



Escuela Técnica
Superior de Ingeniería
de Caminos, Canales y Puertos.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

TRABAJO FIN DE MÁSTER “ANTEPROYECTO: DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA REGIÓN DE MURCIA”

Autor: Agustín Pedreño Almagro
Tutor: Juan Tomás García Bermejo

Año 2013/2014



AGRADECIMIENTOS

Agradecer a varias personas a las que, de un modo u otro, han contribuido a que este Trabajo Fin de Máster saliese adelante:

- A mi hija Carla, por aparecer en mi vida y ser capaz de dibujarme una sonrisa todos los días.
- A mis padres, por todo su apoyo que me han dado, sin ellos no hubiera llegado hasta aquí.
- A mi hermana, que siempre está a mi lado.
- A Noelia, por no dejar de apoyarme y animarme en esta etapa de mi vida.
- A mis amigos, que pese a dejarlos abandonados para continuar con mis estudios aun siguen a mi lado.
- A loles y Salvador, por esos momentos inolvidables y por su ayuda incondicional.
- Por último agradecer a D. Juan Tomás Garcia Bermejo por brindarme la oportunidad de poder realizar este Trabajo Fin de Máster, por su ayuda , dedicación, y motivación, que me ha hecho posible llevar a buen término este trabajo.



0. Resumen

El presente Trabajo Fin de Máster (en adelante TFM), desarrolla el cálculo justificativo de todos los procesos necesarios para la depuración de aguas residuales urbanas y su posterior reutilización para riego en la agricultura según el RD 1620/2007. Así como el diseño hidráulico de las instalaciones de nuestra Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas (en adelante E.D.A.R.U).

Se ha calculado esta E.D.A.R.U para una población de 25.783 habitantes equivalentes según el R.D.11/95. Los calculos justificativos se han realizado para las dos líneas en las que se ha dividido nuestra E.D.A.R.U, que son, la línea de agua y línea de fangos. A su vez, la línea de agua se ha dividido en otras dos líneas independientes con el fin de mejorar su funcionamiento y su explotación (duplicidad de instalaciones y equipos en la línea de agua) .

La línea de agua consta de un pretratamiento, un tratamiento secundario y un tratamiento terciario. El pretratamiento se inicia con la llegada del agua residual a nuestra E.D.A.R.U, dado que el agua llega bombeada, no se dispondrá de reja de gruesos, pero se realizará un desbaste de sólidos finos mediante una reja de finos y un tamizado, utilizando un tamiz de escalera móvil. Para finalizar esta fase se proyectan dos desarenadores-desengrasadores aireados.

El tratamiento secundario, el tratamiento biológico proyectado se conseguirá por el procedimiento de fangos activados con baja carga, en régimen de aireación prolongada con nitrificación en dos reactores biológicos tipo carrusel. Se finalizará esta etapa con el diseño de dos decantadores circulares de rasquetas.

El tratamiento terciario constará de dos filtros de arena rápidos por gravedad, un depósito para el lavado de los filtros de arena, un laberinto de cloración, y un canal de desinfección por ultravioletas con 4 módulos de lámparas UV.

La línea de fangos, la formara un espesador de fangos por gravedad circular, una deshidratación de fangos mediante el uso de una centrifuga y una tolva de almacenamiento. El fango procedente de la línea de fangos se gestionará según la ley 22/2011 para distintos usos (agrícolas, vertedero o incineración).

La línea de agua y la línea de fangos, se ha dimensionado todos los equipos e instalaciones auxiliares (bombas, difusores, turbinas y depósitos) con el fin de obtener un funcionamiento correcto y una eficaz explotación.

En este TFM, se incluye toda la normativa actualizada, los cálculos electricos, los planos constructivos de las instalaciones más importantes, el presupuesto, el plan de trabajo, el anejo hidrológico y los calculos estructurales de las principales instalaciones de hormigón armado de nuestra E.D.A.R.U.



Contenido

0. Resumen.....	2
Índice de Figuras.....	8
Índice de Tablas.....	13
1. Objetivos.....	15
2. Bases de partida y resultados a obtener.	16
2.1 Parámetros unitarios.	16
2.2 Caudales de diseño.....	23
2.3 Composición de la contaminación de las aguas residuales.	25
2.4 Resultados a obtener.....	26
3. Descripción de las partes de la E.D.A.R.U y los contaminantes eliminados en ellas.....	28
3.1 Tratamientos en el proceso de depuración.	28
3.2 Acometida de entrada a la E.D.A.R.U y derivación general (by pass).....	30
3.3 Pretratamiento.	30
➤ Rejas.	31
➤ Parámetros de diseño en rejas.	33
➤ Tamizado.	37
➤ Desarenado-Desengrasado conjunto.	39
➤ Parámetros de diseño y teoría aplicable a un desarenador - desengrasador rectangular aireado.	41
➤ Inyección de aire en el desarenador – desengrasador.	50
3.4 Extracción de residuos en el pretratamiento.....	56
3.5 Tornillo sin fin.....	58
3.6 Medición de caudal a la salida del pretratamiento.	61
3.7 Tratamiento Secundario o Biológico.	62
➤ Introducción.....	62
3.7.1 Fangos Activados.....	64
➤ Reacciones en el Reactor Biológico.	66
3.7.2 Parámetros de diseño de fangos activados.	67
➤ Carga másica.	67
➤ Carga volúmica.	70
3.7.3 Cinética de los procesos biológicos aerobios.....	71



3.7.4 Modelo matemático de la degradación de materia orgánica.....	74
➤ Efectos de la temperatura.....	76
➤ Aplicación de la cinética de los procesos biológicos.	77
➤ Índice volumétrico del lodo (IVL).....	83
3.7.5 Eliminación del nitrógeno de las aguas residuales por vía biológica. Proceso de nitrificación.	85
➤ Cinética de la nitrificación.....	86
➤ Ecuaciones nitrificación de Van Haandel, Dold y Marais.....	88
➤ Factor de Seguridad Nitrificación.....	91
3.7.6 Eliminación del nitrógeno por desnitrificación.....	92
➤ Cinética de la desnitrificación.....	93
➤ Canales de oxidación para posibilitar la eliminación del nitrógeno.	97
3.3.7 Eliminación de fósforo por vía biológica en procesos de depuración de aguas residuales.....	100
➤ Criterios de diseño de la zona anaerobia del reactor biológico.....	104
3.4 Dimensionamiento de los equipos de aireación.	105
➤ Equipos de Aireación.	105
➤ Consumo y necesidades de oxígeno en el reactor biológico.....	108
➤ Transferencia de oxígeno al agua residual.....	112
➤ Diseño de difusores de burbuja fina.	119
3.5 Decantación secundaria o clarificación.....	122
➤ Tipos de decantadores.....	122
3.5.1 Parámetros de diseño de un decantador.	125
➤ Carga Superficial y Carga de sólidos.	125
➤ Obtención de la altura útil en un decantador.....	126
➤ Ubicación y Carga sobre los vertederos.	129
➤ Eliminación de flotantes en el decantador.	132
➤ Control del caudal a la salida del decantador secundario.	133
3.6 Tratamiento Terciario.....	133
3.6.1 Filtración en medio granular – Filtro de arena.....	133
➤ Mecanismos de eliminación de las partículas.	134
➤ Variables del proceso de filtración.....	136
➤ Hidráulica de la filtración.....	140
➤ Pérdidas de carga en el filtro de arena.	141
➤ Sentido de la filtración y proceso de lavado del filtro.	142



3.6.2 Desinfección de las aguas residuales.	145
➤ Introducción.	145
3.6.2.1 Desinfección por Rayos Ultravioleta (UV).	145
➤ Cinética germicida.	148
➤ Lámparas UV de baja y media presión.	152
➤ Tipos de reactor ultravioleta.	155
➤ Consideraciones previas a tener en cuenta en el diseño del reactor ultravioleta.	156
➤ Diseño de un sistema de desinfección por rayos ultravioleta.	157
➤ Ventajas y desventajas de la desinfección por rayos ultravioleta.	159
➤ Coste de los sistemas de desinfección por luz UV.	160
3.6.2.2 Desinfección por cloración.	161
➤ Introducción a la cloración.	161
➤ Química de la cloración.	161
➤ Factores que condicionan la cloración.	162
➤ Tipos de cloración.	166
➤ Instalaciones para la cloración.	168
3.7 Línea de fangos.	170
➤ Características de los fangos.	170
➤ Tuberías y pérdidas de carga en la línea de fangos.	172
➤ Bombas para el transporte de lodos.	173
➤ Espesamiento por gravedad.	173
➤ Tipo de coadyudante de la floculación y dosificación.	174
➤ Deshidratación mediante centrifugación.	177
➤ Transporte y vertido.	178
4. Normativa de aplicación. (Podemos hablar del almacenamiento de productos químicos)	180
4.1 Normativa calidad de aguas.	180
4.2 Normativa lodos generados en la E.D.A.R.U.	184
4.3 Normativa sobre las instalaciones de almacenamiento de productos químicos en una E.D.A.R.U.	185
➤ Recipientes.	186
➤ Distancias entre recipientes e instalaciones.	188
➤ Cimentaciones de los recipientes.	188
➤ Zonas de carga y descarga.	189



➤	Dispositivos de seguridad para evitar sobrellenados.	190
	5. Cálculos Justificativos del Proceso	191
	6. Cálculos Hidráulicos de la EDARU	235
	7. Cálculos Eléctricos	259
	8. Planificación de los Trabajos.	262
	9. Planos EDARU.....	264
	10. Presupuesto estimado EDARU	274
	11. ANEJO HIDROLÓGICO	277
➤	Introducción:	277
➤	Cálculo de la lluvia sintética:	277
➤	Método Racional:	283
➤	Coeficientes de escorrentía (C).	284
➤	Cálculo de imbornales.....	288
➤	Tipología de imbornales.....	288
➤	Metodologías para la disposición de imbornales.	289
➤	Metodología UPC (Grupo FLUMEN y empresa CLABSA).	290
➤	Obtención de Intensidad media máxima (I_5) obtenida de las curvas IDF.	296
➤	Solución final.....	296
➤	Cálculo de la red de saneamiento.	297
	ANEXO I: RESULTADOS ANEXO HIDROLÓGICO	300
	ANEXO II: CÁLCULOS ESTRUCTURALES	304
➤	Características del terreno.	305
➤	Soluciones Adoptadas en cimentación.	305
➤	Etapas del cálculo estructural.	305
➤	Descripción estructural.....	306
➤	Acciones adoptadas en el cálculo.....	306
➤	Depósitos de agua.....	307
➤	Empuje hidrostático.....	307
➤	Empuje del terreno.	307
➤	Edificaciones.	307
➤	Acciones permanentes (G).	307
➤	Acciones variables (Q).	308
➤	Acciones accidentales (A).	309
➤	Coeficientes de seguridad. Niveles de Control.	311



➤ Métodos de cálculo de depósitos.....	312
Bibliografía	374

Índice de Figuras

<i>Figura 1: Definición de Habitante Equivalente según R.D. 11/95. Elaboración propia.</i>	16
<i>Figura 2: Procedimientos para la obtención de S.S. Fuente: Elaboración propia a partir de (METCALF&EDDY, 2000).</i>	19
<i>Figura 3: Rendimiento de eliminación de bacterias coliformes en % con procesos convencionales de depuración. Fuente: (Hernández, 2001).</i>	22
<i>Figura 4: Valores máximos admisibles según los criterios de calidad para reutilización de las aguas en función de sus usos. Fuente: RD 1620/2007.</i>	22
<i>Figura 5: Tipos de calidad según los límites bacteriológicos del RD 1620/2007. Fuente: Guía de para la aplicación del RD 1620/2007.</i>	22
<i>Figura 6: Tratamientos propuestos genéricos. Fuente: Guía de para la aplicación del RD 1620/2007.</i>	23
<i>Figura 7: Distintos tratamientos que se producen en una E.D.A.R.U. Fuente: Elaboración propia.</i>	28
<i>Figura 8: Esquema Línea de Fangos. Fuente: Elaboración propia.</i>	29
<i>Figura 9: By-pass en las distintas fases de tratamiento de una depuradora con una configuración convencional. Fuente: Internet.</i>	30
<i>Figura 10: Modelos de reja más empleados en el desbaste. Fuente: Catálogo Coutex.</i>	32
<i>Figura 11: Representación de un canal de desbaste. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).</i>	33
<i>Figura 12: Valores del coeficiente K_2 en el cálculo de pérdida de carga en rejillas. Fuente: (Hernández, 2001).</i>	36
<i>Figura 13: Ejemplo de un tamiz de escalera móvil de la empresa Oxycompact modelo TE.</i>	38
<i>Figura 14: Valores de f en función de la forma de los barrotes. (Hernández, 2001).</i>	38
<i>Figura 15: Representación de los parámetros de la ecuación de Kirschner.</i>	39
<i>Figura 16: Trayectoria helicoidal de las partículas de arena debido a la inyección de aire por los difusores. Fuente: (CEDEX, 2004).</i>	40
<i>Figura 17: Flujo en movimiento alrededor de una esfera sumergida. Fuente: (Cabe, 2007).</i>	42
<i>Figura 18: Coeficientes de rozamiento para esferas y partículas irregulares. Fuente: (Cabe, 2007).</i>	44
<i>Figura 19: Densidad y viscosidad dinámica como función de la temperatura. Fuente: (Valdez, 2003).</i>	45
<i>Figura 20: Sección transversal desarenador. Fuente: (Hernández, 2001).</i>	47
<i>Figura 21: Croquis de velocidades. Fuente: (Hernández, 2001).</i>	48
<i>Figura 22: Esquema conceptual de un desarenador aireado.</i>	50
<i>Figura 23: Difusores en un desarenador-desengrasador aireado. Fuente: consorcioaa.com.</i>	51
<i>Figura 24: Diagrama de Moody. Fuente: http://fisica.laguia2000.com/complementos-matematicos/diagrama-de-moody.</i>	54
<i>Figura 25: Sección transversal típica de un desarenador aireado. Fuente: Internet.</i>	55



Figura 26: Puente desarenador-desengrasador. Fuente: proeqma.com	55
Figura 27: Clasificador lavador de tornillo sin fin de la marca Quilton. Fuente: Internet.	57
Figura 28: Contenedor sobre guías para los residuos del desarenador-desengrasador. Fuente: Elaboración Propia.....	58
Figura 29: Funcionamiento de un caudalímetro electromagnético. Fuente: Catálogo Tecfluid Serie Flomid.	61
Figura 30: Reducciones en la tubería principal para evitar errores de lectura en el caudalímetro. Fuente: Catálogo Tecfluid Serie Flomid.....	62
Figura 31: Fundamentos de los procesos biológicos. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	63
Figura 32: Esquema de un proceso de fangos activados. Fuente: Internet. ...	65
Figura 33: Valores de carga másica obtenidos de la literatura.....	68
Figura 34: Rendimientos de eliminación DBO_5 en función de la carga másica. Fuente: IMHOFF.	69
Figura 35: Representación de los efectos de un nutriente limitante sobre la velocidad específica de crecimiento (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	72
Figura 36: Estructura del modelo de Lawrence y McCarty. Fuente: Elaboración Propia.	74
Figura 37: Planteamiento general. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000).....	77
Figura 38: Esquema de un reactor biológico tipo Carrusel. Fuente: (J. Suárez, 2010).	77
Figura 39: Influencia del tiempo de retención celular (θ_c) sobre la concentración de Substrato del efluente. Fuente: Elaboración Propia.	81
Figura 40: Variación del índice volumétrico de lodos (IVL) con la carga másica. Fuente: Internet.	84
Figura 41: Velocidad de desnitrificación referida al consumo de $N-NO_3^-$ en función de la temperatura y de la fuente de carbono. Fuente: (J. Suárez, 2010).	95
Figura 42: Representación de la zona aerobia y anóxica de un reactor biológico con recirculación. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	98
Figura 43: Mecanismo de desfosfatación en un reactor biológico. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).....	101
Figura 44: Etapa anaerobia del proceso de eliminación de fósforo. Fuente: (Eliminación biológica de nutrientes en aguas residuales., 2010).....	102
Figura 45: Etapa aerobia del proceso de eliminación de fósforo. Fuente: (Eliminación biológica de nutrientes en aguas residuales., 2010).....	102
Figura 46: Esquema de concentraciones de DQO y P. Fuente: WEF y ASCE 1992.	103
Figura 47: Coeficientes de transferencia de oxígeno y potencias disipadas (P) por unidad de volumen típicos (V) de los principales sistemas de aireación. Fuente: ESAMUR.	105
Figura 48: Relación entre el área y el volumen de una burbuja esférica dependiendo del tipo de burbuja. Fuente: Elaboración Propia.	106
Figura 49: Difusor de membrana de burbuja fina de la marca ABS Nopon modelo PIK300. Fuente: Catálogo ABS Nopon.	107

Figura 50: Aireadores superficiales utilizados en las E.D.A.R.U's. Fuente: ESAMUR.	107
Figura 51: Modelo del oxígeno disuelto en el tratamiento biológico. Fuente: (J. Suárez, 2010).	108
Figura 52: Variación del valor de SOTE (%) en función de la profundidad del reactor biológico. Fuente: Elaboración Propia.	115
Figura 53: Variación del valor de SOTE (%) en función del caudal de difusor. Fuente: Xylem.	115
Figura 54: Variación de la presión atmosférica según la altura. Fuente: www.tiempo.com.....	117
Figura 55: SOTE en función del caudal de aire del difusor para distintas densidades. Fuente: ESAMUR.....	120
Figura 56: Disposiciones típicas de difusores en planta. Fuente: ESAMUR.	121
Figura 57: Esquema de una instalación de difusores de burbuja fina.	121
Figura 58: Izquierda, una campana difusora típica y a la derecha el esquema de la zona de entrada de un decantador circular con sus parámetros de diseño. Fuente: (ASCE/EWRI, 2010) y (CEDEX, 2004).	123
Figura 59: Decantador circular con zona central de floculación. Fuente: (CEDEX, 2004).	124
Figura 60: Esquema de un decantador circular por rasquetas. Fuente: www.hidrometalica.com	124
Figura 61: Profundidades de decantadores en función del diámetro y distintas zonas funcionales en el interior de un decantador según la norma ATV-A131. Fuente: Elaboración propia y (CEDEX, 2004).	127
Figura 62: Detalles de las chapas de vertedero y deflectoras de un decantador. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	129
Figura 63: Vertedero triangular de pared delgada. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	130
Figura 64: Representación en planta y alzado del vertedero del decantador. Fuente: Elaboración Propia.....	131
Figura 65: Representación gráfica de las variables que intervienen en la ecuación de Darcy. Fuente: Elaboración Propia.....	134
Figura 66: Eliminación de la materia en suspensión en un filtro granular: (a) por retención; (b) por sedimentación; (c) impacto inercial; (d) por intercepción; (e) por difusión. Fuente: http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan/002320/002320.htm	136
Figura 67: Representación de un filtro multicapa. Fuente: http://constructionmanuals.tpub.com/14259/img/14259_133_5.jpg	139
Figura 68: Filtro AQUAZUR tipo V, fase lavado aire-agua con barrido de superficie. DEGREMONT Manual técnico del agua 4ª ed. Bilbao.	143
Figura 69: El Espectro Electromagnético. Escala de la Radiación Ultravioleta. Fuente: Gráfica del Metcalf&Eddy.	146
Figura 70: Componentes de la Lámpara de Mercurio UV y diseño del balasto.	147
Figura 71: Cinética de inactivación de la desinfección por UV. Fuente: Desinfección de agua por medio de ultravioletas. H. B. Wright y W. L. Cairns	149
Figura 72: (a) Reactor de Trojan Technologies, Inc.(b) adaptado de Infilco Degremont, Inc. Fuente: Crites and Tchobanoglous, 1998.	155



Figura 73: Representación gráfica de la distancia máxima que es eficaz la lámpara para que se produzca su efecto germicida. Fuente: Elaboración Propia.	158
Figura 74: Porcentaje de ácido hipocloroso en el agua residual en función del pH. Fuente: (Hernández, 2001).	163
Figura 75: Curva típica de demanda de cloro de un agua residual urbana decantada. Fuente: Elaboración propia.	166
Figura 76: Curva demanda de cloro. Fuente: (Hernández, 2001).	168
Figura 77: Dimensiones recomendadas para el canal de cloración. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	169
Figura 78: Ejemplo de un canal de cloración. Fuente: Internet.	170
Figura 79: Transporte por tubería de lodos. Coeficiente de mayoración K_p . Fuente: (Hernández, 2001).	172
Figura 80: Equipo Jar Test de 6 unidades. Fuente: www.yarethquimicos.com	176
Figura 81: Esquema de funcionamiento de una centrífuga. Fuente: (J. Suárez, 2010)	178
Figura 82: Ejemplo de una tolva de fangos, modelo TTP. Fuente: Catálogo de la empresa Tecmoncade.	179
Figura 83: Catálogo Tadipol,s.l. Características geométricas depósito PRFV	187
Figura 84: Modelo dosificador CT 16/360. Casa comercial García Fernández.	187
Figura 85: Imagen tomada en la visita a la EDARU (Murcia – Este) el día 07-05-2014. Fuente: Elaboración Propia.	188
Figura 86: Hoja 4-5 de la publicación Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular”	279
Figura 87: Cuantiles Y_t , de la ley SQRT-ET máx, también denominados Factores de Ampliación K_T en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular “ (1997).	280
Figura 88: Instrucción de Carreteras 5.2 –IC “Drenaje superficial”	282
Figura 89: Tabla 2.1 de la Instrucción 5.2-I.C.	283
Figura 90: Tabla 2.1. Estimación inicial del umbral de escorrentía P_o (mm). I.C-5.2. Drenaje superficial.	284
Figura 91: Continuación Tabla 2.1	285
Figura 92: Continuación Tabla 2.1	286
Figura 93: I.C -5.2. Drenaje Superficial, figura 2.5.	286
Figura 94: I.C -5.2. Drenaje Superficial, figura 2.4.	287
Figura 95: Tipos de imbornales	288
Figura 96: Tipos de sección de la calle simétrica; caso ancho de la mitad de la calzada de más de 3 m. Fuente: (Pérez, 2009)	291
Figura 97: Expresiones para la obtención del coeficiente k. Fuente: Apuntes UPCT, tema 12. Ingeniería Ambiental y Sanitaria. Grado en Ingeniería Civil.	291
Figura 98. Modelos de rejillas ensayadas. Fuente: (Pérez, 2009)	292
Figura 99: Sección tipo de la mitad de la calzada. Fuente: (Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas, 2010)	292
Figura 100: Evolución del flujo superficial. Fuente: (Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas, 2010).	293



<i>Figura 101: Representación de la división en subcuencas de características idénticas para la resolución del problema. Fuente: (Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas, 2010).....</i>	<i>294</i>
<i>Figura 102: Representación de la superficie de una calzada+acera equivalente al área de la cuenca de estudio. Fuente: Flumen.</i>	<i>295</i>
<i>Figura 103: Valores Intensidad Media Máxima para un periodo de retorno de 10 años y duración 5 minutos para la Región de Murcia. Fuente: Elaboración Propia.</i>	<i>296</i>
<i>Figura 104: Representación del 75% capacidad: Fuente: Elaboración Propia.</i>	<i>297</i>
<i>Figura 105: Gráfica que relaciona Q_p/Q y V_p/V para las diferentes alturas de llenado. Fuente: (Muñoz, 2007. 7ª edición)</i>	<i>299</i>



Índice de Tablas

Tabla 1: Datos estimativos de la dotación. Fuente: (CEDEX, 2004)	17
Tabla 2: Valores de DBO_5 . Fuente: (CEDEX, 2004)	18
Tabla 3: Valores del índice de biodegradabilidad. Fuente: (CEDEX, 2004)....	18
Tabla 4: Valores de S.S. Fuente: (CEDEX, 2004)	20
Tabla 5: Indicadores de contaminación en diferentes aguas. Fuente: (Craun, G Berger, & Calderón 1997).	21
Tabla 6: Características de las aguas residuales urbanas. Fuente: (Hernández, 2001)	25
Tabla 7: Parámetros de diseño para rejillas. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	33
Tabla 8: valores de C para la ecuación 3.0.	34
Tabla 9: Valores del coeficiente K_3 , en el cálculo de pérdida de carga en rejillas. Fuente: (Hernández, 2001).	36
Tabla 10: Parámetros de diseño. Fuente: (CEDEX, 2004).....	41
Tabla 11: Densidad y viscosidad del agua, en función de la temperatura. Fuente: (Hernández, 2001).	45
Tabla 12: Datos obtenidos en ensayos. Fuente: (Hernández, 2001).....	46
Tabla 13: Resultados de la 3ª comprobación desarenador. Fuente: Elaboración Propia.	49
Tabla 14: Volumen de aire en desarenados. Fuente: (Hernández, 2001)	50
Tabla 15: Parámetros de diseño desarenador aireado. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	50
Tabla 16: Velocidad del aire en tuberías, en condiciones normales. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000).	53
Tabla 17: Propiedades físicas del aire. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000)....	53
Tabla 18: Valores de dimensionamiento empleados en este TFM. Fuente: Elaboración Propia.	56
Tabla 19: Parámetros de diseño para obtención del volumen mayorado de residuos a transportar. Fuente: Elaboración Propia.....	57
Tabla 20: Valores del coeficiente de relleno de la sección. Fuente: (Universidad Carlos III de Madrid, 2012).	59
Tabla 21: Valores de k según la inclinación. Fuente: (Universidad Carlos III de Madrid, 2012).	59
Tabla 22: Valores del Coeficiente de resistencia del material. Fuente: (Universidad Carlos III de Madrid, 2012).	60
Tabla 23: Valores típicos de los coeficientes cinéticos para el proceso de fangos activados. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000)	75
Tabla 24: Valores del coeficiente de actividad- temperatura de Eckenfelder. Fuente: (CEDEX, 2004) (METCALF&EDDY, 2000)	76
Tabla 25: Valores de IVL según norma alemana ATV- A131. Fuente: (CEDEX, 2004).	84
Tabla 26: Relación entre la fracción de organismos nitrificantes y la relación DBO_5 / NKT . Fuente: Elaboración Propia.	90
Tabla 27: Valores de la constante K_{NO} . Fuente: (J. Suárez, 2010).....	94
Tabla 28: Valores de la tasa de desnitrificación a diferentes temperaturas. Fuente: Elaboración Propia.....	95



Tabla 29: Relación entre la carga másica, rendimiento y la edad del fango en función de la temperatura. Fuente: (CEDEX, 2004).....	97
Tabla 30: Parámetros de diseño de varios canales de oxidación. Fuente: Manual for Nitrogen Control. U.S. EPA Office Water, Washington, DC.....	99
Tabla 31: Valores de diseño. Fuente: (CEDEX, 2004).....	100
Tabla 32: Valores de diseño para eliminación de fósforo y nitrógeno. Fuente: (CEDEX, 2004).	104
Tabla 33: Valores de los coeficientes a y b, en función de la carga másica: Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).....	110
Tabla 34: Valores de Cs.....	113
Tabla 35: Condiciones estándar para el cálculo de la OTR. Fuente: (CEDEX, 2004).	114
Tabla 36: Valores de α según fuentes consultadas. Fuente: Elaboración Propia.....	116
Tabla 37: Valores de la ley de presión atmosférica. Fuente: Elaboración Propia.....	118
Tabla 38: Valores de Carga Superficial y Carga de Sólidos. Fuente: (CEDEX, 2004).	126
Tabla 39: Dimensiones y calado en el vertedero tipo Thompson. Fuente: Elaboración Propia.	132
Tabla 40: Parámetros de diseño para los equipos de recogida de flotantes. Fuente: Elaboración Propia.....	132
Tabla 41: Capacidad de filtrado por granulometría. Fuente: Manual depuración pequeñas poblaciones. CEDEX, 2010.	139
Tabla 42: Valores del coeficiente empírico C. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).	141
Tabla 43: Dosificaciones para Bacterias, virus, protozoos y levaduras. Fuente: 1. Legan (1980) 2. Jevons (1982) 3. Grocock (1984) 4. Antopol (1979) Wilson et al (1993) 6. Wolfe (1990) 7. Rice and Hoff (1981) 8. Ransome et al (1993) 9. Harris et al (1987) 10. Trojan Technologies Ltd. 11. Battigelli et al (1993)...	150
Tabla 44: Tabla resumen de las características de las lámparas de mercurio de media y baja presión. Fuente: (J. Suárez, 2010).	154
Tabla 45: Características técnicas de las lámparas del sistema MEGATRON. Fuente: ultraviolet.com.....	157
Tabla 46: Parámetros de funcionamiento de una centrífuga. Fuente: (J. Suárez, 2010).....	178
Tabla 47: Norma UNE EN 752:2010. Fuente: www.Aenor.es	278
Tabla 48: Valores de A y B para las anteriores rejillas. Fuente: : (Pérez, 2009).	292
Tabla 49: Resultados finales. Fuente: Elaboración Propia.....	297
Tabla 50: Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos. Fuente: EHE-08.....	311



1. Objetivos

En la Región de Murcia, el agua es un recurso escaso y muy importante para el desarrollo económico y social. Para su obtención, retención o almacenamiento, se han proyectado diferentes obras hidráulicas, como pueden ser la construcción de presas, embalses, desaladoras, etc.. Este trabajo se centra en la depuración y reutilización de este bien escaso, abordando con profundidad los procesos más importantes en la ingeniería sanitaria.

El presente TFM, recoge el diseño, cálculo y definición de las instalaciones de nuestra E.D.A.R.U situada en la Región de Murcia, con la filosofía de ofrecer y presentar ideas para dar solución a la escasez de recursos hídricos en esta región, con la máxima calidad y respeto al Medio Ambiente.

En este TFM se han desarrollado ampliamente los conceptos teóricos de los procesos físicos, químicos, biológicos e hidráulicos que afectan a las instalaciones y equipos de una E.D.A.R.U. Se ha recopilado ecuaciones empíricas y resultados obtenidos de la experiencia en el campo de la depuración de aguas residuales, con el único fin de dar soluciones válidas al dimensionamiento de las instalaciones cuando en la fase de diseño no sea posible obtener datos iniciales del agua residual.

Los condicionantes para llevar a cabo el diseño de las diferentes instalaciones que alberga este TFM han sido:

- Dar una solución idónea a las dos líneas de procesos adoptadas (línea de agua y línea de fangos) y para ello, se ha dimensionado las instalaciones para poder absorber las pequeñas variaciones que pudiesen presentarse sobre los parámetros básicos establecidos y tener un plus de seguridad frente a situaciones imprevistas o accidentales.
- Se ha intentado realizar una correcta distribución de los diversos elementos e instalaciones de la E.D.A.R.U, con el fin de que sea una explotación eficaz y reducir los gastos de mantenimiento. Siempre que se proyecte una instalación debe buscarse el diseño más económico en su construcción como en su explotación.
- Por último se ha intentado proyectar esta E.D.A.R.U para que sea un conjunto armónico, en tanto las dimensiones de las instalaciones como en su cantidad.

2. Bases de partida y resultados a obtener.

2.1 Parámetros unitarios.

➤ Carga contaminante:

La carga contaminante, es la medida para determinar el grado de contaminación presente en el agua. Su valor es calculado como el producto de la concentración del contaminante estudiado por el caudal y por un factor de conversión (f). Nos cuantifica realmente, la cantidad de contaminación existente en un volumen de vertido en una unidad de tiempo.

$$\text{Carga contaminante} \left(\frac{\text{kg}}{\text{d}} \right) = Cc \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}} \right) * Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right) * f \quad (2.0)$$

donde:

Carga contaminante en kg/d

Cc = concentración del contaminante (mg/l)

f = factor de conversión (de mg/l a kg/m³ = 0.001).

➤ Población equivalente (P-e) en N° de habitantes equivalentes (h-e):

El N° de habitantes equivalentes es una unidad de medición de la contaminación biodegradable presente en las aguas residuales urbanas que van a llegar a nuestra E.D.A.R.U. Su equivalencia se expresa según la figura 1 obtenida del R.D. 11/95:

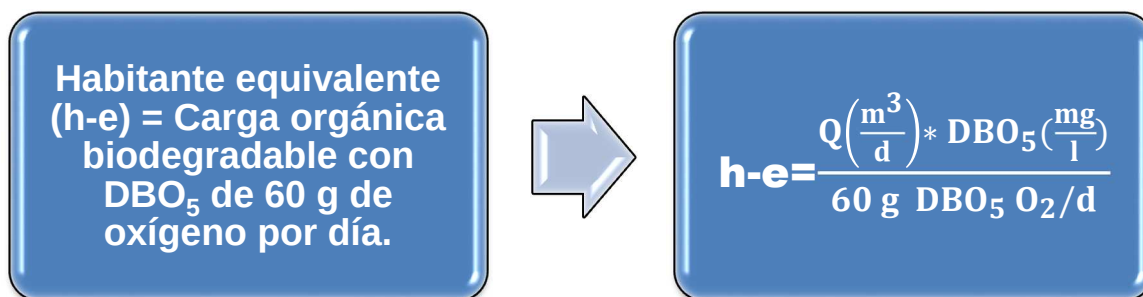


Figura 1: Definición de Habitante Equivalente según R.D. 11/95. Elaboración propia.

En las poblaciones donde mayoritariamente predominan las aguas residuales domésticas, el número de habitantes y habitantes equivalentes será similar, aunque lo habitual es que siempre sea mayor el número de habitantes equivalentes que el número de habitantes de la población, dado que pueden existir vertidos industriales y comerciales que se tendrán que considerar. Para determinar los habitantes equivalentes es necesario considerar la semana de mayor carga contaminante del año sin lluvias o vertidos extraordinarios (Directiva 91/271). Por último resaltar que este concepto (habitante equivalente) es muy útil porque permite comparar cargas contaminantes con independencia del origen o naturaleza de sus aguas residuales.

➤ Dotación (d) (litros/h-e/día):

Deberá considerarse una dotación de agua de abastecimiento estimada, en función de los habitantes residentes a la población cuya red de saneamiento recoge las aguas para ser tratadas en nuestra E.D.A.R.U. Para dimensionar las instalaciones con un margen de seguridad pueden utilizarse, los valores de la tabla 1, siempre que no se disponga de valores reales:

Habitantes equivalentes	Dotación abastecimiento
< 25.000	150– 200 l/ h-e/ d
25.000 – 50.000 (25.783)	200 – 250 l/ h-e/ d
> 50.000	250 – 300 l/ h-e/ d

Tabla 1: Datos estimativos de la dotación. Fuente: (CEDEX, 2004)

Nota: Entre paréntesis el valor adoptado en este TFM para nº de habitantes equivalentes.

Deberá conocerse si la población es estable o variable (zonas turísticas). En este TFM, se ha considerado que la población es estable.

➤ Carga de DBO₅ (gr O₂/h-e/día):

La DBO₅ es la demanda bioquímica de oxígeno medida a 5 días y a una temperatura de 20° C. Se define como la cantidad total de oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en su proceso de oxidación biológica de la materia orgánica biodegradable. Se obtiene aplicando la ecuación 2.1.

$$DBO_5 = \frac{D_1 - D_2}{P} \quad (mg \text{ O}_2/l) \quad (2.1)$$

Siendo D₁ , D₂ = diferencia entre el oxígeno disuelto consumido en la muestra al inicio del experimento y trascurrido 5 días. P= fracción volumétrica de la muestra empleada.

Cuando es posible obtener valores reales de la DBO_5 del agua bruta, se puede calcular la carga de DBO_5 , utilizando la ecuación 2.2:

$$Carga\ DBO_5 = \frac{DBO_5 \left(\frac{mg\ O_2}{l} \right) \times dotación \left(\frac{l}{h-e} / día \right)}{1.000} = \left(\frac{g\ O_2}{h-e} / día \right) \quad (2.2)$$

En caso de no poder obtener estos datos por análisis previos, se puede recurrir a un valor estimado que se encuentra en la bibliografía existente:

TIPO DE RED	DBO_5
Zonas residenciales, red separativa	50 g O_2 /h-e/d
Núcleos de población, red separativa o red unitaria	60 - 75 g O_2 /h-e/d (60)

Tabla 2: Valores de DBO_5 . Fuente: (CEDEX, 2004)

Nota: Entre paréntesis el valor adoptado en este TFM para el valor de la carga de DBO_5 .

➤ Carga de DQO (gr O_2 /h-e/día):

La DQO es la demanda química de oxígeno que es un parámetro que cuantifica la cantidad de sustancias susceptibles de ser oxidadas por medios químicos que hay disueltas o en suspensión en una muestra líquida.

Existe una relación entre la DBO_5 y la DQO, que es el índice de biodegradabilidad¹ de las materias orgánicas contenidas en el agua, y cuanto mayor sea su valor nos estará indicando que esas aguas tienen una difícil depuración biológica.

TIPO DE AGUAS	DQO / DBO_5
Aguas residuales brutas	2,2 a 2,8 (1,5)
Aguas residuales depuradas	2,6 a 3,2

Tabla 3: Valores del índice de biodegradabilidad. Fuente: (CEDEX, 2004).

Nota: Entre paréntesis el valor adoptado en este TFM para el índice de biodegradabilidad.

¹: La biodegradabilidad es la característica de algunas sustancias químicas de poder ser utilizadas como sustrato por microorganismos, que las emplean para producir energía (por respiración celular) y crear otras sustancias y nuevos organismos.

➤ Carga de sólidos en suspensión totales S.S.T (gr/h-e/día):

Una de las consecuencias más visibles de la contaminación que producen las aguas residuales en las aguas naturales es el incremento en sólidos en suspensión (SS), así como su turbiedad.

Para la determinación de los sólidos en suspensión (SS) se realiza una filtración con filtros de fibra de vidrio (Whatman, 1,2 micrómetros de tamaño de poro) de una muestra de agua residual, que posteriormente es pesada su residuo tras su paso por un proceso de evaporación a 110°C, distinguiendo así la fracción suspendida (SS) de la filtrable (SF). A continuación este residuo se calcina a 585 °C, se vuelve a pesar, y se determina la fracción inorgánica que contienen los mismos y por diferencia se puede obtener la fracción volátil (SSV - SFV).

Estos sólidos volátiles dan una idea de la estabilidad biológica de los fangos de las aguas residuales. Dejando que sedimenten mediante el cono de Imhoff durante 60 minutos, se puede obtener los sólidos sedimentables. Este parámetro es muy importante ya que nos aporta información valiosa sobre la efectividad en el proceso físico de la sedimentación.

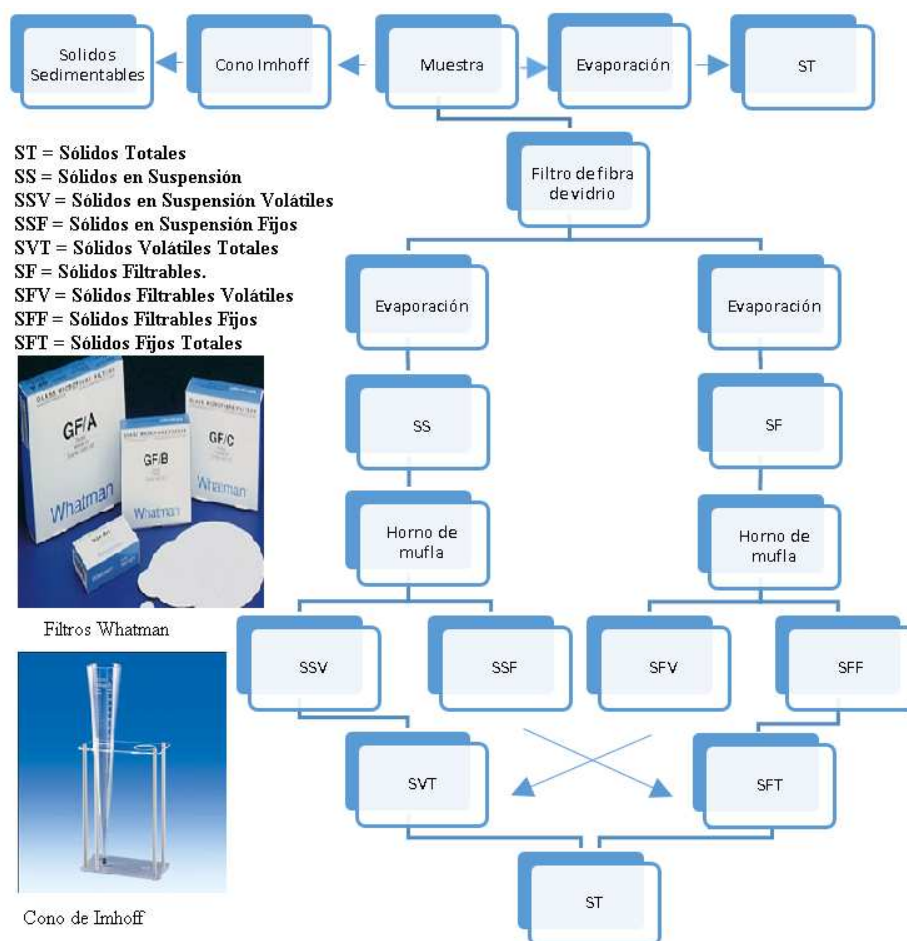


Figura 2: Procedimientos para la obtención de S.S. Fuente: Elaboración propia a partir de (METCALF&EDDY, 2000).

El contenido en sólidos en suspensión de las aguas residuales nos define la mayor parte del valor del peso del volumen de fangos (lodos obtenidos en el pretratamiento). En función de la contaminación orgánica biodegradable eliminada se define el peso del lodo secundario. Los lodos que se generan en el pretratamiento más los obtenidos en el tratamiento secundario constituyen el volumen de fangos a eliminar y tratar en nuestra E.D.A.R.U.

Operando de forma análoga, se obtiene la ecuación 2.3 :

$$Carga\ SST = \frac{SST \left(\frac{mg}{l} \right) \times dotación \left(\frac{l}{h-e} / día \right)}{1.000} = \left(\frac{g}{h-e} / día \right) \quad (2.3)$$

En caso de no poder obtener estos datos por análisis, se puede recurrir a un valor estimado que se obtiene de la tabla 4:

TIPO DE ZONAS	S.S
Zonas residenciales, red separativa	50 gr/h-e/d
Núcleos de población, red separativa	75 gr/h-e/d
Núcleos de población, red unitaria	90 gr/h-e/d (90)

Tabla 4: Valores de S.S. Fuente: (CEDEX, 2004)

Nota: Entre paréntesis el valor adoptado en este TFM.

➤ Nutrientes:

Los nutrientes son sustancias que son esenciales para el buen funcionamiento de los procesos biológicos, tanto aerobios como anaerobios. Los dos nutrientes principales son el nitrógeno y el fósforo.

Nitrógeno Total Kjeldahl (N-NTK): Es un indicador que refleja la cantidad total de nitrógeno en el agua analizada, suma del nitrógeno orgánico en sus diversas formas (proteínas y ácidos nucleicos en diversos estados de degradación, urea, aminas, etc.) y del ion amonio NH_4^+ . Las unidades de medida son mg/l.

Las concentraciones de Nitrógeno total Kjeldahl en el agua residual se encuentran en un intervalo de 15 a 35 mg/L. Para este TFM, se ha cogido un valor de N-NKT = 27,5 mg/l.

Fósforo Total (P_{TOTAL}): Se encuentra en las aguas residuales en forma de fosfatos orgánicos (insoluble, transformable a fosfato soluble por fermentación o hidrólisis) o polifosfatos. Su origen son los residuos humanos, los detergentes, y los vertidos industriales. Su misión principal es actuar como nutriente. Además desempeña una papel importante en el proceso de eutrofización. Las unidades de medida son mg/l.

Las concentraciones de fósforo total en el agua residual se encuentran en un intervalo de 8 a 15 mg/L. Para este TFM, se ha cogido un valor de P-total = 10 mg/l.

➤ Uso de organismos indicadores:

Los organismos patógenos se encuentran presentes en las aguas residuales en cantidades muy pequeñas (generalmente) y resultan difícil de aislar y de identificar. Por ello se emplea el organismo coliforme como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar.

Aparte de otras bacterias, cada ser humano evacua de 100.000 a 400.000 millones de organismos coliformes cada día. A continuación se indican en la siguiente tabla otros organismos que han sido propuestos como indicadores de la contaminación del agua.

USO DEL AGUA	ORGANISMO INDICADOR
Agua potable	Coliformes totales
Actividades lúdicas en agua dulce	Coliformes fecales, E.Coli
Zonas de crecimiento de moluscos	Coliformes totales y fecales
Desinfección de efluentes de aguas residuales	Coliformes totales y fecales

Tabla 5: Indicadores de contaminación en diferentes aguas. Fuente: (Craun, G Berger, & Calderón 1997).

Nota: Un valor habitual de coliformes totales en las aguas residuales urbanas brutas es de $10^6 - 10^7$ UFC / (100 ml).

Llegado a este punto, hay que aclarar el término UFC (Unidad Formadora de Colonias). Una UFC es el número mínimo de células vivas sobre una superficie sólida que puede dar lugar a una colonia. Este número puede ser un solo microorganismo o bien un grupo de microorganismos de una misma especie.

En el caso de bacterias, tienen la tendencia a permanecer unidas formando una colonia sobre un medio sólido de decenas de millones de células descendientes. Esta colonia tiene la característica de ser visible a simple vista.

Dependiendo del proceso de depuración que se utilice se va a tener un rendimiento de reducción de coliformes (en tanto por ciento) distinto. Siendo evidente que los tratamientos de desinfección que se emplean en los tratamientos terciarios serán los más eficaces y los procesos empleados en los pretratamientos los más ineficaces. A continuación se detallan los procesos convencionales de depuración de aguas residuales y su rendimiento de eliminación.

Proceso de depuración	Reducción Coliformes, %
Cloración de agua bruta	90-95
Sedimentación	25-55
Precipitación química	40-60
Lecho bacteriano de alta carga precedido y seguido de sedimentación	80
Lecho bacteriano de baja carga precedido y seguido de sedimentación	90
Fangos activos de alta carga, precedidos y seguidos de sedimentación	80
Filtro percolador	50-90
Método convencional de fangos activos, precedidos y seguidos de sedimentación	90
Cloración del agua tratada biológicamente	98-99

Figura 3: Rendimiento de eliminación de bacterias coliformes en % con procesos convencionales de depuración. Fuente: (Hernández, 2001).

