicho porcentaje. Por otro lado, en cuanto respecta al MCF se consideró un valor de 0.8 (el 80% de la DBO₅ sedimentada será eliminada anaeróbicamente), el cual es propuesto por el IPCC para elementos de digestión anaerobia (Arias, 2018). Bajo la suposición de que la zona de degradación del TI se comporte de manera similar a un digestor anaerobio, a sabiendas de que estos últimos elementos trabajan a temperaturas más altas que los TI, pero el tiempo de digestión en los TI es superior. De este modo, los resultados del cálculo se recogen en la Tabla 78.

Tabla 78. Emisión de metano en los Tanques Imhoff – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Porcentaje de eliminación	% _{elim.}	%	30.0%
DBO ₅ entrada	DBO ₅	mg/L	320.00
DBO ₅ eliminada	DBO _{5,elim.}	mg/L	96
Caudal medio diario		m ³ /día	75.00
Carga orgánica contenida en las aguas residuales	TOW _{TI}	kg DBO/año	2628
Máxima capacidad de producción de CH ₄	Bo	kg CH ₄ / kg DBO	0.6
Factor de corrección de metano	MCF	adim.	0.8
Fracción del agua residual tratada con TI	%TI	%	100%
Factor de emisión	EF _{TI}	kg CH ₄ / kg DBO	0.48
Emisión de metano	CH ₄ _{TI}	kg CH ₄ /año	1261.44
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	35320.32

Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal y vertical (HAFSsH y HAFSsV)

Siguiendo los lineamientos del IPCC, 2013. Los resultados del cálculo de emisiones de metano en CO₂e en HAFSsH y HAFSsV, se detallan en la Tabla 79 y Tabla 80; respectivamente.

Tabla 79. Emisión de metano en el HAFSsH – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Porcentaje de DBO ₅ removido en el tratamiento previo	S	%	30.00%
Ratio de contaminación de carga orgánica	DBO ₅	g DBO ₅ /he./día	60
Habitantes equivalentes	P	he.	400
Carga orgánica contenida en las aguas residuales	TOW _{HF}	kg DBO ₅ /año	6132
Máxima capacidad de producción de CH ₄	Bo	kg CH ₄ / kg DBO ₅	0.6
Factor de corrección de metano	MCF	adimensional	0.1
Factor de emisión	EF _{HF}	kg CH ₄ / kg DBO ₅	0.06
Emisión de metano	CH ₄ Emitido	kg CH ₄ /año	367.92
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	10301.76

Tabla 80. Emisión de metano en el HAFSsV – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Porcentaje de DBO ₅ removido en el tratamiento previo	S	%	30.00%
Ratio de contaminación de carga orgánica	DBO ₅	g DBO ₅ /he./día	60
Habitantes equivalentes	P	he.	400
Carga orgánica contenida en las aguas residuales	TOW _{VF}	kg DBO/año	6132
Máxima capacidad de producción de CH ₄	Bo	kg CH ₄ / kg DBO	0.6
Factor de corrección de metano	MCF	adimensional	0.01
Factor de emisión	EF _{VF}	kg CH ₄ / kg DBO	0.006
Emisión de metano	CH ₄ emitido	kg CH ₄ /año	36.792
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	1030.176

Humedal artificial de deshidratación de lodos (HADL)

Las emisiones de CH₄ en los humedales artificiales para la deshidratación de lodos se determinaron a partir de la DBO₅ no digerida en los tanques Imhoff. Esta corresponde al 20% de la DBO₅ eliminada en los TI (96mg/L, asociada a la sedimentación), en vista de que anteriormente se consideró que en TI se eliminaría anaeróbicamente el 80% de la DBO₅ sedimentada.

Para el cálculo, se siguió la metodología de cálculo para los HAFSsV, dado que el funcionamiento de los HADL es semejante a los HAFSsV (Silva, 2019). En este sentido la recoge los resultados del cálculo.

Tabla 81. Emisión de metano en los HADL – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Porcentaje de DBO ₅ sedimentado	%DBO _{5, sed.}	%	20%
DBO ₅ eliminada en el TI	DBO _{5, elim.}	mg/L	96
DBO ₅ sedimentada	DBO _{5, sed.}	mg/L	19.20
Caudal medio diario		m ³ /d	75.00
Carga orgánica contenida en el fango	TOW _{FANGO}	kg DBO/año	525.60
Máxima capacidad de producción de CH ₄	Bo	kg CH ₄ / kg DBO	0.6
Factor de corrección de metano	MCF	adimensional	0.01
Factor de emisión	EF _{HADL}	kg CH ₄ / kg DBO	0.006
Emisión de metano	CH ₄ ^{Emitido}	kg CH ₄ /año	3.1536
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	88.30

7.5.7.1 Emisiones directas de óxido nitroso (N₂O)

Las emisiones directas de N₂O se calcularon en los HAFSsH (Tabla 82) y HAFSsV (Tabla 83), dado que dicho GEI se emite como producto de los procesos de nitrificación y desnitrificación, que tiene lugar en menor o mayor medida en dichas tipologías de humedales.

Tabla 82. Emisión directa de N₂O en los HAFSsH – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Población	P	hab	223
Consumo per cápita de proteína	PR	g/hab./día	77.34
		kg/hab./año	28.23
Fracción de nitrógeno en las proteínas	F _{NPR}	kgN/KgPR	0.16
Factor de las proteínas no consumidas añadidas a las aguas residuales	F _{NON-CON}	adimensional	1.10
Factor para las proteínas industriales y comerciales co-eliminadas en los sistemas de alcantarillado	F _{IND-COM}	adimensional	1.25
Cantidad total anual de nitrógeno que ingresa al sistema	N _{HAFSsH}	kgN/año	1384.92
Factor de emisión para las emisiones de N ₂ O provenientes de la eliminación en aguas servidas	EF _{eHAFSsH}	kgN ₂ O-N/kg N	0.0079
Emisión directa anual de N ₂ O	N ₂ O ^{emisión dir.}	kgN ₂ O/año	17.19
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	4556.09

Tabla 83. Emisión directa de N₂O en los HAFSsV – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Población	P	hab	223
Consumo per cápita de proteína	PR	g/hab./día	77.34
		kg/hab./año	28.23
Fracción de nitrógeno en las proteínas	F _{NPR}	kgN/KgPR	0.16
Factor de las proteínas no consumidas añadidas a las aguas residuales	F _{NON-CON}	adimensional	1.10
Factor para las proteínas industriales y comerciales co-eliminadas en los sistemas de alcantarillado	F _{IND-COM}	adimensional	1.25
Cantidad total anual de nitrógeno que ingresa al sistema	N _{HAFSsV}	kgN/año	1384.92
Factor de emisión para las emisiones de N ₂ O provenientes de la eliminación en aguas servidas	EF _{eHAFSsV}	kgN ₂ O-N/kg N	0.00023
Emisión directa anual de N ₂ O	N ₂ O _{emisión dir.}	kgN ₂ O/año	0.50
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	132.65

Los resultados de las emisiones directas de gases efecto invernadero (GEI) se resumen en la Tabla 84.

Tabla 84. Resumen de emisiones de CH₄ y N₂O en los elementos de tratamiento de la EDAR de sustitución de Vall de Flors

GEI (kg CO ₂ e)	Tanque Imhoff	Humedal horizontal	Humedal vertical	Humedal DL
CH ₄	35320.32	10301.76	1030.18	88.3008
N ₂ O	-	4556.09	132.65	-
Total	35320.32	14857.85	1162.82	88.30
kg CO ₂ e /he.	88.30	37.14	2.91	0.22
kg CO ₂ e /hab.	158.39	66.63	5.21	0.40

Adicionalmente, con los resultados presentados en la tabla anterior y la superficie de cada tipo de humedal, se determinó que los HAFSsH, HAFSsV y HADL producen una emisión de 3.05, 0.66 y 0.67 kgCO₂e /m², respectivamente; asociada a los procesos biológicos que tienen lugar en ellos. Es así que se determinó que los HAFSsH producen una mayor emisión de CO₂e frente a los HAFSsV. Los impactos en los HAFSsV suelen ser la mitad o menos que los de HAFSsH (Fuchs et al., 2010).

7.5.7.2 Emisiones indirectas de óxido nitroso (N₂O)

Las emisiones indirectas de N₂O se determinaron mediante la metodología detallada en la sección 4.3.5.1 de este documento, de acuerdo a lo señalado en el (IPCC, 2006).

Para el efecto, como concentración de nitrógeno total en el efluente, se tomó la concentración de salida correspondiente a cada tipo de humedal. De este modo, la Tabla 85 y Tabla 86, detallan los resultados del cálculo considerando el nitrógeno efluente de los HAFSsH y HAFSsV; respectivamente.

Tabla 85. Emisión indirecta de N₂O efluente de HAFSsH – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Concentración de nitrógeno en el efluente	N _{HAFSsH}	mg/L	40.32
Caudal medio diario	Q _{m,d}	m ³ /d	75.00
Nitrógeno en el efluente vertido	N _{efluente}	kg NT/año	1103.76
Factor de emisión de N ₂ O	EF _{efluente}	kgN ₂ O-N/kgN	0.005
Emisión anual de N ₂ O	N ₂ O _{emisión ind.}	kgN ₂ O/año	8.67
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	2298.19

Tabla 86. Emisión indirecta de N₂O efluente de HAFSsV – Vall de Flors.

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Concentración de nitrógeno en el efluente	N _{HAFSsV}	mg/L	48.96
Caudal medio diario	Q _{m,d}	m ³ /d	75.00
Nitrógeno en el efluente vertido	N _{efluente}	kg NT/año	1340.28
Factor de emisión de N ₂ O	EF _{efluente}	kgN ₂ O-N/kgN	0.005
Emisión anual de N ₂ O	N ₂ O _{emisión ind.}	kgN ₂ O/año	10.53
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	2790.65

Cabe mencionar que si el sistema de tratamiento sería capaz de eliminar todo el nitrógeno del ARU de ingreso, estas emisiones indirectas pasarían a formar parte de las directas.

7.5.7.3 Balance de carbono en los humedales artificiales

A partir de la ecuación (18), se desarrolló el balance de carbono en los humedales artificiales de manera individual, de donde se obtuvo que todos funcionan como sumidero de carbono, al resultar el balance con signo positivo. Y, que la fijación de carbono por unidad de área es mayor en los HAFSsV frente a los HAFSsH (Tabla 87).