Para dar cumplimiento al RD 1620/2007, se fijan unos valores límites que vienen reflejados como el valor máximo admisible (VMA) en la figura 4:

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				OTROS CRITERIOS
	NEMATODOS INTESTINALES	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ	
2.- USOS AGRÍCOLAS ¹					
CALIDAD 2.1² a) Riego de cultivos con sistema de aplicación del agua que permita el contacto directo del agua regenerada con las partes comestibles para alimentación humana en fresco.	1 huevo/10 L	100 UFC/100 mL Teniendo en cuenta un plan de muestreo a 3 clases³ con los siguientes valores: n = 10 m = 100 UFC/100 mL M = 1.000 UFC/100 mL c = 3	20 mg/L	10 UNT	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido de aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs. <i>Legionella spp.</i> 1.000 UFC/L (si existe riesgo de aerosolización) Es obligatorio llevar a cabo la detección de patógenos Presencia/Ausencia (<i>Salmonella</i>, etc.) cuando se repita habitualmente que c=3 para M=1.000

Figura 4: Valores máximos admisibles según los criterios de calidad para reutilización de las aguas en función de sus usos. Fuente: RD 1620/2007.

Se ha cogido el criterio de calidad más restrictivo para riego de cultivos, que es la calidad 2.1 (figura 4). Además según la Guía para la aplicación del RD 1620/2007, el tipo de calidad del efluente será la B.

USOS	Tipo de Calidad	<i>Escherichia coli</i> UFC/100 ml	Nematodos	<i>Legionella spp.</i> UFC/100 ml
- Servicios urbanos (1.2)	B	< 100-200	< 1 huevo/10L	< 100
- Riego agrícola sin restricciones (2.1)				
- Riego campos de golf (4.1)				
- Riego de productos agrícolas que no se consumen frescos.	C	< 1.000	< 1 huevo/10L	No se fija límite
- Riego pastos animales productores.				
- Acuicultura (2.2)				
- Aguas proceso y limpieza industria alimentaria (3.1)				

Figura 5: Tipos de calidad según los límites bacteriológicos del RD 1620/2007. Fuente: Guía de para la aplicación del RD 1620/2007.

Finalmente, según los tipos de calidad recogidos en la figura anterior se proponen las siguientes líneas de tratamiento.

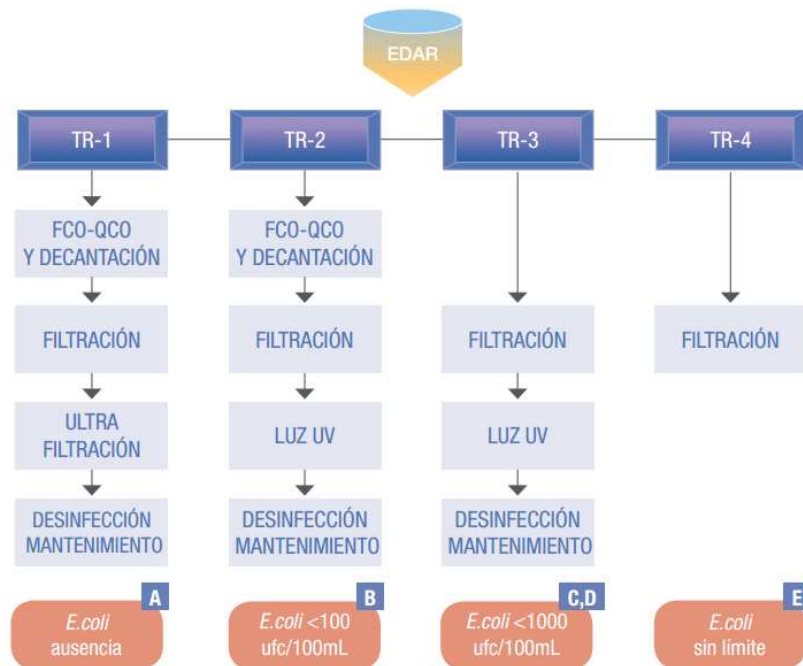


Figura 6: Tratamientos propuestos genéricos. Fuente: Guía de para la aplicación del RD 1620/2007.

Queda justificado la necesidad de implantar un tratamiento terciario con sus procesos de desinfección en nuestra E.D.A.R.U.

➤ Turbidez:

La turbidez es una característica que está en relación con el contenido de sólidos en suspensión y su grado de dispersión en el fluido. Su unidad de medida es UNT o NTU (Unidad Nefelométrica de Turbidez) según la norma US EPA 180.1. Se medirá este parámetro a la salida del tratamiento terciario y su valor tiene que ser inferior a 2 NTU según RD. 1620/2007.

2.2 Caudales de diseño.

El caudal medio se calcula a partir de la dotación (d) establecida:

$$Q_m = \frac{\text{Población (hab)} \times \text{dotación} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}}\right)}{24 \times 10^3} = \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) \quad (2.4)$$

Mientras el caudal máximo, si no se dispone de datos fiables, se puede utilizar a título orientativo, la siguiente ecuación que es una síntesis de varias ecuaciones empíricas:

$$Q_{max} = Q_m \cdot \left[1.15 + \frac{2.575}{Q_m^{1/4}} \right] \quad (m^3/h) \quad (2.5)$$

La ecuación anterior no tiene en cuenta los eventos de lluvia y el incremento de caudal adicional que aportan, por eso es necesario aplicar un parámetro de seguridad llamado coeficiente punta que tendrá las siguientes consecuencias para las instalaciones de la E.D.A.R.U:

- Se tendrá una instalación sobredimensionada durante gran parte del tiempo de explotación.
- Podrá absorber cambios bruscos de caudales y cargas contaminantes, con el fin de evitar problemas en la explotación de la E.D.A.R.U.
- Ante un incremento demográfico de la población, tendremos un margen de seguridad para poder tratar ese caudal sin tener que realizar ampliaciones en las instalaciones.

Aplicando la ecuación 2.5, para nuestro valor de caudal medio, tendríamos un factor de seguridad de 1,84. Finalmente en este TFM se ha escogido un valor del coeficiente punta igual a 2, para que nuestra E.D.A.R.U tenga un comportamiento mejor ante un caudal imprevisto mayor, penalizando el tener un sobredimensionamiento de las instalaciones de la E.D.A.R.U que se van a calcular a caudal máximo.

A continuación se recogen los caudales considerados para el diseño de las instalaciones de la E.D.A.R.U que se engloban en dos líneas (línea de agua y línea de fangos).

➤ Línea de agua

Caudal medio diario: 4.420 m³/d

Caudal medio horario: 184,17 m³/h

Coeficiente punta: 2

Caudal punta tiempo seco: 368.33 m³/h

Caudal máximo de diseño del pretratamiento: 368.33 m³/h

Caudal máximo de diseño del tratamiento biológico: 368,33 m³/h

Caudal máximo de diseño del tratamiento terciario: 184.17 m³/h

➤ Línea de fangos

La capacidad de la línea de fangos de la planta es la correspondiente al caudal medio diario correspondiente a cada fase de diseño.

2.3 Composición de la contaminación de las aguas residuales.

Las aguas residuales urbanas tienen una composición típica como la mostrada en la siguiente tabla:

Parámetro	Contaminación Fuerte (mg/l)	Contaminación Media (mg/l)	Contaminación Ligera (mg/l)
Sólidos Totales (S.T.)	1.000	500	200
Sólidos Volátiles (S.T.V.)	700	350	120
Fijos (S.T.F.)	300	150	80
Sólidos Suspensión Totales (S.S.T)	500	300	100
Volátiles (S.S.V)	400	250	70
Fijos (S.S.F.)	100	50	30
Sólidos Sedimentables Totales (S.S.)	250	180	40
Volátiles (S.S.V)	100	72	16
Fijos (S.S.F.)	150	108	24
Sólidos Disueltos Totales (S.D.)	500	200	100
Volátiles (S.D.V.)	300	100	50
Fijos (S.D.F.)	200	100	50
DBO ₅ a 20° C	300	200	100
D.Q.O	800	450	160
Oxígeno Disuelto (O.D)	0	0,1	0,2
Nitrógeno Total (NTK)	86	50	25
Nitrógeno Orgánico (N.O)	35	20	10
Amoníaco Libre (N-NH ₄)	50	30	15
Nitritos (N-NO ₂)	0,10	0,05	0
Nitratos (N-NO ₃)	0,40	0,20	0,10
Fósforo Total (P _T)	17	7	2
Cloruros	175	100	15
pH	6-9	6-9	6-9
Grasas	40	20	0

Tabla 6: Características de las aguas residuales urbanas. Fuente: (Hernández, 2001)

Valores medios:

Para poder dimensionar las instalaciones, debemos de obtener unos valores medios de los parámetros más importantes que nos caractericen nuestra agua bruta de entrada al pretratamiento. Los más importantes son:

- DBO₅, S.S, Nitrógeno total Kjeldahl, fósforo total, temperatura del agua de proceso y el pH.



En casos concretos, donde exista un problema (fenómeno de eutrofización), habrá que medir el contenido de nutrientes y otros parámetros que pudieran distorsionar el proceso biológico.

Valores máximos:

En el caso de que no se disponga de los valores máximos de la DBO₅ y S.S.T, se recomienda tomar el valor medio, multiplicándolo por un factor de seguridad. Finalmente llegamos a los valores de nuestra agua residual bruta que será la base de partida para el diseño de nuestra E.D.A.R.U.

Se considera que el agua residual bruta a la entrada tiene la siguiente carga contaminante:

- DBO₅: 350 mgO₂/l.
- DQO: 525 mgO₂/l
- S.S.T: 525 mg/l
- NTK: 27,50 mg N/l
- P_T: 10,00 mg P/l

2.4 Resultados a obtener.

Características del agua tratada:

El agua depurada, será analizada a la salida de cada fase de tratamiento de la E.D.A.R.U y tendrá que cumplir las siguientes características:

A la salida del tratamiento biológico (según Ley 11/1995):

- DBO₅: ≤ 25 mg/l
- DQO: ≤ 125 mg/l
- SST: ≤ 35 mg/l
- NKT: ≤ 15 mg /l
- pH: entre 6 y 8

Además de esto, el agua será razonablemente clara y no tendrá olor desagradable.



A la salida del tratamiento terciario (según RD 1620/2007):

- SST: ≤ 5 mg/l
- P_T: ≤ 2 mg/l
- Turbidez agua tratada: ≤ 2 NTU
- Coliformes Totales (cada 100 ml): $\leq 2,2$ ufc
- Huevos de Nemátodos intestinales: ≤ 1 Huevo/l

Dando así cumplimiento a los R.D. 11/95 por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas y R.D. 1620/2007 por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas.

3. Descripción de las partes de la E.D.A.R.U y los contaminantes eliminados en ellas.

3.1 Tratamientos en el proceso de depuración.

La Unión Europea, mediante la Directiva 91/271, reguló el tratamiento de las aguas residuales urbanas, fijando los valores a obtener de calidad de los efluentes y de los rendimientos de eliminación a alcanzar por las E.D.A.R.U.s.

Posteriormente el RD 1620/07 reguló los límites de contaminación en el vertido del efluente .

En el siguiente esquema se representan los distintos tratamientos que se van a dar en nuestra E.D.A.R.U con el uso posterior del agua para riego agrícola, y se ve en cada proceso, que contaminantes se reducen y que procedimientos se emplean.

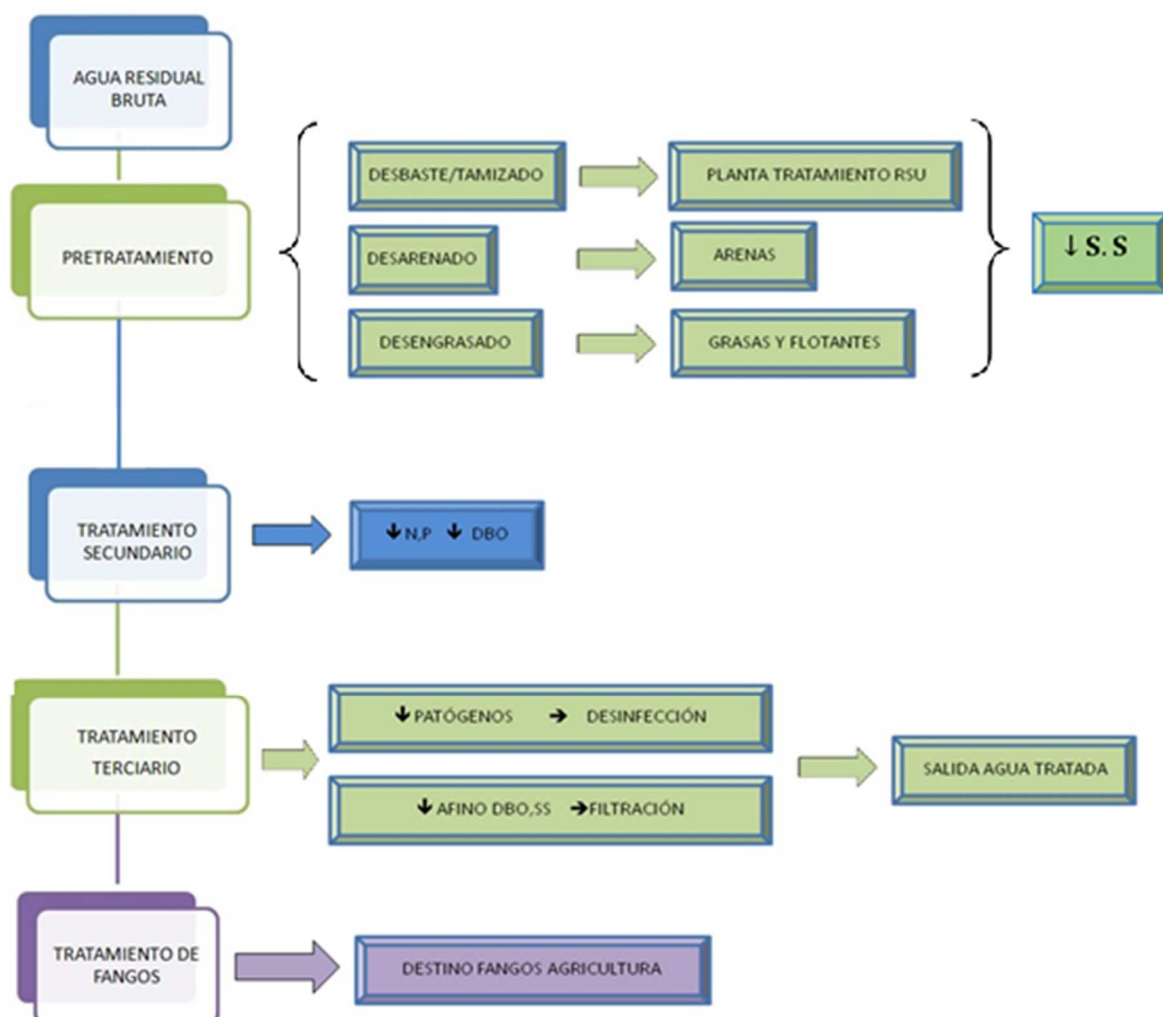


Figura 7: Distintos tratamientos que se producen en una E.D.A.R.U. Fuente: Elaboración propia.

Todos estos tratamientos (pretratamiento, tratamiento secundario y tratamiento terciario) se engloban dentro de la denominada línea de agua de la E.D.A.R.U donde se van produciendo residuos y fangos. Estos subproductos, que constituyen la contaminación que contenía el agua, hay que gestionarlos de forma adecuada. Para este cometido aparece una segunda línea en nuestra E.D.A.R.U que es la línea de fangos. (Véase figura 8).

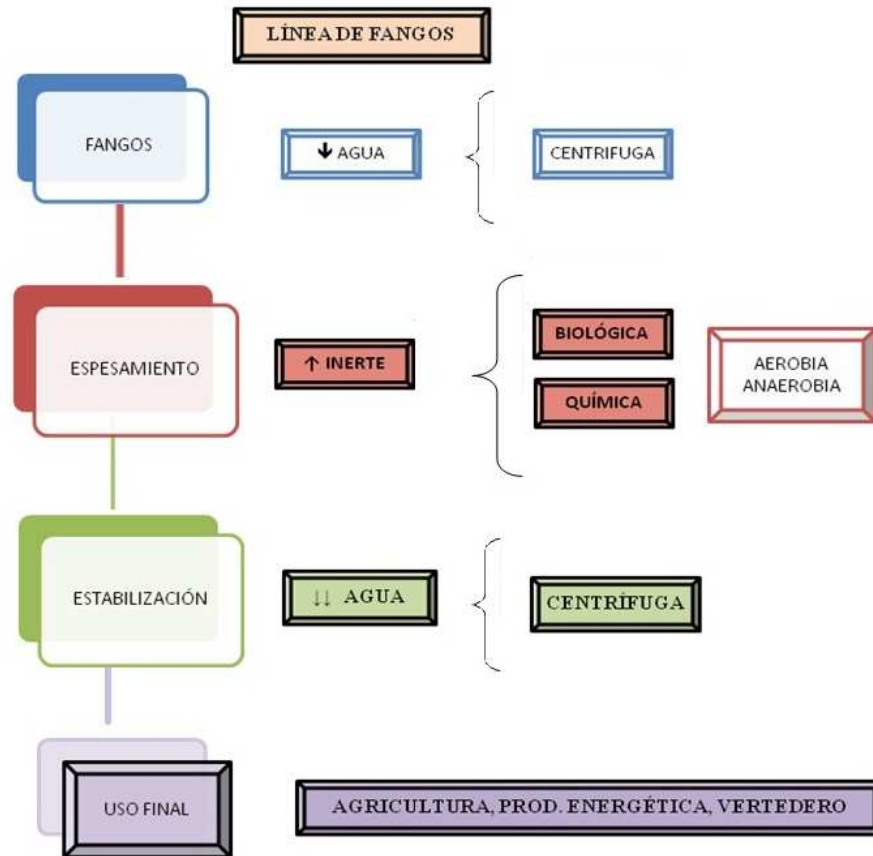


Figura 8: Esquema Línea de Fangos. Fuente: Elaboración propia.

El fango generado en la línea de fangos y después de su tratamiento tendrá que tener las siguientes características:

- Sequedad (% en peso sólidos secos): ≥ 25 %
- Estabilidad (% en peso de reducción de sólidos volátiles):..... ≥ 40 %

Para cumplir con estas exigencias, se dimensionará la línea de fangos que contará con un espesador de fangos circular de gravedad que recibirá los fangos de la arqueta de fangos en exceso (tratamiento secundario). Mediante bombeo se transportará el fango espesado hasta la centrifuga, donde se procederá a su deshidratación. Y finalmente mediante el uso de una bomba de tornillo helicoidal se transportará el producto final de la centrífuga hasta la tolva de almacenamiento.

3.2 Acometida de entrada a la E.D.A.R.U y derivación general (by pass).

Al ser un TFM genérico, y no tener una situación de la construcción no se puede estimar la superficie de cuenca urbana y el caudal punta que llegaría a nuestra E.D.A.R.U. En el caso que el caudal que llegue a la entrada de nuestra E.D.A.R.U por un evento lluvioso sea mayor que el caudal de diseño (Q_{punta} en tiempo seco), se ha proyectado un by-pass en el inicio del pretratamiento.

A continuación en la figura 9, se muestra un ejemplo de los diferentes bypass que se suelen introducir en una E.D.A.R.U con una configuración tradicional.

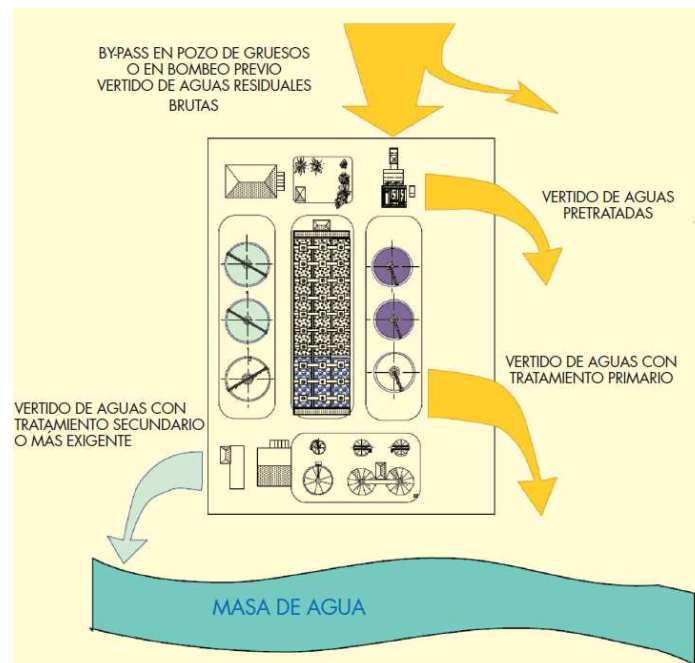


Figura 9: By-pass en las distintas fases de tratamiento de una depuradora con una configuración convencional. Fuente: Internet.

3.3 Pretratamiento.

El pretratamiento engloba a una serie de operaciones físicas y mecánicas a través de las cuales, se retira del flujo la mayor cantidad de materia que por su naturaleza (aceites, grasas, etc...) o por su tamaño (arenas, toallitas, etc..) puede ocasionar problemas en los tratamientos posteriores (obstrucción de tuberías, bombas y rotura de equipos).

Por eso es indispensable dar a los pretratamientos la importancia que tienen, para el cuidado y la explotación de las instalaciones del tratamiento secundario, ya que cualquier defecto en esta fase, puede reducir el rendimiento final de la E.D.A.R.U.

En esta fase, se elimina la parte contaminante más visible (sólidos de grandes y medianas dimensiones, arenas, etc...).

Dentro del pretratamiento encontramos las siguientes operaciones:

- Desbaste (mediante rejas), para la eliminación de las sustancias de tamaño relativamente grueso.
- Tamizado, para eliminación de partículas en suspensión.
- Desarenado, para la eliminación de arenas y sustancias sólidas densas en suspensión.
- Desengrasado, para la eliminación de los distintos tipos de grasas y aceites presentes en el agua residual, así como de elementos flotantes.

➤ Rejas.

El desbaste mediante el uso de rejas es un proceso de eliminación de sólidos de tamaño grande o mediano cuyo objeto es retener objetos voluminosos y en suspensión, que son arrastrados por el agua residual.

Existen diferentes tipos de rejas, en función de los siguientes criterios:

a) Según la separación entre barras:

➤ Rejas de finos (entre 0,6 y 1,2 cm)	→ Incluidas en este TFM.
➤ Rejas de gruesos (entre 1,2 y 10 cm)	→ Se instalarán antes del bombeo que impulsa el agua hasta la E.D.A.R.U. No son objeto de este TFM.

b) Según la forma de los barrotes:

Las rejas pueden tener diferentes formas en sus barrotes (vease figura 12). La forma va afectar a las pérdidas de carga que se produzcan en la reja, siendo las secciones más hidrodinámicas las que menores perdidas producen y en el otro extremo estarían las rejas rectas.

b) Según el tipo de limpieza: Pueden ser de limpieza manual o automática.

- De limpieza manual: Empleadas normalmente en pequeñas instalaciones y en el tercer canal de esta E.D.A.R.U. Formadas generalmente por barrotes rectos con inclinaciones de 60-80° en las que se emplean rastrillos para la limpieza. Como desventajas presentan la posibilidad de atascamientos y colmataciones que provoquen un aumento de velocidad del agua a través de la reja, disminuyendo el rendimiento.

- **De limpieza mecánica:** Empleadas normalmente en importantes instalaciones. Eliminan los problemas de atascos mediante el empleo, generalmente, de un peine móvil que es accionado por un motor eléctrico que periódicamente barre la reja extrayendo los sólidos retenidos para su evacuación.

La limpieza puede realizarse por la cara anterior (más eficientes en la retención, pero más fácilmente atascables) o por la cara posterior (sin problemas de atascamiento, pero con mayor peligro de rotura de los dientes por su mayor longitud). El automatismo del sistema limpiador puede ser regulado de dos formas, que es, mediante un intervalo de tiempo fijo o con un intervalo de tiempo que dependa del grado de atascamiento de la reja. Este sistema tiene la gran ventaja de la sencillez de funcionamiento y no ser necesario personal especializado para su mantenimiento.

Las rejas mecánicas automáticas, mas usadas en depuración, suelen ser rejas curvas o rectas (de brazo, o de cable). A continuación en la figura 10, se representan estos tipos de rejas automáticas y un tipo de reja manual.

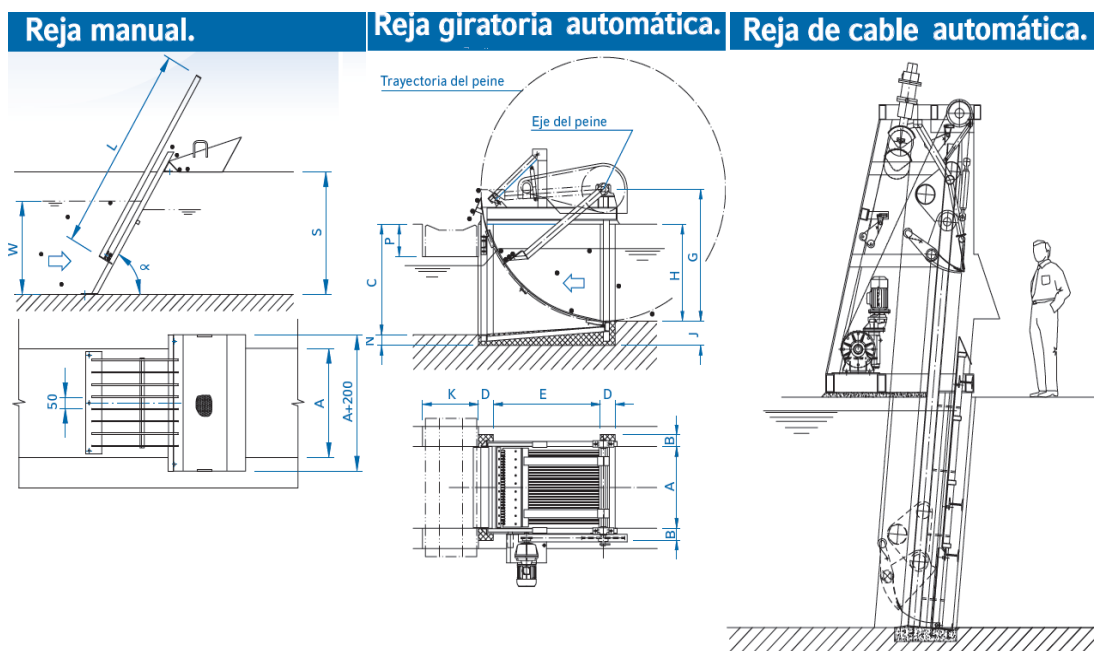


Figura 10: Modelos de reja más empleados en el desbaste. Fuente: Catálogo Coutex

Las rejas mecánicas, en cuanto a su diseño y concepción pueden ser:

c.1) **Rejas curvas:** Se limpian de forma frontal mediante un brazo giratorio con uno o dos peines. Se ubican en canales poco profundos (0,4 – 2 m) e instalaciones de importancia media con aguas poco cargadas.

c.2) Rejas rectas: Se limpian de manera frontal o posterior con numerosas variantes de diseño (con cadenas, cables...). Se utilizan en instalaciones importantes y grandes profundidades (< 10 m).

Se ha estimado que se va a producir un volumen de residuos en las rejas de finos de 10 litros / habitante equivalente / año. Este volumen será transportado por un tornillo sin fin transportador compactador hasta el contenedor de residuos que tiene una capacidad de $0,80 \text{ m}^3$ y con un tiempo de almacenamiento superior a 24 horas.

➤ Parámetros de diseño en rejas.

En general, se suele disponer de un mínimo de dos unidades de rejas en paralelo, con el fin de facilitar el mantenimiento, así como de un conjunto de compuertas que permitan dejar en seco la zona para tareas de reparación o mantenimiento.

Además, también se emplean en las instalaciones de depuración sistemas de rejas en serie, ubicando primeramente las rejas de luz superior, lo que facilita el rendimiento y el mantenimiento del sistema de desbaste.

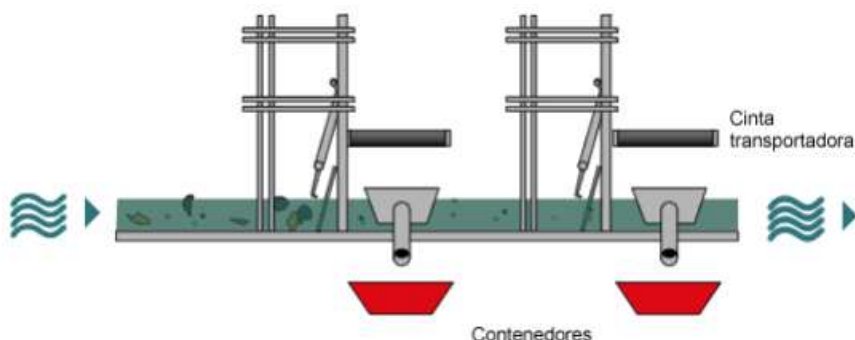


Figura 11: Representación de un canal de desbaste. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013)

Cuando el nivel del agua en el canal principal aumenta por encima del nivel máximo de diseño (debido al atascamiento de la reja principal o una fuerte avenida de agua), el agua en exceso es canalizada a través del canal auxiliar (3º canal) para su pretratamiento.

Se adoptarán los siguientes parámetros de diseño, los cuales se aplicarán en los cálculos justificativos de este TFM.

Parámetros de diseño	
Velocidad de aproximación a la reja ($V_{\max}$)	$\geq 0,3 \text{ m/s}$
Velocidad de paso a Caudal máximo ($V_{p\max}$)	$0,6-1,2 \text{ m/s}$
Relación ancho(a) / alto del canal (h)	$1 \leq a/h \leq 1,5$
Atascamiento permitido en la reja	30%

Tabla 7: Parámetros de diseño para rejas. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

En el dimensionado de las rejillas para el desbaste, son fundamentales dos parámetros que rigen el proceso: la velocidad y la pérdida de carga.

En el caso de la velocidad, se limitará una velocidad máxima y una velocidad mínima. Una velocidad mínima para no facilitar deposiciones o sedimentación de arenas y cuerpos densos que obstruyan el canal. Una velocidad máxima para no provocar que los materiales arrastrados y retenidos en las rejillas provoquen una presión y una resistencia muy perjudicial para el equipo de limpieza.

Al final, con las limitaciones de velocidad, se consigue no tener graves problemas en el funcionamiento de estas instalaciones.

A partir de esta velocidad máxima, se define el ancho de la sección en donde se va a colocar las rejillas, que vendrá dada por la siguiente expresión:

$$W = \frac{F}{V_{pmax} \cdot h} \left(\frac{d + e}{d} \right) + C_s \quad (3.0)$$

donde:

W = ancho del canal de rejillas (m)

F= caudal máximo que pasa (m³/s).

V_{pmax} = velocidad máxima del agua en rejillas (m/s)

h= nivel aguas arriba de la rejilla a caudal máximo (m)

d= ancho de barrotes (m)

e = separación libre entre barrotes (m)

Cs = coeficiente de seguridad (m), adaptándose los siguientes valores:

Valores de C	
Rejas de finos	0,10 m

Tabla 8: valores de C para la ecuación 3.0.

Para determinar el valor de D, deben conocerse las características hidráulicas del canal aguas abajo de la rejilla. D será la suma de la altura de la lámina de agua, aguas abajo, más la pérdida de carga en la rejilla. Este procedimiento se repetirá iterativamente desde el tamiz hacia aguas arriba del canal, hasta la entrada para encontrar la altura de agua que tenemos y con un resguardo 0,40 m se proyectará la altura final del canal.

Además la anchura del canal (W), y la altura de la lámina de agua, a caudal máximo, (H), se recomienda adoptar:

$$\frac{W}{H} = \frac{1 \text{ a } 1,5}{1} \quad (3.1)$$

Pérdida de carga a través de una reja

Para estimar la pérdida de carga, se va utilizar la siguiente ecuación:

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (3.2)$$

donde:

Δh = pérdida de carga (m)

V = velocidad de aproximación del agua a la reja, m/s

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

➤ Los valores de K_1 (parámetro de atascamiento):

$$\text{Reja limpia} \quad K_1 = 1 \quad (3.3)$$

$$\text{Reja atascada} \quad K_1 = \left(\frac{100}{G} \right)^2 \quad (3.4)$$

Siendo G , el porcentaje de sección de paso que subsiste en el atascamiento máximo tolerado, suele estar del orden del 60 al 90% y está relacionado con el tipo de reja (reja con limpieza manual o automática). Para este caso se va a permitir un valor máximo de G , equivalente al 30%.

La velocidad real de paso por la reja limpia debe limitarse a un valor entre 0,60 y 1,20 m/s, con el fin de evitar el arrastre de la materia retenida.

- Los valores de K_2 (forma de la sección horizontal de los barrotes):

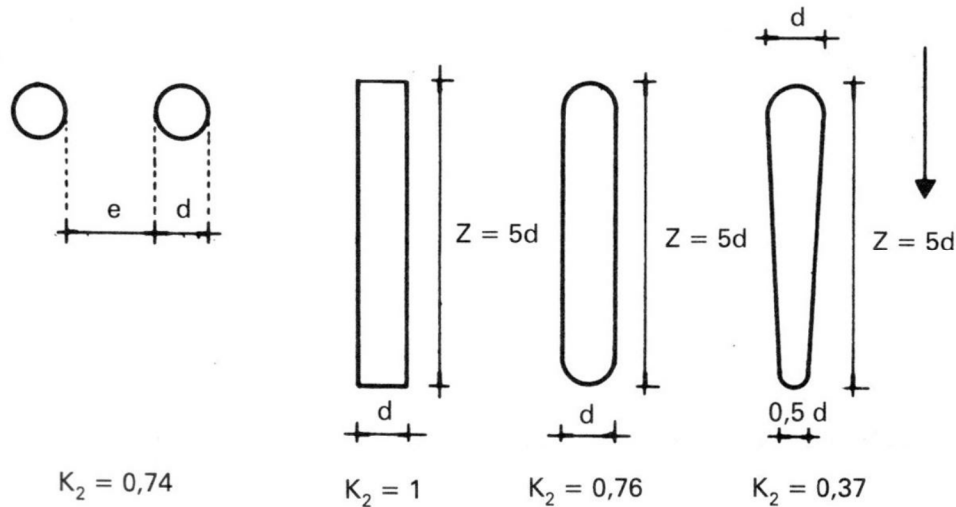


Figura 12: Valores del coeficiente K_2 en el cálculo de pérdida de carga en rejillas. Fuente: (Hernández, 2001).

- Valores de K_3 (sección de paso entre barrotes).

Según los valores de la tabla 9, donde:

e = espacio entre barrotes

d = anchura de los barrotes

z = espesor de los barrotes

h = altura sumergida de los barrotes, vertical y oblicua.

	$\frac{e}{e+d}$									
$\frac{z}{4} \left(\frac{2}{e} + \frac{1}{h} \right)$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	245	51,5	18,2	8,25	4,0	2,0	0,97	0,42	0,13	0
0,2	230	48	17,4	7,70	3,75	1,87	0,91	0,40	0,13	0,01
0,4	221	46	16,6	7,40	3,60	1,80	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	42	15	6,60	3,20	1,60	0,80	0,36	0,13	0,01
0,8	164	34	12,2	5,50	2,70	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1	149	31	11,1	5,00	2,40	1,20	0,91	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,4	10,3	4,60	2,25	1,15	0,58	0,28	0,11	0,03
2	134	27,4	9,90	4,40	2,20	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04
3	132	27,5	10,0	4,50	2,24	1,17	0,61	0,31	0,15	0,05

Tabla 9: Valores del coeficiente K_3 , en el cálculo de pérdida de carga en rejillas. Fuente: (Hernández, 2001).

➤ **Tamizado.**

Consiste en una filtración sobre un soporte delgado empleado en numerosos campos del tratamiento de aguas residuales con un espacio de huecos (luz) < 1 cm. En el caso del pretratamiento de A.R.U se utilizan pasos entre 0,5 - 6 mm.

Inicialmente el tamizado sólo se empleaba en casos excepcionales, pero actualmente debido a su buen funcionamiento, está generalizado su uso pudiendo llegar a sustituir en pequeñas instalaciones al desarenador.

Hay que tener en cuenta, que estos tamices producen una alta pérdida de carga entre 0,5 a 2,0 m, en función del tipo y paso establecido. Se construyen en material inoxidable de alta calidad para asegurar su duración frente ataques químicos. Los tipos de tamices más usuales utilizados son:

- Tamices estáticos autolimpiantes: Llevan una reja formada por barras horizontales de acero inoxidable, rectas o curvadas de sección triangular. El agua se distribuye por la parte superior de la reja, cuya inclinación sobre la horizontal disminuye progresivamente de arriba abajo entre 65° y 45°. De esta manera se obtienen sucesivamente los efectos de separación, escurrido y evacuación de materia sólida. Con pérdidas de carga superiores a 1,5 m y un paso libre entre rejillas de 0,5 hasta 2 mm.
- Tamices rotativos: Constituidos por una reja cilíndrica de eje horizontal formada por barras de acero inoxidable de sección trapecial, que gira lentamente. La materia retenida se recupera mediante un rascador, evacuándose posteriormente. Para la instalación de los tamices estáticos y rotativos, deben tenerse en cuenta las pérdidas de carga, del orden de 2 metros, lo que obliga en la mayoría de los casos a un bombeo suplementario.
- Tamices deslizantes: Son de tipo vertical pudiendo ser continuos o temporalizados en función del ensuciamiento, pérdida de carga o intervalos constantes. La limpieza de los mismos se realiza a la vez que se produce el desplazamiento mediante la inyección de aire y agua a presión. Presentan una pérdida de entre 0,1 – 0,4 m.
- Tamices de escalera móvil: Formados por un gran número de láminas de acero inoxidable en forma de escalones. Una de cada dos láminas es móvil con una trayectoria circular, elevando las partículas hasta los niveles superiores. Presenta una elevada capacidad de sólidos (en tamaño) y son de difícil obstrucción con pérdidas de carga entre 0,2 – 0,5 m. Este es el tipo de tamiz que se va a utilizar en este TFM.



Figura 13: Ejemplo de un tamiz de escalera móvil de la empresa Oxycompact modelo TE

Fuente: <http://www.estacionesdepuradoras.com>

Ecuación de Kirschner:

La ecuación de Kirschner (1926) es aplicable para aguas limpias, ya que no contempla el grado de colmatación y con dirección del flujo normal al plano de la rejilla. Se diferencia con el anterior procedimiento de cálculo, que este si tiene en cuenta el ángulo de la reja con la horizontal del canal.

$$\Delta h = f \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \text{sen } \alpha \quad (3.5)$$

donde:

Δh = pérdida de carga.

f = coeficiente de la forma de los barrotes.

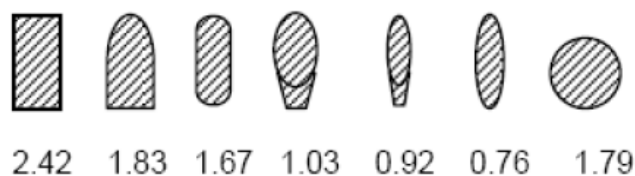


Figura 14: Valores de f en función de la forma de los barrotes. (Hernández, 2001).

a = anchura de barrotes (mm)

b = separación de los barrotes (mm).

α = ángulo de la rejilla con la horizontal.

v = velocidad en m/s.

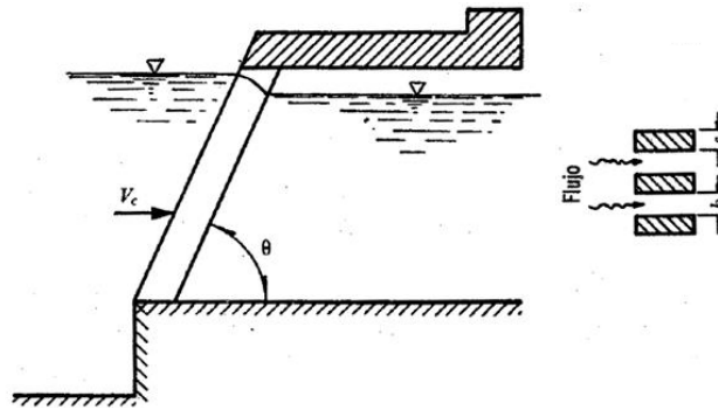


Figura 15: Representación de los parámetros de la ecuación de Kirschner.

Se calcula el tamiz, aplicando la ecuación de Kirschner para tamiz sin colmatar y para una colmatación del 30%, utilizando las ecuaciones de pérdidas de carga en rejillas vistas anteriormente. Se coge el valor mayor de las dos situaciones para poder obtener las pérdidas de carga que formarán parte del cálculo de la línea piezométrica y las dimensiones (ancho, alto y calado) del canal de desbaste.

Se estima que el volumen de residuos que se van a generar en el tamiz, y por tanto que se han de manejar, es de 15 litros / habitante equivalente / por año.

➤ Desarenado-Desengrasado conjunto.

El desarenado tiene por objeto la eliminación de los elementos de granulometría superior al filtro 65 (0,2 mm), con el fin de:

- Proteger los elementos mecánicos móviles de la abrasión y el excesivo desgaste.
- Reducir la formación de depósitos pesados en el interior de tuberías, canales y conducciones.
- Evitar sobrecargas en las fases posteriores del tratamiento.

El procedimiento utilizado, para proceder a la separación de la arena del agua residual, consiste en provocar una reducción de la velocidad del agua por debajo de los límites de sedimentación de los granos de dichas arenas, pero por encima de los de sedimentación de la materia orgánica. De no cumplirse esta última condición, se producirían depósitos de materia, susceptibles de fermentación, que producirían malos olores y problemas en su manipulación.

El desengrasado, su objeto es eliminar las grasas, aceites, espumas y demás elementos flotantes presentes en el agua que, de otra forma, podrían distorsionar los procesos de tratamiento posteriores.

Las grasas y flotantes extraídos suelen tratarse posteriormente en un concentrador de grasas, donde se eliminan por flotación, recirculando el agua a la arqueta de vaciados. Los residuos se almacenan en contenedores de 4,5 m³ de capacidad para su envío a vertedero. Existe la posibilidad de implantar un horno de incineración de fangos en la planta, ya que las grasas pueden eliminarse también por incineración.

Existen varias clasificaciones de desarenadores, pero solo se expondrá la que se ha elegido para este TFM. Se ha optado por un desarenador-desengrasador de flujo inducido (aireado), cuyo rendimiento en la eliminación de las grasas es cercano al 80%. Estos desarenadores presentan diferentes ventajas, entre las más importantes se encuentran unos rendimientos constantes para amplias variaciones de caudal y pequeñas pérdidas de carga.

El aire inyectado, además de favorecer el avance horizontal del agua provoca una rotación del líquido (trayectoria helicoidal – figura 16) creando una velocidad constante de ascensión del fondo, perpendicular a la velocidad de paso. El aire, además de su papel motor, favorece la separación de grasas y aceites que pueden quedar adheridos a las partículas de arena.

El aire se inyecta mediante difusores de aire de burbuja gruesa, que se sitúan en uno de los laterales del tanque a una distancia entre 0,5 y 0,9 m sobre el suelo. Para el control hidráulico del elemento y para mejorar la eficacia en la eliminación de arenas se suelen usar deflectores tanto en la entrada como en la salida de agua.

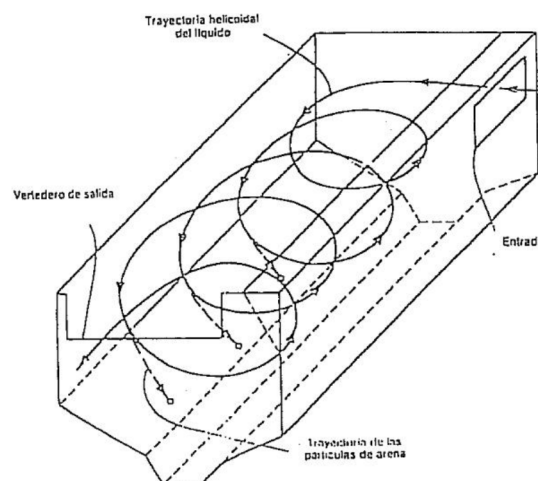


Figura 16: Trayectoria helicoidal de las partículas de arena debido a la inyección de aire por los difusores.
Fuente: (CEDEX, 2004)

La sección transversal del desarenador incluye una sección de recogida de arenas con paredes laterales muy inclinadas que se ubica a lo largo de un lateral del desarenador, bajo los difusores de aire.

➤ **Parámetros de diseño y teoría aplicable a un desarenador - desengrasador rectangular aireado.**

En la tabla 10 se representan los valores más importantes usados para dimensionar este tipo de desarenadores en este TFM.

Parámetros de diseño	
Carga hidráulica ($Q_{\max}$)	$\leq 35 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ (15)
Tiempo de retención ($Q_{\max}$)	10-15 min
Velocidad de paso	50 – 100 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ (65)
Caudal de aire inducido	0,5 – 2 m^3/h (1)

Tabla 10: Parámetros de diseño. Fuente: (CEDEX, 2004)

Nota: Entre paréntesis los valores utilizados en el cálculo justificativo de este TFM.

Además de utilizar estos parámetros de dimensionamiento, se tendrá que comprobar que nuestro desarenador- desengrasador, cumple con su objetivo y tiene suficiente longitud para que las partículas de arena sedimenten. Para poder comprobar está, se aplicará la teoría de la sedimentación de partículas discretas.

El movimiento de una partícula a través de un fluido requiere una fuerza externa que actúe sobre la partícula. Esta fuerza puede provenir de la diferencia de densidad entre la partícula y el fluido, o del resultado de campos eléctricos o magnéticos.

En la teoría de sedimentación de partículas discretas se basa en la suposición de que las partículas son esféricas con diámetros homogéneos y sólo se tendrán en cuenta las fuerzas gravitacionales derivadas de las diferencias de densidad entre las partículas y el fluido.

Sobre una partícula que se mueve a través de un fluido actúan tres fuerzas:

- la fuerza externa, gravitacional.
- la fuerza de flotación (empuje hidrostático), que es paralela a la fuerza externa pero de sentido contrario.
- la fuerza de rozamiento (o de arrastre) que aparece siempre que hay movimiento relativo entre la partícula y el fluido. La fuerza de rozamiento que se opone al movimiento actúa en la dirección del movimiento pero en sentido contrario.

Una partícula sumergida en el agua, cuya posición inicial parte de un estado de reposo, si se ve sometida a una fuerza externa se generará un movimiento uniforme acelerado, pasando de velocidad cero a una velocidad creciente.

A este crecimiento de la velocidad se opondrá la fuerza de rozamiento cuyo valor es proporcional al cuadrado de la velocidad de desplazamiento. Llegará un momento en el que la fuerza externa se neutralizará con la fuerza del rozamiento, anulando la aceleración y generando un movimiento de velocidad constante. A esta velocidad se la denominará velocidad de caída de la partícula.

En situación de equilibrio, $F = F_R$.

F = fuerza externa = (peso efectivo de la partícula – fuerza de flotación)

F_R = fuerza de rozamiento generada por el desplazamiento de la partícula

$$F = (\rho_d \cdot g) \cdot V - (\rho \cdot g) \cdot V = (\rho_d - \rho) \cdot g \cdot V \quad (3.6)$$

donde:

F = fuerza externa (N)

ρ_d = densidad de la partícula (kg/m^3)

ρ = densidad del fluido (kg/m^3).

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

V = volumen de la partícula. Partícula esféricas $V = (1/6) \cdot \pi \cdot d^3$ (m^3).

$$F_R = \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot A_p \cdot \rho \cdot v^2 \quad (3.7)$$

v = Velocidad de caída de una partícula esférica, (m/s).

A_p = Área proyectada por una partícula. Se define como el área que se obtiene al proyectar la partícula sobre un plano perpendicular a la dirección del flujo, tal como se muestra en la figura 17. Si la partícula es una esfera $A_p = (1/4) \cdot \pi \cdot d^2$ (m^2), donde d = diámetro de la partícula, (m).

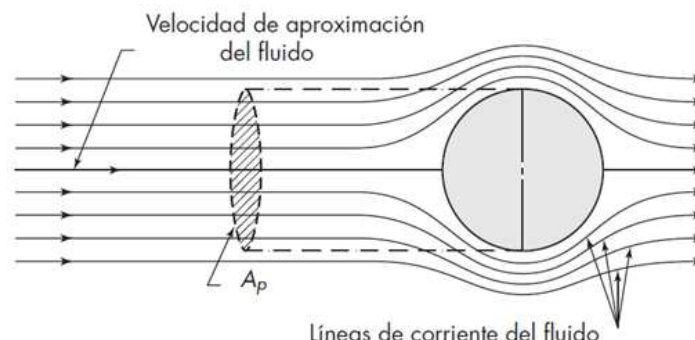


Figura 17: Flujo en movimiento alrededor de una esfera sumergida. Fuente: (Cabe, 2007).

C_d = Coeficiente de rozamiento. El coeficiente de rozamiento de un sólido liso en un fluido no compresible depende del número de Reynolds, y de las distintas formas de las partículas. A continuación se obtiene el coeficiente de rozamiento para una forma esférica.

$$C_d = \phi (\text{Re})$$

El número de Reynolds tiene la siguiente expresión y relaciona las fuerzas inerciales entre las fuerzas viscosas:

$$Re = \frac{v \cdot Rh}{\nu} = \frac{v \cdot d \cdot \rho}{\mu} \quad (3.8)$$

donde:

Rh = radio hidráulico, (m).

d= diámetro de la partícula,(m).

ν = viscosidad cinemática del líquido, (m²/s).

μ = viscosidad dinámica del líquido, (N*s/m²).

Finalmente se obtiene la velocidad de caída de una partícula, igualando las ecuaciones 3.6 y 3.7:

$$v = \left(2 \cdot \frac{V}{A_p} \cdot \frac{g}{C_d} \cdot \frac{\rho_d - \rho}{\rho} \right)^{1/2} \quad (3.9)$$

Despejando en la ecuación 3.9 los valores del volumen y el área proyectada, se obtiene la expresión de la velocidad de caída para partículas esféricas o también llamada Ley de Newton de la sedimentación.

$$v = \left(\frac{4d}{3} \cdot \frac{g}{C_d} \cdot \frac{\rho_d - \rho}{\rho} \right)^{1/2} \quad (3.10)$$

Las investigaciones realizadas para poder evaluar el valor del coeficiente de rozamiento (C_d) en función del número de Reynolds (Re) han dado como resultado la aparición de tres rangos de estudio, que son los siguientes:

- Para $Re > 2 \cdot 10^3$ $C_d = 0,4$
- Para $1 < Re < 2 \cdot 10^3$ $C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34$
- Para $Re < 1$ $C_d = \frac{24}{Re}$

A continuación en la figura 18, se puede apreciar los valores obtenidos en laboratorio para el coeficiente de rozamiento para esferas y partículas irregulares y el ajuste que se obtiene en función del valor del número de Reynolds aplicando las leyes de Newton y de Stokes.

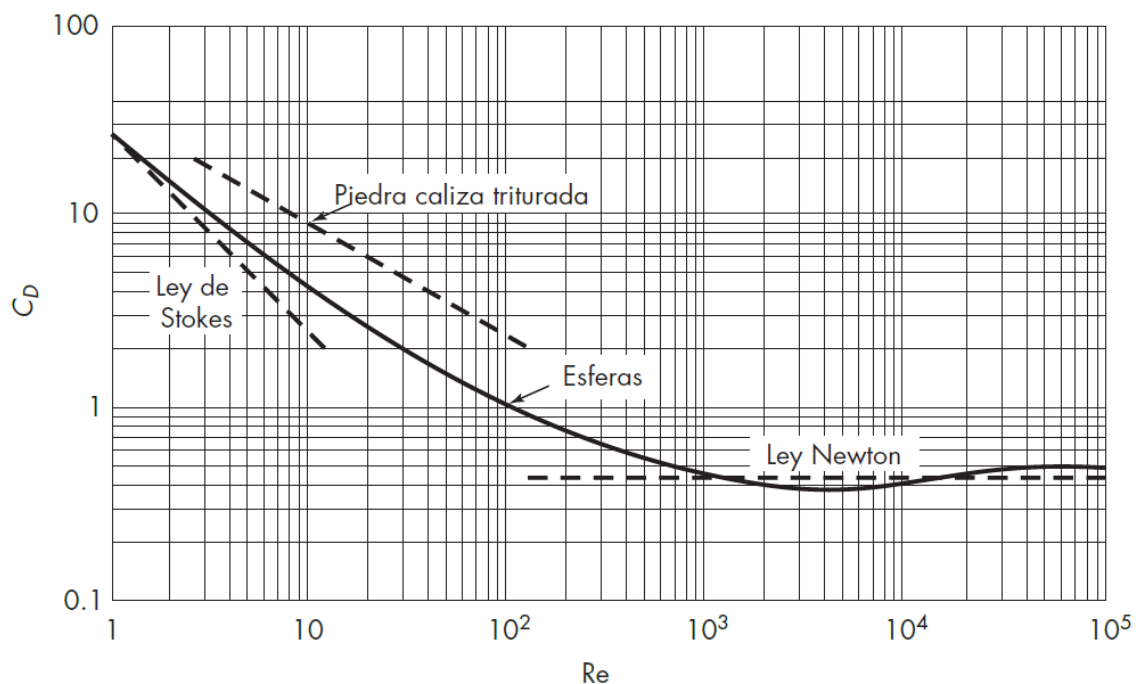


Figura 18: Coeficientes de rozamiento para esferas y partículas irregulares. Fuente: (Cabe, 2007).

Si consideramos que en el desarenador – desengrasador, se proyecta para trabajar en régimen laminar para fomentar la decantación de las partículas, vamos a tener asociado para este régimen laminar, números de Reynolds bajos ($Re < 1$). Luego el valor del coeficiente de rozamiento es igual a ($C_d = \frac{24}{Re}$).

Sustituyendo el C_d para $Re < 1$, en la ecuación 3.10, se llega a la expresión de la llamada ley de Stokes (1845), que nos proporciona el valor de la velocidad de sedimentación de una partícula esférica en el seno de un fluido no compresible.

$$v = \frac{1}{18} \cdot \frac{g}{\vartheta} \cdot \frac{\rho_d - \rho}{\rho} \cdot d^2 \quad (3.11)$$

De la expresión 3.11, se puede observar que en la velocidad de caída intervienen dos parámetros fundamentales:

- La dimensión de las partículas (el diámetro).
- La temperatura del agua, es un factor determinante que afecta a la densidad y la viscosidad (cinemática y dinámica). Como ejemplo la figura 19 se puede apreciar como varían la densidad y la viscosidad dinámica del agua con la temperatura.

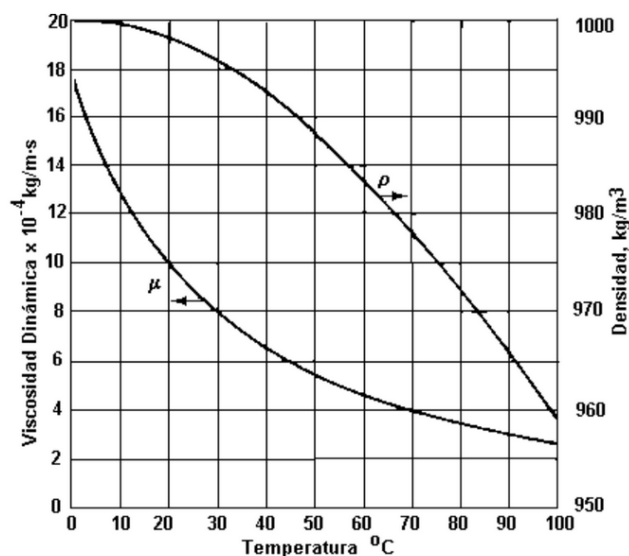


Figura 19: Densidad y viscosidad dinámica como función de la temperatura. Fuente: (Valdez, 2003)

En este TFM se va a coger los valores de densidad y viscosidad cinemática del agua para una temperatura de diseño de 20° C.

Temperatura (C°)	Densidad (g/cm3) (ρ)	Viscosidad cinemática en cestistokes (10 ⁻² cm ² /s) (η)
20	0,99823	1,0105

Tabla 11: Densidad y viscosidad del agua, en función de la temperatura. Fuente: (Hernández, 2001).

La velocidad de sedimentación teórica (ley de Stokes), puede verse afectada por los siguientes fenómenos:

- Falta de esfericidad de las partículas. Al tener una forma muy irregular y con cantos aumenta el cambio de trayectoria de las partículas y aumenta los impactos provocando que se altere el fenómeno de decantación.
- Que aparezcan un volumen de partículas importante en el sentido contrario a la corriente ascensional.
- Una composición no homogénea del tipo de partículas.
- Un valor del coeficiente de rozamiento que va cambiando según la orientación de la partícula en su caída.

Todo esto obliga a pensar en la necesidad de contrastar estas ecuaciones (ley de Newton y Stokes), y para ello, se realizarán ensayos reales para determinar la velocidad de caída para un tipo de partícula determinado. En la tabla 12, se representan los valores de sedimentación para partículas de arena con una densidad de 2,65 Tn/m³.



	d (cm)										
	0,005	0,010	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,20	0,3	0,5	1
V (cm/s)	0,2	0,7	2,3	4,0	5,6	7,2	15	27	35	47	74
V_{c'} (cm/s)	0	0,5	1,7	3,0	4,0	5,0	11	21	26	33	-
V_{Hc} (cm/s)	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

Tabla 12: Datos obtenidos en ensayos. Fuente: (Hernández, 2001)

donde:

d = diámetro de las partículas a sedimentar (cm).

V = velocidad de sedimentación, para un fluido con velocidad horizontal nula en cm/s.

V_{c'} = velocidad de sedimentación, para un fluido con velocidad horizontal en cm/s.

V_H = velocidad horizontal del fluido en cm/s.

V_{Hc} = velocidad horizontal crítica de arrastre de la partícula depositada en cm/s.

Esta velocidad debe ser mayor que aquella para la cual se inicia el arrastre de la arena retenida.

En el caso de que nuestra arena tenga otra densidad diferente a la arena de la tabla 12, se puede calcular mediante la ecuación de, la cual es función de la densidad y el diámetro de la arena a calcular:

$$V = \sqrt{230 \cdot (s - 1) \cdot d} \quad (3.12)$$

donde:

v = velocidad sedimentación en m/s.

s = peso específico de la partícula en Kg/dm³.

d = diámetro de la partícula en m.

En nuestro desarenador, se va a sedimentar todas las partículas cuya velocidad de sedimentación sean mayor a V_{c'} de la figura 21. Por otro lado, las partículas con velocidad de caída inferior a V_{c'}, sedimentarán solo parcialmente.

Dimensionamiento de la sección transversal:

Para obtener las dimensiones de la sección transversal del desarenador utilizamos las relaciones establecidas por Hernández (1997):

$$0,3 \text{ m} \leq h_1 \leq 0,8 \text{ m} \quad 1 \leq \frac{h}{a} \leq 5 \quad (3.13)$$

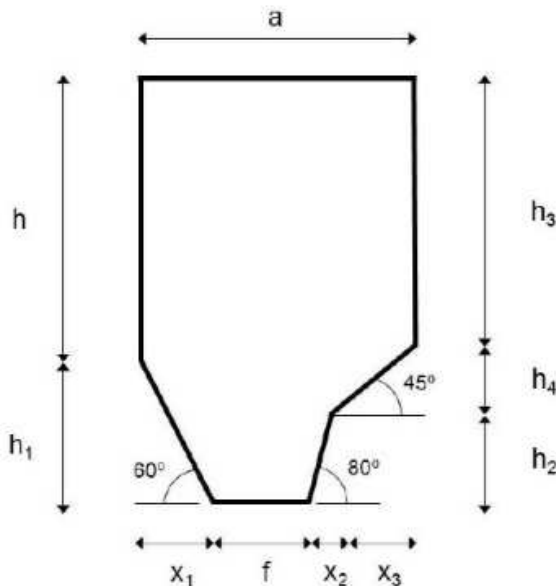
$$0,3 \text{ m} \leq f \leq 0,5 \text{ m} \quad h_2 = 0,75 \cdot h_1 \quad (3.14)$$

Adoptando los valores $h_1 = 0,5 \text{ m}$, $f = 0,4 \text{ m}$ y una relación $h/a = 1$ obtenemos:

$$x_1 = 0,577 \cdot h_1 \quad x_2 = 0,132 \cdot h_1 \quad x_3 = h_4 \quad (3.15)$$

Finalmente, la sección transversal unitaria ($S_{t \text{ unit}}$) puede expresarse como:

$$S_{t \text{ unit}} = [a(h + h_1) - A_1 - A_2 - A_3] \quad (3.16)$$



$$A_1 = 0,228 \cdot h_1^2 \quad (3.17)$$

$$A_2 = 0,05 \cdot h_1^2 \quad (3.18)$$

$$A_3 = 0,71 \cdot h_1 \cdot h_4 + 0,5 \cdot h_4^2 \quad (3.19)$$

$$a = 0,709 \cdot h_1 + f + h_4 \quad (3.20)$$

Figura 20: Sección transversal desarenador. Fuente: (Hernández, 2001)

Llegados a este punto, hay que realizar varias comprobaciones para poder afirmar que nuestro desarenador va a tener un funcionamiento correcto.

1ª comprobación:

$$\frac{v_{c'}}{v_{ascensional}} > 1 \quad (3.21)$$

$V_{ascensional}$ = Carga hidráulica = $15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} = 0,416 \text{ cm/s}$.

La velocidad ascensional o carga hidráulica es el caudal de fluido dividido por la superficie del depósito de sedimentación.

Se comprueba con la tabla 12, que se cumple esta relación olgadamente.

2ª comprobación:

Esta comprobación, se tiene que cumplir que la longitud del desarenador, sea mayor que la velocidad horizontal del fluido ($L > V_H$), para asegurar que el desarenador tenga un funcionamiento optimo. A partir de la figura 21, se pueden obtener la longitud teórica del desarenador aplicando el siguiente razonamiento:

- Igualando el tiempo de paso de una partícula (t_p), que es el tiempo que tarda la partícula en recorrer la distancia L del desarenador y el tiempo de caída (t_c) que es el tiempo que tarda la partícula en llegar al fondo del desarenador sabremos que longitud recorre esa partícula. Si esa distancia es menor a L se tendrá una sedimentación total y si es mayor habrá una sedimentación parcial.

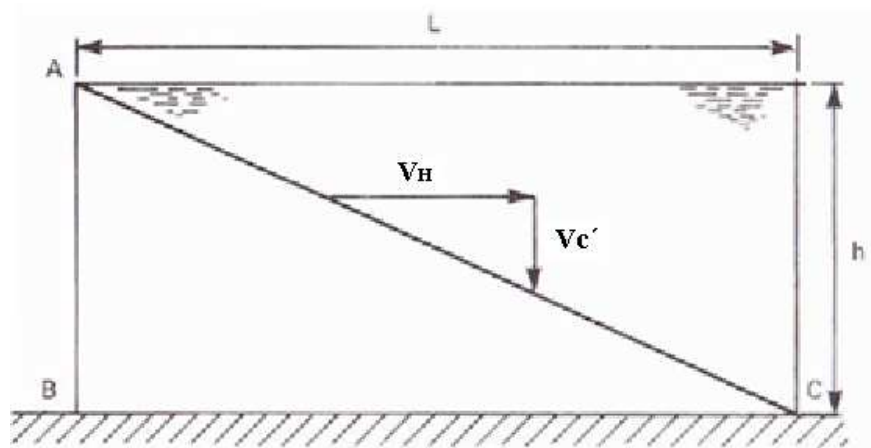


Figura 21: Croquis de velocidades. Fuente: (Hernández, 2001).

$$t_c = \frac{h}{v_{c'}} \quad y \quad t_p = \frac{\text{Volumen}}{Q} = \frac{S_{t \text{ unitaria}} \cdot h}{Q} \quad (3.22)$$

donde:

h = calado del desarenador, (m).

$V_{c'}$ = velocidad de sedimentación, para un fluido con velocidad horizontal en m/s.

$S_{t \text{ unitaria}}$ = superficie transversal unitaria del desarenador, (m^2).

Q = caudal de diseño del desarenador, (m^3/s).

$$t_c = t_p \rightarrow \frac{h}{V_{c'}} = \frac{S_{t \text{ unitaria}} \cdot h}{Q} \quad (3.23)$$

$$\frac{1}{V_{c'}} = \frac{1}{V_H} \rightarrow V_{c'} = V_H$$

Por semejanza de triángulos en la figura 21, se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{L}{h} = \frac{V_H}{V_{c'}} \rightarrow L = \frac{V_H}{V_{c'}} \cdot h \quad (3.24)$$

donde:

V_H = velocidad horizontal del fluido en m/s.

Esta longitud es teórica, pero en la práctica (por fenómenos de turbulencia y por el cambio de velocidad debido a los fenómenos de aireación), se tiene que incrementar esta longitud mediante unos coeficientes de seguridad o relaciones empíricas que ya han sido probadas en otras instalaciones. Llegado a este punto, para poder calcular la longitud, necesitamos dimensionar el calado del desarenador y en consecuencia dimensionar la sección transversal.

3ª comprobación:

Se tiene que cumplir que la velocidad de sedimentación con velocidad horizontal ($V_{c'}$) sea mayor que la velocidad horizontal en nuestro desarenador a caudal máximo (V_H). A continuación se presentan los resultados en la tabla 13.

d (cm)	0,01	0,02	0,03	
$V_{c'}$ (cm/s)	1,94807597	2,75499546	3,37416656	3ª condición
V_H (cm/s)	1,8			cumple

Tabla 13: Resultados de la 3ª comprobación desarenador. Fuente: Elaboración Propia.

➤ Inyección de aire en el desarenador – desengrasador.

El principal objetivo para inyectar aire en el desarenador- desengrasador, es para evitar la sedimentación de materia orgánica.

Este aire se inyectará desde el lateral del desarenador-desengrasado como se representa en la figura 22, provocando que se mantenga en suspensión a la materia orgánica y solo se precipite en el fondo las partículas de arena que tienen una densidad superior. Además, esta inyección de aire tendrá también una acción de desengrasado de la grasa que contiene el agua residual.

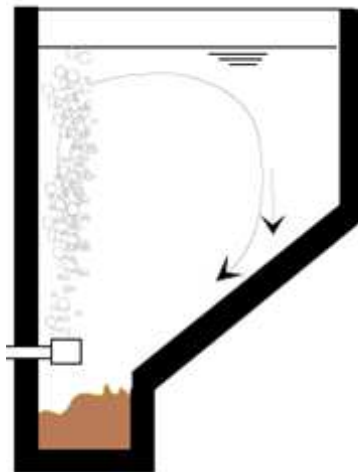


Figura 22: Esquema conceptual de un desarenador aireado.

En la tabla 14, se obtienen los valores del caudal de aire que es necesario inyectar para conseguir los fenómenos anteriores en función de la superficie transversal del desarenador.

S (m ²)	3	4	5	6
Q aire (m ³ /h/m)	4,5 -10,5	6 – 11,5	7,5 - 13	9 - 14

Tabla 14: Volumen de aire en desarenados. Fuente: (Hernández, 2001)

Según IMHOFF (1903), sugiere que el volumen de aire inyectado sea $\frac{1}{4}$ del volumen de agua a depurar. Esta sería la forma de dimensionar teniendo en cuenta solo la superficie del desarenador, pero también se puede utilizar otros parámetros como el volumen y la longitud. Se ha resumido en la tabla 15.

Parámetros de diseño desarenador aireado		
Caudal de diseño por superficie	Según tabla 14	(8)
Caudal de diseño por volumen	0,5 – 2 m ³ /m ² /h	(2)
Caudal de diseño por longitud	0,2 – 0,6 m ³ /m/min	(0,33)

Tabla 15: Parámetros de diseño desarenador aireado. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

Nota: entre parentesis los valores utilizados en el cálculo justificativo de este TFM.

Se cogerá, la solución que requiera más caudal de aire inyectado. Para poder inyectar este caudal de aire, se va a necesitar un equipo mecánico soplante y unos difusores.

Los difusores de burbujas están hechos de un material cerámico poroso, de un metal perforado o de una membrana con pequeñas aberturas para dispersar el aire en el interior del fluido. Los difusores se instalarán en el lateral del desarenador (véase representación de la figura 23).

Las burbujas liberadas transfieren oxígeno al medio y provocan una agitación en ese medio. Estos difusores se clasifican a su vez, en función del tamaño del orificio, en difusores de burbuja fina (2-2.5 mm) o gruesa (hasta 25 mm). Al aumentar el diámetro de la burbuja se reduce el área específica y el tiempo de residencia de la burbuja, aunque se aumenta la turbulencia. Los difusores de burbuja gruesa son más económicos y su consumo energético es ligeramente inferior al de los de burbuja fina, aunque su empleo supone una reducción del 40 % del coeficiente de transferencia de oxígeno al fluido. En esta fase es idóneo el empleo de difusores de burbuja gruesa por ser menos propensos al atascamiento y obturación de los orificios, dejando los difusores de burbuja fina para los tratamientos biológicos.

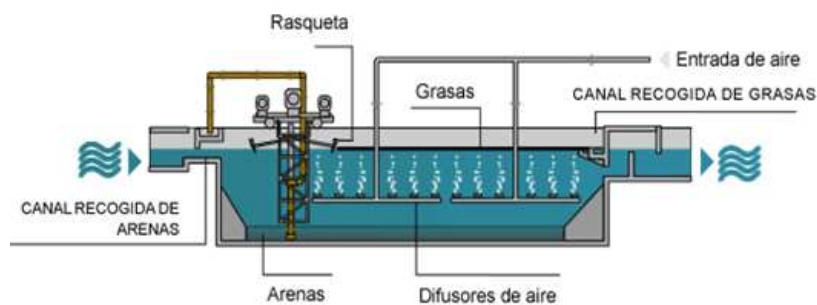


Figura 23: Difusores en un desarenador-desengrasador aireado. Fuente: consorcioaa.com

Finalmente, se instalarán 9 difusores de burbuja gruesa con membrana elástica por unidad de desarenador instalado, con un caudal total de diseño de 15 Nm³/h.

Para suministrar aire a esos difusores, se instalarán 3 unidades de soplantes (2 en servicio + 1 de reserva), las cuales se dimensionarán para tener la capacidad de suministro de aire en el día más caluroso del verano y deberán estar dotadas con la suficiente potencia para hacer frente al frío en invierno.

La potencia necesaria para cada soplante para llevar a cabo el proceso de compresión adiabática se determina mediante la siguiente ecuación:

$$P_w = \frac{w \cdot R \cdot T_1}{29,7 \cdot n \cdot e} \left[\left(\frac{p_2}{p_1} \right)^{0,283} - 1 \right] \quad (3.25)$$

donde:

P_w = potencia necesaria para cada soplante, (kW).

w = caudal de aire en peso, (kg/s).

R = constante universal de los gases = 8,314 kJ/k mol · °K.

T_1 = temperatura absoluta a la entrada, °K. (Se escoge un valor de 293°K).

P_1 = presión absoluta a la entrada, (atm). (Presión atmosférica)

P_2 = presión absoluta a la salida, (atm).

$n = (k - 1) / k = 0,283$ (para el aire).

$k = 1,395$ (para el aire).

e = eficiencia (en compresores, normalmente entre 0,7 y 0,9). Se va a coger un valor de 0,8.

Además, hay que dimensionar las conducciones de aire (tuberías y válvulas) para el transporte del aire comprimido desde el soplante hasta llegar a los difusores. Las presiones de trabajo son reducidas (inferiores a 0,7 kg/cm²) en comparación con el transporte de otros fluidos y hay que evitar el efecto de la condensación en todos los tramos de la conducción de aire. Sin embargo, es fundamental tener en cuenta las posibles dilataciones y contracciones de estas conducciones ya que la temperatura de trabajo suele estar entre 60 y 80°C. Estas conducciones serán tuberías de acero inoxidable y las variaciones de temperatura por consecuencia de la compresión del aire, se dimensionarán aplicando la siguiente ecuación:

$$\Delta T_{ad} = T_1 \left[\left(\frac{p_2}{p_1} \right)^n - 1 \right] \quad (3.26)$$

Donde ΔT_{ad} = aumento adiabático de temperatura, °K

Para calcular las pérdidas debidas a la fricción del aire comprimido en la tubería de acero inoxidable se debe emplear la ecuación de Darcy – Weisbach (1850):

$$h_L = f \cdot \frac{L}{D} \cdot h_i \quad (3.27)$$

donde:

h_L = Pérdida de carga debida a la fricción, m.c.a.

f = coeficiente de fricción adimensional obtenido en el ábaco de Moody de la figura 24. Para tener en cuenta el envejecimiento de la tubería se recomienda aumentar el valor obtenido al menos un 10%.

L / D = longitud de la tubería en diámetros. El diámetro escogido es de 80 mm.

h_i = energía cinética del aire, m.c.a. Se aplica la ecuación 3.28.

$$h_i = \left(\frac{v}{140} \right)^2 \cdot \gamma_a \quad (3.28)$$

donde: v = velocidad del aire, (m/s). Se obtiene de la tabla 16.

Diámetro de la tubería, mm	Velocidad, m/s
25 - 100	6,10 – 9,15 (7.5)
100 - 300	9,15 – 15,25
300 - 750	13,70 – 20,30
750 – 1.500	19,30 – 33

Tabla 16: Velocidad del aire en tuberías, en condiciones normales. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000).

Nota: entre parentesis el valor utilizado en el cálculo justificativo de este TFM.

γ_a = peso específico del aire a 20°C y 1 kg/cm², kg/m³, según la tabla 17.

Presión atmosférica				
Altura sobre el nivel del mar, (m)	kPa	Agua, (m)	Mercurio, (mm)	Peso específico γ_a (kN/m ³)
0	101,3	10,33	760	0,0118
500	95,6	9,74	717	0,0111
1.000	90,1	9,19	676	0,0105
1.500	84,8	8,64	636	0,0099
2.000	79,8	8,13	598	0,0093
2.500	73,3	7,47	550	0,0085
3.000	70,3	7,17	527	0,0082
3.500	66,1	6,74	496	0,0077

Tabla 17: Propiedades físicas del aire. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000)

Para calcular el valor del coeficiente de fricción utilizado en la figura 24, se puede calcular el número de Reynolds (Re) por medio de la siguiente expresión:

$$Re = \frac{25,47 \cdot q_s}{d \cdot \mu} \quad (3.29)$$

donde

q_s = caudal de aire en la tubería, (m³/s).

d = diámetro interior, (m).

μ = viscosidad dinámica del aire, centipoises. Se puede aproximar mediante la siguiente ecuación:

$$\mu = (170 + 0,504 \cdot t) \cdot 10^{-4} \quad (3.30)$$

donde:

t = temperatura en °C.

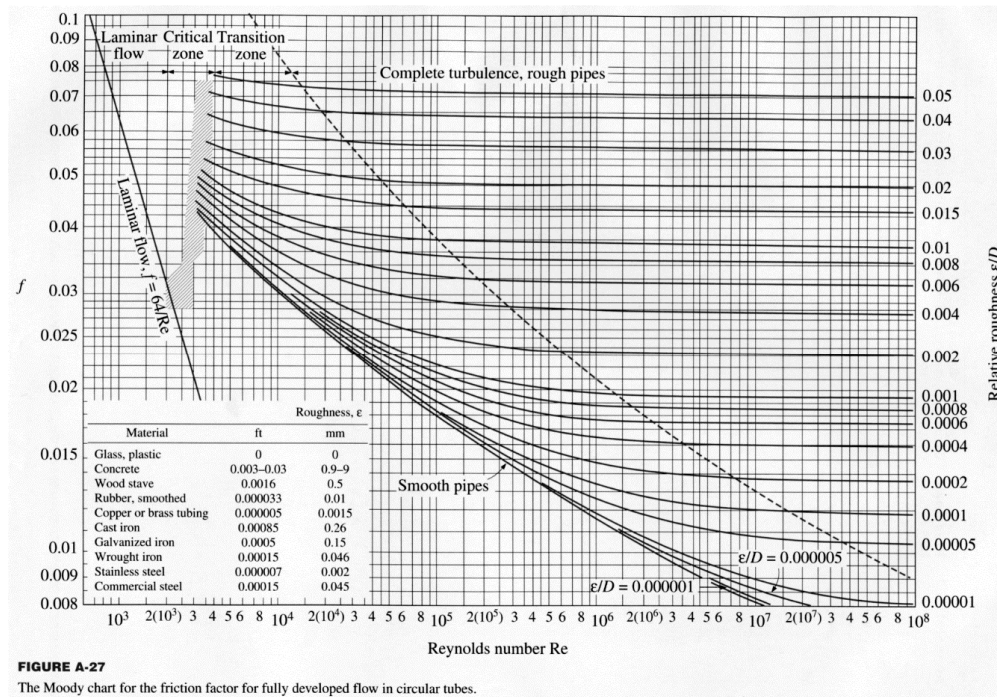


FIGURE A-27

The Moody chart for the friction factor for fully developed flow in circular tubes.

Figura 24: Diagrama de Moody. Fuente: <http://fisica.laguia2000.com/complementos-matematicos/diagrama-de-moody>.

Debido a cambios de temperatura, o de presión, el volumen de aire transportado en la tubería cambia según la ecuación general de los gases ideales:

$$\frac{P_1 \cdot V_1}{T_1} = \frac{P_2 \cdot V_2}{T_2} \quad (3.31)$$

donde:

P_1 y P_2 = Presiones , (atm).

T_1 y T_2 = Temperatura (°C).

Puente Desarenador:

La extracción de las arenas se realiza mediante dos bombas centrífugas verticales, instaladas sobre el puente desarenador que están unidas a un clasificador lavador de tipo tornillo sin fin.

Las grasas y flotantes son recogidas por las rasquetas de arrastre de grasas, y son transportadas mediante tubería por gravedad a un concentrador de grasas de dimensiones 1,8 m de largo por 0,60 m de anchura y 1,105 m de altura útil. Su misión será la separación las grasas y los flotantes mecánicamente. Se ha incluido un canal de By-pass en el desarenador.

En la figura 25, se puede ver la sección transversal de un desarenador aireado (sección tipo semejante al dimensionado en este TFM) y en la figura 26 se puede apreciar el puente de un desarenador – desengrasador de la marca proeqma.

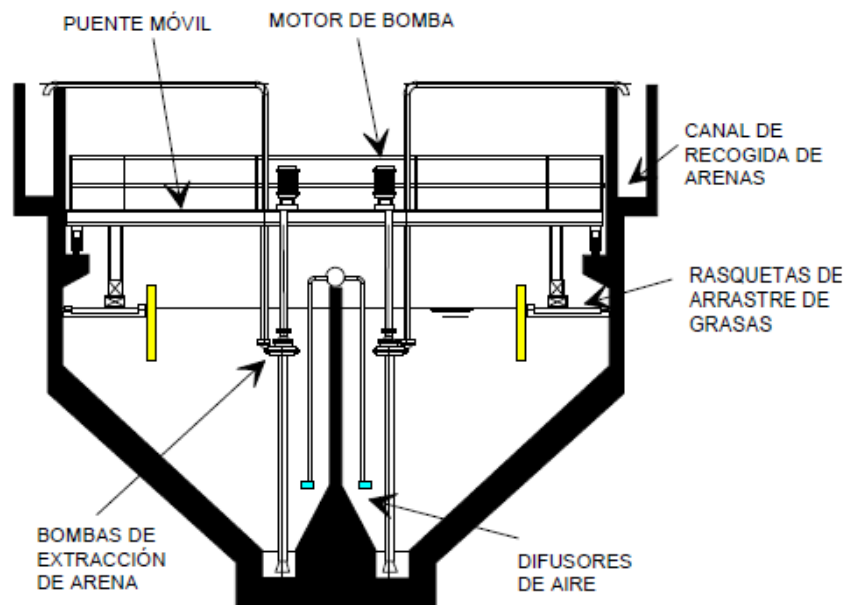


Figura 25: Sección transversal típica de un desarenador aireado. Fuente: Internet.



Figura 26: Puente desarenador-desengrasador. Fuente: proeqma.com

Los datos para el diseño del puente del desarenador-desengrasador se encuentran en la tabla 18:

Parámetros	Valores
Concentración teórica de arena	125 gr/m ³
Concentración de purga (%)	25%
Tiempo máx. de funcionamiento de las bombas	8 h
Destino de los residuos (contenedor)	4,5 m ³
Concentración de grasas prevista	9 gr/l
Eliminación de grasas (%)	90%
Concentración agua + grasa	20 gr/l
Concentración a la salida del concentrador de grasas	500 kg/m ³

Tabla 18: Valores de dimensionamiento empleados en este TFM. Fuente: Elaboración Propia.

3.4 Extracción de residuos en el pretratamiento.

Los residuos recogidos tanto en las rejillas, como en los tamices y en el puente del desarenador, se evacuarán mediante medios mecánicos (tornillo sinfín, bombas centrífugas, cintas transportadoras, hidro-ciclón, etc.). Se procede a continuación a explicar, el transporte de los residuos finales en el proceso del tamizado y en las rejillas de finos:

Los residuos caen hacia la parte trasera del tornillo sin fin, justo debajo de la tolva de alimentación, conforme va girando el tornillo sin fin, va empujando los residuos hacia delante. Este tornillo sin fin se prolonga hasta el interior de la cámara de prensado, quedando su última espiral en forma de hélice bastante próxima a la clapeta de salida. Cuando la cantidad de residuos acumulados en el interior de la cámara de prensado alcanza el grado de compactación exigido por los contrapesos exteriores, y continúan siendo empujados hacia delante por los siguientes residuos que va transportando el tornillo sin fin, los residuos compactados ya son capaces de empujar y levantar la tapa abatible (clapeta) para salir al exterior y caer en el interior de los contenedores de almacenamiento.

Una vez que los residuos compactados han caído al contenedor, el hueco que ha quedado libre dentro de la cámara de prensado es ocupado por los residuos que venían empujando detrás. Así sucesivamente se va produciendo un ciclo detrás de otro.

A continuación se describe las ventajas de usar este tipo de maquinaria.

- Presenta un diseño modular: fácil instalación.
- Trabaja a altas temperaturas.

- Presenta una fácil hermeticidad.
- Son extremadamente versátiles.
- Pueden dimensionarse varias zonas de carga y descarga.
- Disminuye la humedad al prensar los residuos, disminuyéndose así el peso y volumen para el transporte.
- Al reducir la humedad se retrasa el proceso de fermentación y en consecuencia la aparición de olores.

En cuanto a las desventajas:

- No están dimensionados para materiales no frágiles o delicados.
- Necesitan un mayor requerimiento de potencia, lo cual repercute en un mayor consumo energético.
- Volúmenes de transporte no muy grandes.
- Limitados en distancia (máximo 50 metros).

A continuación se puede ver un modelo de tornillo sin fin donde se aprecia la tolva de alimentación y la zona por donde se descarga los residuos hasta su caída a un contenedor.



Figura 27: Clasificador lavador de tornillo sin fin de la marca Quilton. Fuente: Internet.

Para su dimensionamiento se va a tener en cuenta los volúmenes de residuos extraídos en los tamices y rejillas de finos, con las horas de funcionamiento de los tornillos transportadores-compactadores instalados y el rendimiento de prensado que se obtiene (30%), todo esto está resumido en la tabla 19.

Parámetros de diseño	
Volumen residuos rejillas de gruesos (l/hab/año)	10
Volumen residuos rejillas de finos (l/hab/año)	15
Tiempo de funcionamiento (h/día)	8
Coefficiente mayoración	2.5
Rendimiento sistema de prensado	30%

Tabla 19: Parámetros de diseño para obtención del volumen mayorado de residuos a transportar. Fuente: Elaboración Propia

Contenedores en el pretratamiento:

Tendremos dos tipos de contenedores en el edificio de pretratamiento. El primer tipo será un contenedor metálico, con una capacidad de 0,8 m³ y que puede ser transportado por un polipasto. El tiempo estimado para su cambio es diario. El segundo tipo de contenedor, también es metálico, pero irá sobre unas guías (perfiles metálicos) para facilitar su retirada mediante un camión (figura 28.). Tendrá una capacidad para 4,5 m³ y el tiempo estimado para su cambio es de 2 semanas.

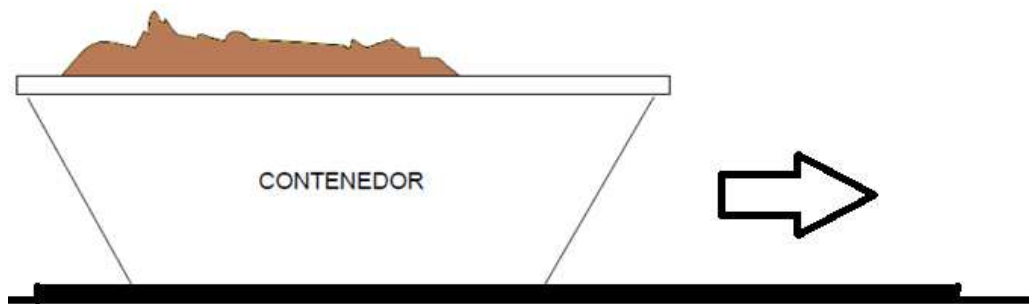


Figura 28: Contenedor sobre guías para los residuos del desarenador-desengrasador. Fuente: Elaboración Propia.

3.5 Tornillo sin fin.

El caudal que es capaz de transportar un tornillo sin fin ($Q_{t.s.f}$), se calcula aplicando la siguiente ecuación:

$$Q_{t.s.f} = 3600 \cdot s \cdot v \cdot \gamma \cdot k \quad (3.32)$$

donde:

$Q_{t.s.f}$ = Caudal de material transportado, (ton/h).

s = Área del canalón que es rellenada por el material a transportar, (m²).

v = Velocidad de desplazamiento del transportador, (m/s). Es inversamente proporcional al peso a granel del material a transportar, y al diámetro del tornillo.

γ = Densidad del material, (tn/m³).

k = Coeficiente de disminución del flujo material.

Se procede a calcular el primer parámetro de la ecuación 3.32, que es el área del canalón (s), mediante la siguiente ecuación:

$$s = \lambda \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (3.33)$$

donde:

D = diámetro del tornillo, (m). Se recomienda que sea 12 veces mayor que el diámetro de las partículas más grandes a transportar en el caso de material homogéneo y 4 veces mayor que el diámetro de las partículas a transportar si es un material heterogéneo.

λ = coeficiente de relleno de la sección y es función del índice de huecos del material, su valor se selecciona de la tabla 20.

Tipo de carga	λ
Pesada y abrasiva	0,125
Pesada poco abrasiva	0,25
Ligera poco abrasiva	0,32
Ligera no abrasiva	0,4 (*)

Tabla 20: Valores del coeficiente de relleno de la sección. Fuente: (Universidad Carlos III de Madrid, 2012).

Nota: (*) Valor escogido en este TFM.

El segundo parámetro de la ecuación 3.32, su valor se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

$$v = \frac{t \cdot n}{60} \quad (3.34)$$

donde:

t = paso del tornillo, (m).

Se recomienda que este entre 0,5 y 1 veces el diámetro del mismo.

n = velocidad de giro del tornillo, (rpm). Se recomienda que para materiales pesados $n \approx 50$ rpm y para materiales ligeros $n < 150$ rpm.

El último coeficiente por definir de la ecuación 3.32, es el coeficiente de disminución del flujo material (k), que está relacionado con la inclinación del canalón, y sus valores se obtienen de la tabla 21.

k	Inclinación del canalón
1	0°
0,9	5°
0,8 (*)	10°
0,7	15°
0,6	20°

Tabla 21: Valores de k según la inclinación. Fuente: (Universidad Carlos III de Madrid, 2012).

Nota: (*) Valor escogido en este TFM.

La potencia total (P_T), es la suma de la potencia de accionamiento (P_H), más la potencia de accionamiento del tornillo en vacío (P_N) y la potencia del tornillo sin fin debida a la inclinación (P_{st}).

Potencia de accionamiento (P_H), se calcula como:

$$P_H(kW) = c_o \frac{Q_{t.s.f.} \cdot L \cdot g}{3600} = c_o \frac{Q_{t.s.f.} \cdot L}{367} \quad (3.35)$$

donde:

L = Longitud de la instalación, (m).

c_o = Coeficiente de resistencia del material, que se obtiene de la tabla 22.

$Q_{t.s.f.}$ = Caudal de material transportado, (ton/h).

Material	C_o empírico
Harina, serrín, productos granulados	1,2
Turba, sosa, polvo de carbón	1,6
Antracita, carbón, sal de roca	2,5
Yeso, arcilla seca, tierra fina, cemento, cal, arena	4

Tabla 22: Valores del Coeficiente de resistencia del material. Fuente: (Universidad Carlos III de Madrid, 2012).

Potencia de accionamiento del tornillo en vacío (P_N):

$$P_N(kW) = \frac{D \cdot L}{20} \quad (3.36)$$

D es el diámetro del tornillo (m) y L es la longitud de la instalación (m). Esta potencia es muy pequeña en comparación con la potencia de accionamiento.

Potencia tornillo sin fin debida a la inclinación (P_{st}):

$$P_{st}(kW) = \frac{Q_{t.s.f.} \cdot H}{367} \quad (3.37)$$

donde:

H = altura de la instalación.

$Q_{t.s.f.}$ = Caudal de material transportado, (ton/h).

Finalmente, sumando las 3 ecuaciones anteriores, se obtiene la potencia total (P_T):

$$P_T(kW) = \frac{Q_{t.s.f.} \cdot (c_o \cdot L + H)}{367} + \frac{D \cdot L}{20} \quad (3.38)$$

3.6 Medición de caudal a la salida del pretratamiento.

Para controlar el caudal de salida del pretratamiento y entrada al tratamiento biológico, se va instalar en la tubería de 400 mm, un caudalímetro electromagnético de 250 mm de diámetro.

El principio de funcionamiento de este caudalímetro, está basado en la Ley de Inducción de Faraday. Una tensión (V) es inducida entre un par de electrodos cuando un líquido conductivo fluye por una tubería de diámetro D a una velocidad media v_m , a través de un campo magnético B (perpendicular al sentido de flujo).

Esta tensión, proporcional a la velocidad media del líquido, es adquirida por el convertidor electrónico para ser procesada y convertida en una medida de caudal.

$$V = B \cdot v_m \cdot D \quad (3.39)$$

donde:

V = Tensión entre los electrodos.

v_m = Velocidad del líquido.

B = Potencia del campo magnético.

D = Diámetro de tubería.

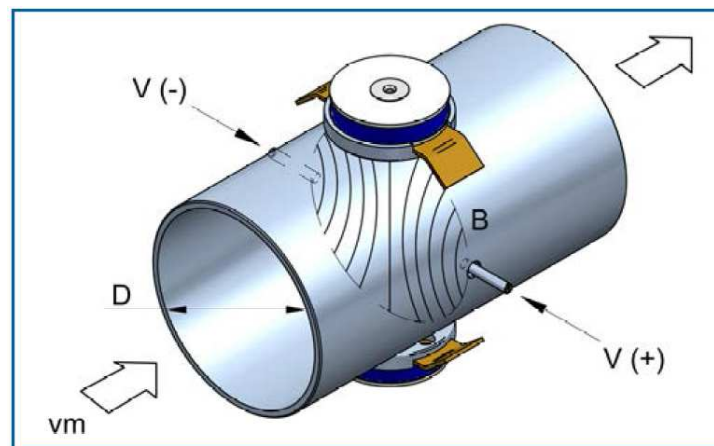


Figura 29: Funcionamiento de un caudalímetro electromagnético. Fuente: Catálogo Tecfluid Serie Flomid.

Para reducir las pérdidas de carga, que se producen por la reducción de la tubería ya que el diámetro del caudalímetro es inferior al diámetro de la tubería donde queremos medir el caudal, se debe emplear un cono de reducción con un ángulo inferior a 4° para evitar turbulencias que podrían proporcionar falsas lecturas. Otra forma sería la de realizar la reducción a una distancia superior o igual a 5 veces el diámetro. Estas dos formas de montaje se representan en la figura 30.