Tabla 87. Balance de carbono en los humedales artificiales diseñados.

$\Delta_{CO_2e} = CO_2e_{Fijado} - CO_2e_{Emitido}$			
Parámetro	HAFSsH	HAFSsV	HADL
Carbono fijado, (CO _{2e})	42033.21	15203.70	1144.52
Emisión directa de CO _{2e}	14857.85	1162.82	88.30
ΔCO_2e	27708.34	14056.39	1056.21
Funcionamiento	SUMIDERO	SUMIDERO	SUMIDERO
CO _{2e} fijado/m ²	5.58	7.97	7.96

A priori, es común plantear que los HAFSsH tendrían una mayor capacidad de sumidero de CO_{2e} frente a los HAFSsV, ya que requieren áreas de tratamiento mayores (más vegetación y volumen de sustrato) para alcanzar niveles de depuración similares. En este trabajo los HAFSsH diseñados fijan en la vegetación y sustrato 2.76 veces el C capturado por los HAFSsV.

Sin embargo, la contaminación producida (emisiones de CO_{2e}) por los HAFSsH es más alta que en los HAFSsV a causa de los procesos anaerobios (producción de CH₄) que se originan en estos. En cambio, los HAFSsV tienen menos impactos ambientales debido a una mejor eficiencia del tratamiento (remoción de nitrógeno, principalmente amoniacal, en un humedal más pequeño) (Fuchs et al., 2010). Según el (IPCC, 2013), los HAFSsV son el 10% anaerobios frente a los HAFSsH. En general, las vías de eliminación que constituyen medios anaeróbicos producen CH₄, mientras que los sistemas que ofrecen entornos aeróbicos suelen producir poco o nada de CH₄ (IPCC, 2006).

Es por ello que en esta propuesta de diseño los HAFSsV, fijan por unidad de área 1.43 veces el CO_{2e} capturado por los HAFSsH.

La comparación de la emisión o fijación de CO_{2e} por unidad de área entre los HAFSsH y HAFSsV, es importante, ya que representa la contaminación o fijación que se producirá en la etapa de funcionamiento del ciclo de vida de estos sistemas. Sin embargo, en los humedales artificiales la etapa del ciclo de vida de mayor impacto global es el montaje o fase de construcción (Fuchs et al., 2010).

Sobre esta base el análisis de ciclo de vida (LAC siglas en inglés) realizado por (Fuchs et al., 2010), concluyó que los HAFSsV tienen un impacto ambiental mucho menor frente a los HAFSsH, debido a que requieren menos materiales y equipos de construcción en el montaje (debido a que demandan áreas menores) y también producen menores emisiones GEI durante la fase de uso (tratamiento de aguas residuales).

7.5.7.1 Balance de carbono en las alternativas de tratamiento

De la misma manera, se realizó el balance de carbono mediante la ecuación (101), para las dos alternativas de tratamiento:

- Alternativa 1: Tanque Imhoff (TI) + HAFSsH + HADL
- Alternativa 2: Tanque Imhoff (TI) + HAFSsV + HADL

La Tabla 88, muestra que el sistema de tratamiento en conjunto funciona como fuente de carbono en las dos alternativas, debido a las altas emisiones generadas en el tanque Imhoff, mismas que representan el mayor porcentaje de la contaminación total (Figura 73).

$$\Delta_{CO_2e} = \sum CO_2e_{Fijado,i} - \sum CO_2e_{Emitido\ dir,i} - \sum CO_2e_{Emitido\ ind.} \quad (101)$$

Donde:

$CO_2e_{Fijado,i}$: CO_2 equivalente fijado en cada tipo de elemento de tratamiento, (CO_2e)

$CO_2e_{Emitido\ dir,i}$: CO_2 equivalente emitido en cada tipo de elemento de tratamiento, (CO_2e)

$CO_2e_{Emitido\ ind.}$: CO_2 equivalente emitido, asociado a la emisión indirecta de N_2O , (CO_2e)

i : tipo de elemento de tratamiento.

Para la aplicación de la ecuación (101) todas las variables deben estar expresadas en unidades equivalentes de CO_2 (CO_2e).

Tabla 88. Balance de carbono en los sistemas de tratamiento propuestos.

Parámetro	Alternativa 1 (TI+ HAFSsH + HADL)	Alternativa 2 (TI+ HAFSsV +HADL)
Carbono fijado, (CO_2e)	43231.28	16401.77
Emisión directa de CO_2e	50266.47	36571.44
Emisión indirecta de CO_2e (Asociado al $N_2O_{emisión\ ind.}$)	2298.19	2790.65
ΔCO_2e	-9333.37	-22960.33
Funcionamiento	FUENTE	FUENTE

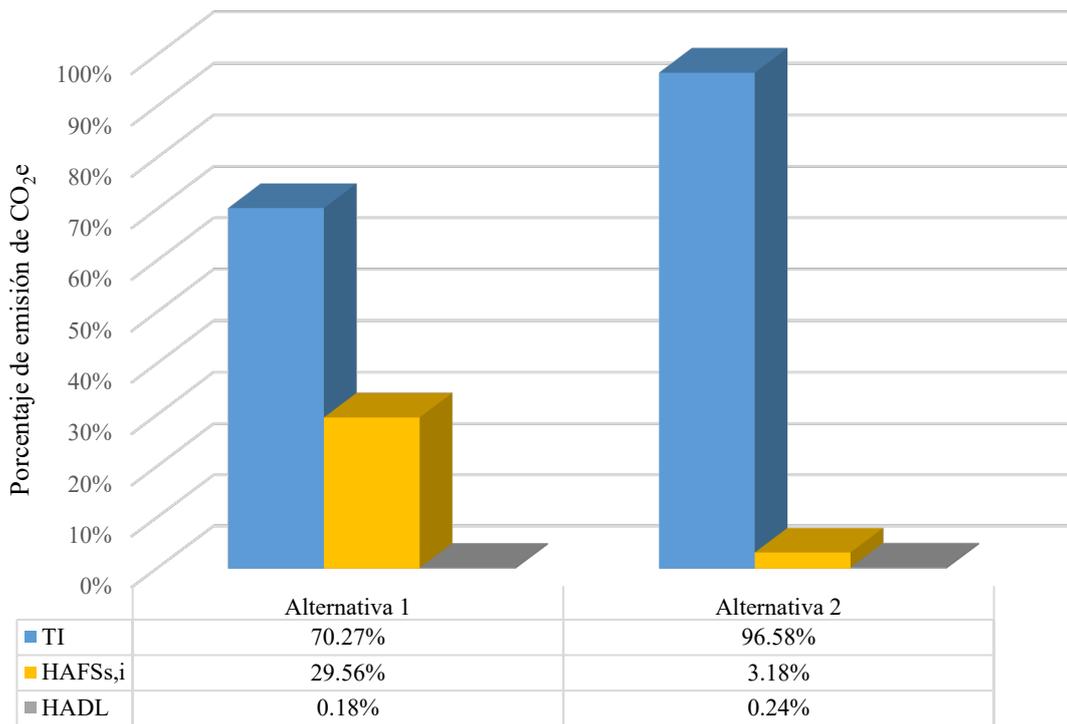


Figura 73. Porcentajes de emisión de CO₂e de los elementos de tratamiento en las alternativas de diseño – Vall de Flors.

Por otro lado, para reducir la contaminación en los tanques Imhoff, se propone colocar vegetación en flotación en la zona de digestión, utilizando medios de soporte para helófitas (Figura 74).



Figura 74. Soportes de helófitas para la fitodepuración de aguas residuales.

Fuente: (OGESA, 2021)

En base a la experiencia en la EDAR de la Urbanización “Monasterios” ubicada en la comunidad Valenciana, se propone colocar carrizo. Debido a que este tipo de vegetación no acumula mucha agua en su estructura, por tanto es menos pesada y tiende a ser más estable, en comparación con por ejemplo la enea, otra especie típica usada en la fitodepuración de ARU.

La eficiencia de esta propuesta, se evaluó realizando el balance de carbono en el tanque Imhoff, de donde se obtuvo que la fijación de carbono que se lograría en la vegetación instalada (Tabla 89) reduciría únicamente el 0.152% de las emisiones anuales en los dos tanques Imhoff diseñados (Tabla 90). Esto se debe a que el área donde se instalaría la vegetación es muy reducida ($L_t * W_{gas} * n = 0.5m * 2 * 4m * 2tanques = 8m^2$).

Tabla 89. Fijación de carbono en el Tanque Imhoff – Vall de Flors.

Tipo de humedal artificial	Superficie del humedal (S)	Vegetación			Carbono fijado en la vegetación (C _f)		CO ₂ e fijado en la vegetación (CO ₂ e _f)
		Biomasa seca - Biomasa aérea	Biomasa seca - Raíces y rizomas	Fijación de C - Biomasa total (C _{f,v})	kg C/m ²	kg C	
	m ²	kg BS/m ²	kg BS/m ²	kg C/m ²	kg C/m ²	kg C	kg CO ₂ e
TI	6.80	2.520	1.180	2.146	2.15	14.59	53.56

Tabla 90. Balance de carbono en los tanques Imhoff.

Parámetro	Tanque Imhoff
Carbono fijado (CO ₂ e)	53.56
Emisión de CO ₂ e	35320.32
ΔCO ₂ e	-35266.76
Funcionamiento	FUENTE
Reducción de CO ₂ e emitido	0.152%

Por otro lado, cabe mencionar que la huella de carbono media per cápita en España reportada en el 2020 es de 5030.00 kg CO₂e/año (AEAS & AGA, 2020). Sobre esta base, en la Tabla 91, se observa que las emisiones causadas por la depuración de las aguas residuales urbanas en Vall de Flors (etapa de funcionamiento) representarían el 0.83% y 2.05% de las emisiones anuales de CO₂e per cápita, en la alternativa 1 y 2; respectivamente.