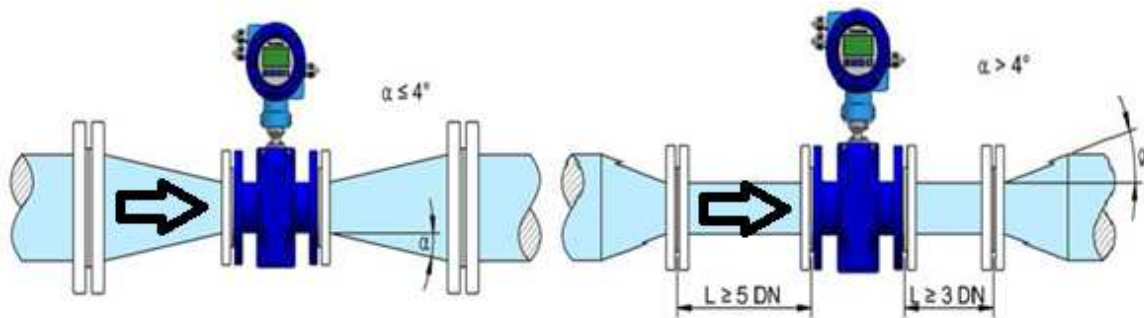


Figura 30: Reducciones en la tubería principal para evitar errores de lectura en el caudalímetro. Fuente: Catálogo Tecfluid Serie Flomid.

Para el cálculo de la línea piezométrica se tendrá en cuenta las pérdidas que se producen en las arquetas de medida donde se instalarán estos caudalímetros electromagnéticos.

3.7 Tratamiento Secundario o Biológico.

➤ Introducción.

Cuando se realiza un vertido de agua residual a una corriente de agua se produce un fenómeno de autodepuración natural de dicho vertido. La materia orgánica, generalmente se expresa en función de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), que es consumida por la biocenosis presente en la corriente o por la que aporta el vertido. En este mecanismo de degradación, los microorganismos intervinientes en los procesos de eliminación de materia orgánica consumen el oxígeno disuelto de la masa de agua, pudiendo bajar su concentración a niveles críticos e incluso a cero. Los factores que influyen sobre el proceso de depuración (temperatura, biocenosis, cantidad de substrato-materia orgánica, transporte, etc.) quedan definidos por las características naturales del medio receptor. Los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales son básicamente una intensificación y potenciación de estos procesos de autodepuración.

La depuración biológica de las aguas residuales consiste en la eliminación de la contaminación biodegradable por una biocenosis² mantenida en un ambiente técnicamente controlado. Los objetivos de un tratamiento biológico son la coagulación y eliminación de sólidos coloidales no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica. En aguas residuales urbanas, el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica presente y, en muchos casos, la eliminación de N y P. Los nutrientes estimulan el crecimiento desequilibrado de algas, generando un empeoramiento de la calidad del agua.

² Biocenosis: También llamada comunidad biótica o ecológica, es el conjunto de organismos de todas las especies que coexisten en un espacio definido (en nuestro caso, reactor biológico), que ofrece las condiciones ambientales necesarias para su supervivencia.

La biocenosis que es utilizada en los procesos de depuración, está constituida generalmente por microorganismos, bacterias, pero en algunos procesos pueden llegar a intervenir, o incluso tener importancia, organismos superiores. La depuración se consigue por la acción de microorganismos, que transforman la materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diferentes gases y tejido celular. El tejido celular tiene un peso específico mayor que el agua, por lo que puede ser eliminado por decantación en el decantador secundario, al igual, que el resto de materia orgánica no disuelta, que formará un floculo uniéndose con el tejido celular. Puesto que el tejido celular es de naturaleza orgánica, el tratamiento realizado es la conversión bacteriana de una fracción de la materia orgánica. Estos procesos se enmarcan dentro del denominado metabolismo microbiano, o conjunto de actividades químicas de las células vivas. A continuación se desarrolla brevemente los procesos del metabolismo microbiano que se dividen en 2 fases: (véase el apartado Reacciones en el reactor biológico).

- Catabolismo o respiración celular: es el conjunto de procesos degradativos de la materia orgánica, donde se produce la transformación de biomoléculas complejas en moléculas sencillas. Todos estos procesos se realizan en el interior de las células y la energía liberada en las transformaciones anteriores será utilizada por la célula sus funciones vitales.
- Anabolismo o síntesis celular: Es el total de las reacciones químicas involucradas en la síntesis de materia orgánica y que para poder realizarse se consume energía. Es el proceso inverso al catabolismo.

El lugar donde se producen todas las reacciones metabólicas es el reactor biológico, en el cual, se deben mantener unas determinadas condiciones biológicas para permitir el desarrollo óptimo de la biocenosis.

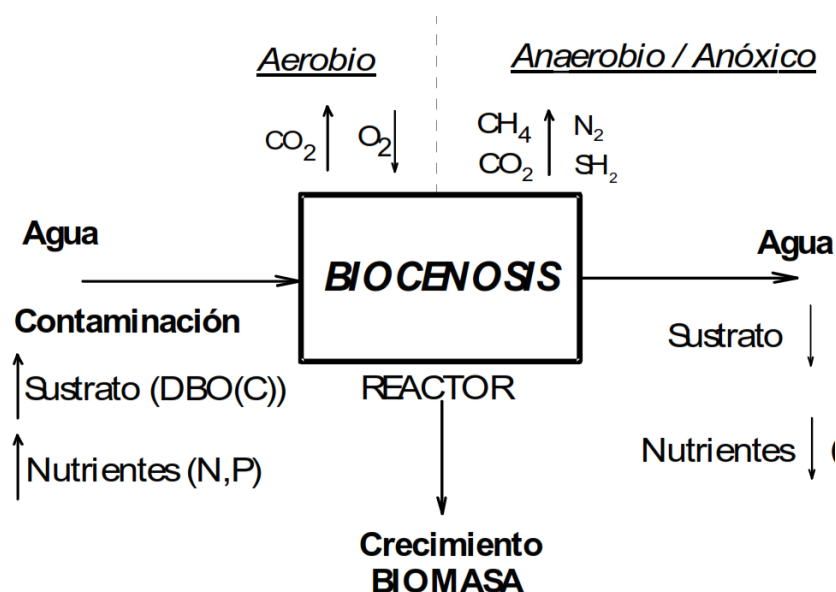


Figura 31: Fundamentos de los procesos biológicos. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

Si la biocenosis es de tipo aerobio se deberá suministrar el oxígeno suficiente para mantener esas condiciones aerobias en el reactor, por el contrario si fuese de tipo anaerobio se evitará la entrada de oxígeno al sistema.

Como consecuencia del consumo de sustrato y de nutrientes, la cantidad de biomasa del reactor aumentará, lo cual puede exigir la extracción del crecimiento excesivo de biomasa (denominado como fango).

La contaminación del agua, sustrato y/o nutrientes, quedará eliminada debido a los procesos metabólicos que se producen en el reactor biológico, los cuales generarán unos subproductos como anhídrido carbónico (CO_2) en ambiente aerobio, CO_2 y metano (CH_4) en ambiente anaerobio, nitrógeno y sulfhídrico en ambiente anóxico.

El control del proceso requiere el conocimiento de los principios que gobiernan el crecimiento de los microorganismos, entre ellos:

- Factores que influyen en la velocidad de eliminación de la DBO.
- Factores que determinan el crecimiento de los fangos.
- Demanda de oxígeno.
- Evacuación de los fangos del proceso.

3.7.1 Fangos Activados.

El proceso de fangos activados se originó en Inglaterra a finales del siglo XVII. Las primeras investigaciones se centraron en la remoción de los sólidos y control de olores del agua. Como resultado de esas investigaciones, se determinó que la utilización de aire en los sistemas de tratamiento permitía la disipación de olores de las aguas producidas en las ciudades. Fue en 1914 cuando se originó el nombre de “fango activado”, y en 2002, Spellman, lo definió como aquel que tenía la habilidad para purificar y estabilizar el contenido orgánico de los desechos en el agua residual a través del uso de sólidos floculados en presencia del aire.

La tecnología de fangos activados es una de las más difundidas a nivel mundial. El principio básico del proceso consiste en que las aguas residuales se pongan en contacto con una población microbiana mixta, en forma de suspensión de flóculos en un sistema aireado y agitado (Winkler, 1999). El fango se estabiliza biológicamente en un reactor biológico bajo condiciones aerobias. Durante el crecimiento y mezcla los organismos floculan formando una masa activa denominada fangos activados. Existen diferentes tipos de procesos de fangos activados, entre los más importantes están:

- Convencional, reactor de mezcla completa, aireación graduada, aireación prolongada (la elegida para este TFM).

La aireación prolongada es similar a la convencional, excepto que funciona en la fase de respiración endógena de la curva de crecimiento de la biomasa (ambiente aerobio) y necesita un periodo largo de aireación.

El ambiente aerobio se conseguirá en el reactor biológico de esta E.D.A.R.U mediante la inyección de aire por medio de difusores de burbuja fina de la marca ABS Nopon modelo PIK 300 (véase cálculos justificativos).

En el proceso de fangos activados pueden distinguirse dos operaciones diferenciadas: la oxidación biológica y la separación sólido-líquido (figura 32). La oxidación biológica se realizará en la zona aerobica del reactor biológico y la separación de sólidos se realizará en el decantador secundario donde se recircularán esos sólidos al reactor o se llevarán para su tratamiento en la línea de fangos.

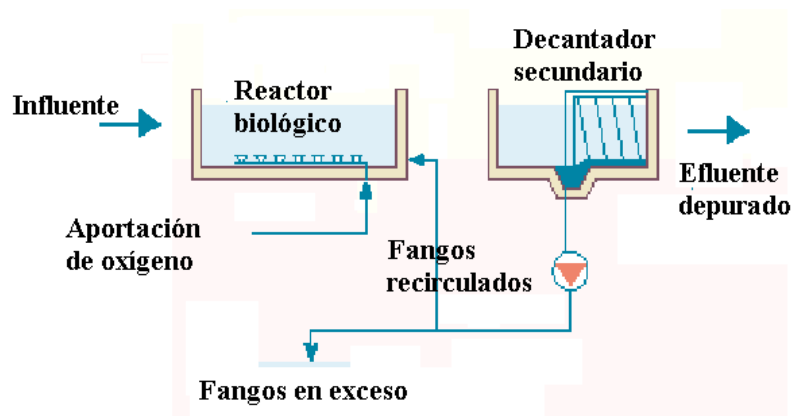


Figura 32: Esquema de un proceso de fangos activados. Fuente: Internet.

Para que se produzca el proceso de oxidación con el rendimiento proyectado se necesita un sistema de aireación y agitación, que añada al agua residual el oxígeno necesario para la actividad depuradora de las bacterias. Además este sistema de aireación y agitación contribuirá a evitar la sedimentación de los flóculos y ayudará a la homogenización de los fangos activados.

El fango activado debe tener una amplia superficie específica para que se produzcan las reacciones de oxidación biológica entre los microorganismos y el sustrato, y a la vez tener una buena sedimentabilidad, propiedades que son opuestas y obligan a buscar una solución de compromiso.

Una vez que la materia orgánica ha sido suficientemente reducida, lo que se requiere es de un tiempo de contacto suficiente. El licor mezcla del reactor biológico se envía a la segunda operación, que es la decantación secundaria, en la que se separan el agua depurada y los fangos activados floculados. Estos últimos se recirculan al reactor biológico, para mantener el licor mezcla siempre con la misma concentración de bacterias. Si tenemos un excedente de fangos, se extrae del sistema y se evacua hacia la línea de fangos.



➤ Reacciones en el Reactor Biológico.

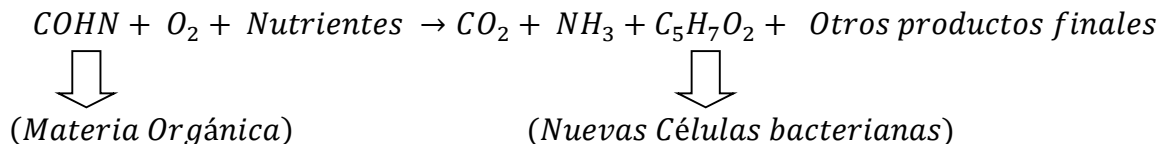
En el reactor biológico, tienen lugar las reacciones de oxidación biológica, dándose dos tipos diferentes:

- Reacciones de síntesis o asimilación (anabolismo).
- Reacciones de respiración endógena (catabolismo).

Reacciones de síntesis o asimilación (anabolismo):

Consisten en la incorporación de elementos nutritivos (materia orgánica), al protoplasma de los microorganismos, produciéndose nuevas moléculas organizadas. Este proceso de asimilación es complejo y difícil, ya que algunas partículas en disolución pueden difundirse directamente a través de las membranas celulares de los microorganismos, pero la mayoría más complejas, deben sufrir un tratamiento previo de hidrólisis, mediante enzimas extracelulares, cuya actividad se ve profundamente afectada por el pH, la temperatura y la concentración del sustrato.

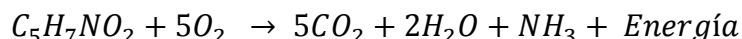
En estas reacciones se utilizan una parte de los compuestos orgánicos como fuente de energía necesaria para su realización, transformándose en productos inorgánicos finales como H₂O, CO₂, nitratos, sulfatos, etc...



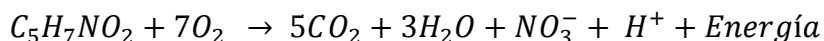
Reacciones de respiración endógena (catabolismo):

Estas reacciones consisten en la autooxidación del protoplasma celular y aparecen cuando comienza a escasear la materia orgánica usada como alimento por los microorganismos. En su desarrollo se liberan los nutrientes usados previamente en la síntesis de nuevas células.

En el curso de las fases sucesivas de respiración endógena, una fracción del protoplasma es transformado en H₂O y CO₂, de tal forma que la masa de microorganismos disminuye y su tendencia es ir a cero.



En el caso de que los compuestos nitrogenados (nitrógeno orgánico y nitrógeno amoniacal, fundamentalmente) sean oxidados completamente y se produzca la nitrificación, la expresión dada anteriormente debe modificarse por la siguiente:



Los factores que intervienen en la oxidación biológica son:

- Características del sustrato: Las características físicas y químicas de los contaminantes de las aguas residuales, determinarán las diferentes tipos de reacciones que se van a producir en el reactor biológico y la biodegradabilidad de sus contaminantes será fundamental para obtener un rendimiento aceptable.
- La aportación de oxígeno: Para el desarrollo de las reacciones biológicas es fundamental mantener un medio aerobio, con oxígeno suficiente para permitir las reacciones de síntesis. Se considera que se mantiene un ambiente aerobio cuando el oxígeno disuelto en el agua residual se mantiene por encima de 0,2 mg/l.
- La temperatura: Es un factor influyente en las reacciones de oxidación biológica, aumentando la velocidad de éstas cuando hay un incremento de temperatura hasta un valor límite de 37°C, ya que posteriormente la velocidad de reacción desciende bruscamente al morir los microorganismos por desnaturalización de las proteínas del protoplasma celular.
- Inhibidores: Existen una serie de sustancias orgánicas e inorgánicas que a ciertas concentraciones inhiben o impiden los procesos biológicos. Por ejemplo, los metales pesados y altas concentraciones de sal (> 5g/l) que producen la desfloculación del fango.

En el reactor biológico si tiene zona anóxica, también se van a producir los procesos de desnitrificación. Todos estos procesos se verán en el punto 3.7.5 de este TFM.

3.7.2 Parámetros de diseño de fangos activados.

La carga másica y la carga volúmica son los parámetros que se utilizan principalmente para fangos activos, pero también se pueden utilizar para otros sistemas biológicos, como discos biológicos y lechos bacterianos.

➤ Carga másica.

Se define como la relación entre los kg de DBO₅ eliminados en un día en un depósito de fangos activados, y los kg de fangos contenidos en dicho depósito en ese mismo periodo de tiempo (en nuestro caso el depósito es un reactor biológico tipo carrusel).

$$C_m = \frac{\text{kg DBO}_5 \text{ elim/día}}{\text{kg de fango}} = \frac{\text{kg DBO}_5 \text{ elim/día}}{MLVSS} \approx \frac{\text{kg DBO}_5 \text{ elim/día}}{MLSS} \quad (3.40)$$

La mayoría de las ocasiones, se encuentra en la bibliografía, datos de carga másica en función de los sólidos en suspensión volátiles del licor mezcla (MLVSS - MESV) o bien de los sólidos en suspensión del licor mezcla³ (MLSS - MES), en lugar de frente a la biomasa, debido a la mayor facilidad de determinación de estos últimos parámetros y en consecuencia una mayor facilidad de control de la instalación.

A continuación se muestran diferentes valores de carga másica utilizados para diferentes procesos de fangos activados.

Referencia	Carga másica zona de contacto ^(a)	Carga másica global ^(b)	Unidades	Proceso
Deakynne <i>et al.</i> , 1984	-	0,51 - 0,68	Kg DBO/Kg MESV.d	A/O
Metcalf y Eddy, 1991	-	0,20 - 0,70	Kg DBO/Kg MESV.d	AO TM
Orhon y Artan, 1994	-	0,20 - 0,60	Kg DBO/Kg MESV.d	Convencional
		<0,10 - 0,25		Aireación extendida
Neethling, 1995	-	0,15 - 0,30	Kg DBO/Kg MESV.d	VIP
		0,10 - 0,20		UCT
Lee <i>et al.</i> 1995	-	0,067	Kg DBO/Kg MESV.d	Ludzack-Ettinger
Oliveira <i>et al.</i> , 2001	-	0,20 - 0,90	Kg DDO/Kg MESV.d	Convencional
Barajas, 2002	-	0,10 - 0,55	Kg DDO/Kg MESV.d	SBR
Daigger <i>et al.</i> , 1985	15 - 25	-	Kg DQO/Kg MESV.d	selectores aerobios ²
Bécares, 1994	0 - 4,20 (0 - 0,72) ³	-	Kg DQO/Kg MESV.d	Doble etapa
Qasim <i>et al.</i> , 1996	-	0,12 - 0,31	Kg DBO/Kg MES.d	AX-AA-AE ¹
Ouyang <i>et al.</i> , 1999	-	0,26 - 0,87	Kg DQO/Kg MES.d	TNCU-II
Mikawa <i>et al.</i> , 1996	-	0,095 - 0,128	Kg DBO/Kg MES.d	PEGASUS
Jenkins <i>et al.</i> , 1993	1,5 - 12	-	Kg DDO/Kg MES.d	varios selectores
Marten y Daigger, 1997	0,70 - 1,20	-	Kg DBO/Kg MES.d	Convencional ⁴

^(a) se calcula teniendo en cuenta el volumen del selector y su biomasa.

^(b) se calcula teniendo en cuenta el volumen total del reactor y la biomasa total.

¹ proceso de flujo continuo anóxico-anaerobio-aerobio.

² tres selectores de 100 ml.

³ valores entre paréntesis se refieren a la segunda etapa del proceso.

⁴ reactor aerobio precedido por un selector anóxico.

Figura 33: Valores de carga másica obtenidos de la literatura.

Fuente: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/5909/12Mjkm12de18.pdf?sequence=12/>

Dependiendo de la carga másica empleada, y los rendimientos medios a obtener en la eliminación de DBO₅, podemos clasificar los procesos de fangos activados como:

- Alta carga, cuando $C_m > 0,5$ y porcentajes de eliminación DBO₅ hasta el 80%.
- Media carga, para C_m entre 0,5 - 0,2 y porcentajes de eliminación DBO₅ hasta el 90%.
- Baja carga, cuando $C_m < 0,2$ y porcentajes de eliminación DBO₅ superiores al 90%. (Se denominan también tratamientos de alto rendimiento y es la solución adoptada en nuestra E.D.A.R.U. En la figura 34 se pueden ver en azul los valores obtenidos en el cálculo justificativo).

³: La mezcla en las zonas de aireación del reactor biológico se denomina licor de mezcla (MLSS).

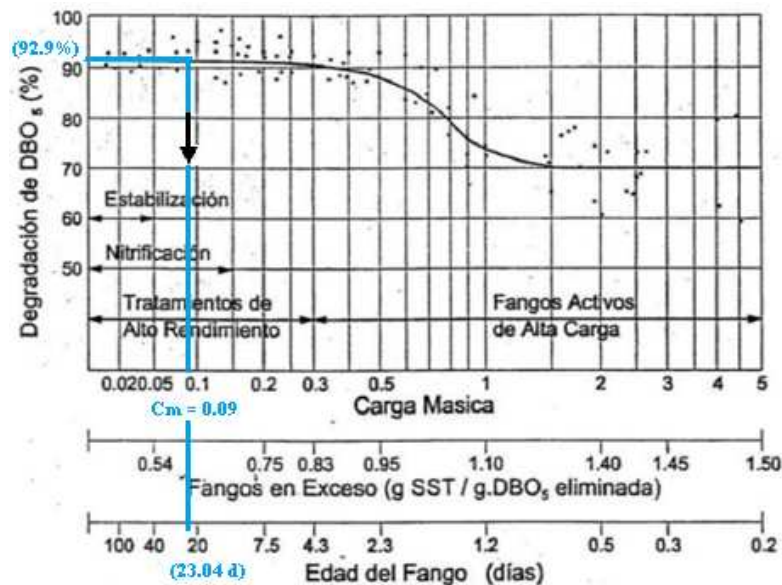


Figura 34: Rendimientos de eliminación DBO₅ en función de la carga másica. Fuente: IMHOFF.

En función de los objetivos de calidad requeridos en el efluente, los procesos de fangos activados pueden adaptarse para eliminar únicamente la materia orgánica carbonada, o eliminar también los nutrientes (nitrógeno y fósforo). A partir de la figura 34 se puede obtener la siguiente conclusión:

- La concentración de sustrato y el tiempo de retención celular condicionan el tipo de proceso. Cuanto más baja carga se adopte, se obtiene un rendimiento mayor de eliminación de DBO₅ y son necesarios tiempos de retención celular mayores en el reactor biológico, provocando que se precisen mayores volúmenes en los reactores biológicos y por tanto un mayor coste de construcción y explotación debido a que también se tendrá un mayor consumo energético producido por el mayor tiempo que tiene que estar aireado para garantizar un ambiente aerobio.

Para el cálculo de la carga másica, se puede realizar por dos vías:

- 1) Si tenemos parametrizada nuestra agua residual con los valores de la composición de la contaminación, se aplicará la siguiente ecuación

$$C_m = \frac{Q_a \cdot (DBO_{5 \text{ entrada}} - DBO_{5 \text{ salida}})}{V_r \cdot MLVSS} \quad (3.41)^4$$

donde:

Q_a = Caudal del afluente, (m³/día)

V_r = Volumen del reactor biológico (m³)

MLVSS = Sólidos en suspensión volátiles en el licor mezcla (mg/l)

DBO₅ entrada = DBO₅ del afluente (mg/l). DBO₅ salida = DBO₅ del efluente (mg/l).

⁴: También se puede aplicar la ecuación 3.85 .

- 2) Si no tenemos parametrizada el agua residual que entra en nuestro reactor biológico, podemos dimensionar en base a la experiencia aplicando las figuras 33 y 34. Para usar la figura 34 en el cálculo de C_m es necesario obtener previamente el rendimiento requerido por nuestro reactor biológico. Este parámetro se define como la relación entre la materia orgánica eliminada, $(S_o - S)$ y la materia orgánica del efluente (S).

Se expresa en %.

$$E (\%) = \frac{S_o - S}{S_o} \cdot 100 \quad (3.42)$$

donde:

E = rendimiento del reactor biológico en %.

S_o = valor de DBO_5 del caudal de entrada al reactor biológico.

S = valor de DBO_5 del caudal de salida del reactor biológico. Este valor está definido en el punto 2.4, en la calidad del agua a obtener y regulado por la ley 11/1995.

Calculando el rendimiento, entraríamos en la figura 34, y podríamos saber la carga másica que tiene que tener nuestro reactor biológico, además de saber en qué tipos de fangos activados nos encontramos, la edad del fango para que se produzcan todas las reacciones y la cantidad de fangos en exceso.

La carga másica va a depender de factores como la temperatura y el pH que se encuentre el licor mezcla del reactor biológico, ya que a mayores temperaturas, mayor será el rendimiento, debido al incremento de la actividad biológica las reacciones de síntesis que se producen a una velocidad mayor.

➤ Carga volúmica.

Se define como la relación entre los kg de DBO_5 eliminados por día en el reactor biológico y el volumen del reactor biológico.

$$C_v = \frac{\text{kg de } DBO_5 \text{ eliminados/ día}}{m^3 \text{ reactor biológico}} \quad (3.43)$$

Este valor es menos representativo que la C_m indicada anteriormente, y se utiliza para comprobar el volumen del reactor calculado a partir de la carga másica.



3.7.3 Cinética de los procesos biológicos aerobios.

El reactor biológico se tratará de que sea un sistema de alimentación lo más continuo posible. La tasa de crecimiento de las células bacterianas se puede definir mediante la siguiente ecuación:

$$r_g = \frac{dX}{dt} = \mu \cdot X \quad (3.44)$$

donde:

r_g = tasa de crecimiento bacteriano, (mg/l·d).

μ = tasa de crecimiento específico, (d⁻¹).

X = concentración de microorganismos, (mg/l).

Considerando una concentración inicial, X_o , e integrando se obtiene:

$$\ln X = \ln X_o + \mu \cdot t \quad (3.45)$$

$$\ln \left(\frac{X}{X_o} \right) = \mu \cdot t \quad (3.46)$$

$$X = X_o \cdot e^{\mu \cdot t} \quad (3.47)$$

La ecuación 3.47, nos indica que en condiciones de substrato ilimitado, se produce un crecimiento exponencial de la biomasa. Pero como en nuestro reactor biológico se dispondrá de cantidades limitadas de nutrientes, por tanto, se va aplicar la ecuación de Monod⁵:

$$\mu = \mu_m \frac{S}{K_s + S} \quad (3.46)$$

donde:

μ_m = tasa máxima de crecimiento específico, tiempo⁻¹(d⁻¹).

K_s = constante de velocidad mitad, concentración de substrato a la mitad de la máxima tasa de crecimiento, $\mu = \mu_m/2$ (mg/l) (Figura 35).

S = concentración de substrato que limita el crecimiento, masa/unidad de volumen (mg/l).

⁵ : Ley empírica que considera que el crecimiento de la biomasa y el consumo de substrato están relacionados.

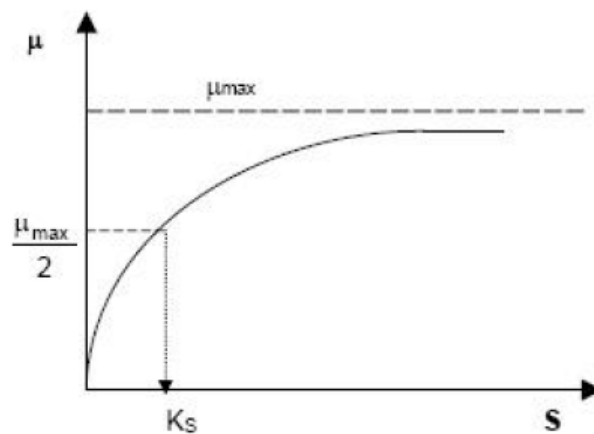


Figura 35: Representación de los efectos de un nutriente limitante sobre la velocidad específica de crecimiento (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

El efecto de la cantidad de sustrato sobre la tasa de crecimiento específico se puede comprobar en la figura 35. Sustituyendo la ecuación 3.46, en la ecuación 3.44, obtenemos la expresión de la tasa de crecimiento:

$$r_g = \frac{dX}{dt} = \mu \cdot X = \mu_m \frac{S}{K_s + S} \cdot X \quad (3.49)$$

- El crecimiento celular en función del sustrato utilizado (Y).

El coeficiente de producción máxima, “Y”, expresa el crecimiento experimentado por la biomasa en función del sustrato utilizado. Es un coeficiente estequiométrico que se define como:

$$\Delta X = Y \cdot \Delta S \quad (3.50)$$

$$Y = \frac{dX}{dS} \quad (3.51)$$

donde:

Y = coeficiente de producción máxima medido durante un periodo finito en la fase de crecimiento exponencial, definido como la relación entre la masa de células formadas y la masa de sustrato consumido, (masa_x / masa_{sub}) (mg SSV/mg DBO₅).

- Tasa de crecimiento bacteriano en relación con el grado de utilización de sustrato.

$$r_g = -Y \cdot r_{su} \quad (3.52)$$

donde:

r_g = tasa de crecimiento bacteriano, (mg/l)

r_{su} = tasa de utilización de sustrato (mg/l·d) (Ec. 3.53).

$$r_{su} = \frac{dS}{dt} \quad (3.53)$$

Sustituyendo el valor de la tasa de crecimiento bacteriano (r_g) de la ecuación 3.49 en la ecuación 3.52 se puede redefinir la tasa de utilización de sustrato como:

$$r_{su} = -\frac{\mu_m \cdot X \cdot S}{Y (K_s + S)} \quad (3.54)$$

Se define un nuevo parámetro k se denomina tasa máxima de utilización específica de sustrato, y sus unidades son (d^{-1}).

$$k = \frac{\mu_m}{Y} \quad (3.55)$$

Operando con las expresiones anteriores:

$$r_{su} = \frac{dS}{dt} = -\frac{k \cdot X \cdot S}{(K_s + S)} \quad (3.56)$$

De forma análoga a lo establecido para la tasa de crecimiento específico (Ec.3.48), y dado que son proporcionales (k y μ), puede establecerse la siguiente expresión:

$$k = \mu_m \frac{S}{K_s + S} \cdot \frac{1}{Y} \quad (3.57)$$

3.7.4 Modelo matemático de la degradación de materia orgánica.

En 1970 Lawrence y McCarty desarrollaron un modelo matemático para la biodegradación aerobia de materia orgánica cuya estructura se resumen en la figura 36.

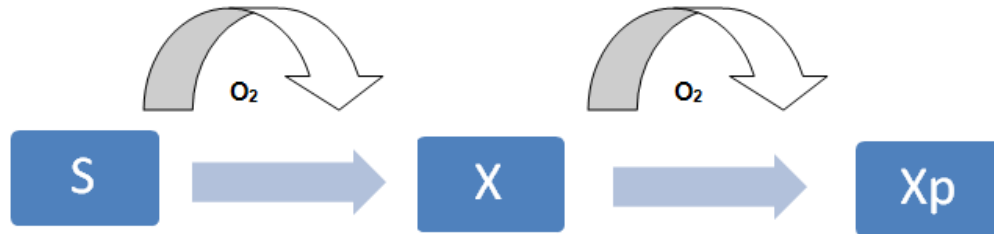


Figura 36: Estructura del modelo de Lawrence y McCarty. Fuente: Elaboración Propia.

El substrato es utilizado por la biomasa bacteriana. La biomasa bacteriana se expresa como sólidos en suspensión totales (SST) o volátiles (SSV).

La utilización de substrato depende de la cantidad de microorganismos presentes en el reactor biológico, así como de la concentración de substrato. Se puede escribir como:

$$\frac{dS}{dt} = -\frac{k \cdot X \cdot S}{(K_s + S)} \quad (3.58)$$

Si ahora, medimos la variación de la concentración de la biomasa, obtenemos la siguiente expresión:

$$\frac{dX}{dt} = Y \cdot \frac{dS}{dt} = -Y \cdot \frac{k \cdot X \cdot S}{(K_s + S)} \quad (3.59)$$

En los sistemas bacterianos no todas las células tienen la misma edad, y por tanto no están en la fase de crecimiento exponencial. Por lo que tenemos que corregir la tasa de crecimiento teniendo en cuenta otros factores como la muerte y la depredación. En la literatura técnica, esta disminución se identifica como descomposición endógena y su ecuación es:

$$r_d = \frac{dX}{dt} = -k_d \cdot X \quad (3.60)$$

donde:

k_d = coeficiente de descomposición endógena, tiempo⁻¹ (d⁻¹).

X = concentración de células, masa / unidad de volumen, (mg SSV/m³).

Combinando las ecuaciones 3.49 y 3.52, se obtiene la tasa neta de crecimiento de microorganismos (r_g'):

$$r_g' = \frac{\mu_m \cdot X \cdot S}{K_s + S} - k_d \cdot X \quad (3.61)$$

Simplificando los términos, se llega a la ecuación de Heukelekian (1965):

$$\frac{dX}{dt} = r_g' = Y \cdot r_{su} - k_d \cdot X \quad (3.62)$$

Si la ecuación 3.59, la dividimos entre la concentración de microorganismos (X), llegaremos a la misma expresión que obtuvo Van Uden (1974) para obtener la tasa neta de crecimiento específico:

$$\mu' = \mu_m \cdot \frac{S}{K_s + S} - k_d \quad (3.63)$$

donde:

μ' = tasa neta de crecimiento específico, tiempo $^{-1}(\text{d}^{-1})$.

Los efectos de la respiración endógena sobre la producción neta de bacterias se tienen en cuenta al definir una producción observada de la siguiente manera:

$$Y_{obs} = -Y \frac{\mu'}{\mu} \quad (3.64)$$

Se puede resumir los valores más utilizados para los coeficientes cinéticos en el proceso de fangos activados para agua residual urbana en la tabla 23.

Coeficientes	Unidades	Valores	
		Intervalo	Típico
k	d^{-1}	1 - 2	5
K_s	mg/l DBO ₅	25 -100	60
	mg/l DQO	15 - 70	40
Y	Mg SSV/ mg DBO	0,4 -0,8	0,6 (0.65)
k_d	d^{-1}	0,025 – 0,075	0,06 (0.03)

Tabla 23: Valores típicos de los coeficientes cinéticos para el proceso de fangos activados. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000)

Nota: Entre paréntesis los valores utilizados en el cálculo justificativo.

➤ Efectos de la temperatura.

La dependencia que existe entre las constantes de la velocidad de la reacción biológica es muy importante a fin de asegurar la eficiencia conjunta de las reacciones que se van a producir en el reactor biológico.

La influencia de la temperatura en la tasa máxima de crecimiento específico para la inmensa mayoría de las reacciones sigue la ley de Arrhenius y Levenspiel (1999).

$$\mu_m = \mu_{20} \cdot e^{-\frac{\Delta E}{R \cdot T}} \quad (3.65)$$

donde:

μ_{20} = tasa máxima de crecimiento a 20° C.

ΔE = energía de activación (cal/mol)

R = constante de los gases (1,9872 cal/°K·mol)

T = temperatura absoluta (°K).

En la práctica se utiliza la ecuación de Eckenfelder (1980), que estableció la relación de la temperatura con la velocidad de reacción:

$$r_T = r_{20} * \theta_t^{(T-20)} \quad (3.66)$$

donde:

r_T = velocidad de reacción a temperatura de estudio (°C).

r_{20} = velocidad de reacción a 20°C.

θ_t = coeficiente de actividad – temperatura. (Valores en la tabla 24)

T = temperatura, en °C.

Procesos	Valor de θ		
	Valores (METCALF&EDDY, 2000)		Valores (CEDEX, 2004)
	Intervalo	Valor típico	Intervalo
Fangos activados	1 - 1,08	1,04	1 – 1,04
Lagunas aireadas	1,04 – 1,10	1,08	1,06 – 1,90
Lechos bacterianos	1,02 - 1,08	1,035	1,03 – 1,04

Tabla 24: Valores del coeficiente de actividad- temperatura de Eckenfelder. Fuente: (CEDEX, 2004) (METCALF&EDDY, 2000)

➤ Aplicación de la cinética de los procesos biológicos.

Ecuación de balance de masas:

A continuación se va a estudiar la cinética del crecimiento y de la eliminación de sustrato en un tratamiento secundario (reactor mezcla completa fangos activados + decantador + recirculación desde el decantador), mediante el planteamiento general siguiente:

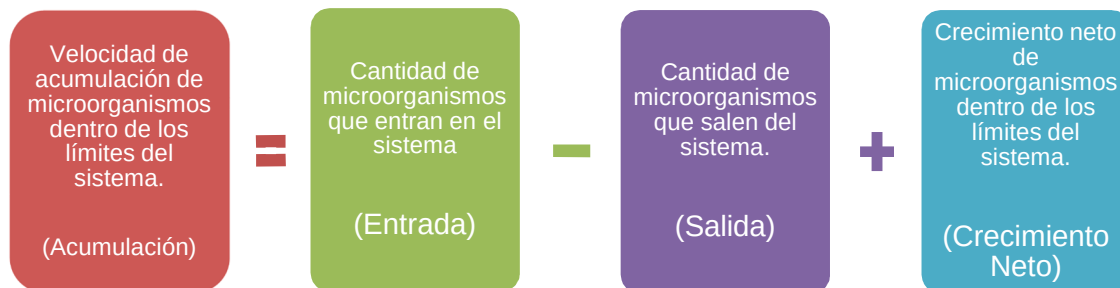


Figura 37: Planteamiento general. Fuente: (METCALF&EDDY, 2000).

En la figura 38 se plantea un sistema de Fangos Activados con recirculación desde decantador secundario y mezcla completa. Este sistema consta de los siguientes parámetros:

- Un reactor biológico de volumen (V_r), con una concentración de biomasa (X).
- Un caudal (Q) y una concentración de biomasa del afluente (X_0).
- Un caudal (Q) y una concentración de biomasa del efluente (X_e)
- Un caudal (Q_r) y una concentración de biomasa de recirculación (X_r).
- Un caudal (Q_w) y una concentración de eliminación del exceso de biomasa (purga de fangos) del decantador (X_r).

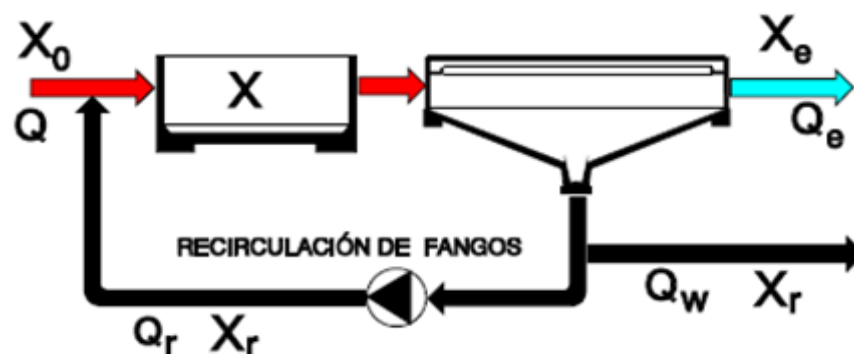


Figura 38: Esquema de un reactor biológico tipo Carrusel. Fuente: (J. Suárez, 2010).

Antes de realizar el balance de masas de la figura 38, hay que introducir nuevos conceptos que nos ayudarán a desarrollar las ecuaciones cinéticas de este sistema de Fangos Activados.

El primer concepto, es el tiempo medio de retención hidráulica del reactor biológico, que se define mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{V_r}{Q} \quad (3.67)$$

El segundo, es el tiempo medio de retención celular (θ_c) o edad del fango, se define como la masa de microorganismos del reactor biológico dividida por la masa diaria de microorganismos purgada del sistema, y se obtiene mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\theta_c = \frac{V_r \cdot X}{Q_w \cdot X_r + Q_e \cdot X_e} \quad (3.68)$$

donde:

V_r = volumen del reactor biológico, (m^3).

X = concentración de microorganismos en el reactor biológico, (mg de SSV / m^3).

Q_w = caudal del líquido que contiene las células biológicas que hay que purgar del sistema, (m^3/d).

X_r = concentración de microorganismos del caudal recirculado desde el decantador hasta el reactor biológico, (mg de SSV / m^3).

Q_e = caudal de líquido efluente del decantador, (m^3/d).

X_e = concentración de microorganismos en el efluente del decantador (mg de SSV / m^3).

Si la purga se realizara desde el reactor biológico, entonces la ecuación 3.68, cambiaría de esta forma.

$$\theta_c = \frac{V_r \cdot X}{Q_w' \cdot X + Q \cdot X_e} \quad (3.69)$$

donde:

Q_w' = caudal del líquido que contiene las células biológicas que hay que purgar del reactor biológico, (m^3/d).

Realizando el balance de masas:

$$\left(\frac{dX}{dt} \cdot V_r\right) = Q \cdot X_o - [Q_w \cdot X_r + Q_e \cdot X_e] + V_r \cdot r_g' \quad (3.70)$$

donde:

$\frac{dX}{dt}$ = tasa de crecimiento de microorganismos medida en términos de masa (mg de SSV / m³·d).

V_r = volumen del reactor biológico, (m³).

Q = caudal que entra en el reactor biológico, (m³ /d).

Q_w = caudal del líquido que contiene las células biológicas que hay que purgar del sistema, (m³ /d)..

Q_e = caudal de líquido efluente del decantador, (m³/d).

X_o = concentración de microorganismos a la entrada del reactor biológico, (mg de SSV / m³).

X_r = concentración de microorganismos del caudal recirculado desde el decantador hasta el reactor biológico, (mg de SSV / m³).

X_e = concentración de microorganismos a la salida del decantador, (mg de SSV / m³).

r_g' = tasa neta de crecimiento de microorganismos, (mg de SSV / m³ d).

Sustituyendo la ecuación 3.61 en la ecuación 3.67, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{dX}{dt} \cdot V_r\right) = Q \cdot X_o - [Q_w \cdot X_r + Q_e \cdot X_e] + V_r \cdot \frac{\mu_m \cdot X \cdot S}{K_s + S} - k_d \cdot X \quad (3.71)$$

Donde S= concentración de substrato en el efluente del reactor, (mg/l)

Suponiendo que la concentración de células en el afluente se puede considerar que es casi nula, ya que son muy inferiores a las del reactor biológico en órdenes de magnitud, se puede despreciar y suponer que predominan condiciones estacionarias ($dX/dt = 0$). Finalmente se obtiene la siguiente ecuación

$$\frac{[Q_w \cdot X_r + Q \cdot X_e]}{V_r \cdot X} = -Y \cdot \frac{r_{su}}{X} - k_d \quad (3.72)$$

Llegado a este punto, se demuestra que el término de la izquierda de la ecuación 3.72, es el inverso del tiempo medio de retención celular (θ_c) obtenido en la ecuación 3.68.

$$\frac{1}{\theta_c} = -Y \cdot \frac{r_{su}}{X} - k_d \quad (3.73)$$

Si ahora se realiza un balance de sustrato al igual que se realizó el balance de masas de microorganismos de la ecuación 3.70, y con el esquema de la figura 38, se obtiene la siguiente expresión:

$$\left(\frac{dS}{dt} \cdot V_r\right) = Q \cdot S_o - [(Q_w \cdot Q_e) \cdot S] + V_r \cdot \left(\frac{k \cdot X \cdot S}{K_s + S}\right) \quad (3.74)$$

donde:

S = Concentración de sustrato en el efluente, (mg/l)

S_o = Concentración de sustrato en el afluente, (mg/l)

En condiciones estacionarias ($dS/dt = 0$), la ecuación resultante es:

$$(S_o - S) - \frac{V_r}{Q} \cdot \left(\frac{k \cdot X \cdot S}{K_s + S}\right) = 0 \quad (3.75)$$

Simplificando términos, obtenemos tasa de utilización de sustrato.

$$r_{su} = -\frac{Q}{V_r} (S_o - S) = -\frac{S_o - S}{\theta} \quad (3.76)$$

La concentración de microorganismos en el reactor biológico, X, se puede obtener como:

$$X = \frac{\theta_c}{\theta} = \frac{Y (S_o - S)}{(1 + k_d \cdot \theta_c)} \quad (3.77)$$

Se puede obtener la concentración de sustrato en el efluente como:

$$S = \frac{K_s (1 + \theta_c \cdot k_d)}{\theta_c (Y \cdot k - k_d) - 1} \quad (3.78)$$

Se observa que la concentración de sustrato del efluente no depende de la concentración de sustrato del afluente, si no de las constantes de actividad microbiana (k_d , K_s) y fundamentalmente de la retención celular.

Si representamos gráficamente S en función de θ_c , y aplicamos los valores típicos de la tabla 23, obtenemos la figura 39.

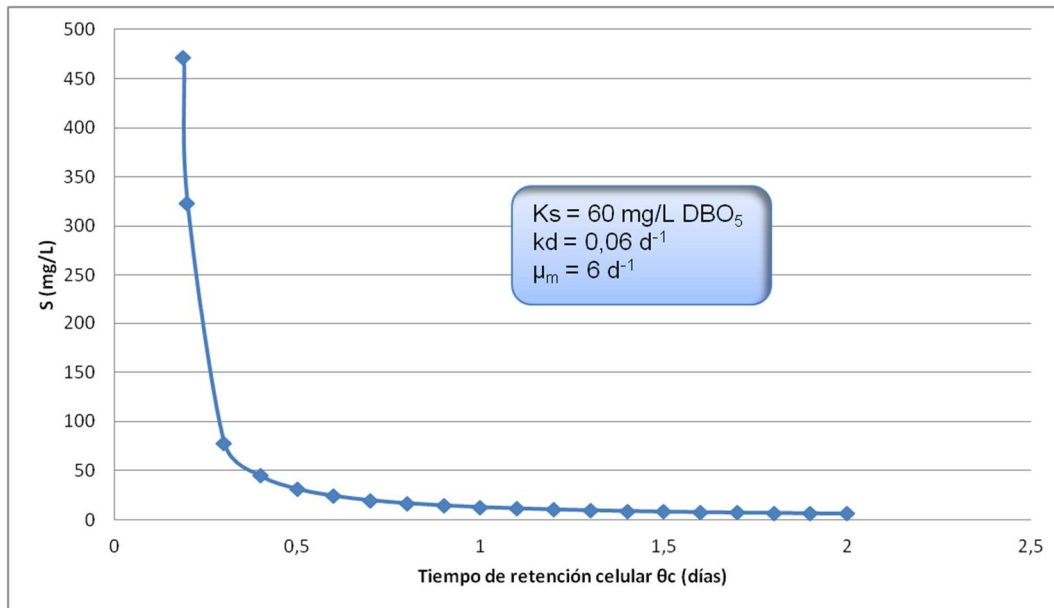


Figura 39: Influencia del tiempo de retención celular (θ_c) sobre la concentración de Substrato del efluente.
Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede ver, la concentración del efluente está directamente relacionada con el tiempo de retención celular. También se puede observar como existe un cierto valor de θ_c por debajo del cual no se produce estabilización alguna del residuo. Este valor crítico de θ_c se conoce como tiempo de retención celular mínimo, (θ_c^{Min}) y es el tiempo de retención celular por debajo del cual la velocidad de extracción de microorganismos del sistema supera la velocidad decrecimiento de los mismos, y por la tanto de produce un “lavado del reactor”, esto es, una eliminación de los microorganismos del sistema sin que éstos hayan eliminado el sustrato.

Para asegurar un tratamiento adecuado, los sistemas de tratamiento biológico de cultivo en suspensión se suelen proyectar y hacer funcionar con valores de θ_c de 2 a 20 veces superiores a θ_c^{Min} . La relación entre θ_c y θ_c^{Min} se puede considerar un factor de seguridad del proceso. En la práctica se suelen utilizar valores de θ_c del orden de 1 a 5 días para climas o estaciones templadas y hasta 15 días para el caso de bajas temperaturas.

En el caso de que obtengan efluentes de muy buena calidad:

$$\mu_m - \left(\frac{1}{\theta_c} + k_d \right) = \frac{K_s}{S} \cdot \left(\frac{1}{\theta_c} + k_d \right) \quad (3.79)$$

$$\mu_m - \left(\frac{1}{\theta_c} + k_d \right) = 0 \quad (3.80)$$

$$\frac{1}{\theta_c} = \mu_m - k_d \quad (3.81)$$

La Producción observada, viene dada por la siguiente expresión:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \cdot \theta_c} \quad (3.82)$$

Finalmente, el conocimiento de la producción diaria de fangos es muy importante ya que afecta al diseño de las instalaciones. Se puede obtener la producción de fangos activados, medidos en términos de SS volátiles, (kg SSV/d), mediante la siguiente ecuación:

$$P_f = Y_{obs} \cdot Q \cdot [S_o - S] \quad (3.83)$$

Para obtener la producción de fangos activos (P_x) medidos en términos de SS, (kg SS/d), hay que multiplicar por un factor de conversión.

$$P_x = Y_{obs} \cdot Q \cdot [S_o - S] \cdot 1.25 \quad (3.84)$$

P_x = La producción diaria de flóculos biológicos fruto del proceso de síntesis de los microorganismos en zona aeróbica del reactor biológico, sus unidades son, (Kg SS/ Kg DBO5 eliminado)

Las relaciones anteriores necesitan un elevado número de constantes difíciles de obtener por lo que se suele trabajar con otras relaciones más prácticas:

Carga másica:

$$CM = \frac{Q \cdot (S_o - S)}{V_r \cdot X} \quad (3.85)$$

Carga volúmica:

$$CV = \frac{Q \cdot S_o}{V_r} \quad (3.86)$$

El volumen del reactor biológico se puede obtener como:

$$V_r = \frac{Q \cdot Y \cdot \theta_c \cdot (S_o - S)}{X \cdot (1 + \theta_c \cdot k_d)} \quad (3.87)$$

El rendimiento del proceso:

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \cdot 100 \quad (3.88)$$

Y finalmente la producción específica de fangos, que se refiere a la cantidad de fangos que se producen en el reactor biológico, se obtiene la siguiente expresión:

$$P_f^a = \frac{P_f}{Q(S_o - S)} = Y - \frac{k_d}{CM} \quad (3.89)$$

donde:

P_f^a = sus unidades son, (Kg SS/ Kg DBO₅ eliminado).

Finalmente podemos llegar a las siguientes conclusiones:

Al final del recorrido del fango (generación en la zona aerobia del reactor biológico, sedimentación en el decantador, recirculación y/o purga), esta DBO puede estar o no metabolizada dependiendo de las condiciones de operación del lodo activo:

- Edades del lodo (tiempo de retención celular) de 12 días o superiores, suelen ser suficientes para una completa metabolización de esta DBO absorbida.
- Con edades del lodo medias (8 días) puede ocurrir, o bien que en periodos de baja carga másica, la metabolización se complete, o que en situaciones de carga másica elevada (carga punta de S), esta materia orgánica absorbida no sea completamente metabolizada y por lo tanto los fangos en exceso contendrían esta parte no metabolizada.
- Con edades del fango bajas (< 5 días) es posible que la metabolización de este material nunca llegue a su término y por lo tanto casi la totalidad de los sólidos del afluente (biodegradables o no) formen parte del flóculo biológico.
- **Índice volumétrico del lodo (IVL).**

En cuanto a la decantabilidad o sedimentabilidad de los flóculos biológicos formados durante el proceso biológico, ésta se suele medir mediante el Índice Volumétrico de Lodos (IVL denominado, IVF en inglés) que es el volumen ocupado por 1 gr. de flóculos biológicos (sólidos en suspensión), después de dejar sedimentar el licor mixto⁶ en una probeta de 1.000 ml durante 30 minutos. Así, cuanto menor sea este índice, mejor decantan los flóculos biológicos, se considera que un flóculo presenta una muy buena decantabilidad cuando el IVL se encuentra por debajo de los 100 mL/gr.

$$IVL = \frac{ml/l \text{ de sólidos sedimentados} \cdot 1000 \left(\frac{mg}{g}\right)}{\frac{mg}{l} \text{ de SSLM}} \quad (3.90)$$

⁶: Mezcla de aguas decantadas y de lodos activados que sufren una recirculación y una aireación en el tanque o canal de aireación de una planta de tratamiento por lodos activados.

La norma alemana ATV-A131, establece los siguientes valores normales de IVL para los diferentes procesos:

Tipo de agua residual	Proceso de media carga	P. Aireación prolongada
Agua residual urbana	100 - 150	75 - 100
Agua residual industrial	150 - 180	100 - 150

Tabla 25: Valores de IVL según norma alemana ATV- A131. Fuente: (CEDEX, 2004).

En la Figura 40 se puede observar la relación existente entre la decantabilidad de los flóculos biológicos (IVL) y la carga másica.

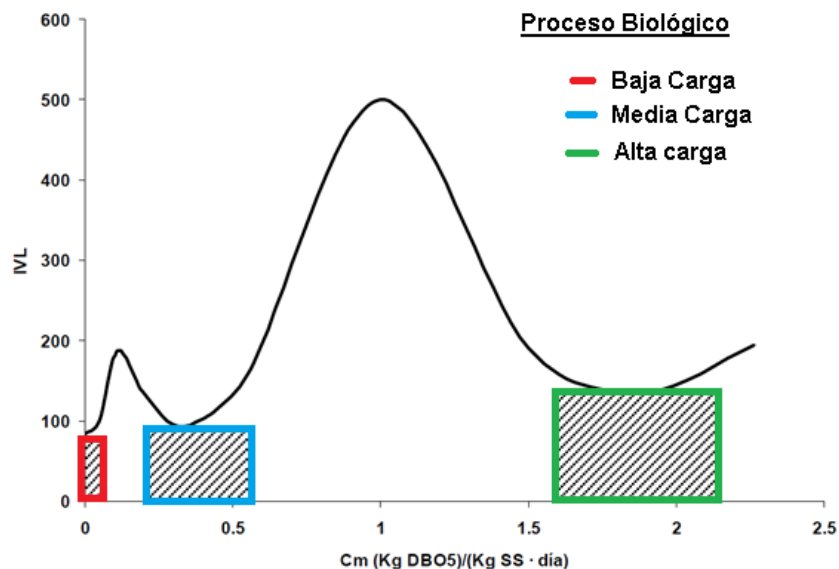


Figura 40: Variación del índice volumétrico de lodos (IVL) con la carga másica. Fuente: Internet.

Podemos observar como la curva presenta tres mínimos que se corresponden con los tres rangos de carga másica bajo los cuales es posible operar los sistemas de lodos activos, y que a su vez nos permite clasificar este tipo de proceso biológico de cultivo en suspensión en sistemas de baja, media y alta carga másica. El operar con valores fuera de estos tres rangos conlleva valores elevados del IVL y por lo tanto menor sedimentabilidad del lodo, que a su vez se traduce en un aumento de la concentración de sólidos en suspensión en el efluente del decantador secundario.

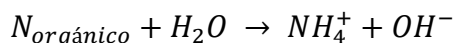
3.7.5 Eliminación del nitrógeno de las aguas residuales por vía biológica. Proceso de nitrificación.

La nitrificación es el proceso bacteriano en el cual el nitrógeno orgánico y amoniacal, se oxida, transformándose en nitrito y posteriormente en nitrato.

Estas reacciones tienen lugar por medio de bacterias autótrofas muy especializadas, que son diferentes a las responsables de la degradación de la materia orgánica en la oxidación biológica (bacterias heterótrofas).

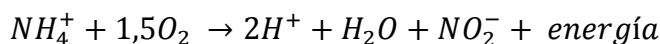
Estequiometría:

El nitrógeno se hidroliza en los colectores de la red de saneamiento y llega a la E.D.A.R.U pasando a amonio:

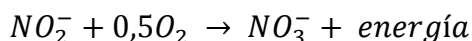


La oxidación del ión amonio a nitrato tiene lugar en dos etapas:

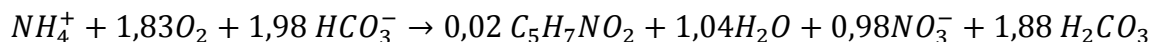
- Oxidación de amonio a nitrito (compuesto muy inestable) por bacterias nitrosomas:



- Oxidación de nitrito a nitrato mediante bacterias Nitrobacter:



Gracias a la energía generada, se produce el crecimiento bacteriano de esas bacterias, pero a un ritmo mucho menor que las bacterias heterótrofas, por lo que necesitan un mayor tiempo en la edad del fango. La reacción global es:



El oxígeno consumido es de 3,16 mg O₂ /mg NH₄⁺ -N oxidado y de 1,1 mg O₂/mg NO₂⁻ -N oxidado.

Factores a tener en cuenta en el diseño:

- En la nitrificación, por lo tanto, se destruye alcalinidad por oxidación del amonio y aparece CO₂ (H₂CO₃ en fase acuosa). Si se desprecia la



síntesis, 7,14 mg de alcalinidad se destruyen por mg de N-NH_4^+ oxidado (la síntesis cambia este valor a 7,07).

- La nitrificación reduce el nivel de HCO_3^- y aumenta el de H_2CO_3 , por lo que el pH baja. El efecto es aliviado por el "stripping⁽⁷⁾" del CO_2 por el proceso de aireación.

➤ Cinética de la nitrificación.

➤ Efectos de la concentración del amonio en el crecimiento de nitrificantes:

El crecimiento de las nitrosomonas está limitado por la concentración de nitrógeno amoniacal y el de las bacterias nitrobacter por la concentración de nitritos.

Normalmente la reacción de formación de nitritos es más lenta que la de formación de nitratos por bacterias nitrobacter, con lo que la reacción global está determinada por la primera y se puede plantear la ecuación de Monod con el nitrógeno amoniacal como sustrato limitante, al igual que las empleadas con la materia carbonosa anteriormente.

El crecimiento de las bacterias nitrificantes en función de la concentración de sustrato (NH_4^+) se expresa con una expresión de Monod:

$$\mu_N = \mu_{Nm} \frac{S_{NH}}{K_{NH} + S_{NH}} \quad (3.91)$$

donde:

μ_N = Tasa específica de crecimiento de nitrificantes, (d^{-1}).

μ_{Nm} = Máxima velocidad de crecimiento de nitrificantes, (d^{-1}).

K_{NH} = Constante de semisaturación N - NH_4^+ , mg/l.

S_{NH} = Concentración de sustrato (nitrógeno amoniacal, mg/l).

⁷: Fenómeno de stripping es la operación inversa a la absorción. Es la operación unitaria en la cual uno o más componentes del líquido se transfieren al gas.

➤ Efectos de los factores ambientales en el crecimiento de las nitrificantes

Las bacterias nitrificantes son más sensibles que las heterotrofas a los factores ambientales (oxígeno disuelto, temperatura y pH). Son estrictamente aerobias y se suele considerar que para concentraciones de oxígeno disuelto inferiores a 2 mg/L, la velocidad de crecimiento se reduce significativamente.

Teniendo en cuenta el oxígeno disuelto, se plantea la relación de Monod para el crecimiento de bacterias nitrificantes:

$$\mu_N = \mu_{Nm} \frac{S_{OD}}{K_{OD} + S_{OD}} \quad (3.92)$$

donde:

S_{OD} = el valor real del oxígeno disuelto, (mg/l).

K_{OD} = se toma un valor de 1,3 mg/L.

La velocidad de crecimiento de las nitrificantes está influenciada por la temperatura. Cuantificar el efecto de la temperatura con precisión es difícil, como demuestra la gran dispersión de datos aportados por la bibliografía (EPA⁸,1993). Este efecto se describe, habitualmente, con una función del tipo Arrhenius (similar a la ec. 3.67 para materia carbonosa):

$$K_T = K_{15} \cdot \theta^{(T-15)} \quad (3.93)$$

donde:

K_T = velocidad de nitrificación a la temperatura T, en $\text{kg N-NH}_4^* \cdot \text{kg SSV}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$.

T= temperatura en °C.

θ = Coeficiente de Arrhenius, para nitrificantes se adopta un valor de 1,103. Por tanto cada 7°C de aumento de temperatura aumenta la velocidad de crecimiento el doble $(1,103)^7 = 2$.

Para tener en cuenta el pH, ya que las bacterias nitrificantes son muy sensibles a valores de pH por debajo de 7, se aplica la siguiente ecuación:

$$\mu_N = \mu_{Nm} \cdot [1 - 0,833 \cdot (7,2 - pH)] \quad (3.94)$$

⁸: EPA (1993): Manual for Nitrogen Control. U.S. EPA Office Water, Washington, DC.

Finalmente combinando todas las ecuaciones anteriores, tenemos la expresión cinética combinada que nos da el Manual de la (EPA⁸,1993):

$$\mu_N = \mu_{Nm} \cdot (e^{0,098 \cdot (T-15)}) \cdot [1 - 0,833 \cdot (7,2 - pH)] \cdot \frac{S_{OD}}{K_{OD} + S_{OD}} \cdot \frac{S_{NH}}{K_{NH} + S_{NH}} \quad (3.95)$$

Esta ecuación está referida para el crecimiento máximo a una temperatura de 15 ° C. Nota: se ha aplicado la corrección por temperatura equivalente a la de la ecuación 3.95, ya que $e^{0,098} = 1,103 = \theta$.

➤ Ecuaciones nitrificación de Van Haandel, Dold y Marais.

Para cuantificar el proceso de nitrificación completa en este TFM, se van a utilizar las ecuaciones propuestas por Van Haandel, Dold y Marais, de la Universidad de Cape Town (Sudáfrica), que relacionan la temperatura T(°C) y la edad del fango E(días) y que de una forma empírica predicen en función de la zona óxica de un reactor biológico, la cantidad de amonio (NH₄⁺) que puede nitrificar.

$$(1 - f_x) = FS \cdot \frac{b_{nT} + \frac{1}{\theta}}{\mu_{nmT}} \quad (3.96)$$

donde:

FS = Factor de seguridad (que oscila entre 1 y 2). Para obtener su valor exacto véase apartado siguiente.

b_{nT} = Coeficiente de decrecimiento de las bacterias nitrificantes para respiración endógena, (día⁻¹):

$$b_{nT} = 0,04 \cdot 1,029^{T-20} \quad (3.97)$$

μ_{nmT} = Coeficiente de crecimiento de las bacterias nitrificantes, (día⁻¹):

$$\mu_{nmT} = u(20) \cdot 1,123^{T-20} \quad (3.98)$$

Siendo: u(20) = 0,5 en condiciones normales y 0,4 en condiciones más desfavorables.

f_x = fracción de los MLSS existentes en la zona anóxica. Coincide sensiblemente por el porcentaje correspondiente a la zona anóxica, del total del reactor biológico. En el caso de desnitrificación parcial f_x = 0,10, mientras que si se desea desnitrificación total, no debería tantearse un valor de f_x < 0,25. El fenómeno de desnitrificación se verá a continuación.

θ = Edad de los fangos (días). Se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{1}{1,2 \cdot C_m^{1,23} \cdot \frac{E}{100}} \quad \text{para } B = 0,6 \quad (3.99)$$

$$\theta = \frac{1}{\left(1,2 \cdot C_m^{1,23} + 0,5 \cdot (B_1 - 0,6) \cdot C_m\right) \cdot \frac{E}{1000}} \quad \text{para } B \neq 0,6 \quad (3.100)$$

Donde B, es la relación entre los sólidos en suspensión y la DBO₅. Cuando tenemos decantación primaria se puede coger un valor de B=0,6, pero si no tenemos ese tratamiento primario, se coge un valor de B= 1,2.

E= Rendimiento de eliminación DBO₅, (%).

Además de estas ecuaciones, debemos usar otras ecuaciones complementarias para el diseño de un reactor biológico para que se produzca la nitrificación.

➤ Utilizando la ecuación 3.78 y sabiendo que Masa = V_r · X, se obtiene:

$$Masa = \frac{Q \cdot Y \cdot \theta_c \cdot (S_o - S)}{(1 + \theta_c \cdot k_d)} \quad (3.101)$$

Se puede calcular la fracción de nitrificantes mediante la siguiente expresión:

$$F_N = \frac{M_A}{M_A + M_H} = \frac{1}{1 + \frac{M_H}{M_A}} \quad (3.102)$$

donde:

M_H = la masa de heterótrofas, (mg).

M_A = Masa de autótrofas, (mg).

Dado que el caudal y el tiempo de retención celular es el mismo, la ecuación 3.97 se puede desarrollar como:

$$F_N = \frac{1}{1 + \frac{\left(\frac{Y_H \cdot (S_o - S)}{(1 + \theta_c \cdot K_{dH})}\right)}{\left(\frac{Y_H \cdot (N_o - N)}{(1 + \theta_c \cdot K_{dA})}\right)}} \quad (3.103)$$

Siendo S_0 y S , las concentraciones inicial y final de DBO_5 .

N_0 y N , las concentraciones inicial y final de nitrógeno amoniacal.

Si en la ecuación 3.99, despreciamos la respiración endógena, finalmente obtenemos:

$$F_N = \frac{1}{1 + \left(\frac{Y_H \cdot (S_0 - S)}{Y_A \cdot (N_0 - N)} \right)} \quad (3.104)$$

Aplicando valores a la ecuación 3.104, con $Y_A = 0,15$ y $Y_H = 0,55$, se obtienen los valores de la tabla siguiente:

Relación ($S_0 - S$) / ($N_0 - N$)	Fracción de nitrificantes (F_N)	Relación ($S_0 - S$) / ($N_0 - N$)	Fracción de nitrificantes (F_N)
0,5	0,35	5	0,054
1	0,21	6	0,043
2	0,12	7	0,037
3	0,083	8	0,033
4	0,064	9	0,029

Tabla 26: Relación entre la fracción de organismos nitrificantes y la relación DBO_5 / NKT. Fuente: Elaboración Propia.

Nota: El nitrógeno total Kjeldahl (NKT) es un indicador que refleja la cantidad total de nitrógeno en el agua analizada, suma del nitrógeno orgánico en sus diversas formas (proteínas y ácidos nucleicos en diversos estados de degradación, urea, aminas, etc.) y el ion amonio NH_4^+ .

Los organismos nitrificantes están presentes en casi todos los procesos aerobios de tratamiento biológico, pero su número suele ser limitado. Se ha observado una correlación entre la capacidad nitrificadora de varios procesos de fangos activados con el valor del cociente $(S_0 - S)/(N_0 - N)$ (nitrógeno Kjeldahl total). Para valores de $(S_0 - S)/(N_0 - N)$ entre 1 y 3, que se corresponden, a grandes trazos, con los valores asociados a sistemas de nitrificación de etapas separadas, la fracción de organismos nitrificantes se estima que varía entre 0,21 para un valor de $(S_0 - S)/(N_0 - N)$ de 1, y 0,083 para $(S_0 - S)/(N_0 - N) = 3$. Por lo tanto, en la mayoría de los procesos de fangos activados convencionales, la fracción de organismos nitrificantes sería considerablemente inferior a 0,083.

Se ha observado que cuando el valor del cociente $(S_0 - S)/(N_0 - N)$ es mayor que 5, el proceso se puede clasificar como un proceso combinado de oxidación de carbono y nitrificación, y que cuando es inferior a 3, el proceso se puede clasificar como un proceso de nitrificación de etapas separadas.

➤ Factor de Seguridad Nitrificación.

El factor de seguridad en el diseño de un proceso se utiliza para reflejar la incertidumbre en el rendimiento del proceso bajo las realidades supuestas o adoptadas.

Según la EPA (Environmental Protection Agency), bajo condiciones de tiempo seco, las concentraciones máximas de nitrógeno soluble prevalecen sobre los caudales punta, y el ratio flujo másico máximo a flujo másico medio de amonio es ligeramente mayor en un 10 a un 25% que la relación entre caudal punta y caudal medio de tiempo seco; además, la carga mínima de nitrógeno puede llegar a ser en un 75 a 90% de la que corresponde al caudal mínimo de tiempo seco. La relación que sugiere la EPA para relacionar las puntas de amonio en función del caudal es la siguiente:

$$FP_{\text{Nitrógeno}} = 1,457 \cdot FP_{\text{caudal}} - 0,217 \quad (3.105)$$

donde:

$FP_{\text{nitrógeno}}$ = carga máxima horaria de amonio / carga media horaria de amonio.

FP_{caudal} = coeficiente punta de caudal = caudal máximo horario / caudal medio diario.

La ecuación 3.105, fue obtenida al realizar un estudio en 8 ciudades norteamericanas con unos caudales que oscilaron entre 44 y 12.010 l/s.

Los microorganismos no tienen ninguna posibilidad de almacenar sustrato (N-NH_4^+), por lo que las oscilaciones diarias de carga deben ser nitrificadas de forma inmediata. Estas puntas de carga deben ser absorbidas, por lo que es necesario obtener un factor de seguridad (FS):

$$FS = \frac{(N_{N,P} - N_{S,P})}{(N_{N,m} - N_{S,m})} \cdot \frac{Q_p}{Q_m} \quad (3.106)$$

donde:

$N_{N,P}$ = NTK afluente punta, (mg/l).

$N_{S,P}$ = NTK efluente punta permitido en efluente, (mg/l).

$N_{N,m}$ = NTK afluente medio, (mg/l).

$N_{S,m}$ = NTK efluente medio permitido en efluente, (mg/l).

Q_p = Caudal punta, (l/s).

Q_m = Caudal medio, (l/s).

En la bibliografía, se recomienda un valor de $FS \geq 1,5$. En este TFM, se ha tomado un valor de 1,8.

3.7.6 Eliminación del nitrógeno por desnitrificación.

En este TFM, no se ha calculado el proceso de desnitrificación utilizando las ecuaciones cinéticas del modelo matemático de la degradación de la materia orgánica, si no que se ha comprobado con ecuaciones empíricas que el volumen del reactor biológico es el correcto para el desarrollo de los procesos de eliminación del nitrógeno.

Desde un punto de vista global, la desnitrificación biológica es un proceso de dos etapas que requiere nitrificación en un ambiente aerobio seguido de desnitrificación en un ambiente anóxico. Como todas las reacciones biológicas, éstas son afectadas por condiciones específicas en el reactor, que incluyen el pH, la temperatura del agua, la concentración de oxígeno disuelto (OD), el tipo de sustrato y su concentración, y la presencia o ausencia de sustancias tóxicas inhibitorias.

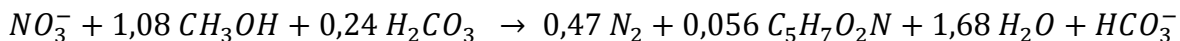
En cualquier sistema que realice desnitrificación con nitrificación, se producen tres tipos de reacciones biológicas. La primera es la oxidación heterotrófica de la materia orgánica. Las bacterias aerobias utilizan oxígeno como aceptor final de electrones. La reacción aporta energía que es utilizada para producir más bacterias. La segunda reacción necesaria es la nitrificación, que también es aerobia, ya ha sido comentada.

La reacción de desnitrificación es heterotrófica y utiliza los nitratos como aceptores finales de electrones en lugar de oxígeno. El nitrógeno es eliminado como N_2 a la atmósfera. A pesar del uso de nitrato en lugar de oxígeno como aceptor final de electrones, las reacciones de desnitrificación son similares a las aerobias heterotróficas. A continuación se presentan las reacciones estequiométricas:

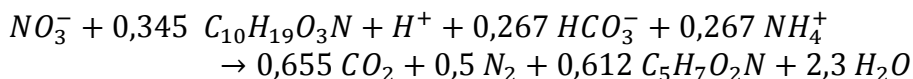
Secuencia de la reducción: $NO_3^- \rightarrow NO_2^- \rightarrow NO \rightarrow N_2O \rightarrow N_2$

Reducción global $NO_3^- + \frac{5}{6} CH_3OH \rightarrow \frac{1}{2} N_2 + \frac{5}{6} CO_2 + \frac{7}{6} H_2O + OH^-$

Reacción global, incluyendo síntesis: CH_3OH como fuente de carbono, y NO_3 como fuente de nitrógeno.



Reacción global, incluyendo síntesis: agua residual urbana como fuente de carbono y amonio como fuente de nitrógeno.



Lo interesante de la desnitrificación global para el diseño de reactores biológicos puede resumirse como:

- El nitrato es convertido a nitrógeno gas.
- La recuperación de oxígeno es 2,86 mg O_2 /mg N- NO_3 reducido. Se recupera del orden del 65% del oxígeno consumido en la nitrificación.
- La recuperación de alcalinidad es de 3.57 mg $CaCO_3$ /mg N- NO_3^- .
- La producción de biomasa es aproximadamente de 0.4 mg SSV / mg DQO eliminada.

La desnitrificación requiere la presencia tanto de materia orgánica como de nitratos. Eso se consigue, generalmente, de tres maneras:

- Aporte de una fuente externa de carbono, tal como metanol o acetato, a la zona de desnitrificación del reactor (del orden de 2,5 a 3 mg de metanol por cada mg de nitrato).
- Utilizando la DBO carbonosa del agua residual como fuente de carbono degradable bien mediante:
 - Recirculación de una gran cantidad del efluente nitrificado hacia la zona anóxica cabecera del flujo.
 - Desviando una parte del agua bruta o del efluente hacia una zona del reactor que contenga nitratos.

➤ Cinética de la desnitrificación.

Las tasas de desnitrificación han sido evaluadas y estudiadas por numerosos investigadores, tanto en laboratorio como en depuradoras a escala real. Se ha encontrado un amplio rango de tasas de desnitrificación. Se ha observado que algunas variables ambientales tienen influencia sobre la tasas de desnitrificación, entre las cuales están:

- La concentración de nitratos.
- Tipo y concentración de substrato carbonoso.
- Concentración de OD.
- Alcalinidad y pH.
- Temperatura.

De los varios modelos matemáticos para predecir las tasas de desnitrificación los más comunes son:

- Relaciones tipo Monod.
- Ecuaciones predictivas basadas en la carga másica y el tiempo de retención celular.
- Ecuaciones según Van Haandel, Dold y Marais.

La expresión de Monod se emplea para describir la influencia de los nitratos en la tasa de crecimiento de las heterótrofas en condiciones anóxicas.

$$\mu_{Dn} = \mu_{Dn,max} \frac{S_{NO}}{K_{NO} + S_{NO}} \quad (3.107)$$

donde:

μ_{Dn} = Tasa específica de crecimiento de desnitrificantes, d⁻¹.

$\mu_{Dn,max}$ = Máxima tasa de crecimiento de desnitrificantes, d⁻¹.

K_{NO} = Constante de semisaturación, NH₄⁺- N, mg/l.

S_{NO} = Concentración de N-NO₃⁻ (mg/l).

El valor de K_{NO} es bajo, del orden de 0,5 mg/l de N-NO₃⁻. Por tanto es difícil de alcanzar velocidades altas de desnitrificación. Otros valores propuestos son:

Valores de la constante K_{NO}	
Tipo de cultivo	K_{NO}
Cultivo en suspensión sin recirculación	0,08
Cultivo en suspensión con recirculación	0,16
Cultivo en lecho fijo	0,06

Tabla 27: Valores de la constante K_{NO} . Fuente: (J. Suárez, 2010).

En la práctica se suele realizar el cálculo del reactor biológico a través de la tasa máxima de utilización de sustrato, que es la relación entre los kg de N-NO₃⁻ reducidos diariamente por cada kg de SSV en el reactor. Se puede expresar como:

$$q_{Dn} = \frac{\mu_{Dn}}{Y_{Dn}} \quad (3.108)$$

donde:

Y_{Dn} = sus valores oscilan entre 0,6 y 1,2.

El tiempo de retención celular puede calcularse como:

$$\frac{1}{\theta_{c,Dn}} = Y_{Dn} \cdot q_{Dn} - K_{d,Dn} \quad (3.109)$$

$K_{d,Dn}$ = el coeficiente de respiración endógena es independiente de la concentración del sustrato. Se puede adoptar como valor medio de diseño.

$$K_{d,Dn} = 0,4$$

En la bibliografía consultada aparecen los siguientes valores:

Substrato	θ	q_{Dn} kg N-NO ₃ /kg de VSS. día	Rango de temperatura, C°
Metanol	1,12	0,24	25
Metanol (Metcalf-Eddy)	-	0,21-0,32	25
	-	0,12-0,90	20
Aguas residuales brutas	1,15	0,072	5 - 20
Aguas residuales brutas (Metcalf-Eddy)	-	0,03-0,11	15 - 27
Sustancias de reserva endógenas	1,20	0,01	15 - 25
Sustancias de reserva endógenas (Metcalf- Eddy)	-	0,017-0,048	12 - 20

Tabla 28: Valores de la tasa de desnitrificación a diferentes temperaturas. Fuente: Elaboración Propia.

Para un predimensionamiento, se pueden emplear los siguientes valores conservadores para aguas residuales: 0,05 para temperatura de 10°C, 0,08 para temperatura de 15°C, 0,15 para temperatura de 20°C y 0,2 para temperatura de 25°C.

También se puede emplear el siguiente gráfico de la figura 41.

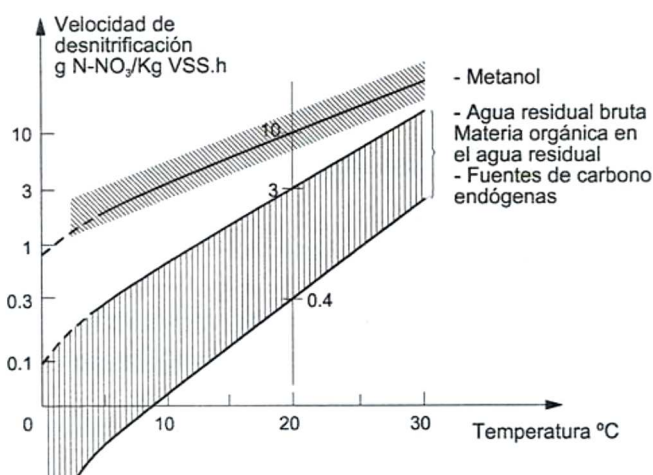


Figura 41: Velocidad de desnitrificación referida al consumo de N-NO₃⁻ en función de la temperatura y de la fuente de carbono. Fuente: (J. Suárez, 2010).

La presencia de oxígeno disuelto, es un factor para su activación o desactivación, ya que la velocidad de respiración de nitratos es mucho más lenta que la respiración aeróbica, aunque se ha observado la existencia de la desnitrificación en presencia de bajos niveles de oxígeno disuelto.

Se supone que en condiciones de bajo oxígeno disuelto, el contenido de oxígeno en el interior del flóculo del fango activo es nulo, a causa de la actividad respiratoria de las bacterias. La velocidad de difusión de los nitratos (NO_3^-) es mayor que la del oxígeno por tanto se pueden utilizar los nitratos en el fóculo y desnitrificar parcialmente:

$$q_{Dn} = q_{Dn,20^\circ\text{C}} \cdot \theta^{(T-20)} \cdot (1 - OD) \quad (3.110)$$

El término de OD, implica que la velocidad de desnitrificación tiende a ser nula cuando la concentración de oxígeno disuelto alcanza 1 mg/l.

Para el cálculo de la desnitrificación se emplea la ecuación de Van Haandel, Dold y Marais. Esta ecuación da como resultado la máxima concentración de Nitrógeno que es transformado a nitrato y puede desnitrificarse en la zona anóxica.

$$D_c = S_{bi} \cdot \left(\frac{f_{bs} \cdot (1 - P \cdot Y)}{2,86} + \frac{Y \cdot E \cdot k_2 \cdot f_x}{1 - b_{hT} \cdot \theta} \right) \quad (3.111)$$

donde:

S_{bi} = Concentración de DQO biodegradable en el efluente, (mg/l)

f_{bs} = Relación entre la DQO rápidamente biodegradable y la DQO biodegradable (= 0,33 para agua decantada y 0,24 para agua no decantada).

P = Relación DQO / VSS de la masa de fangos (= 1,5 mg de DQO por mg de VSS):

Y = Coeficiente de crecimiento de las bacterias heterótrofas (0,45 mg SSV/mg DQO).

K_2 = Coeficiente de desnitrificación = $0,1 \cdot 1,08^{(T-20)}$ mg N- NO_3^- H /mg SSV/día.

b_{hT} = Coeficiente de decrecimiento de las bacterias heterótrofas. ($b_{hT} = 0,24 \cdot 1,029^{(T-20)}$ (1/día).

θ = edad del fango en días,(d).

Siempre existirá una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, saliendo con el efluente. Siguiendo la experiencia de la Universidad de Cape Town, esta concentración viene dada por la expresión:

$$N \left(\frac{mg}{l} \right) = \frac{K_{nt} \cdot (b_{nT} + 1/\theta)}{\mu_{nmT} \cdot (1 - fx) - (b_{nT} + 1/\theta)} \quad (3.112)$$

donde:

K_{nT} = Coeficiente de saturación para nitrificación:

$$K_{nt} = 1,123^{(T-20)} \text{ mg N} - \text{NH}_3 / l \quad (3.113)$$

Con $B = 0,6$ y tomando $S = 1,25$, $u(20) = 0,4$, $fx = 0$, y las ecuaciones 3.99, 3.100 y 3.96, se puede realizar la tabla 29 que nos dará el valor de la carga másica, la temperatura y la edad del fango para la cual se produce la nitrificación:

Carga másica (Cm)	Rendimiento (%)	θ (días)	Temperatura (C°)
0,05	0,930	35,70	4,5 < 10
0,07	0,928	23,65	6,8 < 10
0,10	0,925	15,30	9,5 < 10
0,15	0,920	9,34	12,8
0,20	0,915	6,59	15,3
0,25	0,910	5,04	17,3
0,30	0,900	4,07	18,9
0,40	0,880	2,92	21,5
0,50	0,875	2,23	23,7

Tabla 29: Relación entre la carga másica, rendimiento y la edad del fango en función de la temperatura.
Fuente: (CEDEX, 2004).

➤ Canales de oxidación para posibilitar la eliminación del nitrógeno.

Los canales de oxidación fueron desarrollados como proceso de depuración de aguas residuales por el Dr. Passver en Holanda a principios de los años 60, extendiéndose rápidamente en Europa para pequeñas poblaciones.

Son procesos rápidamente adaptables para oxidación carbonosa, nitrificación y desnitrificación. La aireación se suministra en uno o más lugares o puntos del canal de reacción mediante rotores horizontales, aireadores mecánicos de baja velocidad o discos rotatorios, o difusores sumergidos. La concentración

de oxígeno disuelto (OD) será más alta en los puntos de aireación y decrecerá a continuación debido al consumo de oxígeno por la biomasa conforme el licor mezcla se mueve a lo largo del reactor. Después de un tiempo suficiente de viaje se formarán zonas anóxicas aguas arriba de los puntos de aireación. La localización y dimensionado de las zonas anóxicas variará con el tiempo debido al consumo de oxígeno, y las tasas de transferencia variarán con la calidad del agua residual y el flujo. Por lo tanto, la seguridad de este mecanismo para desnitrificación requiere un control flexible del sistema para controlar el oxígeno transferido a la masa de agua y el OD a lo largo del reactor.

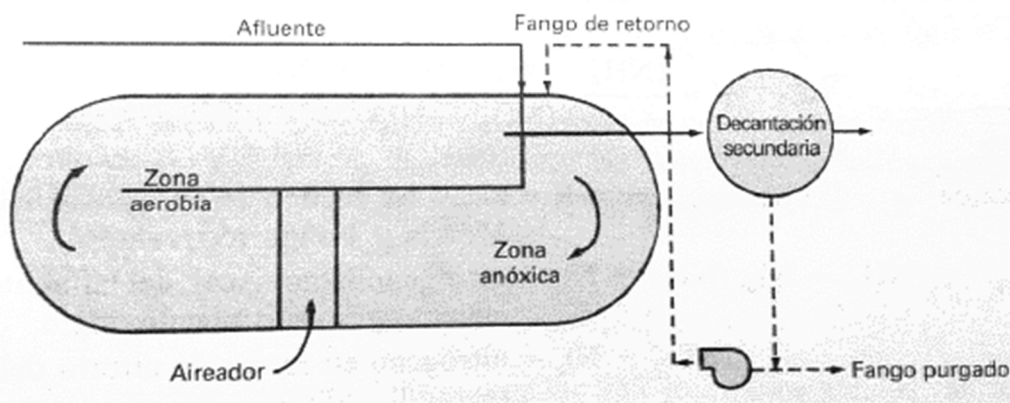


Figura 42: Representación de la zona aerobia y anóxica de un reactor biológico con recirculación. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

También, se tiene que controlar la recirculación de fangos para tener una concentración del licor mezcla óptima. Para tener un sistema flexible se puede recurrir a la colocación de vertederos ajustables (altura variable) o aireadores de velocidad variable mediante la instalación de variadores.

En los canales de oxidación típicos usados para eliminación de nitrógeno las tasas de nitrificación y desnitrificación suelen ser bajas debido a los relativamente largos tiempos de retención celular requeridos para nitrificación, la baja concentración de DQO, y a las concentraciones marginales (sobrantes) de OD bien para nitrificación o desnitrificación.

Para el diseño de nuestro reactor biológico, se va a tener en cuenta el reparto en porcentaje de las zonas que lo forman:

Entre un 67 hasta un 75% irá destinada para la zona aerobia.

Para la zona anóxica + anaerobia, se destinará entre un 25 hasta un 33% de la superficie. La zona anóxica engloba a la zona anaerobia debiendo cumplir:

- Volumen que asegure un tiempo de retención hidráulica (TRH) aproximado de una 1 hora.
- Zona anaerobia del orden del 25 – 35% de la zona anóxica.

Dimensionamiento:

No hay un criterio unificado de diseño de canales de oxidación. A continuación se presenta una revisión de los criterios de diseño de plantas en funcionamiento que fue publicada por la EPA (1993):

Tipo	Canal Simple	Orbal ⁹	Orbal aireación prolong	Orbal alimentac alterna	Bio Denitro	Bio Denitr O T
Lugar	Vienna-Blumenthal Austria	S. Wit Bank. S.Africa	Huntsville, Texas	Huntsville, Texas	Frederiks Sund Denmark	Odens, E, Denmark
Q(m ³ /d)	41290	2385	98	114	6000	15000
SSLM (mg/l)	5800	3030	8000	8800	5500	3000
CM g DBO ₅ /g SSLM/d	0,,17	0,093	0,027	0,015	0,08	0,08
TRC, d	7	15	>50	>50	15 - 30	15 – 30
TRH, h	7	11	33	28	14	22
CV, gDBO/m ³ /d	985	416	120	90	707	282

Tabla 30: Parámetros de diseño de varios canales de oxidación. Fuente: Manual for Nitrogen Control. U.S. EPA Office Water, Washington, DC.

El diseño de la desnitrificación es similar a la de otros reactores anóxicos. Generalmente, se operan como una aireación prolongada con elevados TRH y TRC, y con los mayores valores de SSLM de unos fangos activos convencionales. Los tiempos de retención hidráulica en los canales de oxidación están en un orden global entre 12 y 24 horas (6 a 12 horas para anoxia y de 6 a 12 para aerobiosis).

El dimensionamiento deberá basarse en la velocidad de paso que tiene un rango entre 0,25 y 0,6 m/s (con valores típicos de 0,25 a 0,35) y en el tiempo de duración de una vuelta que puede estar entre 10 y 45 minutos.

La velocidad horizontal se consigue controlar mediante los propios sistemas de aireación en los casos en que se utilizan aireadores mecánicos superficiales (rotores, turbinas, etc.) o mediante sistemas de impulsión sumergidos (aceleradores de corriente).

Orbal⁹ = Sistema Orbal, consiste esencialmente en una serie de canales concéntricos, normalmente 3, que están interconectados de tal forma que el licor mezcla a tratar fluye de uno al siguiente, generalmente en sentido de fuera hacia dentro.

Para mantener una velocidad uniforme en las curvas y evitar turbulencias se utilizan paredes guía o en su caso deflectores. La relación “longitud de recorrido/ancho del canal” se recomienda que esté entre 20 a 30 veces. Se puede llegar a profundidades de canal de 4 – 4,5 metros (los diseños iniciales sólo permitían 1,5 metros), o incluso superiores, de hasta 6 metros, cuando se independiza el sistema de impulsión del sistema de aireación.

Algunos autores sugieren la Carga Másica (Cm) como parámetro clave del diseño, y podría usarse como la base del diseño si se conoce la concentración de fango mínima. Las necesidades de aire son difíciles de predecir durante el diseño. Los factores a considerar son: características de las aguas residuales, variaciones del caudal, temperatura y Q_w . Otros factores, como el tamaño de las zonas aerobias y anóxicas para eliminación de nitrógeno total son complejos y difíciles de predecir. Por eso, Batanero y Ortega (CEDEX, 2004) aportan la siguiente tabla de parámetros de diseño más habituales utilizados:

Parámetro de diseño	Proceso convencional	Aireación Prolongada
Carga másica (kg DBO₅ /kg SSLM·día)	0,2 – 0,4	< 0,2 (0.09)
Tiempo de retención celular (días)	3 – 7	20 – 30 (23.04)
Concentración SSLM (gr/l)	2,5 – 3,5	3,0 – 4,5 (4)
Tiempo de retención hidráulica (horas)	3 – 8	20 – 36 (22.45)
Demanda teórica de oxígeno (kg O₂/kg DBO₅ eliminado)	0,8 – 1	2,0 – 2,4 (2)
Velocidad horizontal en canal (m/s)	0,25 – 0,35	0,25 – 0,35 (0.3)

Tabla 31: Valores de diseño. Fuente: (CEDEX, 2004).

Nota: Entre paréntesis, valores utilizados en los cálculos justificativos.

3.3.7 Eliminación de fósforo por vía biológica en procesos de depuración de aguas residuales.

El origen del fósforo, normalmente se debe a residuos humanos, detergentes, vertidos industriales. El fósforo aparece en el agua residual en forma de ortofosfato (PO_4^{-3}), polifosfato (P_2O_7) y formas orgánicas del fósforo. Para que tengamos un orden de magnitud, en un agua residual urbana tenemos los siguientes porcentajes de fósforo total divididos en fosforo orgánico y fosfatos:

- Fósforo total (100%): 8 a 15 mg/l y fósforo orgánico (30%): 3 a 5 mg/l
- Fosfatos (70%): 5 a 10 mg/l.

La relación porcentual de fósforo/DBO₅ = 3 a 6 %.

Parte del fósforo del agua residual es insoluble y queda retenido en los procesos de decantación, pasando a formar parte del fango. El resto, que es soluble tras su paso por el tratamiento biológico se encuentra en forma de ortofosfatos (PO_4^{3-}). La concentración de fósforo en el agua después de un tratamiento convencional oscila entre 6 y 11 mg/l de fósforo, para conseguir unos valores inferiores es necesario recurrir a tratamiento de tipo físico-químicos o bien de carácter biológico. Nos centraremos en la desfosfatación por vía biológica.

La eliminación de fósforo se produce por incorporación al fango biológico de los procesos de biomasa suspendida por dos mecanismos:

- Por sedimentación.
- Incorporación de fosfatos solubles a la fracción proteica de las células del fango activo, formando parte del fango biológico en proporción del 1 al 2% de la materia seca del fango.

La reducción biológica del fósforo en el agua residual se basa en la exposición alternativa de los microorganismos presentes a condiciones aerobias y estrictamente anaerobias.

La desfosfatación biológica parte del hecho de que, bajo ciertas condiciones, se pueden desarrollar bacterias que son capaces de absorber fosfatos del agua en cantidad superior a la necesaria para el funcionamiento del metabolismo. Estas bacterias, entre otras del género *Acinetobacter*, son capaces de acumular más fosfatos de los necesarios para su subsistencia, reduciendo así la concentración de esta sustancia en el agua. Requieren ácidos volátiles para su crecimiento, lo que implica un estado anaerobio, pero precisamente en este estado, el fósforo acumulado es retornado al agua.

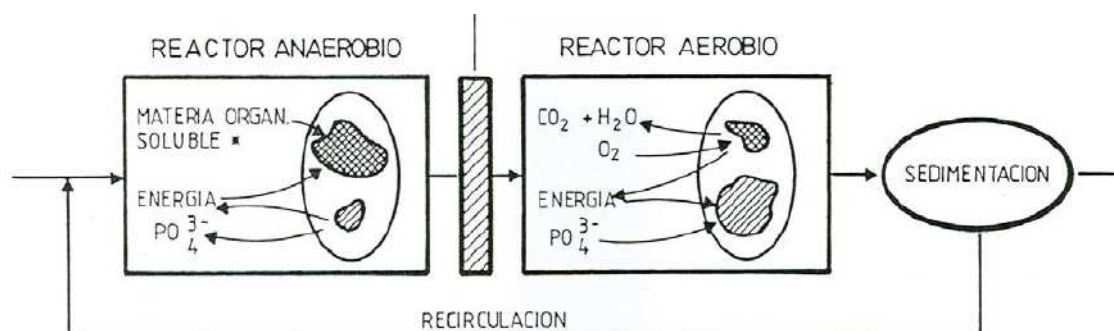


Figura 43: Mecanismo de desfosfatación en un reactor biológico. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

Bajo condiciones anaerobias algunos microorganismos pueden fermentar la materia orgánica fácilmente biodegradable transformándola en otros subproductos.