Tabla 91. Huella de carbono per cápita en las alternativas de depuración diseñadas – Vall de Flors

Parámetro	Alternativa 1	Alternativa 2
kg CO ₂ e emitido/hab.	41.85	102.96
kg CO ₂ e per cápita en España	5030.00	
% de emisión per cápita	0.83%	2.05%

7.5.8 Selección del diseño definitivo

Para seleccionar la alternativa idónea de diseño, se enfocó la valoración en el tipo de humedal artificial para el tratamiento secundario. Es así que se estableció variables a las cuales se asignó una valoración entre 0 a 2 puntos. La valoración total es sobre 10 puntos, dividida de la siguiente manera:

- Variables sobre la operación, rendimientos de depuración e implementación: 50% del total.
- Variables sobre la fijación de carbono: 50% del total.

Se dividió en estos dos grupos a las variables de análisis, ya que es objetivo del presente Trabajo Fin de Máster lograr un diseño, que además de permitir cumplir con los requisitos de vertido con la menor complejidad en la implementación, operación y mantenimiento; también, este aporte a disminuir las emisiones de gases efecto invernadero producidas por el tratamiento de aguas residuales.

De esta manera, la Tabla 92 detalla la valoración y selección de la mejor alternativa de diseño.

Tabla 92. Valoración para la selección de la alternativa de diseño.

Variable de análisis		Alternativa 1	Alternativa 2	Valoración
		HAFSSH	HAFSSV	
Variables sobre la operación, rendimientos de depuración e implementación				
Superficie de construcción requerida		0	1	Mayor: 0 - Menor: 1
Rendimientos de eliminación de materia orgánica		1	1	Reciben la misma puntuación, porque los dos tipos de humedal cumplen con los objetivos marcados.
Rendimientos de eliminación de sólidos suspendidos		1	1	
Capacidad de nitrificación		0	1	NO: 0 - SÍ: 1
Consumo de energía		1	0	SÍ: 0 - NO: 1
Complejidad en la operación (inyección del ARU)		1	0	Mayor: 0 - Menor: 1
Complejidad de mantenimiento	Cosecha de vegetación	0	1	Mayor: 0 - Menor: 1
	Mantenimiento de los accesorios que conforman los elementos de tratamiento	1	0	Mayor: 0 - Menor: 1
Costos de construcción		0	1	Mayor: 0 - Menor: 1
Sub total		5	6	
Puntuación sobre 3		2.50	3.00	
Variables sobre fijación de carbono				
Condición de sumidero/fuente/equilibrio de carbono		2	2	Fuente: 0 Equilibrio: 1 Sumidero: 2
Capacidad de fijación de carbono por unidad de área		0	1	Menor: 0 - Mayor: 1
Contaminación ambiental asociada a los procesos constructivos		0	1	Mayor: 0 - Menor: 1
Sub total		2	4	
Puntuación sobre 7		2.50	5.00	
Valoración total (sobre 10)		5.00	8.00	Se elige la Alternativa 2

La alternativa seleccionada es la que incluye un sistema de humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical para el tratamiento secundario (Figura 75). Debido a que, como se mencionó anteriormente, a pesar de que la complejidad en la operación de estos sistemas es mayor frente a los HAFSsH; permiten cumplir con las condiciones de vertido con una menor área de implantación lo que supone menos costos de obra y mantenimiento, así como menos contaminación en la etapa de construcción. Adicionalmente, los HAFSsV fijan más CO₂e por unidad de área que los HAFSsH en la etapa de funcionamiento y logran verter concentraciones menores de amonio al cuerpo receptor.

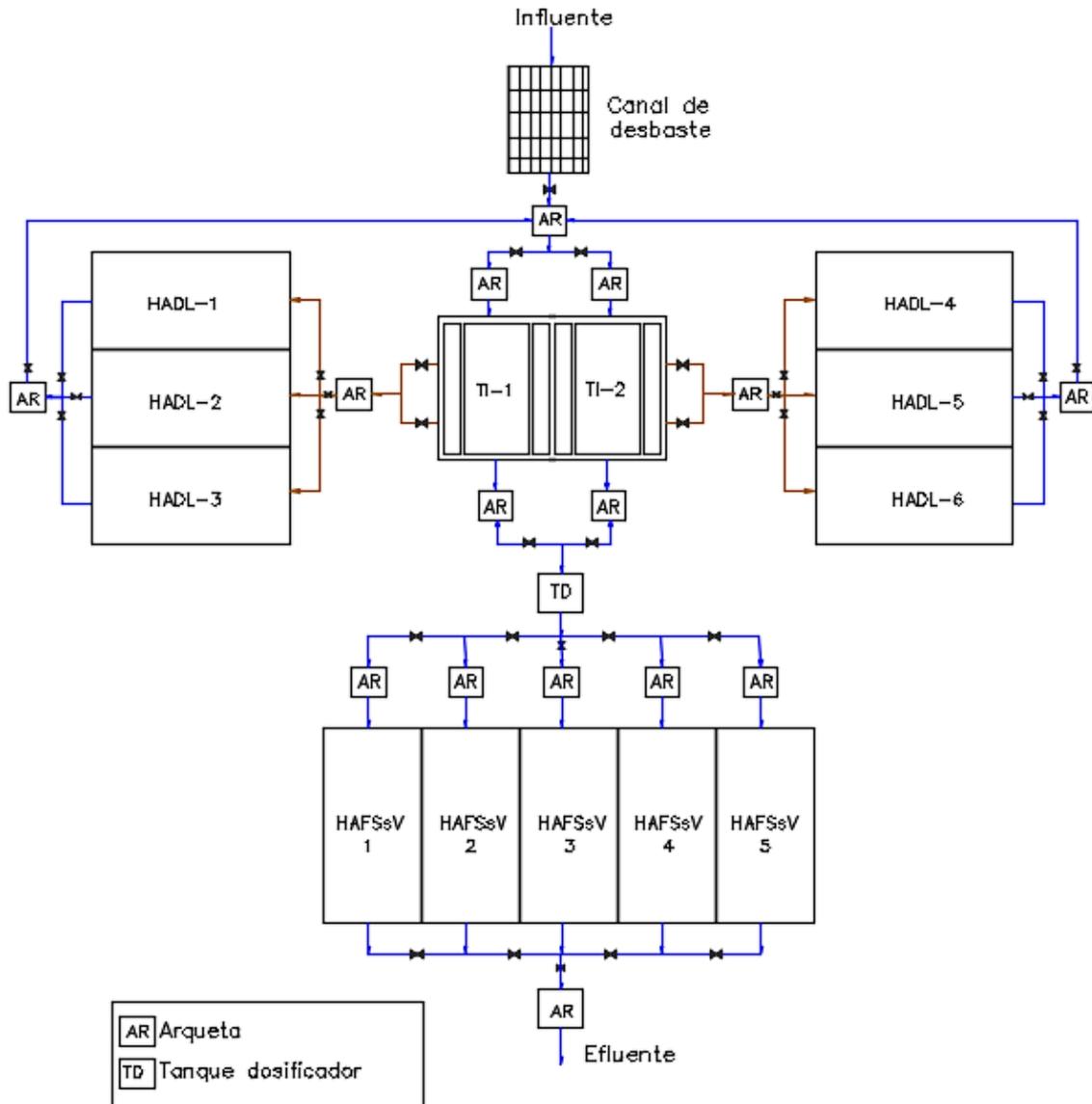


Figura 75. Esquema propuesto de la Alternativa 2 - EDAR de Vall de Flors.

La EDAR propuesta, puede ser ubicada en una zona aledaña al punto de vertido, con el fin de asegurar que el agua pueda fluir por gravedad (Figura 76). Así las estructuras de la EDAR existente podrían conservarse como apoyo.

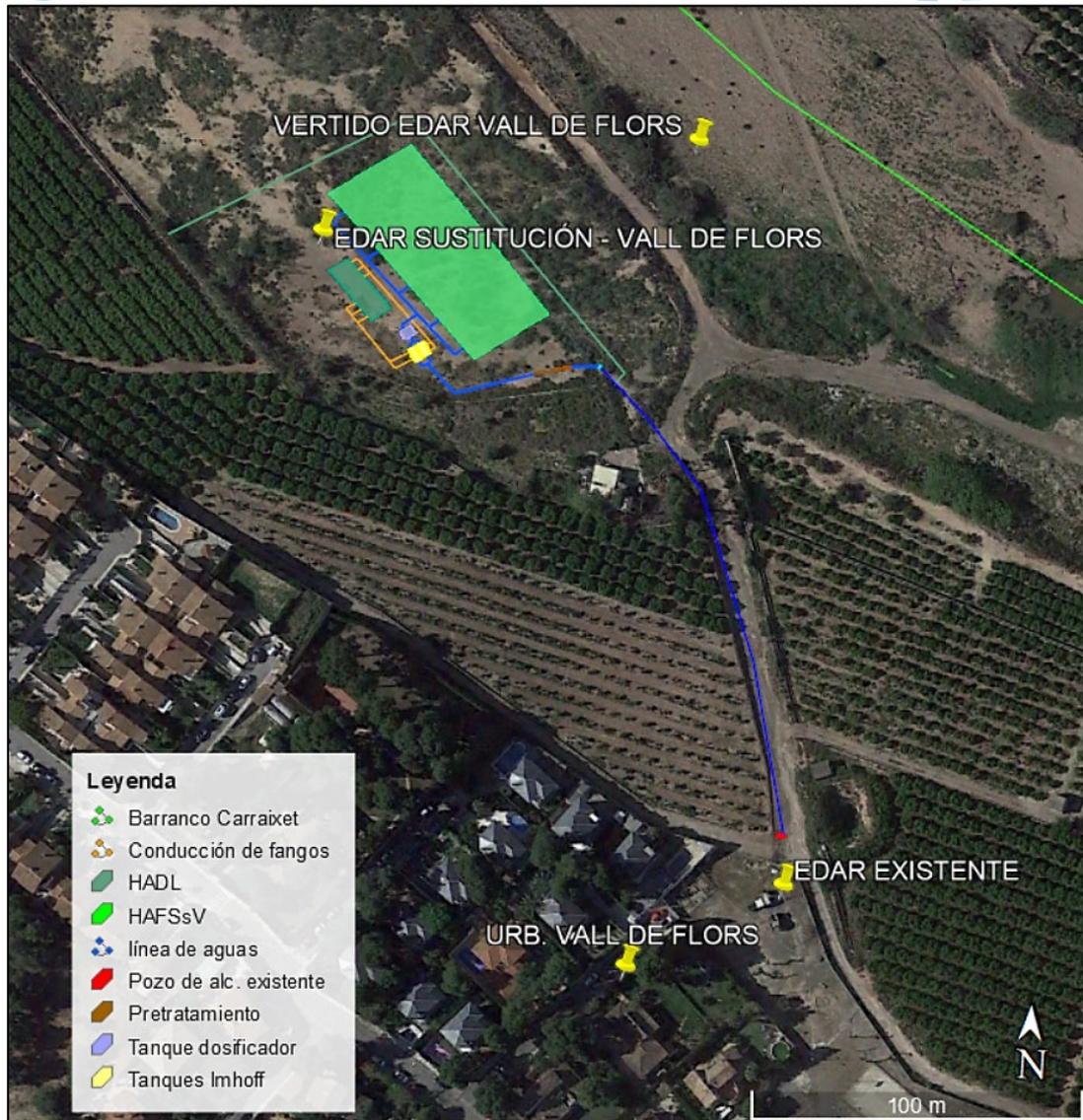


Figura 76. Ubicación propuesta para la EDAR de sustitución – Vall de Flors.