Resumiendo el proceso:

Fase anaerobia: Las células *Acinetobacter* (acidogénicas) utilizan su energía acumulada para metabolizar los ácidos volátiles, llenando así sus stocks de sustrato carbonoso y vaciando sus stocks de polifosfatos en forma de fosfatos al agua.

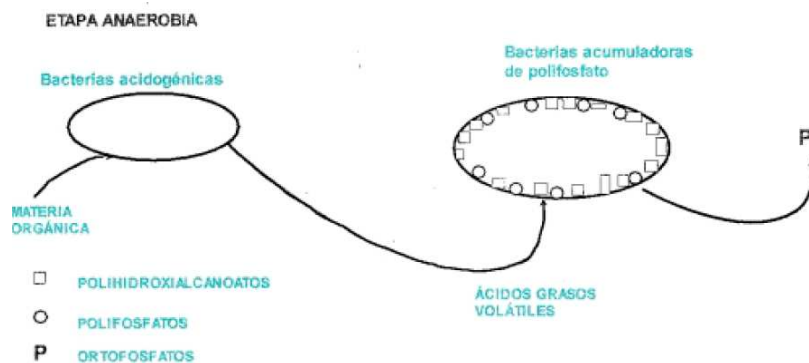
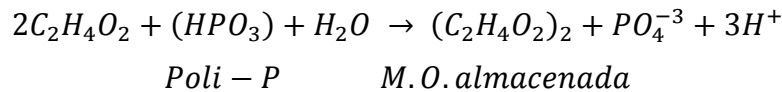


Figura 44: Etapa anaerobia del proceso de eliminación de fósforo. Fuente: (Eliminación biológica de nutrientes en aguas residuales., 2010).

Fase aerobia: Las células asimilan los fosfatos presentes en el agua. Los fosfatos inorgánicos son convertidos en polifosfatos de alto contenido energético que se acumulan en la célula. Para realizarlo metaboliza las materias carbonosas acumuladas, retornando al agua CO_2 y H_2O . La célula vacía su stock de sustratos carbonosos, llena el stock de polifosfatos y además se multiplica. A este efecto de acumular más fósforo del que se necesita para la subsistencia se le denomina "Luxury uptake" y es la base del tratamiento moderno para la eliminación del fósforo de las aguas residuales.

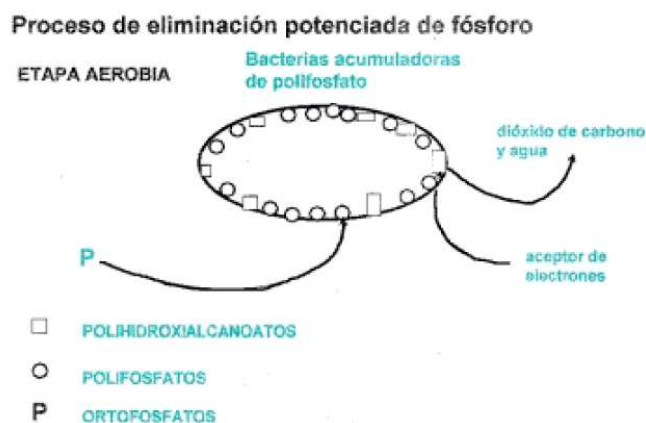
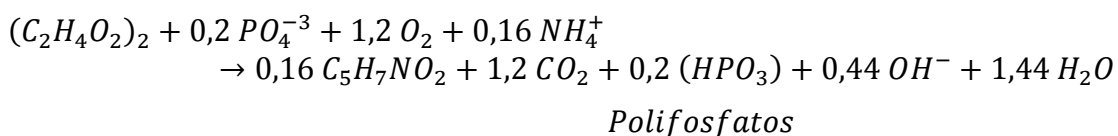


Figura 45: Etapa aerobia del proceso de eliminación de fósforo. Fuente: (Eliminación biológica de nutrientes en aguas residuales., 2010).

Por su acumulación de reservas orgánicas las bacterias acumuladoras de fósforo tienen ventajas de crecimiento frente a otras aerobias del fango activo, que no están activas en el reactor anaerobio.

Hay que tener en cuenta que las reacciones en las etapas anaerobia, aerobia y anóxica, están limitadas por el tipo y la cantidad de sustrato, el tiempo de retención en cada fase, y la presencia de nitratos y/u oxígeno en la etapa anaerobia. También está influenciada por la presencia de cationes metálicos como potasio, magnesio y calcio, que además de ser utilizados como nutrientes, en el caso del potasio y el magnesio, también son necesarios para mantener la electroneutralidad de los polifosfatos en el interior de las bacterias (Barat, 2004).

En la figura 46 se refleja la evolución característica del fósforo soluble, potasio y magnesio en el proceso de eliminación biológica de fósforo. El K y el Mg, junto con el fósforo, se sueltan y toman en condiciones anaerobias y aerobias/anóxicas, respectivamente.

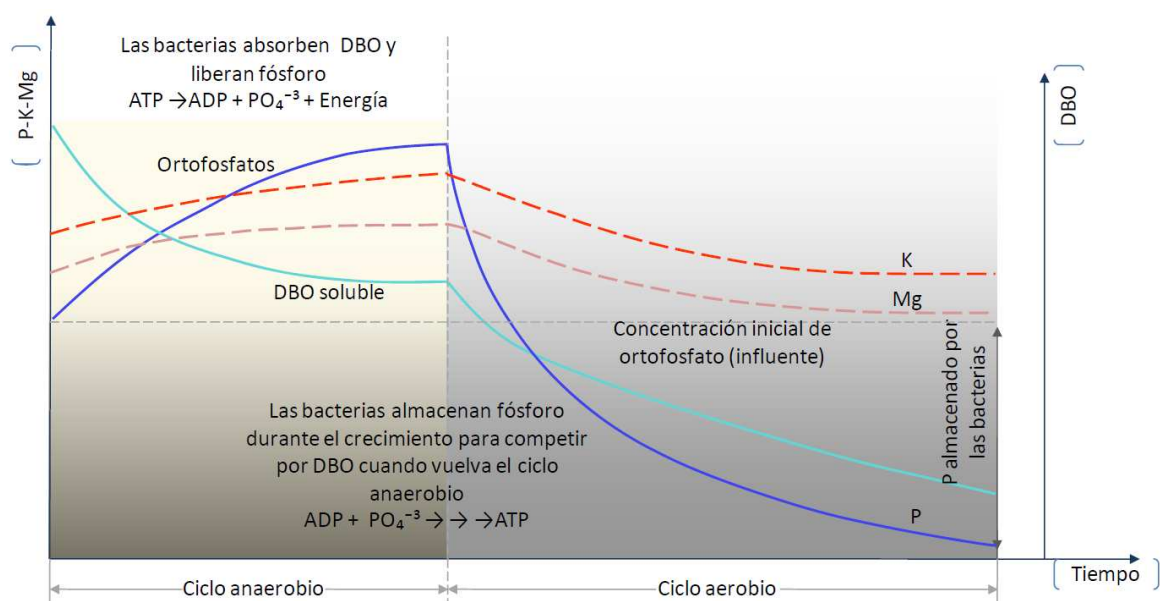


Figura 46: Esquema de concentraciones de DQO y P. Fuente: WEF y ASCE 1992.

En plantas con un buen funcionamiento se pueden conseguir eliminaciones biológicas de fósforo del orden del 70% al 90% y los valores fósforo en el efluente pueden oscilar entre 1 y 3 mg/l. Este contenido de fósforo total en el efluente está íntimamente ligado a la eficiencia del sistema de separación de sólidos (decantador secundario). Por eso se tenemos una clarificación excelente, el cloro del efluente estará entre 0,5 a 1 mg/l y si tenemos una clarificación buen, el contenido de cloro estará en valores de 1 a 2 mg/l.

Todavía podríamos aumentar la eficiencia y garantizar la estabilidad permanente del efluente si se recurre a métodos de filtración.

Para que se consiga la eliminación de fósforo en el reactor biológico se debe mantener unas condiciones que son las siguientes:

- El pH entre 7 y 8.
- Las bajas temperaturas no afectan excesivamente al proceso. El coeficiente de arrenihus es de 1,04.
- Oxígeno disuelto (DO) ≥ 2 mg/L.
- Relación DBO5 soluble/ P soluble a la entrada a la aireación > 15 mg/L aumentando la reducción de fósforo medida que aumente esta relación.
- La presencia de O_2 y NO_3^- en el reactor anaerobio decrece la eliminación de fósforo (por oxidación de la materia orgánica fácilmente biodegradable).

➤ Criterios de diseño de la zona anaerobia del reactor biológico.

Para el diseño de la zona anaerobia de un reactor biológico, se debe cumplir que su volumen cumpla un tiempo de retención hidráulica en condiciones de caudal punta en tiempo seco del orden de 0,75 a 1 hora y de 1 a 2 horas en condiciones desfavorables. Además, este volumen del tanque anaerobio tiene que cumplir unas proporciones para garantizar que del 15% al 20% del fango activo total esté en fase anaerobia.

A continuación se describen los parámetros de diseño para los diferentes sistemas para eliminación de fosforo y nitrógeno que existen actualmente.

Parámetros de diseño para procesos convencionales de eliminación biológica de fósforo y nitrógeno*

Parámetro de diseño	ELIMINACIÓN C, P			ELIMINACIÓN C, N, P			
	A/O	PhoStrip	SBR	A ² /O	Bardenpho	UCT	VIP
Carga Máscica (Kg. DBO/Kg. MLSSV.d)	0,2-0,7	0,1-0,5	0,15-0,5	0,15-0,25	0,1-0,5	0,1-0,2	0,1-0,2
Tiempo de retención celular (d)	2-25	10-30	-	2-27	10-40	10-30	5-10
MLSS (g/l)	2-4	0,6-5	2-3	3-5	2-4	2-4	1,5-3
Tiempo retención hidráulico (h)							
Zona anaerobia	0,5-1,5	8-12	1,8-3	0,5-1,5	1-2	1-2	1-2
1º Zona anóxica				0,5-1	2-4	2-4	1-2
1º Zona aerobia	1-3	4-10	1-4	3,5-6	4-12	4-12	2,5-4
2º Zona anóxica	-	-	-	-	2-4	2-4	-
2º Zona aerobia	-	-	-	-	0,5-1	-	-
Eliminación DQO (%)	90	90	-	-	> 85	-	-
Eliminación P (%)	80	> 90	80	60-80	> 90	60-80	60-80
Eliminación NTK (%)	90	> 80	-	30-80	> 80	30-80	30-80
Recirculación (%)	-	10-20	-	100-300	400	50-100	50-100
Recirculación de fango (%)	25-40	20-50	-	20-50	50-100	100-600	200-400

* Adaptada de Tchobanoglous y Burton, 1991; USEPA, 1987; y WEF y ASCE, 1992.

Tabla 32: Valores de diseño para eliminación de fósforo y nitrógeno. Fuente: (CEDEX, 2004).

Nota: Sistema A²/O -> Sistema desarrollado por la Universidad de Cape Town (UCT).

3.4 Dimensionamiento de los equipos de aireación.

➤ Equipos de Aireación.

La selección de equipos de aireación es una tarea crítica en el proceso de diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales. En término de costes las operaciones asociadas a la aireación suponen entre el 15 y el 25% de los costes totales de operación y el 70% de los costes energéticos. El impacto del sistema de aireación en los costes fijos y de operación de una planta de tratamiento biológico es un aspecto de gran importancia. Por lo general, los costes fijos de los sistemas de aireación están entre el 15 y el 25 % de los costes de construcción de la planta de tratamiento. Por lo tanto, la viabilidad económica de una E.D.A.R.U depende en gran medida de un correcto diseño y operación del sistema de aireación.

La figura 47 se muestra los coeficientes de transferencia y las potencias disipadas por unidad de volumen típicos para los principales sistemas de aireación encontrados en reactores biológicos.

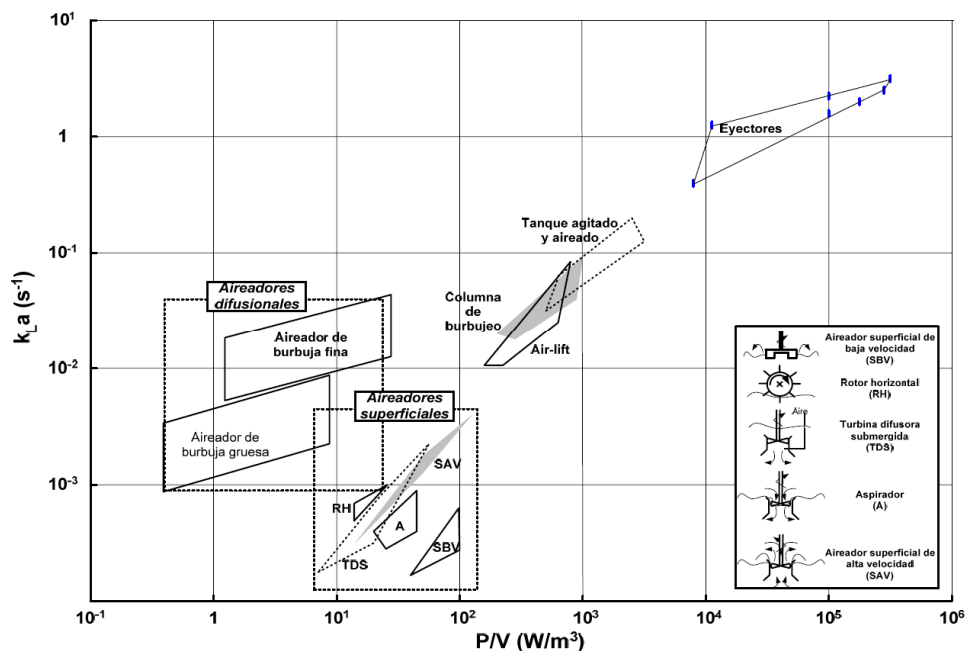


Figura 47: Coeficientes de transferencia de oxígeno y potencias disipadas (P) por unidad de volumen típicos (V) de los principales sistemas de aireación. Fuente: ESAMUR.

K_{La} = Coeficiente volumétrico de transferencia de oxígeno, (s^{-1})

Como se observa, los coeficientes de transferencia más altos se consiguen empleando eyectores en los que la corriente de aire actúa como impulsora de la fase líquida, generando una fina dispersión del líquido en el gas y aumentando considerablemente el área específica. Sin embargo este método es poco empleado debido al elevado consumo energético que supone su funcionamiento.

Las columnas de burbujeo, los airlift y los tanques agitados con aireación son más empleados, particularmente en procesos de síntesis microbiana donde una alta concentración de oxígeno es clave para aumentar la productividad. Estos equipos permiten obtener coeficientes de transferencia de oxígeno entre 10^{-2} y 5×10^{-1} con potencias en torno a 1 kW/m^3 .

En el caso que nos ocupa, suelen emplearse dos sistemas de aireación distintos, aireadores de burbujeo (aireadores difusionales) y aireadores superficiales o mecánicos.

Los aireadores difusionales (difusores) están hechos de un material cerámico poroso, un metal perforado o una membrana con agujeros pequeños para dispersar el aire. Los difusores se encuentran cerca del fondo del tanque de aireación, en torno a los 4 y 6 m. Las burbujas liberadas transfieren oxígeno al medio y agitan el medio. Estos aireadores se clasifican a su vez en función del tamaño del orificio en aireadores de burbuja fina (1-2,5 mm) o gruesa (hasta 25 mm). Al aumentar el diámetro de la burbuja se reduce el área específica para el mismo volumen y el tiempo de residencia de la burbuja, aunque se aumenta la turbulencia. Es decir, cuantas más pequeñas son las burbujas, mayor es la transferencia de oxígeno ya que también aumenta el número de burbujas por volumen de reactor biológico. Esto se demuestra en la figura 48, suponiendo que las burbujas son esferas perfectas (aproximación válida).

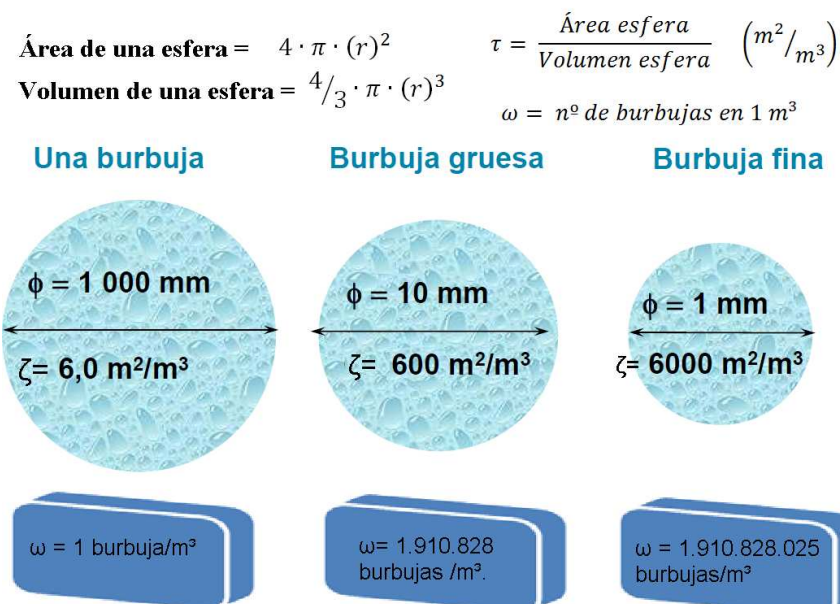


Figura 48: Relación entre el área y el volumen de una burbuja esférica dependiendo del tipo de burbuja.
Fuente: Elaboración Propia.

Podemos sacar la siguiente conclusión y es que los aireadores de burbuja gruesa son más baratos y su consumo energético es ligeramente inferior al de los de burbuja fina, aunque su empleo supone una reducción en torno al 40 % del coeficiente de transferencia debido al menor número de burbujas por m^3 en

comparación con los aireadores de burbuja fina. En nuestro reactor biológico se dimensionará con difusores de membrana de burbuja fina de la marca ABS Nopon modelo PIK 300. El funcionamiento se representa en la figura 49.

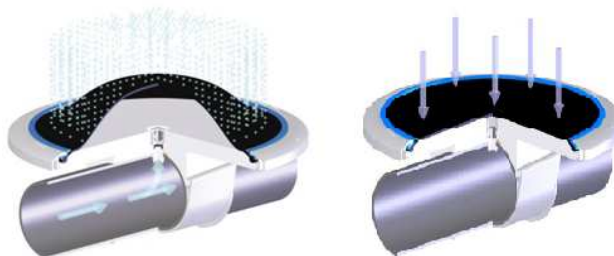


Figura 49: Difusor de membrana de burbuja fina de la marca ABS Nopon modelo PIK300. Fuente: Catálogo ABS Nopon.

El otro sistema de aireación empleado en reactores biológicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas son los aireadores superficiales o mecánicos, que provocan el arrastre del oxígeno atmosférico al medio líquido mediante la agitación por medios mecánicos de la superficie líquida. A diferencia de los aireadores de burbuja, no hay una corriente de aire. Aunque presentan coeficientes de transferencia más bajos que los aireadores de burbujeo, tienen la ventaja de ser más baratos y de no verse afectados por procesos de ensuciamiento u obturación.

La transferencia de oxígeno en este tipo de aireadores puede obtenerse de dos formas: mediante la transferencia en la superficie turbulenta del líquido y mediante la transferencia a las gotas esparcidas por las palas de la unidad. En la figura 50, aparecen los más utilizados en los procesos de depuración.

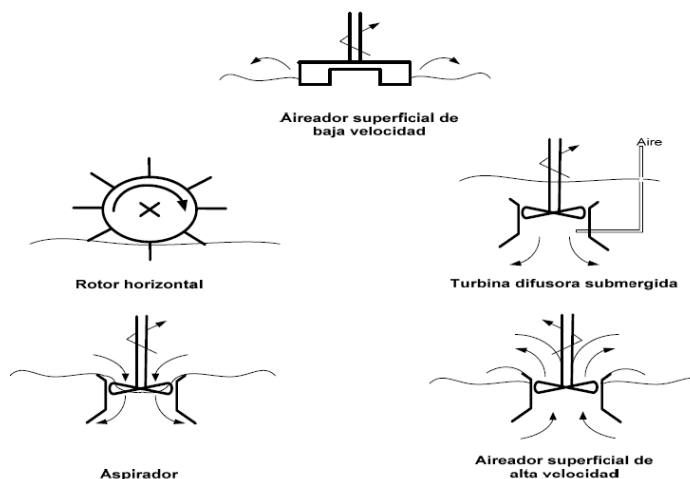


Figura 50: Aireadores superficiales utilizados en las E.D.A.R.U's. Fuente: ESAMUR.

Para mantener una circulación del agua residual en el canal de oxidación del reactor biológico, se instalará un acelerador de corriente, el cual tendrá que mantener una velocidad del licor mezcla de 0,15 m/s y tendrá un consumo energético de 2W/m³.

➤ Consumo y necesidades de oxígeno en el reactor biológico.

Lo primero que hay que calcular es la cantidad de oxígeno que es necesario para que se produzcan todas las reacciones químicas de la materia orgánica y la respiración de los microorganismos en el proceso biológico aerobio dentro del reactor biológico. Se va a producir variaciones en el consumo de oxígeno dentro del reactor biológico y dependerán de varios factores:

- La DBO₅ del agua que introduce el afluente.
- La cantidad de sólidos que hay en el reactor biológico.
- Nutrientes presentes, (N y P).

Debe existir un volumen de oxígeno en el reactor biológico para tener un ambiente aerobio, y si no lo tenemos de una forma natural, la diferencia tendrá que ser aportado por nuestro sistema de aireación. Ese volumen de oxígeno deberá ser como mínimo igual a la suma de todos los consumos debidos a la síntesis celular (respiración celular y la nitrificación) y nos proporcionará las necesidades teóricas de oxígeno en el reactor biológico.

Son varios los métodos de cálculo que suelen utilizarse para el cálculo del consumo de oxígeno asociado a la eliminación de la materia carbonosa. Tenemos métodos empíricos derivados de la experiencia obtenida a lo largo de los años en instalaciones y los métodos teóricos basados en la utilización de modelos que permiten calcular a partir de ecuaciones que simulan la cinética y estequiometría de las reacciones que intervienen en el proceso.

Para estudiar el consumo de oxígeno que es debido a la síntesis celular y la respiración endógena se va a plantear un nuevo balance de masas basado en la figura 51 (modelo teórico de Eckenfelder y Lawrence McCarty).

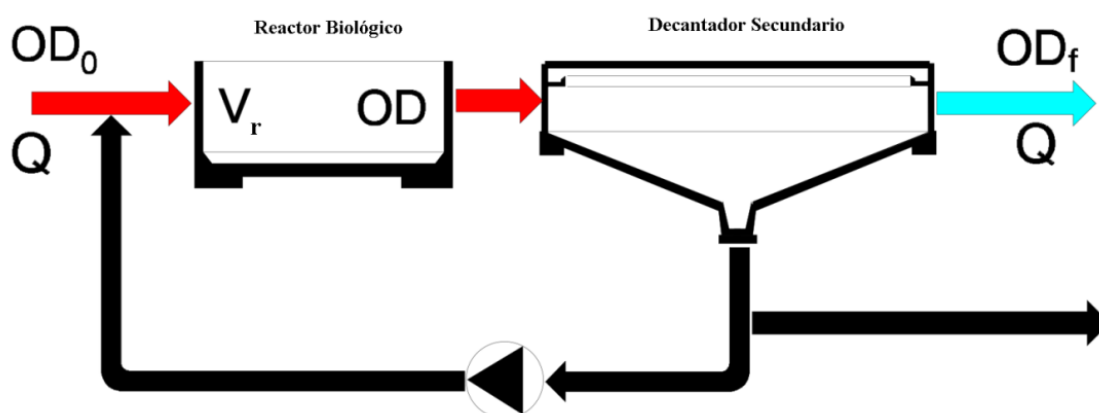


Figura 51: Modelo del oxígeno disuelto en el tratamiento biológico. Fuente: (J. Suárez, 2010).

En este modelo teórico se adoptan las siguientes hipótesis:

- Estado estacionario, ($dOD/dt = 0$).
- Las concentraciones de oxígeno disuelto en el afluente y en el efluente se consideran iguales a cero.

Luego se plante el siguiente balance:

$$Nec\ O_2 = V_r \cdot \frac{dOD}{dt} \quad (3.114)$$

donde:

$Nec\ O_2$ = Necesidades de oxígeno ($kg\ O_2/día$).

dOD/dt = velocidad de consumo de oxígeno ($M_{O_2}/V \cdot T$).

V_r = Volumen del reactor biológico (m^3).

El consumo de oxígeno en un proceso aerobio se cuantifica mediante la ecuación 3.115:

$$\frac{dOD}{dt} = a \frac{dS}{dt} + b \cdot X \quad (3.115)$$

donde:

dS/dt = velocidad de eliminación del sustrato ($M_{O_2}/V \cdot T$).

a = coeficiente de utilización de oxígeno para síntesis ($kgO_2/kg\ DBO_5$).

$$a = 0,5 + 0,01 \cdot \theta_c \left(\frac{kg\ O_2}{kg\ DBO_5 elim} \right) \quad (3.116)$$

θ_c = retención celular (d^{-1}).

b = coeficiente de respiración endógena ($kgO_2/kgSSLM/d$).

$$b = \frac{0,13 \cdot \theta_c}{(1 + 0,16 \cdot \theta_c)} \quad \left(\frac{kg\ DBO_5}{d\ /m^3} \right) \quad (3.117)$$

El parámetro b , representado en la tabla 33, está calculado para una $T = 20^\circ C$, si queremos calcularlo para otra temperatura, se puede corregir aplicando el

mismo principio que la ecuación 3.66, con un valor de $\theta_t = 1,029$ (valido para temperaturas entre 5 y 35°C), es decir:

$$b = b_{(20^\circ\text{C})} \cdot \theta_t^{(T-20)} \quad (3.118)$$

Ambos coeficientes, a y b, varían en función de la carga másica y sus valores se representan en la tabla 33.

Carga Másica (kg DBO ₅ /d/kg SSLM)	a (kg O ₂ /kg DBO ₅ elim)	b (kg O ₂ /kg SSLM/día)
1	0,50	0,136
0,7	0,50	0,131
0,5	0,50	0,123
0,4	0,53	0,117
0,3	0,55	0,108
0,2	0,59	0,092
0,1	0,65	0,066
0,05	0,66	0,040

Tabla 33: Valores de los coeficientes a y b, en función de la carga másica: Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

De la tabla 33, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Cuanto mayor es la carga másica, menores son las necesidades de oxígeno por Kg de DBO₅ eliminado.
- Al depender las necesidades de oxígeno de la carga másica también va a depender del tiempo de retención celular.

Sustituyendo la ecuación 3.115, en la ecuación 3.114, se obtiene:

$$Nec O_2 = V_r \cdot \left(a \frac{dS}{dt} + b \cdot X \right) \quad (3.119)$$

$$Nec O_2 = a \cdot \frac{Q \cdot (S_o - S)}{10^3} + \frac{b \cdot V_r \cdot X}{10^3} \quad (3.120)$$

donde:

Nec O₂ = Necesidades de oxígeno (kg O₂/d).

a = coeficiente estequiométrico, (kg O₂ / kg DBO₅ eliminada).

b = coeficiente cinético respiración endógena, (kg O₂ / kg SSLM/día)

X = concentración de microorganismos en el reactor biológico, (mg / l).

S_0 = valor de DBO₅ en la entrada al reactor biológico, (mg O₂/l).

S = valor de DBO₅ en el reactor biológico, (mg O₂/l).

V_r = Volumen del reactor biológico de la zona aerobia, (m³).

Llegado a este punto, el modelo de Eckenfelder y Lawrence McCarty, debe introducir nuevos términos en la ecuación 3.119 para tener en cuenta todos los procesos y reacciones que se producen en el reactor biológico:

- Nitrificación y desnitrificación.
- Aplicación de un coeficiente de seguridad a las necesidades de oxígeno de la materia carbonosa, llamado coeficiente punta (C_{fe_punta}).

Finalmente:

$Nec\ O_2$ (kg O₂/día) = O₂ para síntesis celular + O₂ para respiración endógena + O₂ nitrificación + O₂ para desnitrificación.

O₂ para síntesis celular:

$$Nec\ O_2 = \left(a \cdot \frac{Q \cdot (S_0 - S)}{10^3} \right) \cdot C_{fe\_punta} \quad (3.121)$$

donde:

C_{fe_punta} : coeficiente seguridad, suele cogerse un valor de 1.5.

O₂ para respiración endógena:

$$Nec\ O_2 = \left(\frac{b \cdot V_{r\ aerobio} \cdot X}{10^3} \right) \cdot C_{fe\_punta} \quad (3.122)$$

donde:

b = coeficiente cinético respiración endógena, (kg O₂ / kg SSLM/día).

Para tener en cuenta la demanda de oxígeno que es necesaria para que se produzca la nitrificación (transformación de nitrógeno amoniacal a nitrato):

$$Nec O_2 = 4,57 \cdot \frac{Q \cdot (N - NO_3)}{10^3} \quad (3.123)$$

donde:

$(N - NO_3)$ = Nitratos formados, (mg O_2/l).

Q = caudal de diseño, (m^3/d).

4,57 = factor de conversión para la demanda de oxígeno necesario para la oxidación completa del $N - NO_3$.

Por último, para tener en cuenta el fenómeno de la desnitrificación, estequiométricamente se sabe que se recuperan 2,86 mg O_2/mg $N-NO_3$ que sería aproximadamente el 65% del oxígeno consumido en la nitrificación:

$$Nec O_2 = -2,86 \cdot \frac{Q \cdot (N - NO_{3r})}{10^3} \quad (3.124)$$

donde:

$(N-NO_{3r})$ = nitratos reducidos en el sistema por conversión a nitrógeno-gas, expresados en mg/l.

Finalmente:

$$Nec O_2 = \left(\left(a \cdot \frac{Q \cdot (S_o - S)}{10^3} \right) + \left(\frac{b \cdot V_r \cdot X}{10^3} \right) \cdot C f_{e_{punta}} \right) + 4,57 \cdot \frac{Q \cdot (N - NO_3)}{10^3} - 2,86 \cdot \frac{Q \cdot (N - NO_{3r})}{10^3} \quad (3.125)$$

➤ Transferencia de oxígeno al agua residual.

Las necesidades de oxígeno calculadas en el apartado anterior corresponden al consumo teórico de oxígeno realizado por la comunidad microbiana (el valor típico varía entre 2 a 7 gr O_2 /día por gramo de sólidos suspendidos volátiles del líquido mezcla del reactor biológico). Pero hay que considerar que los sistemas para aportar oxígeno en el reactor biológico no tienen un rendimiento del 100% por lo que habrá que calcular cuánto oxígeno hay que aportar para garantizar que se le está suministrando el oxígeno teórico necesario a la población microbiana del licor mezcla.

En un sistema de fangos activados, la transferencia de oxígeno desde una fase gaseosa a una fase acuosa viene descrita por la siguiente ecuación:

$$\frac{dC}{dt} = K_L a \cdot (C_s - C) \quad (3.126)$$

donde:

$\frac{dC}{dt}$ = Variación de la concentración de oxígeno disuelto en el medio acuoso (tasa de transferencia) (kg O₂/m³·s)

t = tiempo en horas, (h).

$K_L a$ = Coeficiente volumétrico de transferencia de oxígeno (h⁻¹)

C_s = Concentración de saturación de oxígeno disuelto en el medio acuoso (kg O₂/m³). En la tabla 34, se relaciona los valores a diferentes temperaturas.

T (°C)	C _s agua potable (mg/l)
0	14,6
5	12,80
10	11,33
15	10,15
20	9,17

Tabla 34: Valores de C_s.

Fuente: http://www.waterboards.ca.gov/water_issues/programs/swamp/docs/cwt/guidance/3110sp.pdf.

C = Concentración de oxígeno disuelto en el medio acuoso (kg O₂/m³).

Por tanto, la masa de oxígeno transferido por un sistema de aireación a un depósito que en nuestro caso es el reactor biológico es:

$$OTR = K_L a \cdot (C_s - C) \cdot V_{r \text{ aireado}} \quad (3.127)$$

donde:

OTR = Tasa de transferencia de oxígeno del sistema de aireación al medio acuoso (kg O₂/h).

V = Volumen del reactor biológico aireado, (m³).

El valor de OTR de un sistema de aireación constituye el aspecto fundamental y característico para el cálculo de los equipos de aireación que son necesarios para garantizar el buen funcionamiento del reactor biológico. Las variables $K_L a$ y C_s dependen, además de otras variables, de las características específicas del medio acuoso. Como las características del medio acuoso son diferentes y muy variables, es imposible de disponer de valores representativos, por lo que

se recurre a cuantificar el valor de OTR de un sistema de aireación en condiciones normales (tabla 35) y agua potable:

Parámetro	Condiciones Normales
Medio Acuoso	Agua potable
Temperatura del medio acuoso	20 °C
Presión atmosférica	1 atmosfera
Oxígeno disuelto	0,00 mg/l

Tabla 35: Condiciones estándar para el cálculo de la OTR. Fuente: (CEDEX, 2004).

Luego, el valor de OTR de un sistema de aireación en condiciones normales, se denomina $SOTR_{cw}^{10}$.

$$SOTR_{cw} = K_L a \cdot (C_{sat_{20}} - C) \cdot V_r \quad (3.128)$$

$C_{sat_{20}}$ = valor de la concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua de abastecimiento a 20°C y su valor es 9,17 mg O₂ /l.

Otro valor muy importante que suministrarán los fabricantes, es la eficiencia de la transferencia de oxígeno para aireación sumergida en condiciones estándar (1 atm, 20°C) y para agua potable ($SOTE_{cw}$), mediante la siguiente ecuación

$$SOTE_{cw}\% = \frac{kg \text{ de } O_2 \text{ transferido}}{kg \text{ de } O_2 \text{ alimentado}} = \frac{SOTR_{cw} \left(\frac{kg O_2}{h} \right)}{Q \left(N \cdot \frac{m^3}{h} \right) \cdot 0,277 \left(kg \frac{O_2}{Nm^3} \right)} \cdot 100 \quad (3.129)$$

donde:

Q = caudal de aire inyectado por los difusores en N.m³/h.

0,277 = porcentaje de oxígeno en el aire. (1 m³ de aire contiene 277 g de O₂).

La eficiencia de la transferencia de oxígeno ($SOTE_{cw}$), estará afectada por la altura de agua que tenga el reactor biológico y el caudal de aire que suministramos a cada difusor. Se demuestra en la siguiente figura que cuanto mayor es la columna de agua, mayor será esta eficiencia. Esto es debido a que las burbujas de aire tendrán un mayor tiempo de residencia en el seno del licor mezcla del reactor biológico al tener más distancia que recorrer entre el fondo donde está instalado el difusor hasta la superficie. Se ha demostrado que se aumenta entre un 5 o 6 % el valor de SOTE por cada metro de agua por encima de la cota donde esté instalado el difusor.

¹⁰: En adelante los subíndices cw = agua limpia y pw= agua residual.

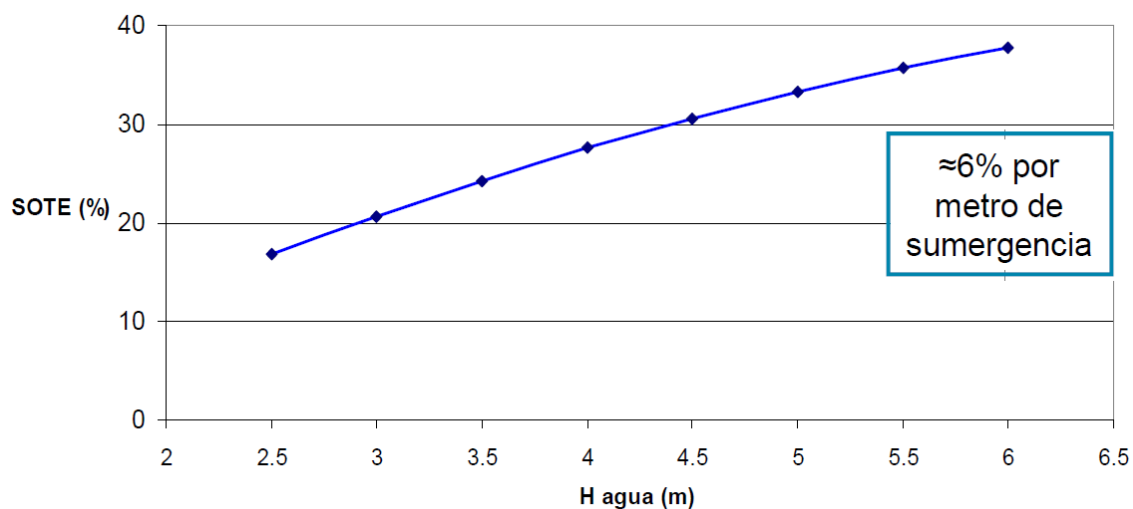


Figura 52: Variación del valor de SOTE (%) en función de la profundidad del reactor biológico. Fuente: Elaboración Propia.

La tendencia actual es a trabajar con caudales pequeños en los difusores ya que tenemos las siguientes ventajas:

- El aumento del SOTE:

En la figura 53, se aprecia que los difusores que trabajan con caudales pequeños tienen valores de SOTE mayores que los difusores que trabajan con grandes caudales. Además si mejoramos las membranas de los difusores también aumentamos esos valores de SOTE.

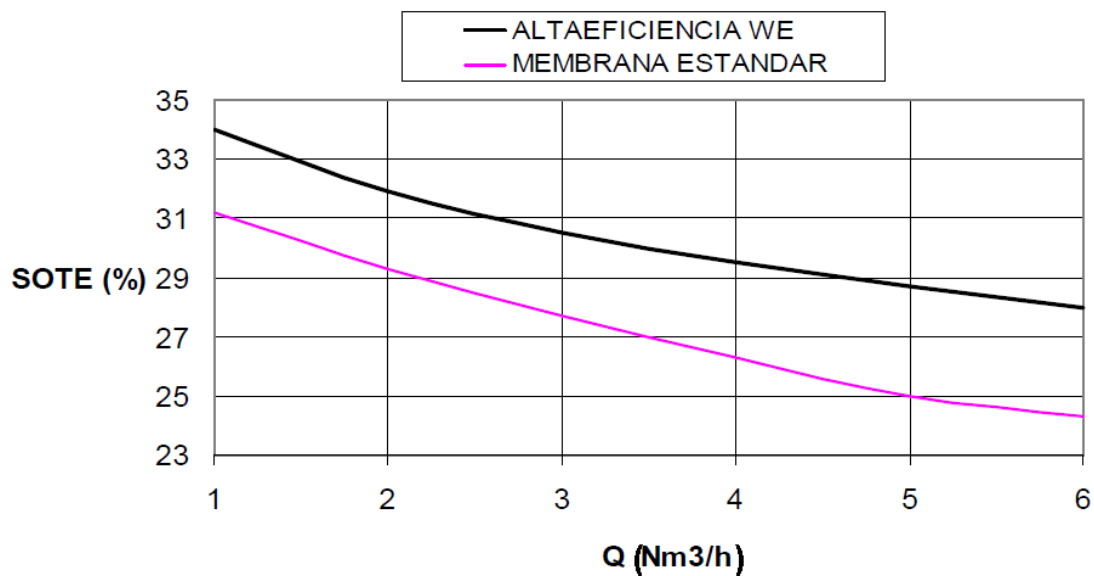


Figura 53: Variación del valor de SOTE (%) en función del caudal de difusor. Fuente: Xylem.

- Al calcular los difusores, con caudales bajos, vamos a obtener un número mayor de estos. Esto nos va a dar un plus de seguridad ante futuras roturas de los difusores por desgaste, ampliando el periodo de revisión de las instalaciones de aireación y por tanto reduciendo costes de mantenimiento. Estos difusores tienen una distancia mínima y máxima para que su rendimiento no se vea afectado, por lo que al final habrá que tener en cuenta todas las condiciones anteriores y el precio final de la instalación para llegar a una solución de compromiso.

Factores que afectan a la transferencia de oxígeno:

Ahora tenemos que dimensionar los equipos de aireación para nuestras condiciones de campo, ya que todos los valores anteriores son en condiciones estándar. Para ello, se introduce el coeficiente global de transferencia de oxígeno (K), que engloba los factores que afectan al coeficiente volumétrico de transferencia de oxígeno ($K_L a$):

$$K = \frac{\tau \cdot \alpha \cdot (\beta \cdot C_{sat \text{ agua potable}} \cdot \Omega - C_{O_2 LM})}{C_{sat \text{ 20}^\circ C}} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (3.130)$$

donde:

K = coeficiente global de transferencia de oxígeno, (s^{-1}).

τ = factor de corrección por temperatura en la diferencia de concentración de saturación de oxígeno en agua al variar la temperatura.

$$\tau = \frac{C_{sat\_T\_cw}}{C_{sat\_20\_cw}} \quad (3.131)$$

$C_{sat\_T\_cw}$ = Concentración de saturación de oxígeno disuelto en el agua potable a la temperatura de estudio ($kg \text{ O}_2 / m^3$).

$C_{sat\_20\_cw}$ = Concentración de saturación de oxígeno disuelto en el agua potable a $20^\circ C$ ($kg \text{ O}_2 / m^3$).

α = factor de corrección de la transferencia de oxígeno en el agua. Desde un punto de vista teórico, es el factor más difícil de analizar porque es el factor que más está influenciado por otras variables (tipo de sistema aireación, potencia aplicada (W/m^3), geometría del tanque, tamaño de la burbuja, SSLM del licor mezcla). Su valor puede oscilar entre 0,2 hasta 1.

Valor de α	Consultado
0,82 – 0,96	(METCALF&EDDY, 2000)
0,6 – 0,8	(Hernández, 2001)
0,2 - 1	(CEDEX, 2004)

Tabla 36: Valores de α según fuentes consultadas. Fuente: Elaboración Propia.

β = factor función de la salinidad del agua de proceso. Se puede calcular a partir de tablas que proporcionan los valores de saturación en función del contenido de cloruros. En aguas residuales suele tener valores entre 0,95 a 1.

$$\beta = \frac{C_{sat \text{ agua residual}}}{C_{sat \text{ agua potable}}} \quad (3.132)$$

Los valores de la concentración de saturación en agua potable ($C_{sat \text{ agua potable}}$) se pueden obtener de la tabla 34.

Ω = factor altitud del terreno. Relaciona la variación de la presión atmosférica con la altura. Esta relación se puede ajustar a una ecuación lineal en los primeros 1000 metros desde el nivel del mar, ya que después tenemos que la presión atmosférica tiene una ley exponencial como se puede ver en la figura 54.

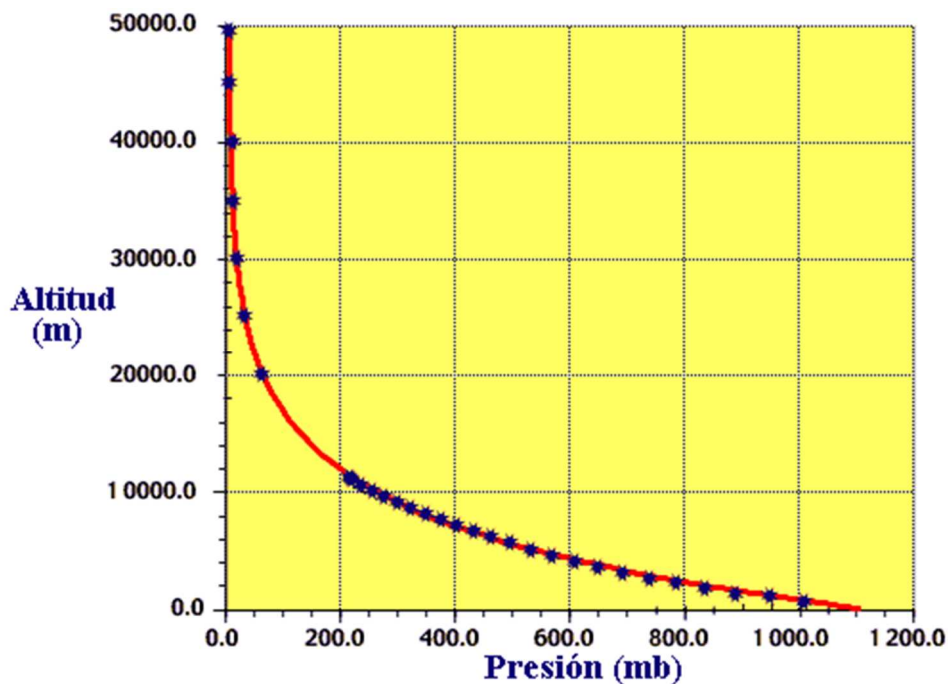


Figura 54: Variación de la presión atmosférica según la altura. Fuente: www.tiempo.com

La ecuación lineal, que presenta un error asumible ($<0,9\%$), es la siguiente:

$$\text{Ley presión (mm de Hg)} = (1 - 0,111 * h) * 760 \quad (3.133)$$

donde:

h = altura sobre el nivel del mar (en miles de m).

Con la ecuación 3.132 se puede tener la tabla 37.

Cota (m.s.n.m)	Ω
0	1
150	0,983
300	0,967
450	0,950
600	0,933
750	0,917
900	0,900
1050	0,883

Tabla 37: Valores de la ley de presión atmosférica. Fuente: Elaboración Propia.

C_{O_2LM} = Es el valor del oxígeno que hay que mantener en el reactor biológico para que se produzcan todas las reacciones. En este caso se va a coger un valor de 2 mg/l.

θ = factor de temperatura, está influenciado por el tipo de aireador, geometría del tanque y nivel de turbulencia. Sus valores varían entre 1,008 y 1,047, pero el valor típico y más utilizado es de 1,024.

$C_{sat\ 20^\circ C}$ = valor de la concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua de abastecimiento a 20°C y que se puede obtener directamente de la tabla 34.