De este modo, la Tabla 93 presenta el área de implantación de los elementos de tratamiento propuestos. Se consideró un factor de mayoración de 1.5 asociado al área necesaria para la implantación de las líneas y elementos de conducción.

Tabla 93. Áreas de implantación de la propuesta de EDAR de sustitución – Vall de Flors.

Tratamiento	Área de implantación (m ²)
Pretratamiento	6.65
Tratamiento primario	25.08
Tratamiento secundario	132.66
Deshidratación de lodos	1762.25
Total	1926.64
Factor de mayoración	1.50
Área de implantación	2889.96

8. Diseño de las instalaciones de la EDAR de Marines

8.1. Ubicación

El Municipio de Marines está ubicado en la comunidad Valenciana. Como ilustra la Figura 77. El término municipal tiene una superficie total de aproximadamente 35.72 km² con una altitud media de 300 m.s.n.m.

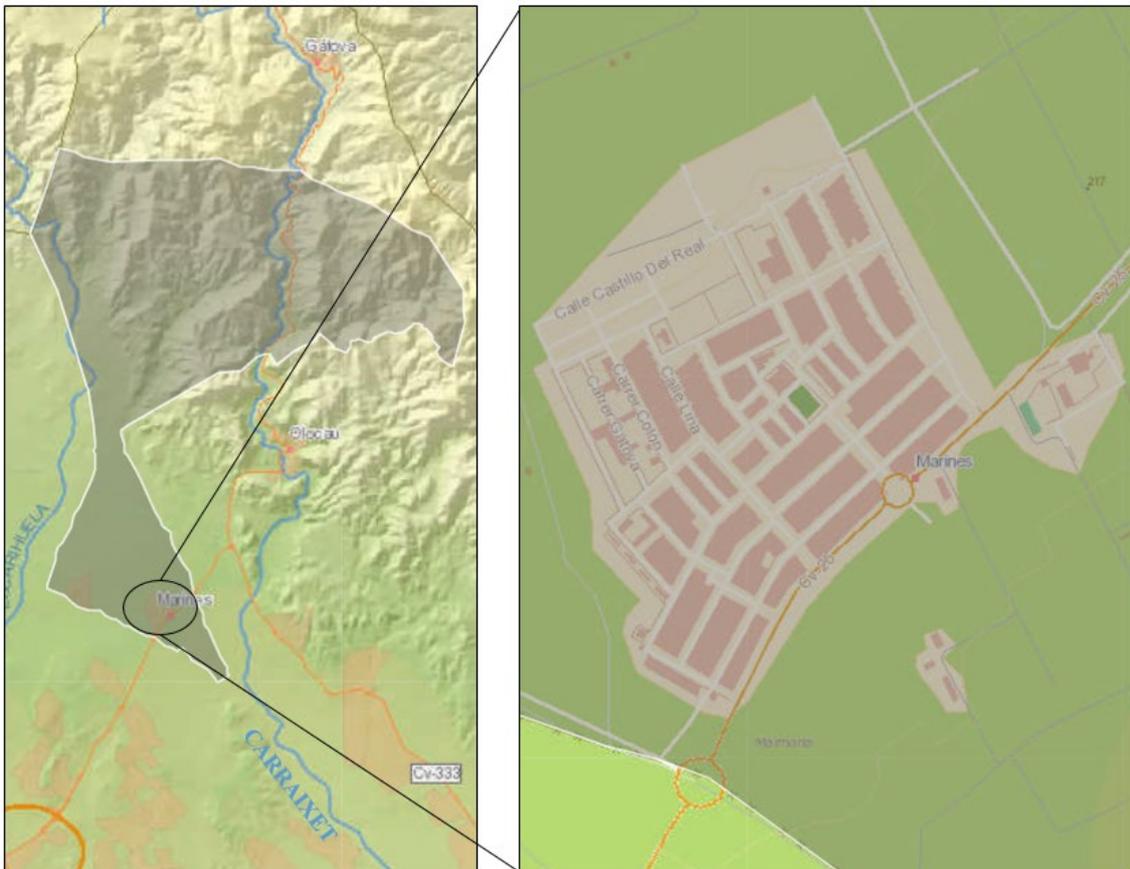


Figura 77. Ubicación del Municipio de Marines.

Fuente: Obtenido de GeoPortal (2021)

8.2. Climatología

Para describir la climatología de Marines, se tomó como referencia los datos reportados por la estación meteorológica del Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (Riegos IVIA) más cercana, cuyos datos se detallan en la Tabla 94.

Tabla 94. Datos de la estación meteorológica “Llíria”.

Fuente: Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (2021)

Nombre de la E.M.	Llíria
Provincia	Valencia
Término	Llíria
UTMX	703474.00
UTMY	4396160.00
Huso	30
Altura	232.00 m
Fecha de instalación	20/10/1999

La Figura 78 y Figura 79, muestran los datos de temperaturas mínimas de las medias anuales y precipitaciones máximas diarias anuales; respectivamente. Registradas en el periodo de 2000 – 2020.

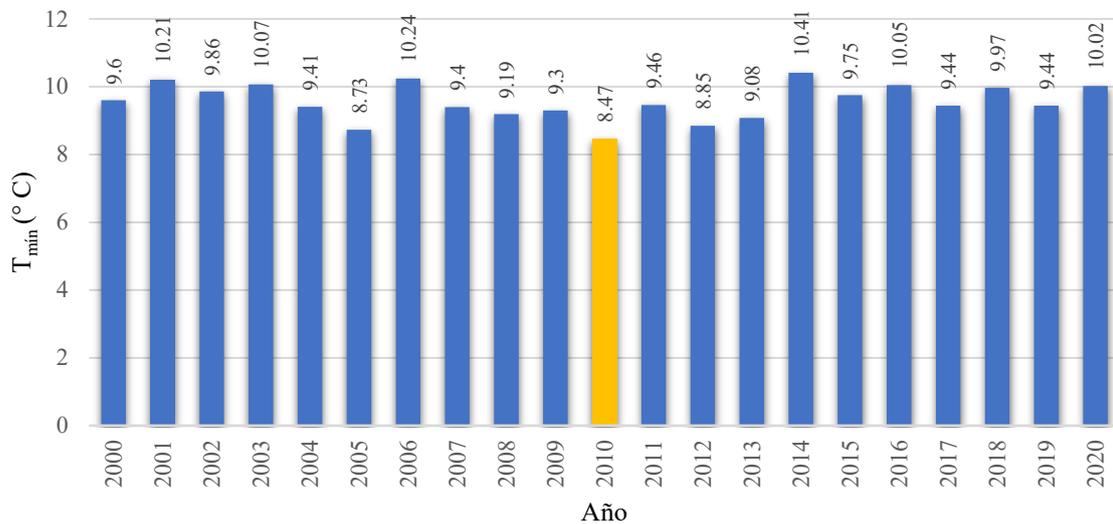


Figura 78. Temperatura media de las mínimas (2000 – 2020) - E.M. Llíria.

Fuente: Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (2021)

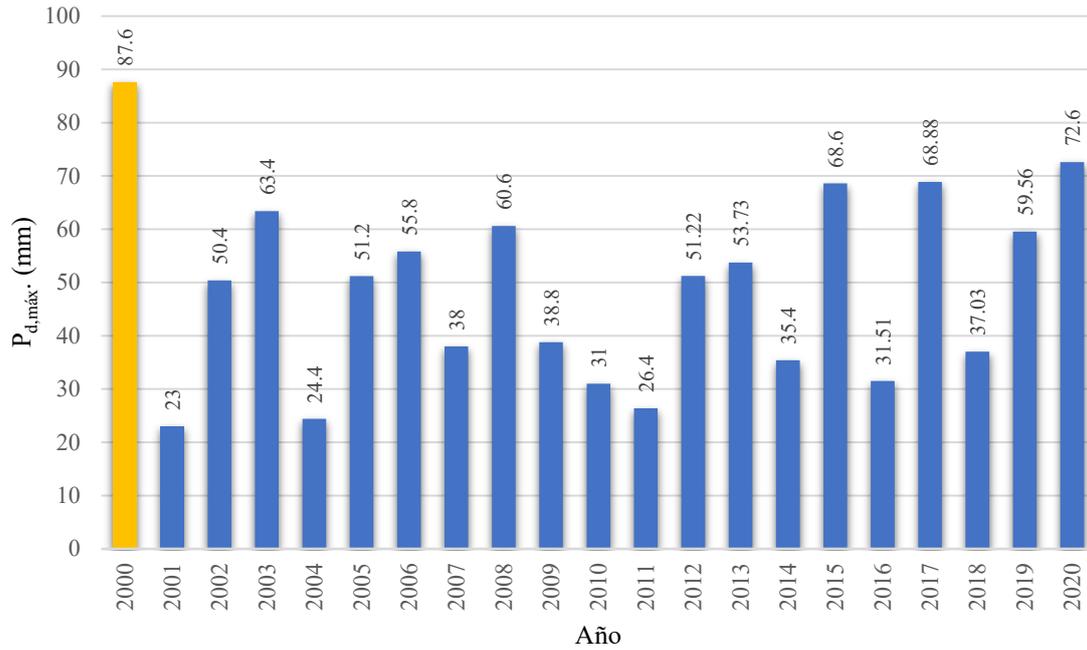


Figura 79. Precipitaciones diarias máximas anuales – E.M. Lliria.