Necesidades de oxígeno horarias:

Ahora para saber los kg O₂/h que hay que inyectar en nuestro reactor biológico en condiciones de campo, se debe aplicar la ecuación 3.134 y 135.

$$\begin{aligned}
 OTR_{pw} &= SOTR_{cw} \cdot K \cdot F \\
 &= SOTR_{cw} \cdot \frac{F \cdot \tau \cdot \alpha \cdot (\beta \cdot C_{sat\ agua\ potable} \cdot \Omega - C_{O_2LM})}{C_{sat\ 20^\circ C}} \cdot \theta^{(T-20)}
 \end{aligned} \quad (3.134)$$

$$\begin{aligned}
 OTE_{pw} &= SOTE_{cw} \cdot K \cdot F \\
 &= SOTE_{cw} \cdot \frac{F \cdot \tau \cdot \alpha \cdot (\beta \cdot C_{sat\ agua\ potable} \cdot \Omega - C_{O_2LM})}{C_{sat\ 20^\circ C}} \cdot \theta^{(T-20)}
 \end{aligned} \quad (3.135)$$

Donde OTE_{pw} = % transferencia de oxígeno al agua residual.

Para tener en cuenta la colmatación y el deterioro de un difusor, para ello se emplea el coeficiente F , que es indicativo de la influencia que ejerce la colmatación y el deterioro en las características de un difusor sobre el valor de SOTE del mismo, viene definido por la siguiente relación:

$$F = \frac{SOTE_{cw} \text{ en condiciones de servicio del difusor}}{SOTE_{cw} \text{ en estado nuevo}} \quad (3.136)$$

Se puede estimar el grado de colmatación comparando los valores de SOTE de los fabricantes (son conocidos), y los valores que están dando los difusores en funcionamiento también los podemos saber controlando el volumen de aire inyectado en un periodo de tiempo. No hay un valor concreto, si no para cada instalación se debe determinar y poner un límite a la colmatación, ya que como se ha comentado anteriormente es una instalación muy importante en cuanto a coste energético.

Pero como se ha explicado anteriormente, hay que tener en cuenta varios factores en la transferencia de oxígeno en el reactor biológico y ya solo nos faltaría el último coeficiente para poder calcular el aire real que hay que inyectar:

Este coeficiente corrector, es debido a que la inyección de aire en el reactor biológico tiene que ser un volumen mayor ya que este aire no contiene el 100% de pureza en oxígeno (Aproximadamente en condiciones normales, 1 m³ de aire contiene 277 g de O₂).

Finalmente, el caudal de aire a inyectar si conocemos el SOTE_{cw}:

$$Q_{aire} (N \cdot m^3/h) = \frac{\frac{Nec_{O_2}}{24} (kg O_2/h)}{0,277 \cdot OTE_{pw}} \quad (3.137)$$

➤ Diseño de difusores de burbuja fina.

Normalmente para el diseño de los difusores, el suministrador aportará las características más importantes (entre ellas los valores de SOTE_{pw}, caudales de diseño de cada difusor y el OTR_{pw}, etc.), para poder dimensionar los difusores que se van a instalar en el reactor biológico. En el caso de que aporte el SOTE, se podrá calcular aplicando la ecuación 3.137 y en el caso que se aporte el OTR, se podrá aplicar la ecuación 3.138. Se elegirá el valor mayor de nº de difusores que se obtengan aplicando las dos ecuaciones.

Por caudal:

$$N^{\circ} \text{ difusores} = \frac{Q_{\text{aire}} (N \cdot m^3 / \text{hora})}{Q_{\text{difusor}} (N \cdot m^3 / \text{hora})} \quad (3.138)$$

Por transferencia:

$$N^{\circ} \text{ difusores} = \frac{\frac{Nec O_2}{24} (kg O_2/h)}{Q_{\text{difusor}} \left(\frac{Nm^3}{h} \right) \cdot altura \text{ agua } (m) \cdot OTR_{pw} (kg \frac{O_2}{Nm^3 m})} \quad (3.139)$$

El siguiente paso será adoptar una densidad de difusores por m^2 , para poder configurar la superficie que se va a destinar a implantar estos difusores. Se suele adoptar entre 4 a 6 difusores por m^2 .

Generalmente, un aumento de la densidad de difusores provoca un aumento del valor de SOTE para el mismo flujo de aire por difusor, aunque en muchas ocasiones este aumento no es lineal si no es asintótico como en la figura 55.

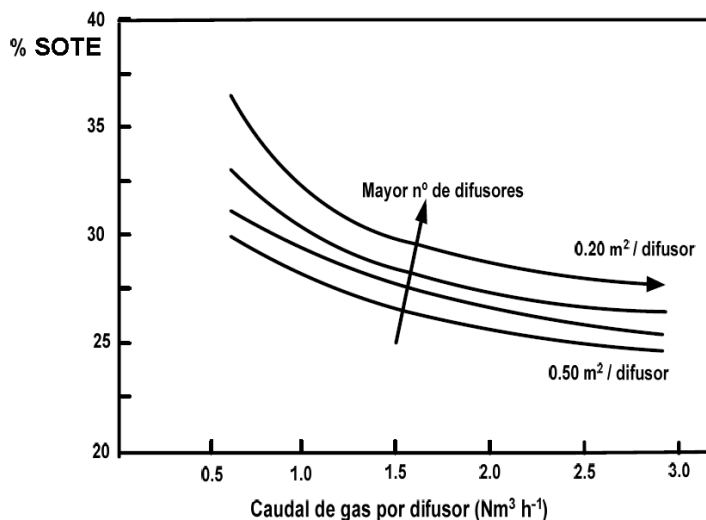


Figura 55: SOTE en función del caudal de aire del difusor para distintas densidades. Fuente: ESAMUR.

Existe una gran variedad de formas de distribuir los difusores a la hora de diseñar el sistema de aireación. La elección de la distribución de difusores más adecuada depende de una serie de factores relacionados con el mantenimiento, el grado de agitación, los costes de construcción, la geometría del equipo y la eficiencia en la transferencia de oxígeno. En la figura 56 se muestran las configuraciones de difusores más típicas.

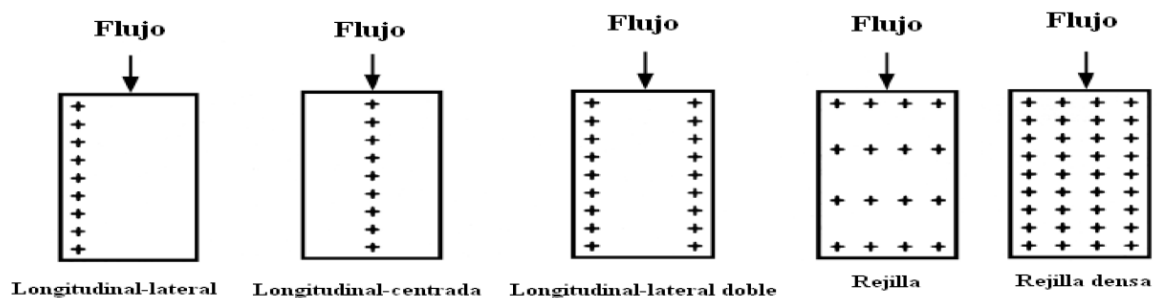


Figura 56: Disposiciones típicas de difusores en planta. Fuente: ESAMUR.

Las configuraciones de rejilla densa son las que dan valores de SOTE más elevados y las que menos, son las configuraciones longitudinales.

En las instalaciones de aireación por difusores de burbuja fina, es muy importante el mantenimiento que puede ser preventivo o correctivo.

El mantenimiento preventivo, lleva asociado la limpieza periódica aumentando el caudal de aire del difusor hasta su máximo (caudal máximo según fabricante) durante un periodo corto de tiempo. Mientras que el mantenimiento correctivo se realiza una limpieza con ácido fórmico (CH_2O_2), que es inyectado en periodos de 10 minutos con un máximo de 6 inyecciones. Con esto alargamos la vida útil de los difusores, ahorrando costes de reparaciones y sustituciones.

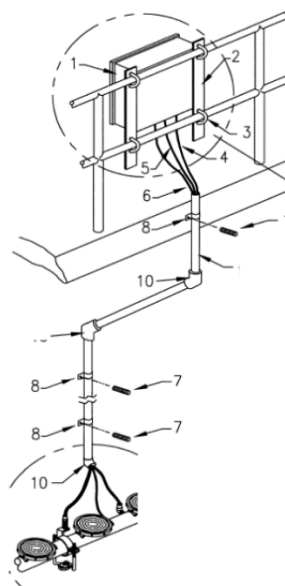


Figura 57: Esquema de una instalación de difusores de burbuja fina.

En la figura 57 aparece un esquema del montaje de un sistema de aireación para difusores de burbuja fina con una distribución en rejilla densa.



3.5 Decantación secundaria o clarificación.

Una vez que la materia orgánica ha sido suficientemente reducida, el licor mezcla se envía al decantador que es la última operación del tratamiento secundario, denominada decantación secundaria.

La función del decantador (también llamado clarificador) es separar los sólidos del licor mezcla (formado por biomasa, materia orgánica y sólidos) por acción de la gravedad, siendo éste el último paso en la producción de un efluente estable, clarificado, con bajo contenido en DBO y sólidos en suspensión.

Otra operación muy común que se realiza en el decantador es la recirculación de fangos al reactor biológico, para mantener en este último, una concentración estable del licor mezcla. El excedente (denominado fango en exceso) se extrae del sistema y se evacúa hacia el tratamiento de fangos (espesador) o hacia la arqueta de reparto del tratamiento biológico.

➤ Tipos de decantadores.

Los decantadores más comunes son los siguientes:

- Decantadores circulares de rasquetas.
- Decantadores circulares de succión.
- Decantadores rectangulares de rasquetas.
- Decantadores lamelares.

Nos vamos a centrar en decantadores circulares de rasquetas, que son los que se van a dimensionar en este TFM.

Decantadores circulares de rasquetas:

En nuestro caso, la decantación secundaria o clarificación, se va a realizar en dos decantadores circulares dotados de rasquetas que van suspendidas de un puente radial, arrastrando el fango hacia la zona central del decantador, desde donde dicho fango es recirculado mediante bombas sumergibles a la entrada del tratamiento biológico. Con esta recirculación se consigue concentrar los microorganismos hasta concentraciones elevadas (MLSS recirculación: 6000 mg/l).

La extracción de fango puede ir dirigida hacia el espesador (línea de fangos) o puede ser dirigida a la arqueta de recirculación de fangos del tratamiento biológico.

En la bibliografía se puede encontrar valores de dimensiones recomendables para decantadores circulares de rasquetas, donde se puede verificar que este tipo de decantadores se construyen con diámetros de hasta 60 m, si bien las dimensiones más comunes son entre 10 y 50 m (17.5 m de diámetro en este TFM). La pendiente de la solera, su valor se encuentra entre un 4% hasta un 10% y el calado normal en el borde se encuentra entre 3,0 y 4,0 m.

La entrada de agua al decantador es mediante una tubería, por el centro del decantador, la cual asciende verticalmente hasta el interior de una campana deflectora, cuya misión es la de evitar las fluctuaciones y turbulencias en el interior del decantador (véase figura 58).

Los dispositivos de entrada de agua al decantador deben disipar la energía del agua entrante, distribuir uniformemente el flujo (tanto en dirección vertical como horizontal) y favorecer el proceso de floculación. La mala distribución o la entrada del agua en el decantador a gran velocidad puede favorecer la resuspensión del fango sedimentado, provocando un rendimiento poco satisfactorio.

En los decantadores de alimentación central, que constituyen el diseño de uso más común, se disponen de campanas difusoras centrales, cuyo diámetro D_w está entre el 20 y el 30% del diámetro interior del tanque. La profundidad de la campana (h_5) debe ser tal que evite introducir turbulencias y la suspensión de los sólidos en el decantador, estimándose que su longitud debe ser aproximadamente 1/3 del calado (H_t) que suele tener valores desde 0,8 m hasta 2 m aproximadamente.

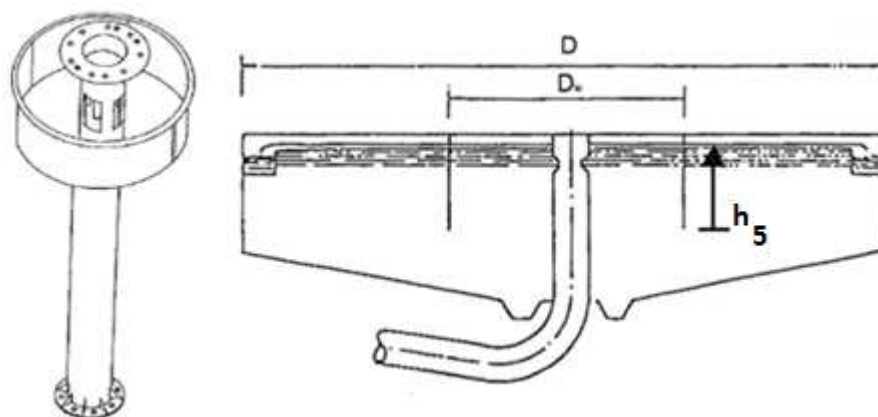


Figura 58: Izquierda, una campana difusora típica y a la derecha el esquema de la zona de entrada de un decantador circular con sus parámetros de diseño. Fuente: (ASCE/EWRI, 2010) y (CEDEX, 2004).

En algunas ocasiones en los decantadores de alimentación central, se incorpora un mecanismo floculador, consistente en una campana de mayor diámetro y profundidad, donde el flujo se somete a un proceso de floculación lenta mejorando su sedimentabilidad. Los diámetros usuales para estas zonas de alimentación / floculación oscilan entre un 30-35% el diámetro del decantador (figura 59).

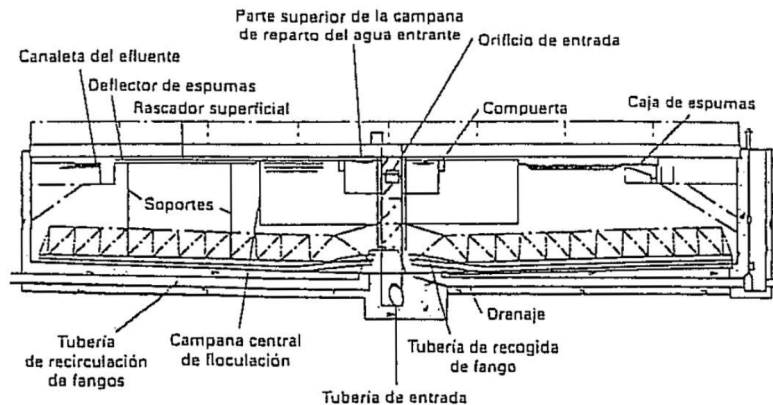


Figura 59: Decantador circular con zona central de floculación. Fuente: (CEDEX, 2004).

Otra parte importante del decantador es el sistema de barrido. En los decantadores circulares de raquetas es un sistema radial. Está montado sobre el puente del desarenador y es accionado por un motor. En el otro extremo está apoyado sobre una rueda motriz que se desplaza sobre la coronación del muro exterior del decantador. Los deflectores superficiales instalados van fijados rígidamente a la pasarela giratoria del puente desarenador y su misión es la dirigir los flotantes y las grasas hacia el canal perimetral de recogidas de grasas. Las rasquetas de fondo, estarán fijadas también al puente desarenador y su misión es conducir el fango decantado hacia el interior del decantador donde se ha proyectado una arqueta de recogida de fangos, que después será extraído por bombas sumergibles instaladas en el mismo puente del desarenador. Es recomendable que las rasquetas de fondo no formen una sola unidad y sean fácilmente desmontables y extraíbles, para ayudar a las tareas de mantenimiento. La velocidad máxima perimetral del puente desarenador no podrá superar los 120 m/h.

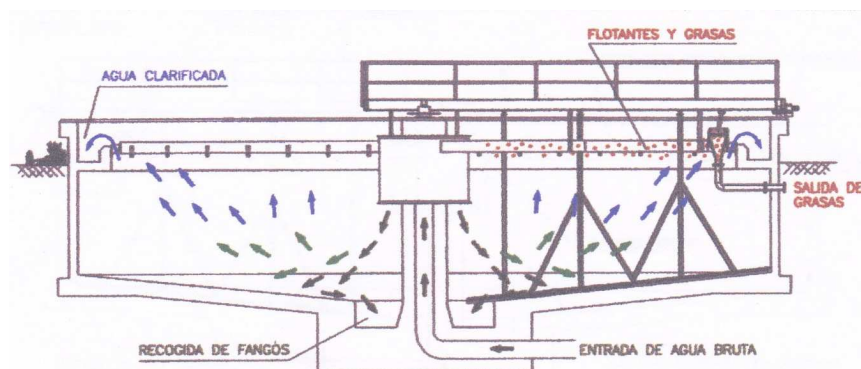


Figura 60: Esquema de un decantador circular por rasquetas. Fuente: www.hidrometalica.com

3.5.1 Parámetros de diseño de un decantador.

➤ Carga Superficial y Carga de sólidos.

Cuando se diseñan las instalaciones de decantación, sin que se hayan podido realizar los ensayos de sedimentación correspondientes, se suele recurrir para dimensionar los decantadores a dos parámetros que son, la carga superficial y la carga de sólidos, utilizando valores suficientemente contrastados por la experiencia en instalaciones reales.

Se define como carga superficial (C_{sup}), el volumen de agua que trata el decantador, por metro cuadrado de volumen y por unidad de tiempo (se expresa en $m^3/m^2 \cdot hora$). La carga superficial determina la superficie de decantación y está relacionada con el grado de sedimentación del fango a decantar.

$$S (m^2) = \frac{Q (m^3/h)}{C_{sup}(m^3/m^2 \cdot h)} \quad (3.140)$$

donde:

Q= caudal de diseño, (m^3/h)

La carga de sólidos ($C_{sólidos}$), se define como la masa de sólidos en suspensión que trata el decantador, por metro cuadrado y por unidad de tiempo (se expresa en kg de sólidos/ $m^2 \cdot hora$). En este caso, la superficie se calcularía mediante la siguiente expresión:

$$S (m^2) = \frac{\text{Sólidos a la entrada (kg SS/h)}}{C_{sólidos} (kg SS / m^2 \cdot h)} \quad (3.141)$$

Cuando la concentración de sólidos en suspensión en el reactor biológico es superior a 2,5 gr/l, la carga de sólidos es el parámetro que limita la superficie del decantador.

Para evitar que se sobrepasen los criterios de diseño establecidos en el afluente depurado se deberán dimensionar las cargas superficiales y las cargas de sólidos para las condiciones de caudal punta. En la tabla 38 se muestran los valores normalmente usados para el dimensionamiento del decantador.

Tipo de proceso	Carga superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)		Carga de sólidos $\text{kg.SS}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$	
	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Procesos de media carga	$\leq 0,8$	$\leq 1,5$	$\leq 2,5$	$\leq 4,5$
Procesos de baja carga	$\leq 0,5$	$\leq 0,9$	$\leq 1,8$	$\leq 3,2$

Tabla 38: Valores de Carga Superficial y Carga de Sólidos. Fuente: (CEDEX, 2004).

Los valores de la tabla 38, son valores contrastados por la experiencia, pero si además queremos comprobar la carga superficial del decantador por otro método, tendríamos la posibilidad de aplicar la norma alemana ATV- A131.

$$Carga\ superficial = \frac{C_{cv}}{VSF} \quad (3.142)$$

donde:

C_{cv} = Alimentación del volumen de fangos ($\text{l}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$). El valor máximo adoptar para decantadores de flujo horizontal es de $500 \text{ l}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ y para flujo vertical sería de $650 \text{ l}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

VSF = Volumen comparativo del fango (l/m^3).

$$VSF = IVF \cdot X_{MLSS} \quad (3.143)$$

donde:

X_{MLSS} = Concentración de Sólidos en suspensión en el licor mezcla del reactor biológico.

$IVF=IVL$ = Índice Volumétrico de fangos o Índice de Mohlman, ecuación 3.90 (ml/g). Sus valores se encuentran en la tabla 25 de este TFM.

➤ Obtención de la altura útil en un decantador.

El siguiente parámetro para dimensionar un decantador, es la profundidad de agua desde la cota de vertedero hasta la base del muro. La profundidad es un factor que afecta a la eficiencia en la eliminación de sólidos y en la concentración del fango de recirculación.

En los últimos años, la tendencia ha sido aumentar la profundidad del decantador para mejorar el rendimiento global de la instalación. Los tanques de mayor profundidad presentan una mayor flexibilidad de explotación y un mayor margen de seguridad frente a cambios o problemas en el proceso de fangos activados. Para determinar la profundidad del decantador se tienen valores típicos que se pueden consultar en la literatura y que se muestran en figura 61:

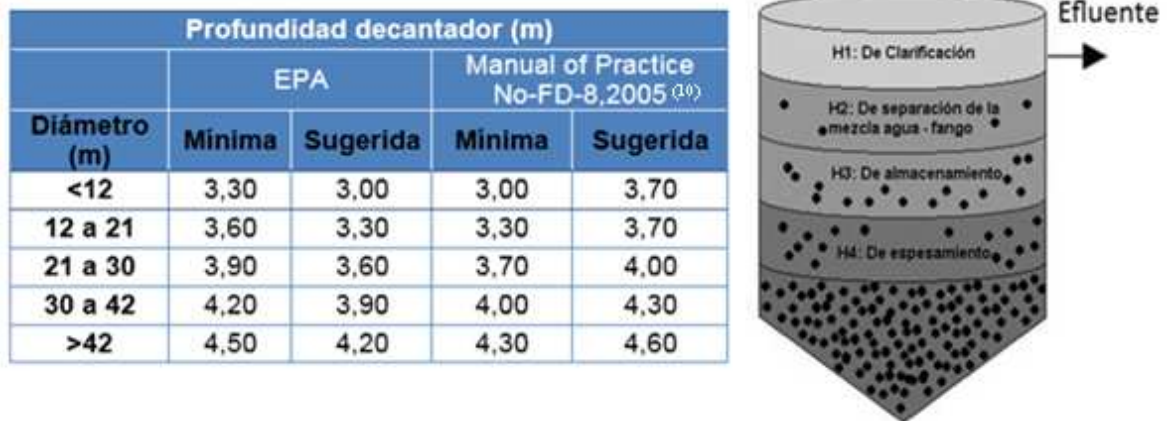


Figura 61: Profundidades de decantadores en función del diámetro y distintas zonas funcionales en el interior de un decantador según la norma ATV-A131. Fuente: Elaboración propia y (CEDEX, 2004).

La profundidad debe ser suficiente para permitir al menos cuatro zonas funcionales, según la figura 61 que cumple con la norma ATV-A131:

- Zona de clarificación (H1): Permite la salida de un efluente sin sólidos.
- Zona de separación de la mezcla agua-fango (H2): Absorbe las fluctuaciones normales del lecho de fango.
- Zona de almacenamiento (H3): considera este volumen del decantador como un volumen de almacenamiento (norma ATV-A131)).
- Zona de espesamiento y barrido (H4): Zona donde se consigue una concentración suficiente de fango.

Para las diferentes zonas se han propuesto las siguientes ecuaciones para realizar su dimensionamiento:

- Zona H1, se tiene que cumplir que $H1 \geq 0,50$ m. Se coge un valor de 0,5m.
- Zona H2, se determina su espesor de esta zona bajo la condición de proveer un tiempo de retención de 5 horas, mediante la siguiente ecuación:

$$H_2 = \frac{0,5 \cdot qA \cdot (1 + RV)}{1 - \left(\frac{CSV}{1000}\right)} \quad (3.144)$$

¹⁰: Clarifier Design. Manual of Practice No. FD-8, 2005. Water Environment Federation

donde:

$qA = qSV/CSV$ (m/h), carga superficial detallada en la ec. 3.136.

qSV = carga volumétrica de fangos a no sobrepasar ($\leq 0,45 - 0.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, para efluente $\leq 20 \text{ mg/l}$).

$CSV = MLSS \cdot IVL$, el volumen comparativo de fangos.

RV = porcentaje de recirculación, (%).

- Zona H3, se determina el espesor de esta zona bajo la condición de proveer un tiempo de acumulación de lodos de 1,5 horas a una concentración de 500 l/m^3 , mediante la siguiente ecuación:

$$H_3 = \frac{(1,5 \cdot 0,3) \cdot qSV \cdot (1 + RV)}{500} \quad (3.145)$$

- Zona H4, se determina la altura útil de esta zona considerando que el lodo no debe permanecer bajo estas condiciones durante un tiempo mayor a t_e (tiempo de espesamiento). Se recomienda que el tiempo de espesamiento sea un valor de 0,5 hasta 2 horas y se calcula esta zona mediante la siguiente ecuación:

$$H_4 = \frac{qSV \cdot (1 + RV) \cdot t_e}{DSTF} \quad (3.146)$$

$DSTF$ = concentración de sólidos en el fondo del decantador (g/l). Los valores de $DSTF$ oscilan para en el caso de rasquetas (7-8 g/l) y para sistemas de succión (5-7 g/l).

t_e = tiempo de espesamiento (h) para obtener una concentración de sólidos $DSTF$.

$$t_e = \left(\frac{DSTF \cdot IVF}{1.000} \right)^3 \quad (3.147)$$

Finalmente el calado del decantador (H_t) será la suma de todas las zonas.

$$H_t = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

La norma AVT-A131 indica que se debe garantizar este valor (H_t) a 2/3 del radio del decantador.

➤ Ubicación y Carga sobre los vertederos.

Para poder dimensionar la ubicación de los vertederos del decantador, hay que tener en cuenta el fenómeno de las corrientes de densidad que se producen cuando los flujos de agua entrantes en el decantador tienden a fluir por el fondo del mismo hasta alcanzar un punto en el que se igualan las densidades, momento a partir del cual se distribuyen horizontalmente.

Cuando en un decantador secundario se producen estas corrientes de densidad, el fluido que entra en el decantador fluye a lo largo de la parte inferior de este hasta que se encuentra con la pared, ascendiendo y produciéndose la descarga por los vertederos, especialmente, si éstos se hallan situados en el extremo del decantador.

En el caso de decantadores de grandes diámetros se verifica que la ubicación óptima de los vertederos para la obtención de un efluente bien clarificado, se sitúa entre las 2/3 y las 3/4 partes del radio medido desde el centro. Para decantadores de dimensiones pequeñas y medianas, cuando las cargas superficiales y sobre vertedero son bajas, la ubicación de éste, afecta en menor medida a los rendimientos de decantación, si bien se recomienda la disposición de un deflector horizontal para desviar las corrientes de densidad hacia el centro del tanque y alejarlos del vertedero.

En el diseño de decantadores es práctica habitual como variable de diseño la carga sobre vertedero, cuyos valores por metro de vertedero pueden estimarse entre 4 y 6 ($\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{h}$) a Q medio y desde 8 a 12 ($\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{h}$) a Q máximo.

El vertido del agua clarificada se realiza por vertederos perimetrales, dentados o triangulares (vertedero thompson) con objeto de minimizar las turbulencias (evitando el arrastre de sedimentos) y atenuar las variaciones de nivel para los diferentes caudales. Para evitar la recogida de espumas y sobrenadantes, se suele disponer de una pantalla deflectora.

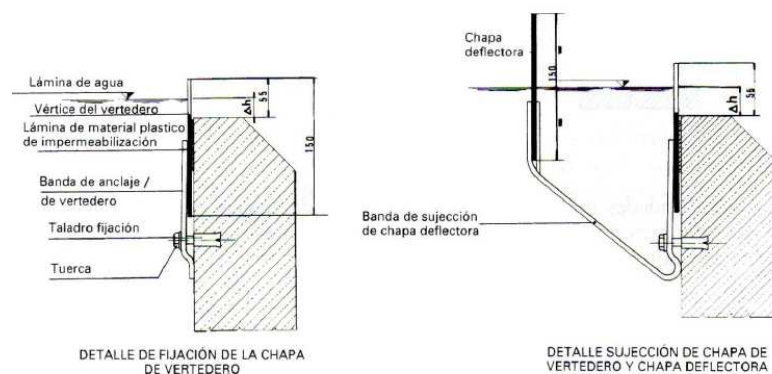


Figura 62: Detalles de las chapas de vertedero y deflectoras de un decantador. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

Para obtener las dimensiones y el número de dientes que necesita el vertedero perimetral triangular de pared delgada (tipo thompson) para desaguar el caudal de diseño, se va a proceder a realizar la siguiente demostración a partir de la figura 63.

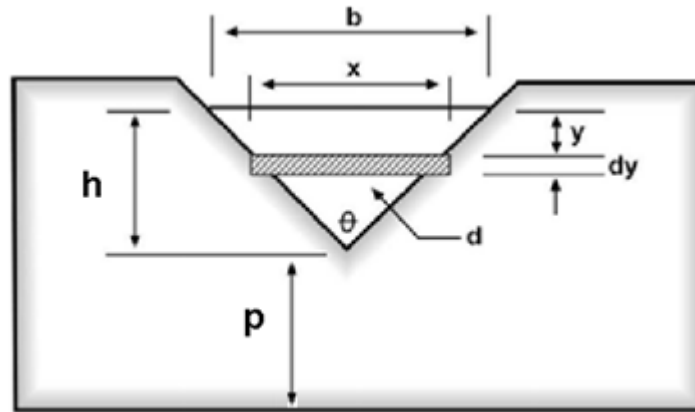


Figura 63: Vertedero triangular de pared delgada. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

El caudal teórico, a través de un elemento diferencial de área de espesor dy mostrado en la figura 63, es calculado mediante:

$$dQ = V \cdot x \cdot dy$$

Por semejanza de triángulos:

$$\frac{x}{b} = \frac{h - y}{h} \quad b = 2h \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$Q_{teórico} = 2 \cdot \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} \cdot \int_0^H (H - h) y^2 dy \quad (3.148)$$

Resolviendo la integral obtenemos:

$$Q_{teórico} = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} h^{5/2} \quad (3.149)$$

donde:

$Q_{teórico}$ = caudal de diseño, (m³/s)

h = calado de agua sobre el vertice del vertedero, (m)

θ=ángulo de abertura del diente del vertedero, (grados).

Tomando en cuenta la contracción lateral y la tensión superficial, el caudal teórico se reduce en cierta medida, por lo que se estima un coeficiente de descarga C_q para así obtener el caudal real aliviado por el vertedero:

$$Q_{real} = C_q \cdot Q_{teórico} = C_q \cdot \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} h^{5/2} \quad (3.150)$$

C_q = Coeficiente de descarga, válido para temperaturas de las aguas entre 5 y 30°C . Este coeficiente es función del calado sobre el vertedero (h) y de la altura del vértice al plano de la base del canal de descarga (p) y del ancho del canal aguas arriba del vertedero (B). Se va a coger un valor de $C_q = 0,601$, ya que no se va a tener en cuenta el parámetro (p) por su excasa incidencia y se va a considerar que las velocidades de aproximación son tan pequeñas ($< 0,30$ m/s) que podemos utilizar la siguiente ecuación para $\theta = 90^\circ$.

$$Q = 1,42 \cdot h^{5/2} \quad (3.151)$$

donde:

Q = caudal de entrada en el decantador, (m³/s).

h = calado sobre el vertedero, (m).

Para el dimensionamiento del vertedero triangular perimetral, se va a calcular su longitud total para el caudal máximo de entrada. Para ello se va a utilizar los siguientes parámetros de la siguiente figura 64:

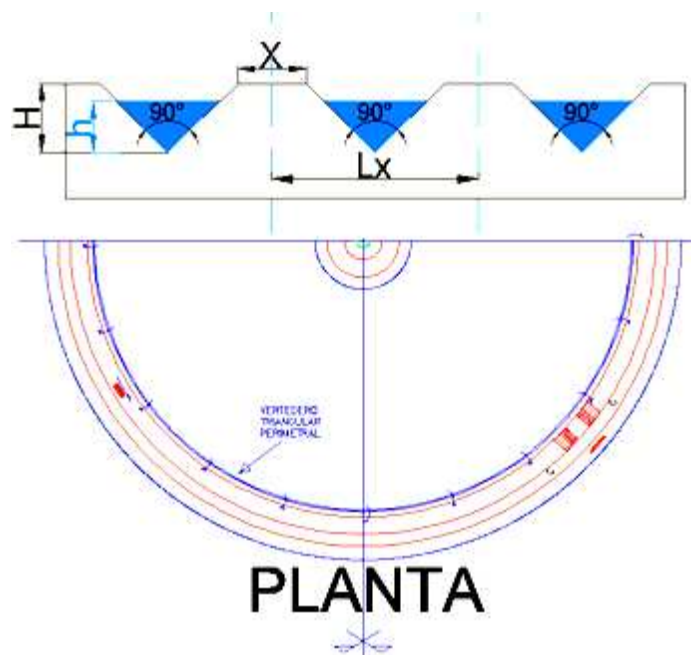


Figura 64: Representación en planta y alzado del vertedero del decantador. Fuente: Elaboración Propia.

donde:

X = longitud horizontal de la parte superior del vertedero, (m).

H = altura desde el vertice hasta el borde superior. Se tiene que cumplir siempre que $H > h$ para evitar tener desbordamientos incontrolados, (m).

h = calado de cálculo del decantador, (m).

L_x = longitud entre los distintos vertederos triangulares, (m).

A continuación se muestran los valores obtenidos para nuestro decantador secundario en la tabla 40.

Parámetros	Unidades
Longitud total vertedero (L_{ext})	50,27 m
X	0,50 m
H	0,15 m
Nº de vertederos (dientes)	62 uds
h_{Qmax}	5,08 cm
h_{Qmed}	3,84 cm

Tabla 39: Dimensiones y calado en el vertedero tipo Thompson. Fuente: Elaboración Propia.

En decantadores mayores de 25 m de diámetro es recomendable poner un canal interior con dos vertederos perimetrales para tener más capacidad de desagüe.

➤ Eliminación de flotantes en el decantador.

Para poder eliminar las espumas y flotantes que se producen en el decantador secundario, es recomendable la instalación de mecanismos para ello. Los equipos de recogida de espumas en el decantador será un barredor superficial con un sistema de retirada de espuma mediante caja sumergida.

Los resultados obtenidos en el dimensionamiento de nuestro decantador se muestran en la tabla 40:

Parámetros	Unidades
Longitud del vertido	1,40 m
Caudal evacuado	9,07 m ³ /h
Tiempo entre purgas por decantador	1,81 h
Volumen total purgado	24,46 m ³ /d

Tabla 40: Parámetros de diseño para los equipos de recogida de flotantes. Fuente: Elaboración Propia.

➤ Control del caudal a la salida del decantador secundario.

Para controlar el caudal de salida del tratamiento secundario y el de entrada al tratamiento terciario, se va instalar en la tubería de 400 mm, un caudalímetro electromagnético de 250 mm de diámetro, con la misma estructura que el instalado a la salida del pretratamiento.

3.6 Tratamiento Terciario.

Se ha proyectado un tratamiento terciario para esta E.D.A.R.U debido a que el destino último del agua es para agricultura. Este uso requiere un grado de tratamiento mayor que el que puede aportar el proceso secundario. Por este motivo es necesario un tratamiento de afino mediante los procesos de filtración y desinfección.

Los diferentes tratamientos empleados en el tratamiento terciario van a permitir reducciones importantes tanto en los sólidos en suspensión (90%), en la DBO₅ (entre un 90% a un 95%) y grandes reducciones en la eliminación de contaminantes (microorganismos patógenos, tóxicos y tensoactivos) con el fin último de cumplir con la calidad del efluente exigida por la legislación actual.

En este TFM, el tratamiento terciario estará formado por un proceso de filtración, que se realizará por medio de un filtro rápido de arena por gravedad. Un proceso de desinfección que se llevará a cabo mediante un canal de rayos ultravioletas y un laberinto de cloración que será usado para casos donde la desinfección por ultravioletas no se haya podido completar satisfactoriamente, por lo que será un estructura de seguridad para garantizar la calidad del efluente.

3.6.1 Filtración en medio granular – Filtro de arena.

La filtración es un procedimiento en el que se hace pasar un fluido el cual contiene partículas sólidas, a través de un medio poroso (llamado filtro). Este medio poroso retiene los sólidos y deja pasar el fluido, completandose el proceso de filtración.

Los fenómenos físicos de un líquido a través de un medio poroso se rigen por la ley de Darcy. Esta ley indica que la velocidad de filtración (V_f) es proporcional a la pérdida de carga (ΔH) y a un coeficiente de permeabilidad (k) e inversamente proporcional al espesor de la capa filtrante (L). A continuación se desarrolla la ecuación de Darcy y se muestra un croquis de las variables que forman la ecuación de Darcy.

$$V_f = k \cdot \frac{\Delta h}{L} = k \cdot \frac{H_2 - H_1}{L} \quad (3.152)$$

donde:

V_f = velocidad de filtración, ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{s}$).

k = coeficiente de permeabilidad, (m/s)

Δh = pérdida de carga, (m)

L = espesor del medio filtrante, (m)

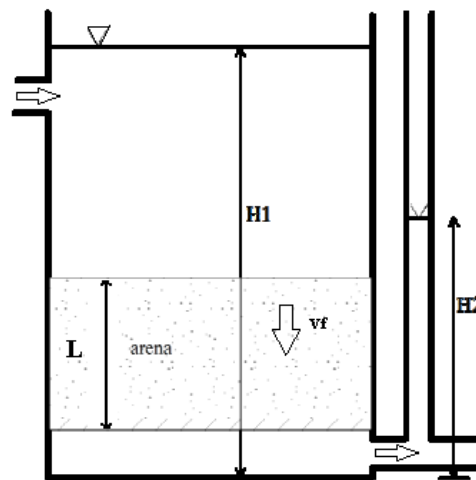


Figura 65: Representación gráfica de las variables que intervienen en la ecuación de Darcy. Fuente: Elaboración Propia.

La filtración mayormente se emplea para la eliminación de sólidos en suspensión en los efluentes. Además tiene la posibilidad de eliminar el fósforo mediante su precipitación por adición de productos químicos.

La eficacia del filtrado depende del tamaño de la arena que, a su vez, determina el tamaño de los poros entre las partículas. Se estima que el filtro de arena deja pasar las partículas cuyo tamaño es la décima parte del diámetro efectivo de la arena.

➤ Mecanismos de eliminación de las partículas.

Los mecanismos actuantes en el seno de un filtro de medio granular que contribuyen a la eliminación de la materia en suspensión son:

- Retención
- Sedimentación
- Impacto
- Intercepción



- Difusión
- Absorción química y física.
- Floculación.
- Crecimiento biológico.

Se puede identificar que los más importantes son los cinco primeros, aunque también probablemente existan otros mecanismos que pueden quedar enmascarados por el mecanismo de retención.

Retención: Puede ser por retención mecánica o por contacto aleatorio, normalmente las partículas de tamaño mayor son retenidas mecánicamente y las de menor tamaño que los poros del medio filtrante pueden quedar atrapadas dentro del filtro por contacto aleatorio. La retención actúa sólo en las capas más superficiales del lecho del filtro y con partículas relativamente fuertes capaces de resistir los esfuerzos cortantes producidos por el flujo.

Sedimentación: En 1904, (Hazen) sugirió que la retención de partículas menores que el tamaño de los poros podía deberse al fenómeno de sedimentación en la superficie de los granos del lecho filtrante. Esta superficie fue calculada por Hazen para arena seca de 0,35 mm de diámetro, y para un volumen de 1 m³, esta arena presentaba un área superficial de 8.000 m². Pero no toda esta área puede recibir sedimentos, ya que existen zonas de contacto entre granos, zonas no accesibles y por tanto la superficie aprovechable se estimó en un 5,56% del total, lo que equivale a unos 444 m² por m³. Aún cometiendo suponiendo que se con estas cifras se esta cometiendo un error grande, es indudable que el medio filtrante ofrece una enorme área, donde los sólidos suspendidos pueden quedar depositados por sedimentación. La sedimentación solo se puede dar en partículas cuyo peso es significativo y se desvian de la trayectoria de las líneas de corriente del flujo.

Intercepción: El proceso de intercepción se suele dar en varios pasos. El primero es cuando los restos de partículas se desvian de las trayectorias y se adhieren formando una película en la cara exterior del grano. Esta película va creciendo con el tiempo, provocando que la velocidad del flujo intersticial aumente al disminuir el tamaño de paso entre los granos. Debido a la filtración, puede ocurrir que pequeños segmentos de la película se rompan y sean retenidos más abajo por otros granos menos recubiertos. Este proceso de arrastre de la película se hace cada vez mayor provocando el efecto de colmatación del medio filtrante.

Impacto inercial: Cuando la velocidad del flujo es relativamente alta, las partículas grandes, por efectos inerciales producen que su la trayectoria sea

distinta a la líneas de flujo. Esto provoca que las líneas de flujo se curven, las partículas choquen con el grano del material filtrante quedando adheridas a él.

Difusión: Las partículas pequeñas, debido al movimiento browniano, existe la tendencia a difundirse desde las áreas de mayor concentración a las áreas de menor concentración. Hay que tener en cuenta que la mayoría de las partículas que llegan al filtro, son menores de 10μ .

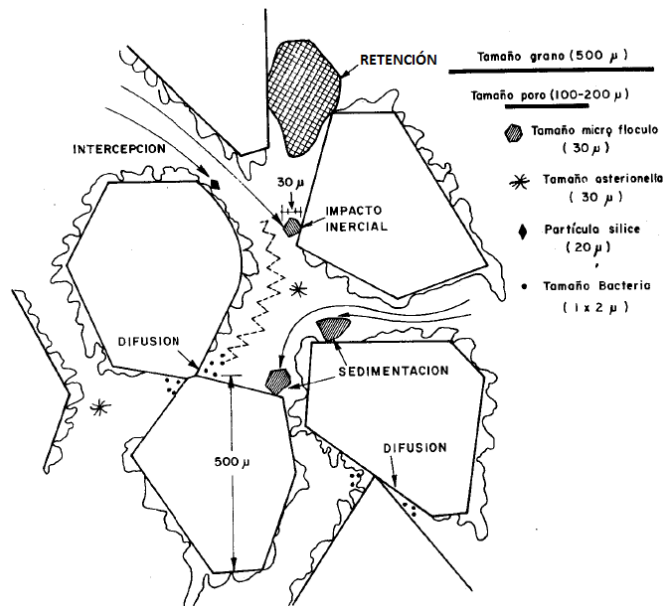


Figura 66: Eliminación de la materia en suspensión en un filtro granular: (a) por retención; (b) por sedimentación; (c) impacto inercial; (d) por intercepción; (e) por difusión. Fuente: <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan/002320/002320.htm>

➤ Variables del proceso de filtración.

Los variables más importantes que controlan el proceso de filtración son:

Características del agua a filtrar:

Las características del agua a filtrar más importantes son la concentración de sólidos en suspensión, su tamaño y la consistencia de los flóculos. La concentración de sólidos en suspensión en el efluente de plantas de fangos activados varía entre 6 y 30 mg/l. Este parámetro es el más importante para el control práctico del proceso de filtrado. Se ha comprobado que existe una correlación entre la concentración de sólidos en suspensión y los valores de turbidez que es la siguiente:

$$SS \left(\frac{mg}{l} \right) = 2,3 * Turbiedad (NTU) \quad (3.153)$$

Características físicas del medio filtrante:

Un material filtrante se caracteriza generalmente por los siguientes factores:

- Granulometría: Se caracteriza por una curva representativa de los porcentajes en peso de los granos que pasan a través de las mallas de una sucesión de tamices normalizados.
- Talla efectiva: Corresponde al porcentaje del 10% de la curva anterior y determina, en gran parte, la calidad del filtrado, juntamente con los dos factores siguientes.
- Coeficiente de uniformidad: El coeficiente de uniformidad (C_u) fue definido por Terzaghi y Peck (1925), se utiliza para evaluar la uniformidad del tamaño de las partículas de un suelo. Se expresa como la relación entre D_{60} y D_{10} , siendo:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.154)$$

D_{60} = es el tamaño de partícula para el cual el 60% en peso del suelo es menor que él.

D_{10} = es el tamaño de partícula para el cual el 10% en peso del suelo es menor que él.

Si las partículas tienen tamaños muy similares, el valor del coeficiente de uniformidad será muy pequeño y viceversa.

- Forma de los granos: angulosos (material triturado de cantera) o redondos (arena de río y de mar).
- Friabilidad: mediante el ensayo correspondiente, puede elegirse los materiales utilizables en filtración, sin peligro de que se produzca finos en las operaciones de lavado.
- Pérdida por ataque con ácido: es evidente que no puede tolerarse una pérdida importante por ataque con ácido, ya que el agua puede contener gas carbónico agresivo.



Naturaleza del medio poroso:

La arena silíceo ha sido el primero de los materiales utilizados en la filtración y continúa actualmente siendo el material de base en la mayor parte de los filtros instalados en las E.D.A.R.U.s que se han construido recientemente. Puede sustituirse por antracita o mármol, cuando se quiera evitar toda traza sílice en tratamientos industriales o si es más fácil su suministro. Lo que es interesante es utilizar materiales de gran superficie específica, como esquistos expansionados, Biolita, puzólana, etc. En los filtros multicapas puede combinarse la arena con antracita, granate, pizarra más o menos porosa, etc, siempre que sea pequeña la friabilidad de estos materiales, así como su pérdida por ataque con ácido.

Granulometría y alturas de material de los filtros multicapa:

La característica más importante física del medio filtrante es el tamaño del grano que afecta tanto a la pérdida de carga en la circulación del agua a través del filtro como a la tasa de variación de dicho aumento durante el ciclo de filtrado. Si el tamaño de grano efectivo del medio filtrante es demasiado pequeño, la mayor parte de la fuerza actuante se empleará para vencer la resistencia de fricción provocada por el lecho filtrante, mientras que si el tamaño efectivo es demasiado grande, muchas de las partículas de menor tamaño presentes en el agua a filtrar pasarán directamente a través del filtro sin ser eliminadas.

Cuando se empezaron a utilizar los filtros multicapa, se daba gran importancia a la separación neta de las capas entre sí. Una cierta interpenetración de las capas, que normalmente es difícil de evitar, no tiene excesiva importancia; por el contrario, conviene que cada capa tenga un coeficiente de uniformidad tan pequeño como sea posible (1,5 como máximo) para evitar que la clasificación hidráulica debida al lavado haga que, en la superficie, se concentren granos muy finos. En los filtros multicapa se debe ir a granulometrias continuas y uniformes.