Fuente: Instituto Valenciano de investigaciones agrarias (2021)

8.3. Población

Según las cifras proporcionadas por el (INE, 2021), la población de Marines es de 1848 habitantes al año 2020 (último año de datos disponibles). La Figura 80 muestra la variación de esta población desde 1900 hasta el año 2020.

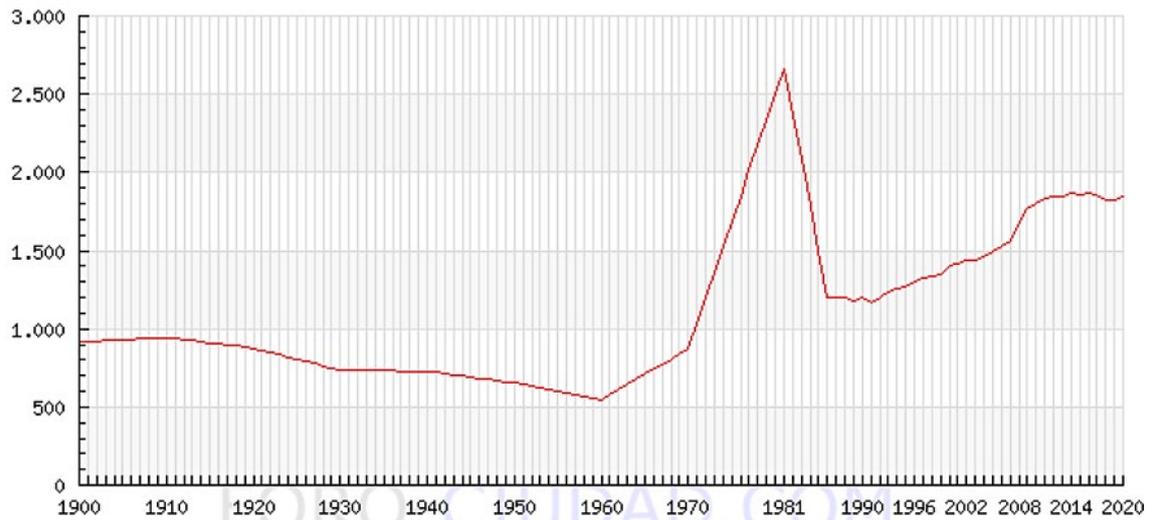


Figura 80. Evolución del número de habitantes de Marines.

Fuente: Foro-Ciudad.com (2021a)

8.4. Estado actual de la EDAR de Marines Nuevo

La estación depuradora de aguas residuales de Marines (Figura 81) está ubicada a aproximadamente 0.60 km de distancia del centro urbano de Marines. El efluente de dicha EDAR recorre a gravedad, alrededor de 1.90 km hasta el punto de vertido al Barranco Carraixet.



Figura 81. Ubicación y punto de vertido de la EDAR de Marines.

Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2021)

La EDAR consta de una línea de agua y una de fangos conformadas por los elementos ilustrados en la Figura 82. Aunque en la ficha técnica de la EPSAR no se encuentra indicado el tipo de tratamiento biológico, se puede deducir que este funcione por aireación prolongada, en vista de que no tiene elementos de tratamiento primario. La Tabla 95 detalla los datos de funcionamiento de la EDAR de Marines.

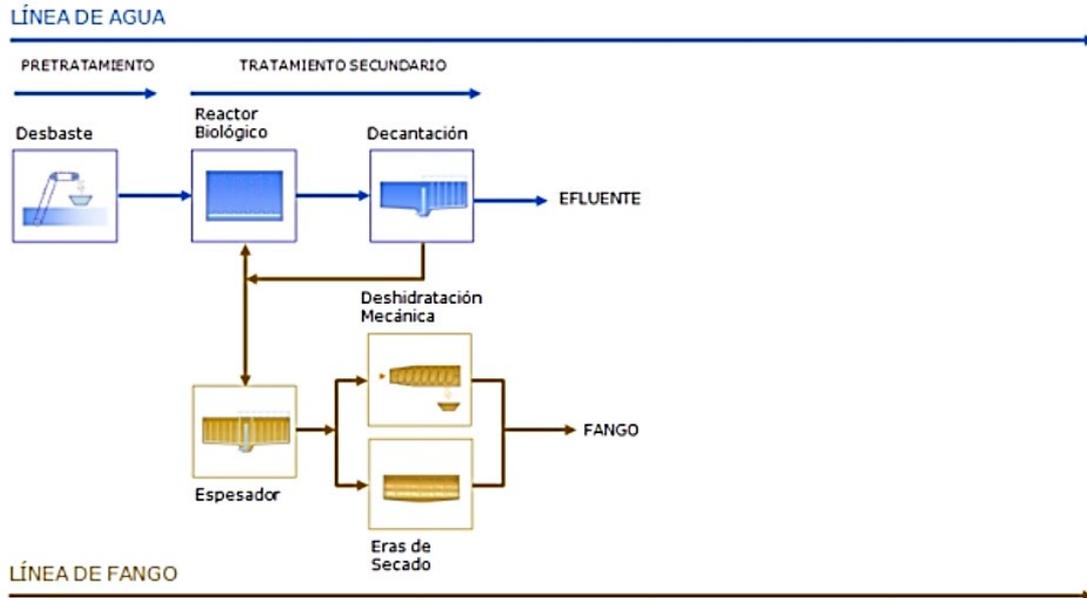


Figura 82. Diagrama de bloques de proceso de la EDAR de Marines Nuevo.

Fuente: (EPSAR, 2021)

Tabla 95. Datos de funcionamiento de la EDAR de Marines Nuevo.

Fuente: (EPSAR, 2021)

Parámetro	Unidades	Valor
Caudal de funcionamiento	m ³ /día	426
Población servida	he.	1077
Rendimientos de depuración (%)		
SS		97
DBO ₅		96
DQO		94

8.4.1.1 Caudales

En vista de que el objetivo del presente diseño es el afino del efluente de la EDAR existente en Marines, es de interés conocer el caudal de funcionamiento y de proyecto de la misma. En este sentido, la población Marines vierte en el barranco Carraixet anualmente 710866.0 m³, lo que supone un caudal diario 425.73 m³/día (Confederación Hidrográfica del Júcar, O.A., 2021). Por otro lado, el caudal de proyecto de dicha EDAR es de 456 m³/día (EPSAR, 2021).

Es así, que para mantener el diseño del lado de la seguridad, los cálculos se efectuaron con un caudal medio diario 456 m³/día.

8.5. Justificación del diseño

A pesar de que los rendimientos medios de depuración, según los datos de funcionamiento de la EPSAR, son superiores al 90% para SS, DBO₅ y DQO, y del 56% y 73% para NT y PT respectivamente (EPSAR, 2018); durante el muestreo realizado se observó que el medio receptor presentaba un aspecto deteriorado y así lo confirmaban los resultados de las analíticas realizadas. Por ello, en este caso se plantea la creación de un humedal como sistema de afino, que sea capaz de producir un efluente de alta calidad en condiciones normales y reducir la carga contaminante del efluente en momentos de mal funcionamiento de la EDAR.

El nitrógeno se podría prescindir en el análisis, ya que el Carraixet no es declarado zona sensible a eutrofización. Sin embargo, de cara a abrir la posibilidad de que el efluente del sistema pueda ser reutilizado, la propuesta de diseño consideró cumplir con los límites de vertido normados para dicho contaminante. Por otro lado, en la analítica realizada se obtuvo una alta concentración de amonio, el cual tiene un impacto negativo sobre la zona del barranco que recibe el vertido.

Para el afino del efluente de la EDAR de Marines, se propuso el diseño de un sistema de humedales artificiales de flujo superficial (HAFS). En vista de que estos sistemas son principalmente utilizados como tratamiento terciario o como afino, a modo de reutilización ambiental de las aguas tratadas. Este tipo de humedal permite una mejora de la calidad del efluente secundario, al incrementarse, entre otros rendimientos de depuración, la eliminación de organismos patógenos (CEDEX, 2010).

Adicionalmente, esta alternativa fue pensada de cara a mejorar la conectividad ambiental en el entorno al barranco Carraixet. Ya que, los HAFS suelen requerir varias hectáreas de superficie para su funcionamiento. Esto significa áreas verdes extensas, que además de aportar a la mejora de la calidad del agua tratada, pueda generar las condiciones necesarias para el hábitat de especies (anfibios, peces, aves) y mejorar la biodiversidad en la zona de estudio.

8.6. Diseño de las instalaciones

8.6.1 Caracterización del agua residual

La caracterización del agua residual obtenida de los resultados del análisis de calidad de agua en la muestra del vertido de la EDAR de Marines hacia el barranco Carraixet, es detallada en la Tabla 96.

Tabla 96. Calidad del efluente de la EDAR de Marines

Variable	Unidad	Valor
DBO ₅	mgO ₂ /L	39.00
DQO	mgO ₂ /L	155.00
SS	mgSS/L	31.67
NH ₄ ⁺	mgNT/L	43.20
PT	mgPT/L	1.30
NT	mgNT/L	56.00

Por otro lado, según las concentraciones medias, reportadas por la EPSAR en el año 2018, las concentraciones de entrada, salida y rendimientos de eliminación de la EDAR de Marines se muestran en la Tabla 97.

Tabla 97. Concentraciones medias 2018 en la EDAR de Marines.

Fuente: EPSAR (2018)

Variable	Unidad	Entrada	Salida	Rendimiento de eliminación (%)
DBO ₅	mgO ₂ /L	192.00	11.00	94.00
DQO	mgO ₂ /L	346.00	39.00	88.00
SS	mgSS/L	206.00	10.00	94.00
PT	mgPT/L	5.02	1.21	73.00
NT	mgNT/L	47.72	19.58	56.00

Como se había mencionado, es probable que la EDAR de Marines cuente con un sistema de aireación prologada (según el diagrama de bloques, Figura 82). Por tanto, la concentración de nitrógeno medida (56 mgN/L, Tabla 96) es anormalmente alta para tratarse del efluente de una aireación prolongada. Además, este valor es mayor a la concentración media de entrada reportada por la EPSAR (47.72 mgN/L, Tabla 97). Esto significa que tal vez el muestreo se haya realizado en una condición punta o muy desfavorable del sistema.

Sin embargo, lo lógico es diseñar para condiciones normales de funcionamiento. Por tanto, el diseño propuesto fue calculado a partir de las concentraciones de salida medias, reportadas por la EPSAR (Tabla 97).

8.6.2 Propuesta de diseño para el afino del efluente de la EDAR Marines

8.6.2.1 Sistema de humedales artificiales de flujo superficial (HAFS)

El presente diseño se realizó mediante el método P, k, C*, en base a la metodología que señala la (Dotro et al., 2017), detallada en la sección 4.4.4.3 de este documento.

Debido a que el efecto de la temperatura es significativo sobre la eliminación de nitrógeno (Kadlec & Reddy, 2001), en el cálculo de la superficie se realizó la corrección de Arrhenius por temperatura. Para esto, se consideró la temperatura anual más baja (8.47 °C, Figura 78) registrada desde el 2000 al 2020, por la estación meteorológica de la IVIA ubicada en Lliria, a aproximadamente 2 km de Marines. Se tomó directamente dicho valor, a pesar de que la temperatura del aire no es la misma del agua, debido a que no se dispone de valores para el agua.

También, para mantener el diseño del lado de la seguridad, los cálculos se efectuaron con un caudal medio diario 456 m³/día (caudal de proyecto) (EPSAR, 2021).

Con dichas consideraciones, la Tabla 98 detalla los valores de los parámetros de diseño seleccionados para el cálculo. Estos valores son los correspondientes para el diseño de HAFS, de cara a la eliminación de NT.

Tabla 98. Parámetros y resultados del diseño de HAFS – Marines.

Variable	Simbología	Unidad	Valor
Constante de nitrificación (20 °C)	$K_{A,20}$	m/año	12.6
Temperatura en época más fría	T	° C	8.47
Factor de corrección por temperatura	θ	adim.	1.056
Constante de degradación corregida (T)	$K_{A,T}$	mgN/L	6.72
Concentración inicial	C_i	mgN/L	19.58
concentración final	C_o	mgN/L	15.00
Número aparente de tanques en serie	factor P	adim.	3
Concentración de fondo	C^*	mgN/L	1.5
Caudal medio diario	$Q_{m,d}$	m ³ /día	456
Caudal de ingreso	Q_i	m ³ /año	166440.00
Superficie	S	m ²	7599.07
		ha	0.76

Para establecer la profundidad total del HAFS se siguió los valores recomendados para un humedal con la configuración ilustrada en la Figura 83. En la cual, el funcionamiento del sistema en la capa de enraizamiento es en gran parte anaeróbico, especialmente después de que el sistema madura y una capa de detritus y los sedimentos entrantes se establecen sobre ella. Los niveles inferiores de la columna de agua (zona profunda) pueden variar de anaeróbica a aeróbica dependiendo de la carga de contaminantes, profundidad de la columna de agua y distancia desde el punto de entrada del flujo (Dotro et al., 2017).

La Tabla 99 detalla los valores seleccionados y la altura total del humedal.

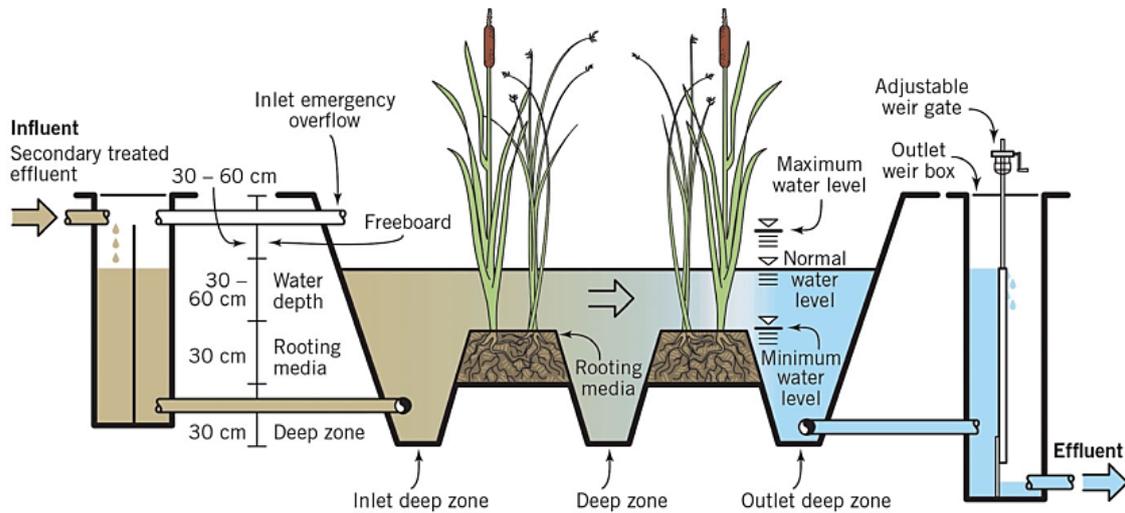


Figura 83. Esquema de un humedal artificial de flujo superficial.

Fuente: (Dotro et al., 2017)

Tabla 99. Alturas del HAFS - Marines

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Altura de resguardo	$h_{res.}$	m	0.30
Altura del agua	h_{agua}	m	0.30
Altura de la capa filtrante	$h_{fil.}$	m	0.30
Altura de la zona profunda	$h_{prof.}$	m	0.30
Altura total	h_t	m	1.20

Una vez determinada la superficie total del humedal, se propuso dividir dicha área en 2 HAFS dispuestos en serie. Con el fin de mantener el TRH entre 2 y 3 días (Langergraber et al., 2020), y así evitar la proliferación de fitoplancton y por ende el aumento de la concentración de sólidos suspendidos en el humedal. También, para el dimensionamiento de los HAFS individuales, el manual de (Langergraber et al., 2020) recomienda trabajar con relaciones largo:ancho entre 1:2 y 1:5. Con estas consideraciones, la Tabla 100 detalla los resultados del dimensionamiento de los HAFS en serie.

Tabla 100. Dimensionamiento de los HAFS en serie - Marines

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Número de HAFS en serie	n	unidades	2
Superficie de cada HAFS en serie	S _i	m ²	3799.54
Relación largo/ancho	L/W	adimensional	2
Ancho	W	m	43.60
Largo	L	m	87.20
Superficie total	S	m ²	3801.92
Altura del agua	h _{agua}	m	0.30
Altura de la zona profunda	h _{prof.}	m	0.30
Porosidad	n	%	75
Volumen	V	m ³	1283.15
Tiempo de retención hidráulico en cada humedal	TRH	días	2.81
Carga hidráulica máxima superficial	C _H	L/m ² *día	204.02

Cabe mencionar que el cálculo del volumen de agua se realizó considerando que el 50% de la superficie del humedal tendría un calado de 0.60 m (0.3 m altura del agua y 0.3 m de la zona profunda). Es decir, que el cálculo se realizó de la siguiente manera:

$$V = S * (h_{agua} + 0.5 * h_{prof.}) * \frac{n}{100}$$

$$V = 3801.92 \text{ m}^2 * (0.3 + 0.5 * 0.3) \text{ m} * 0.75 = 1283.15 \text{ m}^3$$

$$TRH = \frac{V}{Q_{m,d}} = \frac{1283.15 \text{ m}^3}{456 \text{ m}^3/\text{día}} = 2.81 \text{ días}$$

Finalmente, las concentraciones del efluente de los HAFS se determinaron a partir de los porcentajes de eliminación señalados en la Tabla 14 y en el caso de la DBO₅ y NH₄⁺ y NT, mediante la ecuación (100) aplicando los valores de P, k_A y C* correspondientes para cada contaminante. La Tabla 101 muestra las concentraciones del efluente de los HAFS y los rendimientos de eliminación de acuerdo con la Tabla 14.

Tabla 101. Porcentajes de eliminación y calidad del efluente de los HAFS – Marines.

Variable	Unidad	Co	% Eliminación	Cs
DBO ₅	mgO ₂ /L	11.00	49%	5.59
DQO	mgO ₂ /L	39.00	85%	5.85
SS	mgSS/L	10.00	85%	1.50
PT	mgP/L	1.21	20%	0.97
NT	mgN/L	19.58	23%	15.00

Adicionalmente, en esta propuesta se consideró disponer los taludes de los HAFS con pendiente 1:3 y al menos uno de estos con pendiente 1:5 (Figura 84), a fin de facilitar la entrada y salida de anfibios y así mejorar la biodiversidad.

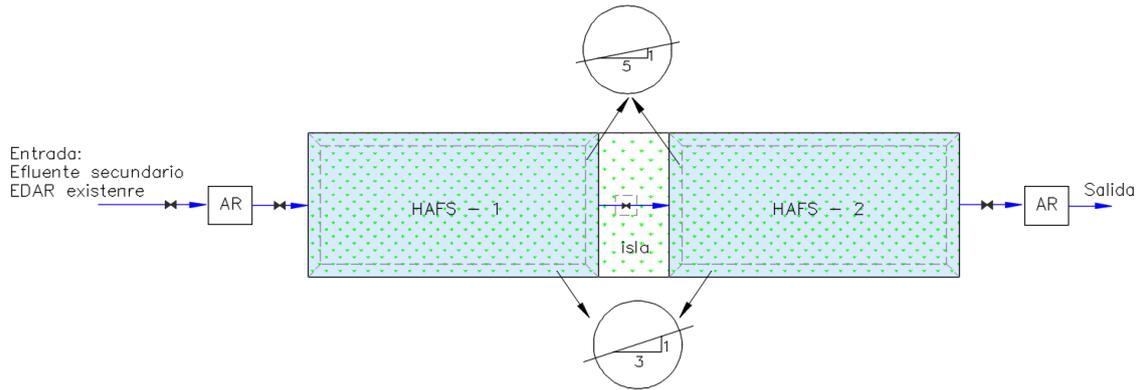


Figura 84. Esquema de HAFS de afino – EDAR de Marines.

El tipo de vegetación propuesto a sembrarse es “*Typha latifolia*” (enea), misma que ocuparía un 50% de la superficie del humedal; y “*Myriophyllum spicatum*” colocada en las zonas profundas. Por otro lado, el manual del (CEDEX, 2010) señala que para un humedal de flujo superficial la porosidad (en tanto por 1) fluctúa entre 0,65 – 0,75, dependiendo del grado de desarrollo de la vegetación implantada.

La ubicación ideal del sistema propuesto, sería en las proximidades del punto de vertido del barranco Carraixet. Con el fin de incrementar la conectividad ecológica en el entorno natural del barranco. Como se ilustra en la Figura 85.



Figura 85. Ubicación propuesta para los HAFS de afino – EDAR de Marines.

Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2021)

8.6.3 Cálculo de la fijación de carbono

En este apartado se realizó el balance de carbono entre el CO_{2e} fijado en la vegetación y el CO_{2e} emitido por los procesos biológicos que se lleva a cabo en los HAFS diseñados, aplicando la ecuación (18).

– Fijación de CO_{2e} en la vegetación y el sustrato

Para este cálculo se utilizó los valores de producción de biomasa vegetal seca para las dos especies consideradas en la propuesta de diseño, “*Typha latifolia*” y “*Myriophyllum spicatum*”, cuyas producciones de biomasa seca se detalla en Tabla 102.

Tabla 102. Producción de biomasa seca de la vegetación del HAFS - Marines

Tipo de vegetación	Biomasa seca aérea	Biomasa seca en raíces y rizomas	Referencia
	KgBS/m ² *año	KgBS/m ² *año	
“ <i>Typha latifolia</i> ” (enea)	2.31	2.90	(Kadlec & Wallace, 2009)
“ <i>Myriophyllum spicatum</i> ”	0.4	0.4	(Rodrigo et al., 2013)

Cabe mencionar que para la producción de biomasa seca de raíces y rizomas de la especie “*Myriophyllum spicatum*” se consideró la misma que la biomasa aérea, bajo la hipótesis de que la relación “biomasa raíces/biomasa aérea” sea 1.00; debido a que no se cuenta con información al respecto. Así también, para la fijación carbono en el sustrato se consideró el valor proporcionado verbalmente por investigadores del IIAMA (0.2048 kgC/m²*año).

De este modo, la Tabla 103 detalla los resultados del cálculo.

Tabla 103. Fijación anual de carbono en la vegetación y el sustrato de los HAFSsV – Marines

Tipo de humedal artificial	Área de cobertura en el humedal	Vegetación				Sustrato		CO _{2e} fijado total (CO _{2ef})
		Biomasa aérea	Biomasa Raíces y rizomas	Fijación de C - Biomasa total (C _{f,v})		Fijación de C (C _{f,s})		
	m ²	kg BS/m ²	kg BS/m ²	kg C/m ²	kg C/año	kg C/m ²	kg C	kg CO _{2e}
Enea (<i>Typha latifolia</i>)	3801.92	2.31	2.90	3.02	11488.64	0.2048	1557.27	54352.70
Myriophyllum spicatum	3801.92	0.40	0.40	0.46	1764.09			

– **Emisión de CO₂e producidos por los procesos biológicos en el humedal.**

Para este cálculo se utilizó la metodología establecida por el (IPCC, 2013) para humedales artificiales, detallada en la sección 4.3.5.1 de este documento. Salvo el cálculo de la carga orgánica contenida en las aguas residuales (TOW_j) en el caso de la obtención de las emisiones de CH₄; y la determinación de la cantidad total anual de nitrógeno en las aguas residuales (N_j) para el cálculo de las emisiones directas de N₂O. Dichas cargas obedecen a las concentraciones de DBO₅ y NT de salida de la EDAR de Marines, reportadas por la EPSAR (Tabla 97).

De este modo, la Tabla 104 y Tabla 105 presentan los resultados de las emisiones de CH₄ y N₂O; respectivamente.

Tabla 104. Emisión de CH₄ en los HAFS - Marines

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
DBO ₅ entrada	DBO ₅	mg/l	11.00
Caudal medio diario	Q _{m,d}	m ³ /d	456.00
Carga orgánica contenida en las aguas residuales	TOW _{HAFS}	kg DBO ₅ /año	1830.84
Máxima capacidad de producción de CH ₄	Bo	kg CH ₄ / kg DBO ₅	0.60
Factor de corrección de metano	MCF	adimensional	0.400
Factor de emisión	EF _{HAFS}	kg CH ₄ / kg DBO ₅	0.24
Emisión de metano	CH ₄ Emitido	kg CH ₄ /año	439.4016
		Tn CH ₄ /año	0.4394016
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	12303.24

Tabla 105. Emisión directa de N₂O en los HAFS - Marines

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Nitrógeno de entrada	NT	mg/L	19.58
Caudal medio diario	Q _{m,d}	m ³ /día	456.00
Cantidad total anual de nitrógeno en los efluentes de aguas residuales	N _{HAFS}	kgN/año	3258.90
Factor de emisión para las emisiones de N ₂ O provenientes de la depuración en aguas servidas	EF _{HAFS}	kgN ₂ O/kg N	0.00130
Emisión anual de N ₂ O	N ₂ O _{Emisión dir.}	kgN ₂ O/año	6.66
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	1764.23

Una vez calculada la fijación de carbono y las emisiones directas de GEI, todo expresado en CO₂e; se determinó mediante el balance de carbono, ecuación (18), que el HAFS diseñado funcionaría como sumidero. Sin embargo, dicha fijación de carbono se ve reducida por las emisiones indirectas de CO₂e asociadas a la generación de N₂O en el cuerpo receptor al verter el efluente de la EDAR con contenido de nitrógeno (Tabla 106).

Es así que, el sistema sería capaz de reducir en un 0.38% las emisiones de CO₂e per cápita en Vall de Flors (Tabla 107).

Tabla 106. Emisión indirecta de N₂O - Marines

Parámetro	Simbología	Unidad	Valor
Concentración de nitrógeno en el efluente	NT	mg/L	15.00
Caudal medio diario	Q _{m,d}	m ³ /d	456.00
Nitrógeno en el efluente vertido	N _{efluente}	kg NT/año	2496.60
Factor de emisión de N ₂ O	EF _{efluente}	mg/L	0.005
Emisión anual de N ₂ O	N ₂ O _{emisión ind.}	kgN ₂ O/año	19.62
Potencial de Calentamiento Global (Global Warming Potencial)	GWP	kg CO₂e	5198.28

Tabla 107. Resultados del balance de CO₂e en los HAFS – Marines.

Parámetro	HAFS
Carbono fijado (CO ₂ e)	54352.70
Emisión de CO ₂ e (asociado a la emisión de CH ₄)	12303.24
Emisión de CO ₂ e (asociado a la emisión de N ₂ O directo)	1764.23
Emisión de CO ₂ e (asociado a la emisión de N ₂ O indirecto)	5198.28
ΔCO ₂ e	35086.95
Funcionamiento	SUMIDERO
CO ₂ e fijado/m ²	9.23
CO ₂ e fijado/hab.	18.99
kg CO ₂ e emitido per cápita en España	5030.00
Reducción de las emisiones de CO ₂ e per cápita.	0.38%

9. Resumen y conclusiones

En el presente Trabajo Fin de Máster se participó en una campaña de muestreo y análisis de la calidad de agua de 17 puntos de vertido al barranco Carraixet, desarrollada por el IIAMA, con el objetivo de realizar una evaluación de la calidad de los mismos y del propio barranco, ya que en varios de los tramos el agua circulante es el agua procedente de los vertidos. Posterior a esto, se propuso el diseño de un sistema de tratamiento para la sustitución de la EDAR de Vall de Flors y un sistema de afino del efluente de la EDAR de Marines. Para los cuales se dimensionaron los elementos de tratamientos necesarios para cada sistema y se evaluó la capacidad de fijación de carbono de los humedales artificiales.

A continuación, se exponen las principales conclusiones extraídas de los tres grandes bloques en que se divide el presente TFM.

- Diagnóstico ambiental de la calidad del agua del barranco del Carraixet.

El barranco del Carraixet presenta presiones importantes relacionadas con vertidos puntuales procedentes de EDARs con deficiencias de funcionamiento y alivios de sistemas de saneamiento unitario y de retornos de riego. Por tanto, es importante y urgente actuar para corregir estas situaciones que perjudican la salud ambiental del barranco. Como fruto del diagnóstico ambiental realizado, se concluye que las zonas en las que es más prioritario actuar son la EDAR de la urbanización de Vall de Flors y la de Marines.

- Propuestas de actuaciones de mejora en las EDARs de Vall de Flors y Marines.

Para la urbanización de Vall de Flors se propone una sustitución del sistema actual de tratamiento por un sistema de humedales artificiales. Concretamente se han evaluado dos alternativas diferentes, cuyas configuraciones son tanque Imhoff seguido de humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (alternativa 1) y tanque Imhoff seguido de humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (alternativa 2). Adicionalmente, en las dos alternativas se considera la deshidratación de los lodos del tratamiento primario mediante humedales artificiales.

Del estudio realizado se concluye que la alternativa más adecuada es la segunda, basando la decisión en los siguientes aspectos:

- El efluente presentará una calidad similar en cuanto a DBO₅, DQO y SS, pero significativamente mejor para nitrógeno amoniacal, lo que tendrá un gran beneficio sobre la zona receptora del vertido, disminuyendo el riesgo de anoxia en ésta.
- El área de implantación es mucho menor, por lo que se estima que los costes de construcción y mantenimiento serán menores que los de la alternativa 1, así como las emisiones de CO_{2e} asociadas a la fase de construcción.
- La menor superficie necesaria también implica que el humedal de flujo subsuperficial vertical fije menos CO_{2e} que el humedal de flujo horizontal. No



obstante, en términos relativos, el primero es más eficiente fijando CO₂e (7.97 frente a 5.58 kgCO₂e/m²).

- A pesar de la mayor complejidad del sistema, se estima que la orografía de la zona posibilitará que el agua pueda fluir por gravedad.

Otra conclusión importante es que el tratamiento primario mediante tanques Imhoff es responsable de la mayor parte de las emisiones de CO₂e, provocando que ambas alternativas se comporten como fuente de CO₂e a pesar de que los humedales actúan como sumideros. Sobre esta base, se sugiere para trabajos futuros, analizar la capacidad de fijación de carbono de sistemas de humedales artificiales de tipo francés, dado que estos permiten prescindir de elementos de tratamiento primario basados en tanques Imhoff, realizándose dicho tratamiento en la primera fase de humedales que conforman el sistema. Ello podría reducir en gran medida las emisiones de CO₂e del tratamiento en conjunto. Cabe mencionar que este beneficio podría verse reducido por las emisiones de CO₂e producidas por el consumo energético asociado a bombes, en caso de que el terreno no posibilitase el flujo del agua por gravedad.

En el caso de Marines se han tenido en cuenta los valores medios de funcionamiento disponibles, al considerarse que los resultados de las muestras puntuales tomadas podrían representar un episodio aislado. No obstante, se considera interesante y necesario realizar nuevas inspecciones para comprobar si esto es realmente así o si se trata de una situación recurrente, en cuyo caso la propuesta podría cambiar sustancialmente.

Asumiendo que las concentraciones medias de funcionamiento se cumplen, se ha considerado más adecuado optar por un humedal de flujo superficial, con el fin de mejorar la calidad del efluente desde un punto de vista holístico. Este tipo de sistemas posibilitan una mejora más significativa de la biodiversidad, al tratarse de sistemas más similares a los humedales naturales, además la lámina de agua recibe la radiación solar, lo que permite que tengan lugar procesos de fotooxidación y fotólisis, que son muy importantes para la eliminación de compuestos orgánicos emergentes y patógenos.

En ambos casos, Vall de Flors y Marines, existe superficie suficiente para instalar las alternativas propuestas.

10. Referencias bibliográficas

- AEAS, & AGA. (2020). *XVI Estudio Nacional de Suministro de Agua Potable y Saneamiento 2020*.
- Alianza por el Agua. (2014). *Manual de depuración de aguas residuales urbanas*.
<https://www.aguasresiduales.info/revista/libros/manual-de-depuracion-de-aguas-residuales-urbanas>
- Arias, A. (2018). *Gestión de la calidad del aire por aprovechamiento energético del metano generado en los biodigestores Imhoff de la planta de tratamiento de aguas residuales Totorá – Ayacucho, 2015*.
- Asensi, E. (2020). *Tratamiento F-Q de las aguas. Caudal y características del agua. (Material de estudio)*.
- Asociación Española de Normalización. (1995). *Guía para las técnicas de muestro (UNE-EN 5667-2)*. <https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma/?Tipo=N&c=N0011060>
- Asociación Española de Normalización. (2004). *Guía para la conservación y manipulación de las muestras de agua (UNE-EN ISO 5667-3)*.
<https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma/?Tipo=N&c=N0051217>
- Ayuntamiento de Valencia. (2015). *Ordenanza de saneamiento*.
- Canet, A., Pucher, B., Hernández, C., Martín, M., & Langergraber, G. (2018). *Numerical simulation of vertical flow wetlands with special emphasis on treatment performance during winter*.
- CEDEX. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*.

- Confederación Hidrográfica del Júcar, O.A. (2021, julio). *Confederación Hidrográfica del Júcar, O.A.: Censo de vertidos autorizados*. <https://www.chj.es/es-es/medioambiente/censodevertidos/Paginas/Censodevertidos.aspx>
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*.
- DIRECTIVA 91/271/CEE. (1991). *Sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas. Manual de interpretación y elaboración de informes*. https://www.miteco.gob.es/es/agua/publicaciones/03_Manual_Directiva_91_271_CEE_tcm30-214069.pdf
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & Von Serling, M. (2017). *Biological wastewater treatment series. Volume 7 (Treatment wetlands)*.
- Engloner, A. (2008). *Structure, growth dynamics and biomass of reed (Phragmites australis) – A review*.
- Ennabili, A., Ater, M., & Radoux, M. (1998). *Biomass production and NPK retention in macrophytes from wetlands of the Tingitan Peninsula*.
- EPSAR. (2018). *Cuadro resumen de las características de las EDARs del Ayuntamiento de Valencia*. <https://www.epsar.gva.es/sites/default/files/2019-08/330.pdf>
- EPSAR. (2021). *DATOS DE LA EDAR DE MARINES*. <https://www.epsar.gva.es/marines-0>
- Ferrer Polo, J., & Seco Torrecillas, A. (2005). *Tratamientos físicos y químicos de aguas residuales*. UPV.
- Foro-Ciudad.com. (2021a). *Demografía de Maines (Valencia)*. Foro-Ciudad.com. <https://www.foro-ciudad.com/valencia/marines/habitantes.html>

Foro-Ciudad.com. (2021b, julio). *Demografía de Urbanització Vall de Flors (Valencia)*.

Foro-Ciudad.com. <https://www.foro-ciudad.com/valencia/urbanizacion-vall-de-flors/habitantes.html>

Fuchs, V. J., Mihelcic, J. R., & Gierke, J. S. (2010). *Life cycle assessment of vertical and horizontal flow constructed wetlands for wastewater treatment considering nitrogen and carbon greenhouse gas emissions*.

García, J., & Corzo, A. (2008). *Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial*.

Garfí, M., Flores, L., & Ferrer, I. (2017). *Life Cycle Assessment of wastewater treatment systems for small communities: Activated sludge, constructed wetlands and high rate algal ponds*.

Hernández, M. E. (2009). *Suelos de humedales como sumideros de carbono y fuentes de metano*.

Huertas, R., & Marcos, C. (2012). *Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones*.

INE. (2021, julio). *Instituto Nacional de estadísticas y censos. Población de padrón continuo por unidad poblacional*.

<https://www.ine.es/nomen2/index.do?accion=busquedaDesdeHome&nombrePoblacion=San%20Isidro&x=5&y=11>

INGNOVA. (2020). *Diseño de EDAR en pequeñas poblaciones. Tema 3: Recepción de aguas residuales*.

Instituto Valenciano de investigaciones agrarias. (2021). *Datos meteorológicos*. Instituto Valenciano de investigaciones agrarias - Riegos IVIA. <http://riegos.ivia.es/>

IPCC. (2006). *Directrices del IPCC de 2006 para los inventarios nacionales de gases de efecto invernadero. Capítulo 6: Tratamiento y eliminación de aguas residuales*.

- IPCC. (2013). *Supplement to the 2006 IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories: Wetlands.*
- IPCC. (2014). *Cambio climático 2014: Informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático.*
- IPCC. (2018). *Calentamiento global de 1,5 °C. Resumen para responsables de políticas, resumen técnico y preguntas frecuentes.*
https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/sites/2/2019/09/SR15_Summary_Volume_spanish.pdf
- IPCC. (2019). *Climate Change and Land.*
<https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2019/11/SRCCL-Full-Report-Compiled-191128.pdf>
- itrae. (2008). *Proyecto de Urbanización del Sector Industrial Sur en Turís (Valencia). Anejo nº 9. Redes de evacuación de aguas pluviales y residuales.*
https://politicaterritorial.gva.es/documents/20551182/101925986/TA0-Saneamiento_Turis_Ind_Sur/dda70874-a9e3-4832-905c-9f720e44f254
- Kadlec, R., & Reddy, K. R. (2001). *Temperature Effects in Treatment wetlands.*
- Kadlec, R., & Wallace, S. (2009). *Treatment wetlands. Second edition.*
- Langergraber, G., Dotro, G., Nivala, J., Rizzo, A., & Stein, O. (2020). *Practical information on the desing and application of treatarment wetlands.*
- Marín, J. L., Hernández, M., & Moreno, P. (2011). *Secuestro de carbono en suelos de humedales costeros de agua dulce en Veracruz.*
- Martín, I. (2021). *Estudio de revalorización de fango producido en potabilizadoras como material adsorbente de fósforo en humedales artificiales.*

- Martín, M., & Hernández, C. (2021). *Guía didáctica para el diseño de humedales artificiales*.
- Martínez, A. (2019). *Puesta en marcha de una planta piloto de humedal artificial de flujo subsuperficial empleando fango de potabilizadora como medio filtrante reactivo para mejorar la calidad del efluente de una EDAR*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Metcalf, & Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*.
- Ministerio de Fomento. (1999). *Máximas lluvias diarias en la España peninsular*.
- Ministerio para la transformación ecológica y el reto demográfico. (2021). *Informe de Inventario Nacional: Gases de efecto invernadero. Edición 2021 (1990 -2019)*.
- Montero, G., López, C., Ruiz, R., Lopez, E., Onrubia, R., & Pasalodos, M. (2020). *Producción de biomasa y fijación de carbono por los matorrales españoles y por el horizonte orgánico superficial de los suelos forestales* (Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación Secretaría General Técnica).
- MOPU. (2016). *Instrucción 5.2-IC de drenaje superficial*.
- Ngamalieu, U. (2015). *Caracterización de vertederos hidráulicos mediante técnicas CFD*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Nielsen, S. (2012). *Sludge Treatment in Reed Beds Systems – Development, design, experiences*.
- OGESA. (2021). *Queremos ser el referente español de depuración natural*.
<https://www.iagua.es/noticias/ogesa/15/10/20/queremos-ser-referente-espanol-depuracion-natural>
- R.D. 1341/2007. (2007). *REAL DECRETO 1341/2007, de 11 de octubre, sobre la gestión de la calidad de las aguas de baño*.



- Rodrigo, M., Rojo, C., Alonso-Guillén, J., & Vera, P. (2013). *Restoration of two small Mediterranean lagoons: The dynamics of submerged macrophytes and factors that affect the succes of revegetation.*
- Salas, J. J., Pidre, J. R., & Sánchez, L. (2007). *Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales. CENTA.*
- Silva, L. (2019). *Diseño de sistemas para el tratamiento de lodos mediante tecnologías de bajo coste para la EDAR Vall Dels Alcalans (Valencia).*
- Sistema Español de Inventario (SEI). (2014). *Inventarios Nacionales De Emisiones A La Atmósfera 1990-2012. Capítulo 9: Tratamiento Y Eliminación De Residuos.*
https://www.miteco.gob.es/es/calidad-y-evaluacion-ambiental/temas/sistema-espanol-de-inventario-sei-/09%20Tratamiento%20y%20eliminaci%C3%B3n%20de%20residuos_tcm30-179139.pdf
- Solano, M. L., Soriano, P., & Ciria, M. P. (2003). *Constructed Wetlands as a Sustainable Solution for Wastewater Treatment in Small Villages.*
- Uggetti, E., Ferrer, I., Llorens, E., & García, J. (2009). *Sludge treatment wetlands: A review on the state of the art.*
- Whiting, G., & Chanton, J. (2000). *Greenhouse carbon balance of wetlands: Methane emission versus carbon sequestration.*