Las tallas efectivas de los materiales de las dos o tres capas de un filtro multicapa deben tener una cierta relación, que depende de la naturaleza y de la granulometría de las partículas que han de retenerse, de los granos de material filtrante y de las características del lavado.

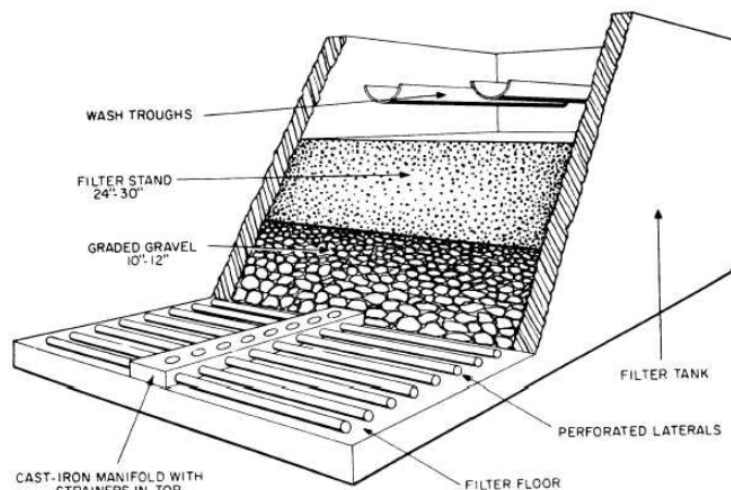


Figura 67: Representación de un filtro multicapa. Fuente: http://constructionmanuals.tpub.com/14259/img/14259_133_5.jpg

En los filtros multicapa, como el de la figura 67, donde la dirección del flujo es descendente, las capas superiores estarán formadas por arena cuya talla efectiva está comprendida normalmente entre 0,4 y 0,8 mm, y las capas inferiores formadas por antracita o lava volcánica varía entre 0,8 y 2,5 mm.

Otro parámetro muy importante en los filtros multicapa es la velocidad de filtración porque afecta a la superficie necesaria del filtro. Esta dependerá de la consistencia de los flóculos y el tamaño medio de grano del lecho filtrante (tal como se puede ver en la tabla 41, la relación entre tamaño de la partícula filtrante y la velocidad de filtración del filtro).

El diámetro del tanque está en relación directa con el caudal de agua que se desea filtrar, utilizándose como referencia tasas de filtraje entre 10 y 15 l/s/m² de superficie filtrante.

En la siguiente tabla se puede obtener valores muy representativos de la velocidad y caudal de filtrado para distintos tipos de arena en función de su granulometría.

Arena	Tamaño (mm)	Caudal (m ³ /m ² /hora)	Velocidad (m/h)
Fina	0,4-0,8	25-50	25-50
Media	0,8-1,5	50-70	50-70
Gruesa	1,5-3,0	70-90	70-90

Tabla 41: Capacidad de filtrado por granulometría. Fuente: Manual depuración pequeñas poblaciones. CEDEX, 2010.

Una primera aproximación, es que a igualdad de condiciones, la altura total de las capas de un filtro multicapa representa aproximadamente un 70% de la altura correspondiente a la de un filtro constituido por una única capa de un material homogéneo. Para obtener el máximo rendimiento de un filtro multicapa (en este caso de 2 capas), debe preverse un 1/3 de arena y 2/3 de antracita o de otro material similar.

Se puede estimar que para filtros rectangulares un 1 m² de superficie filtrante equivale a tener un filtro cilíndrico de 1,13 m. de diámetro

➤ Hidráulica de la filtración.

El comportamiento hidráulico dentro del filtro de arena es importante estudiarlo y comprenderlo porque el objetivo es conocer la altura de agua necesaria para garantizar que la velocidad de filtración (V_f) se encuentre dentro de los siguientes valores:

$$0.1 \text{ m/h} \leq \text{Velocidad de filtración} \leq 0.4 \text{ m/h} \quad (3.155)$$

Para que se cumplan estas velocidades se requiere estimar la columna de agua necesaria para vencer la resistencia que ofrece el lecho filtrante y a la vez controlar la velocidad del flujo en el medio poroso. Si se considera que el agua va a seguir un régimen laminar en su filtración y se va mantener una presión constante de agua de entrada se puede utilizar la ley de Darcy aplicada para un filtro, con la siguiente forma:

$$(H_1 - H_2) = \frac{V_f}{k} \cdot L \quad (3.156)$$

Estos parámetros, se han descrito en la ecuación 3.152.

A medida que pase el tiempo, la velocidad de filtración va a disminuir debido a la acumulación de partículas en la arena, disminuyendo el valor de la permeabilidad. Por este motivo es más que recomendable asegurar una altura de agua bruta constante encima del lecho de arena (es decir $H_1 = \text{cte}$) y controlar la velocidad de filtración en la salida del agua tratada (H_2 variable).

De esta forma se podrá saber cuándo la permeabilidad del filtro es muy baja (filtro colmatado), y cuando se debe efectuar la limpieza del lecho filtrante. Se debe poner un mínimo para el valor de k .

La conductividad hidráulica de arenas o sedimentos arenosos puede ser estimada a partir de una curva granulométrica o de distribución de tamaños.

Una serie de métodos han sido desarrollados a partir de esta idea. El método de Hazen puede ser utilizado en el caso de arenas cuyo diámetro efectivo (d_{10}) se encuentre entre 0.1 y 3 mm y con un coeficiente de uniformidad (C_u) < 5.

La aproximación de Hazen (1911) es:

$$k = C \cdot (d_{10})^2 \quad (3.157)$$

Donde, k se expresa en cm/s, d_{10} en cm, y C es un coeficiente empírico que se describe a continuación:

$$C = 70 + \frac{3 \cdot T}{86,4} \quad (3.158)$$

Siendo T , la temperatura en °C.

Tipo de material	Valores de C
Arena muy fina, mal distribuida	40 - 80
Arena fina, con gran cantidad de material fino	40 - 80
Arena media, bien distribuida	80 - 120
Arena gruesa, mal distribuida	80 - 120
Arena gruesa, bien distribuida, limpia	120 - 150

Tabla 42: Valores del coeficiente empírico C . Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013).

➤ Pérdidas de carga en el filtro de arena.

Las pérdidas de carga en el filtro de arena se van a calcular según las ecuaciones de Rose:

$$h = \frac{1,067}{\phi} C_d \frac{1}{\alpha^4} \frac{L}{d} \frac{V_s^2}{g} \quad (3.159)$$

$$h_s = \frac{1,067}{\phi} \frac{L \cdot V_s^2}{\alpha^4 g} \sum C_d \cdot \frac{p}{d_g} \quad (3.160)$$

$$C_d = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} \quad (3.161)$$



donde:

h = pérdida de carga para un filtro con una capa filtrante, (m).

h_s = pérdida de carga para un filtro multicapa, (m).

ϕ = Factor de forma de las partículas (1 es para esferas, 0,82 para arena redondeada, 0,75 para arena normal, 0,73 para material de machaque y arena angulosa).

C_d = Coeficiente de rozamiento. Visto en la ecuación 3.7 donde se obtiene su valor para régimen laminar.

α = Porosidad.

g = aceleración de la gravedad, se toma el valor de 9.81 m/s².

d = Diámetro medio del grano, (m).

V_s = Velocidad ascensional, (m³/m²/h).

p = Fracción de partículas (en masa) retenidas entre dos tamices consecutivos.

d_g = Diámetro medio entre los tamaños de tamiz d_1 y d_2 ($d_g = \sqrt{d_1 d_2}$), (m).

N_R = Número de Reynolds.

➤ Sentido de la filtración y proceso de lavado del filtro.

Para este TFM, el filtro de arena proyectado tiene un sentido de filtración de arriba hacia abajo sobre un lecho multicapa (2 capas). Este tipo de filtro está basado en una idea muy antigua y patentada por Smith Cuchet y Monfort (1880), que consiste en obtener una penetración de las impurezas en toda la masa de la capa superior de granulometría gruesa, mientras que la capa inferior sirve de lavado y seguridad.

Proceso de lavado:

El lavado es una operación muy importante ya que si es insuficiente, lleva consigo el atascamiento permanente de ciertas zonas, dejando un paso reducido al agua, provocando que la pérdida de carga crezca rápidamente y la filtración se efectúa localmente con una mayor rapidez pero con una menor eficacia.

Se debe comprobar el cumplimiento de las siguientes ecuaciones:

$$v_{lavado} > v_{sedimentación} = \left(\frac{4d}{3} \cdot \frac{g}{C_d} \cdot \frac{\rho_d - \rho}{\rho} \right)^{1/2} \quad (3.162)$$

donde:

$V_{sedimentación}$ = es la ley de Newton para la sedimentación de una partícula en un fluido, (véase ec. 3.10).

El lavado provocará una fluidificación y con ello una expansión del lecho:

$$\frac{L_E}{L_F} = \frac{1 - \eta_F}{1 - \eta_E} \quad (3.163)$$

donde:

L = espesor del lecho filtrante,(m).

η = porosidad en % calculada usando métodos empíricos.

Subíndices E,F = expandido y comprimido.

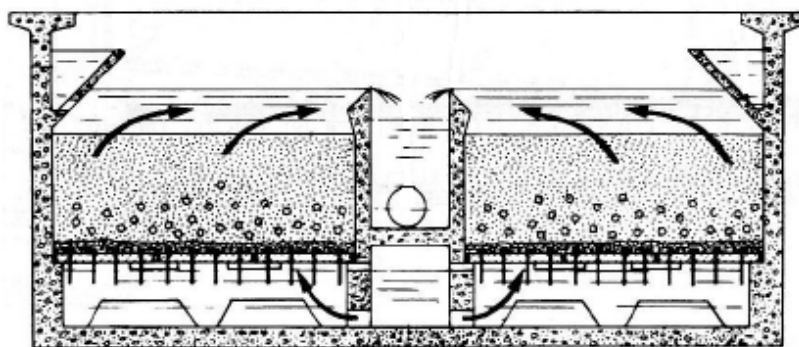


Figura 68: Filtro AQUAZUR tipo V, fase lavado aire-agua con barrido de superficie. DEGREMONT Manual técnico del agua 4ª ed. Bilbao.

En el lecho filtrante pueden desarrollarse microorganismos perjudiciales para la calidad del agua. Se puede lavar el filtro utilizando agua solamente, agua y aire simultáneamente o sucesivamente. En este TFM el proceso de lavado del filtro de arena se va realizar mediante la combinación de aire y agua.

Para introducir el aire se recurrirá a la instalación de soplantes de aire con un caudal unitario de 2.503 Nm³/h y una potencia de 68,14 kW (datos obtenidos de los calculos justificativos).

El equipo de lavado debe incluir un control de niveles para el lavado, así como aparatos de control y regulación del caudal de aire y de agua. Las arquetas de recogida de agua de lavado deben diseñarse para poder contener todo el volumen de agua de los filtros instalados en la E.D.A.R.U, ya sea por vaciado por rotura o trabajos de mantenimiento.

No es necesario preocuparse del caudal siempre que éste no sobrepase el caudal máximo, y no sea muy variable a lo largo del ciclo (funcionamiento+lavado filtro); se fija una pérdida de carga máxima en función de la calidad deseada, a condición de que ésta se mantenga dentro de los límites proyectados.



La velocidad de retorno de agua de lavado debe ser tanto más rápida cuanto mayores sean las granulometrías y más elevada la temperatura del agua. Debe poder alcanzarse un grado de expansión del 10 al 15 % como mínimo, para cada una de las capas. Siempre se tiene que tener la posibilidad de ajustar esta velocidad a las posibles variaciones de temperatura del agua sin riesgo que el material se desagüe.

Se va a preveer que es necesario sustituir anualmente del orden del 5 al 7% del material que constituye la capa superior del filtro, debido a las pérdidas por desagües durante el proceso de lavado.

Consumo de agua de lavado:

Mediante la combinación conjunta de aire y agua para la operación de lavado puede reducir en un 20 o 30% aproximadamente el consumo de agua con relación al lavado sólo con agua.

El consumo de agua de lavado es mayor cuanto mayor es:

- El espesor de agua por encima del material filtrante.
- Menor es el caudal de agua de retorno, en caso de lavado sólo con agua.
- La separación entre los canales de evacuación de fangos.
- Es la cantidad de fangos a evacuar.
- Es la cohesión del fango y su densidad.



3.6.2 Desinfección de las aguas residuales.

➤ Introducción.

La desinfección del agua residual depurada tiene como objetivo la inactivación de los microorganismos potencialmente infecciosos, ofreciendo así una protección esencial de la salud pública ante enfermedades transmisibles por el agua. Puede lograrse mediante la aplicación de calor, luz, productos químicos oxidantes, ácidos, iones metálicos y tensoactivos (Fair et al., 1968). Sin embargo, los procesos de aplicación de calor tienen unos costes prohibitivos y en la práctica no se utilizan. Por otra parte, los procesos que generan calor (digestión aeróbica termofílica, compostaje de lodos, digestión aeróbica y anaeróbica normal) pueden disminuir la concentración de patógenos, pero se usan principalmente con otros propósitos. Las últimas propuestas adoptadas para la utilización de los fangos incluyen el uso de algunas de las técnicas anteriores para conseguir una reducción significativa del contenido de patógenos.

Los sistemas de desinfección disponibles son numerosos. Generalmente, se clasifican en dos grupos: agentes químicos y agentes no químicos.

Los primeros incluyen una serie de compuestos como el cloro libre y combinado, el dióxido de cloro, el bromo, el yodo, el cloruro de bromo y el ozono. Los segundos incluyen la aplicación de energía, como la luz ultravioleta y la radiación gama.

3.6.2.1 Desinfección por Rayos Ultravioleta (UV).

La desinfección con luz UV consiste en la destrucción selectiva de los microorganismos que causan enfermedades mediante la irradiación con rayos UV. Esta radiación provoca una serie de daños en la molécula de ADN de los organismos patógenos que finalmente impiden la división celular y por tanto causan su muerte.

La luz ultravioleta es la componente del espectro electromagnético que se encuentra entre los rayos X y la luz visible, que se corresponden entre los valores de longitud de onda⁽¹¹⁾ entre 100 nm y los 400 nm. Las longitud de onda germicidaes la que se encuentra en la zona UVC , entre los 200 y 280 nm, siendo los 265 nm la longitud de onda más efectiva para la inactivación de microorganismos ya que el ADN expuesto a esta energía presenta un máximo de absorción. El resto de franjas adyacentes provoca otros efectos diferentes al germicida y son descritos en la figura 69.

¹¹ La unidad de medida de la longitud de onda es el nanómetro y equivale a $1 \text{ nm} = 10^{-9} \text{ m}$.

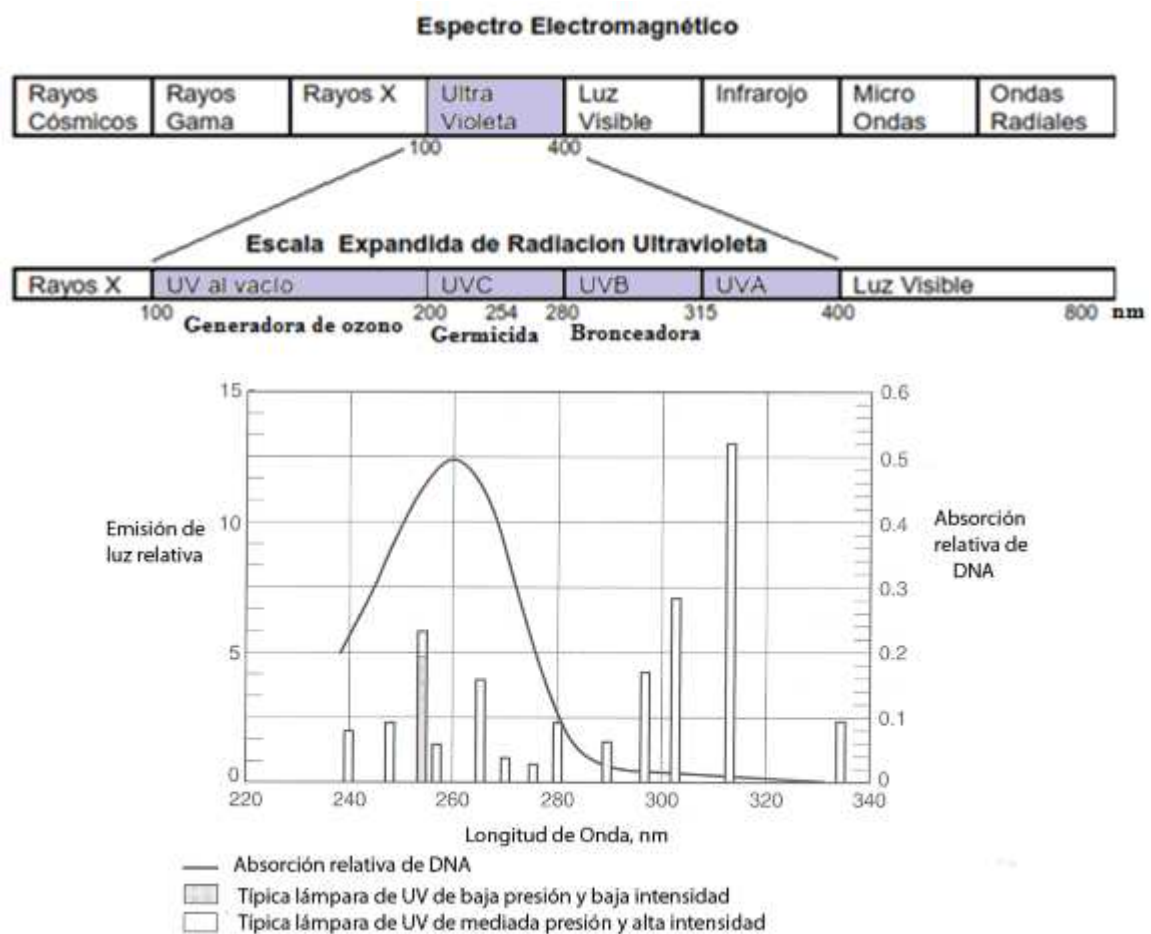


Figura 69: El Espectro Electromagnético. Escala de la Radiación Ultravioleta. Fuente: Gráfica del Metcalf&Eddy.

Las fuentes de UV más comunes son lámparas de arco de mercurio de baja y mediana presión.

Una lámpara típica de arco de mercurio consiste en un tubo herméticamente cerrado de sílica vitrea o cuarzo (transmisores ambos de UV), con electrodos a ambos extremos (Phillips, 1983). El tubo es llenado con una pequeña cantidad de mercurio y un gas inerte, usualmente argón a presión de algunos torricellis (torr). Los electrodos están compuestos usualmente de tungsteno con una mezcla de metales de tierra alcalinos para facilitar la formación del arco dentro de la lámpara. Una descarga de gas es producida por un voltaje elevado a través de los electrodos. La luz UV es emitida desde la lámpara cuando el vapor de mercurio excitado por la descarga, retorna a un nivel menor de energía. El argón presente ayuda para el arranque de la lámpara, extender la vida del electrodo, y reducir las pérdidas térmicas. El argón no contribuye al espectro de rendimiento de la lámpara.

Debido a las características de resistencia eléctrica negativa de las descargas de gases, la operación estable de una lámpara de arco de mercurio requiere de un balasto adecuado. Si la lámpara es operada usando un suministro de corriente alterna, el balasto consiste usualmente de componentes inductivos y capacitivos.

Los balastos pueden ser caracterizados como electromagnéticos o electrónicos (O'Brien et al, 1995; Phillips, 1983). Los balastos electromagnéticos consisten típicamente de un inductor en serie con la lámpara y un capacitador corrector de factor de potencia en paralelo. La energía es entregada a la lámpara a la frecuencia de línea de 50 o 60 Hz. Los balastos electrónicos por otra parte, consisten de un rectificador de CA a CD seguido de un inversor para convertir la CD a CA de alta frecuencia en el rango de kilohertz. Comparado con balastos electromagnéticos, balastos electrónicos son más compactos, reducen el costo del sistema, tienen una eficiencia eléctrica mayor, y pueden operar a varios niveles de potencia (O.Brian et al, 1995). Similarmente, la operación de la lámpara a una frecuencia de CA más alta aumenta el rendimiento de la lámpara y extiende la vida útil de la misma (Phillips, 1983).

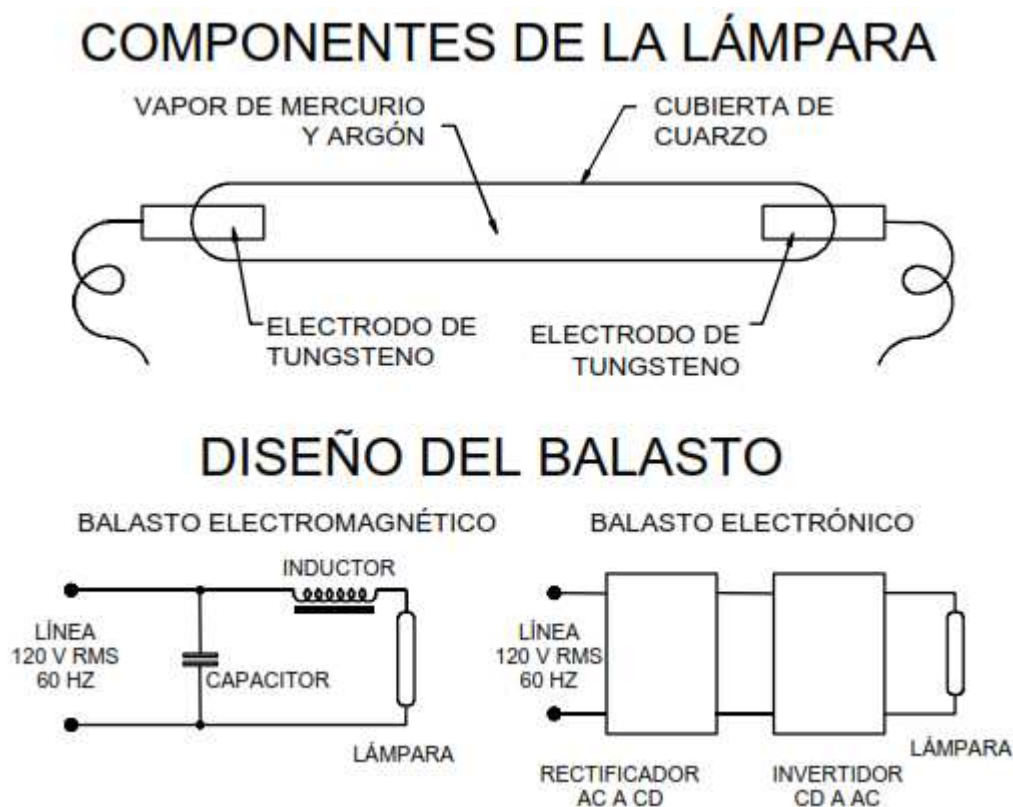


Figura 70: Componentes de la Lámpara de Mercurio UV y diseño del balasto.

➤ Cinética germicida.

La cinética de la inactivación microbiana por radiación UV sigue la ley de Chick y Watson(1908):

$$N = N_0 \cdot e^{-k \cdot I \cdot T_c} \quad (3.164)$$

Donde N_0 es la concentración inicial de microbios previa a la aplicación de los rayos ultravioleta, “I” es la intensidad de UV por unidad de superficie ($\mu\text{W}/\text{cm}^2$), “ T_c ” es el tiempo de exposición (segundos) y finalmente “k” es la constante cinética de inactivación.

El poder desinfectante de una lámpara UV, viene dado por el producto entre la intensidad o la cantidad de energía por unidad de superficie y el tiempo de exposición o de contacto del agua.

Este producto es la dosis o cantidad de energía aportada en forma de luz UV es directamente proporcional a la intensidad media dentro del reactor y al tiempo de exposición (Tchobanoglous, 1991) y se expresa como:

$$D = I \cdot T_c \quad (3.165)$$

donde:

D = dosis de luz UV, mJ/cm^2 .

I = intensidad de la energía, mW/cm^2

T_c = tiempo de exposición de la muestra, s.

Se han desarrollado diversos sistemas para determinar la dosis óptima de luz ultravioleta aplicada al agua residual. Uno de estos sistemas se basa en la curva dosis-respuesta, obtenida a partir de ensayos que permiten determinar la inactivación microbiana en función de la dosis aplicada. Aunque la dosis teórica se puede determinar a partir de la curva dosis-respuesta, en la práctica se trabaja habitualmente con tablas facilitadas por los fabricantes de los sistemas de desinfección mediante luz ultravioleta. Estas tablas determinan la dosis de luz ultravioleta recibida por una muestra a partir de la interpolación lineal entre la transmitancia del agua medida a 254nm y el caudal tratado por el sistema.

Más adelante en la figura 71, se representa la ley de Chick, mostrando la inactivación en función de la dosis UV aplicada. Una interpretación útil de la ley de Chick-Watson es que por cada incremento en dosis UV igual a $2.3/k$ hay una reducción de 1 orden de magnitud de la población microbiana.

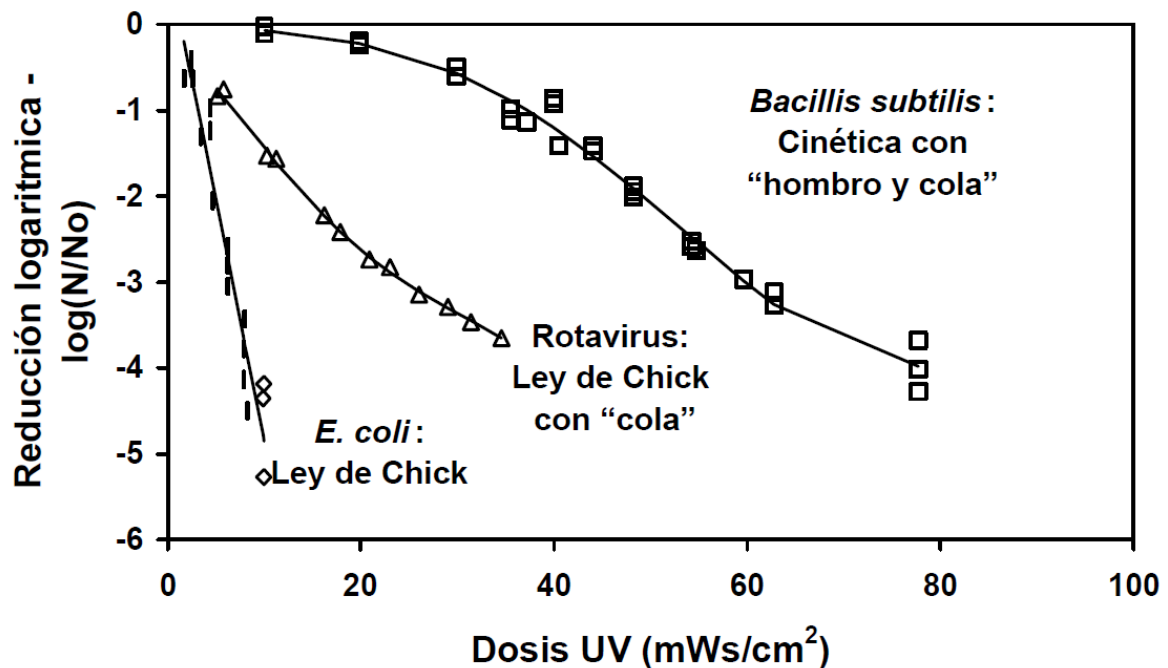


Figura 71: Cinética de inactivación de la desinfección por UV. Fuente: Desinfección de agua por medio de ultravioletas. H. B. Wright y W. L. Cairns

Se observan a menudo al representar la ley de Chick –Watson, figuras que se asemejan a un "hombro" a dosis bajas o "colas" a dosis altas. Los hombros a dosis bajas pueden ser explicados usando la cinética de inactivación de eventos en series (Severin et al, 1984).

Severin et al (1984) y Harris et al (1987) observaron la inactivación de virus siguiendo la ley de Chick – Watson, e inactivación bacteriana siguiendo la cinética de eventos en serie. Chang et al (1985) observó inactivación viral y la inactivación de algunos patógenos bacterianos siguiendo la ley Chick - Watson mientras que la inactivación de quistes, esporas y otras bacterias tenían "hombros".

La Tabla 43 presenta un sumario de inactivaciones UV observada usando lámparas de baja presión con patógenos virales, bacterianas y protozoarios así como grupos de indicadores microbianos. Las tasas de inactivación microbiana varían dependiendo de la especie microbiana, la población microbiana y la longitud de onda de la luz UV. En general, las bacterias son menos resistentes a UV a 254 nm que los virus, los cuales a su vez pueden ser menos resistentes que las esporas de bacterias. Mientras que quistes y quistes de protozoarios son considerados como los patógenos microbianos más resistentes a UV a 254 nm, hay alguna evidencia que los quistes son más susceptibles a ser inactivados por luz UV policromática de lámparas de mediana presión (Bukhari et al, 1998).

Dosis UV en MWs/cm² necesaria para inactivar una población microbiana por 1 Log (90%) y 2 Log (99%).

MICROORGANISMOS	REDUCCIÓN LOGARITMICA		MICROORGANISMOS	REDUCCIÓN LOGARITMICA	
	1	2		1	2
BACTERIA			Fecal coliforms ¹⁰	3.4	6.8
Bacillus anthracis	4.5	8.7	Salmonella enteritidis	4	7.6
Bacillus subtilis, spores	12	22	Salmonella paratyphi ³	3.2	---
Bacillus subtilis	7.1	11	Salmonella typhi ⁵	2.1	---
Campylobacter jejuni ⁵	1.1	---	Salmonella typhimurium ¹⁰	3	---
Clostridium tetani ¹	12	22	Shigella dysenteriae	2.2	4.2
Corynebacterium diphtheriae ¹	3.4	6.5	Shigella flexneri (paradysenteriae)	1.7	3.4
Escherichia coli	3	6.6	Shigella sonnei ⁵	3	5
Klebsiella terrigena ⁵	2.6	---	Staphylococcus aureus	5	6.6
Legionella pneumophila ⁴	0.9	2.8	Streptococcus faecalis ⁵	4.4	---
Sarcina lutea	20	26.4	Streptococcus pyogenes	2.2	---
Mycobacterium tuberculosis	6	10	Vibrio cholerae (V.comma) ⁶	---	6.5
Pseudomonas aeruginosa ⁶	5.5	10.5	Yersinia enterocolitica ⁵	1.1	---
VIRUS					
MS-2 Coliphage ⁵	18.6	---	Influenza virus ²	3.6	6.6
F-specific bacteriophage ²	6.9	---	Polio virus ^{5,6,9}	5 – 8	14
Hepatitis A ^{5,6}	7.3	---	Rotavirus ^{5,6,9,11}	6 – 15	15-40
PROTOZOARIOS			ALGAS		
Giardia lamblia ^{6,7}	82	---	Blue Green ^{1,3}	300	600
Cryptosporidium parvum ⁸	80	120	Chlorella vulgaris ^{1,2}	12	22
LEVADURA					
Saccharomyces cerevisiae ¹	7.3	13.2			

Tabla 43: Dosificaciones para Bacterias, virus, protozoos y levaduras. Fuente: 1. Legan (1980) 2. Jevons (1982) 3. Grocock (1984) 4. Antopol (1979) Wilson et al (1993) 6. Wolfe (1990) 7. Rice and Hoff (1981) 8. Ransome et al (1993) 9. Harris et al (1987) 10. Trojan Technologies Ltd. 11. Battigelli et al (1993)

Entre 1971 y 1988 en los Estados Unidos, casi 81% de la erupción de enfermedades causadas por el agua fueron causadas por bacterias listadas o relacionadas a las indicadas en la Tabla 43, según (Craun, 1990).

Aunque no es posible determinar la sensibilidad de cada patógeno bacteriano existente a la luz UV, el mecanismo común de acción sobre el ácido nucleico provee un alto nivel de confianza que dosis similares podrían ser requeridas por la mayoría de patógenos bacterianos que pudiesen encontrarse en el agua potable.

Debido al bajo número de virus requerido para infectar, se debe dar una consideración minuciosa a la dosis requerida para la inactivación de virus. El virus humano patogénico más resistente a UV descrito por cualquier autor es el Rotavirus (Reovirus) el cual fué reportado ser 11 veces más resistente a UV que E.Coli (Harris et al, 1987). Otros autores (Batigelli et al, 1993; Chang et al, 1985) han reportado una susceptibilidad mayor del Rotavirus a UV. Virus tales como poliovirus y hepatitis A son solamente de 2,5 veces más resistentes que el E. coli.

Aunque existe alguna variación entre uno y otro estudio la evidencia aportada por el Grupo de Estudio del IAWPRC sobre microbiología del agua relacionada con la salud (IAWPRC, 1991) indica menos que una diferencia de cuatro veces en la resistencia del E.coli y virus a UV. Por contraste, los Rotavirus fueron encontrados similares al E.coli en su sensibilidad al cloro, pero poliovirus y algunos virus fueron reportados ser 40 o más veces más resistentes al cloro que E.coli (Engelbrecht et al, 1978; Scarpino et al, 1974). Victor Cabelli sostuvo que el virus Norwalk que se encuentra entre 20 y el 40% de las gastroenteritis agudas causadas por el agua es resistente más de 100 veces al cloro que la E.coli.

Varias jurisdicciones en todo el mundo especifican diferentes requisitos de dosis (USEPA, 1996). El Departamento de Salud, Educación y Bienestar de los Estados Unidos (DHEW) propuso en 1966 como una guía de desinfección UV en barcos una dosis UV de 16 mWs/cm² en todos los puntos dentro de la cámara de reacción. Se especificó también el pretratamiento del agua para cumplir con los estándares de agua potable con énfasis en turbidez y color.

La Fundación Nacional de Sanidad (NSF) ANSI/NSF estándar 55-1991 define dos estándares para sistemas UV de punto de uso (POU) y punto de entrada (POE).

El primer estándar define una unidad de desinfección UV de clase A. Esta clase es diseñada para desinfectar virus y bacterias a niveles seguros. Las unidades de Clase A deben proveer una dosis de 38 mWs/cm². El segundo estándar definido es una unidad UV de Clase B diseñada para desinfección suplementaria de agua pública tratada y desinfectada. Las unidades de Clase B deben proveer una dosis de 16 mWs/cm². NSF estableció que una dosis de 16 mWs/cm² suministraría una reducción mayor de 2 logaritmos de una bacteria



heterotrófica no formadora de esporas y una dosis de de 38 mWs/cm² proveería 4 logaritmos de reducción de virus.

El estándar requiere también que la dosis administrada por un reactor UV sea validada comparando la desinfección alcanzada en el reactor usando un microbio de prueba (*Saccharomyces cerevisiae* o *Bacillus subtilis*) a la curva de respuesta de dosis UV usando un aparato de rayo colimado a escala de laboratorio. Similar a la guía del DHEW, el estándar NSF 55 no está diseñado para aguas contaminadas como aguas residuales. Además, si se va a tratar aguas superficiales, se debe usar un prefiltro para reducción de quistes.

La Regla de Tratamiento de Aguas Superficiales de la EPA (Agencia de Protección del Medio Ambiente) de los Estados Unidos requiere una dosis de 21 a 36 mWs/cm² para proveer respectivamente una reducción de 2 a 3 logaritmos del virus de hepatitis A. Esta dosificación incluye un factor de seguridad de 3. La Agencia Americana de Plantas de Agua Potable recomienda una dosis de 40 mWs/cm² para sistemas municipales pequeños. Mientras que los estados de Utah, New Jersey y Pennsylvania exigen una dosis de 16 mWs/cm², Arizona, Delaware, Massachusetts, North Carolina y Wisconsin requieren un cumplimiento con el Estándar ANSI/NSF 55 Clase A. Wisconsin y Pennsylvania especifican ambos UV para el tratamiento de aguas de pozo y el requisito de Wisconsin especifica filtrado previo a UV para eliminación de sedimentos y quistes. En Europa, Noruega, Austria y Francia requiere dosis de 16, 30 y 25 mWs/cm² respectivamente.

➤ Lámparas UV de baja y media presión.

Las lámparas UV que se emplean en desinfección de aguas se clasifican en:

- Baja Presión: de baja intensidad (BP-BI) y de alta intensidad (BP-AI).
- Media Presión: alta intensidad

Baja presión:

Muchos de los sistemas de desinfección UV están basados en el empleo de lámparas ultravioleta de baja presión – baja intensidad (BP-BI).

Estas lámparas tienen un diseño lineal y delgado, variando en longitud desde 35 a 163 cm y en diámetro desde 1.2 a 1.9 cm. Operan de forma óptima a una temperatura de lámpara de 40 °C y con un arco eléctrico de 0.3 W/cm. Bajo estas condiciones, la presión interna de la lámpara es apenas de 7×10^{-3} torr. Puede esperarse que una lámpara de baja presión de 147 cm de longitud produzca 26.7 vatios de luz UV a 254 nm, si se conecta a una fuente de energía de 75 vatios.



Cerca del 88 % del rendimiento de la lámpara se produce a 253.7 nm. Siendo un arma muy eficiente para la desinfección. Aunque las lámparas de baja intensidad producen pequeñas emisiones a longitudes de onda entre 185 y 365 nm, se puede conseguir que la envoltura de la lámpara evite la emisión de la onda de 185 nm, debido a que produce ozono.

En una lámpara UV de BP-BI existe un exceso de mercurio líquido en la lámpara, y la presión de vapor de mercurio está controlada por la parte más fría de la pared de la lámpara. Si la pared de la lámpara no permanece a su óptimo de temperatura (40 °C), puede condensarse más mercurio, lo que provoca un descenso en el número de átomos de mercurio disponibles para liberar fotones de luz UV, por lo que el rendimiento UV desciende. En ocasiones, el agua tiene un enfriamiento sobre la pared de la lámpara, por lo que se debe suministrar energía adicional desde el balasto para compensar esta pérdida de calor.

La vida útil de las lámparas de baja presión – baja intensidad varía de 10.000 a 13.000 horas, dependiendo del número de ciclos diarios.

Las lámparas UV de baja presión – alta intensidad (BP-AI) son similares a las BP-BI, con la salvedad de que se utiliza una mezcla de mercurio – indio en lugar de mercurio sólo. La utilización de esta mezcla permite una mayor salida de intensidad UV-C (de 2 a 4 veces la salida en una lámpara de baja intensidad), mayor estabilidad sobre un amplio rango de temperaturas y una mayor vida de la lámpara (un 25 % más) (Crites & Tchobanoglous, 2000). El propósito de este tipo de lámparas es combinar los beneficios de las lámparas de baja y de media presión; la emisión de luz germicida prácticamente monocromática procede de las lámparas de baja presión, y los niveles de alta intensidad de las de media presión. Estas lámparas operan en un rango de presiones de 10⁻² a 10⁻³ torr, a una temperatura de 180 – 200 °C, y con una corriente de 5 A (WEF, 1996).

La competitividad entre los fabricantes de sistemas UV no radica tanto en el modelo de las lámparas, como en el tipo y diseño del balasto electrónico utilizado para controlar el sistema (Loge et al., 1998). Los balastos electrónicos sirven para que las lámparas funcionen muy cerca de su temperatura óptima de operación (40 °C en lámparas de baja presión), usan menos energía y son muy duraderos.

Media presión:

Las lámparas UV de media presión – alta intensidad (MP-AI) en la actualidad tienden a remplazar a las lámparas de baja presión, sobre todo para grandes caudales de tratamiento. Estas lámparas UV varían en longitud desde 25 a 70 cm, con un diámetro entorno a los 2.2 cm, operan a una presión de mercurio mayor que las de baja presión (de 10² a 10⁴ torr), con un arco eléctrico

relativamente elevado (48 a 126 W/cm) y a una temperatura de pared de lámpara también mayor (600 a 900 °C). Esta última característica hace que el rendimiento de este tipo de lámparas no se vea afectado por la temperatura del agua. A estas temperaturas, todo el mercurio presente en las lámparas se encuentra vaporizado y en diferentes estados de excitación. La transición de los niveles de excitación a un nivel de menor energía se traduce en la liberación de luz a diferentes longitudes de onda. El espectro de energía de una lámpara de media presión consiste en varios picos.

Aunque las lámparas de media presión son menos eficientes en la generación de radiación a 253,7 nm y a otras longitudes de onda germicidas (solo del 27 al 44 % de la energía generada se encuentra en el rango de longitud de onda germicida), producen de 50 a 80 veces más rendimiento germicida UV que las de baja presión (Loge et al., 1998). Este mayor rendimiento es ventajoso en el tratamiento de aguas residuales de baja calidad, con valores bajos de transmitancia del agua y coliformes asociados a sólidos en suspensión, como es el caso de los reboses de alcantarillados unitarios.

Se puede resumir las características más importantes de las distintas lámparas de mercurio en la siguiente tabla.

Tiempo de lámpara	Baja presión Baja Intensidad	Baja presión Alta intensidad	Media presión Alta intensidad
Espectro	254 nm (>92%)	254 nm (>92%)	200 nm – (difuso)
Longitud de descarga	150 cm	150 cm	200 cm
Consumo	0,5 W/cm	2,1 W/cm	50 -100 W/cm
Producción de UV	0,2 W/cm	0,85 W/cm	7,5 – 15 W/cm
Eficiencia	40%	40%	15%
Temperatura de funcionamiento	40 °C	110° C	600 – 900 °C
Presión de vapor	1 mbar saturado	1 mbar saturado	1 mbar no saturado
Duración	10.000 – 13.000 h		2.500 – 3.000 h

Tabla 44: Tabla resumen de las características de las lámparas de mercurio de media y baja presión.
Fuente: (J. Suárez, 2010).

➤ Tipos de reactor ultravioleta.

Basicamente se pueden considerar dos tipos de reactor, las lámparas de rayos ultravioletas que no estén en contacto con el fluido a desinfectar o por el contrario, las que se encuentran inducidas en su seno.

En el primer caso, el fluido circula por el interior de un tubo de teflón o de cuarzo, estando las lámparas montadas alrededor del mismo, exteriormente. Colocando, además, unos reflectores de forma adecuada, se consigue un campo de radiación muy intenso hacia el centro, de forma que el perfil de intensidad se adapta al perfil del flujo de agua a desinfectar.

La principal ventaja es que las lámparas no se ensucian y no existen partes móviles, siendo únicamente necesario limpiar el tubo a intervalos que pueden llegar a dos 2 meses, para efluentes secundarios. Sin embargo, para aguas residuales es más empleado el segundo tipo de reactor, que puede ser en conducción cerrada o en canal, ya que permite un desarrollo modular para adaptarse a caudales y estructuras diferentes, pudiendo ser equipado con el número ideal de lámparas de rayos ultravioletas.

En la figura 72 se muestran dos reactores de luz UV, uno con lámparas sumergidas ubicadas en forma paralela a la dirección del flujo del agua residual, y el segundo, con lámparas perpendiculares. Compuertas de bisagra o vertederos son utilizados para controlar el nivel del agua residual. En ambos tipos de reactores, el balastro –o caja de control– proporciona el voltaje de inicio para las lámparas y mantiene una corriente continua.

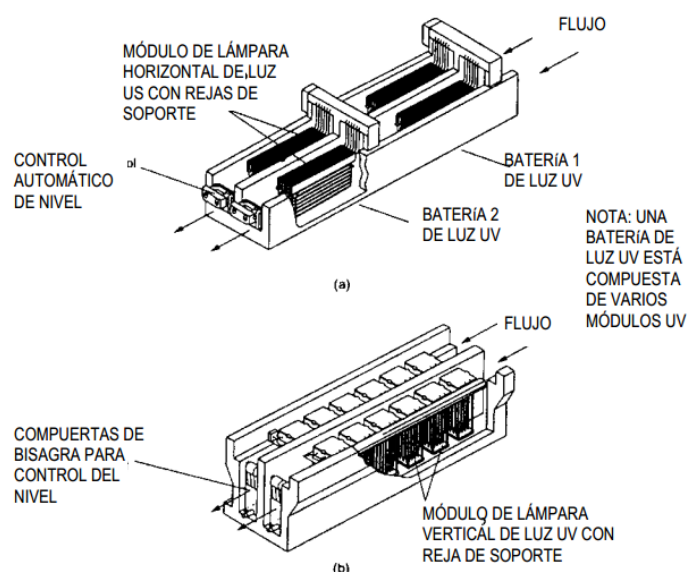


Figura 72: (a) Reactor de Trojan Technologies, Inc.(b) adaptado de Infilco Degremont, Inc. Fuente: Crites and Tchobanoglous, 1998.

➤ Consideraciones previas a tener en cuenta en el diseño del reactor ultravioleta.

Cuando se diseña un reactor ultravioleta se realiza para que funcione satisfactoriamente con la turbiedad del efluente a desinfectar y para evitar o minimizar, en lo posible, dos fenómenos que, en caso contrario, limitarían el rendimiento del sistema de desinfección.

En el caso de la turbidez, la radiación ultravioleta penetra a través del fluido, las paredes de la células de los microorganismos, siendo la energía efectiva únicamente la absorbida por ellos. Si hubiese sólo una partícula en el agua, podría evitarse que actuase de escudo protector sobre los microorganismos, diseñando la cámara de forma que aquella recibiese radiación desde todos los ángulos esféricos. Sin embargo, el haber, normalmente, muchas partículas, siempre hay un pequeño efecto protector de las mismas que puede minimizarse si el agua circula en la cámara en régimen turbulento. Luego para diseñar optimamente la cámara de rayos ultravioleta se tiene que cumplir que el flujo sea turbulento y que el agua a desinfectar reciba los rayos ultravioletas desde todas las direcciones.

Otro fenómeno a tener en cuenta es la foto-reactivación, ya que muchas bacterias han podido ser dañadas en su capacidad de reproducirse pero no han sido exterminadas. Por lo que la exposición a la luz, inmediatamente después de los rayos ultravioletas puede dar lugar a la curación de estas. Para evitar este fenómeno lo mejor es usar una dosis real de al menos 40 mWs/cm².

También es importante tener en cuenta los fenómenos hidráulicos (flujo turbulento en la cámara) para que al final la intensidad de la lámpara de rayos ultravioleta y la absorbancia estén correlacionados para alcanzar la máxima eficiencia germicida.

Por último también hay que tener en cuenta la limpieza de las lámparas que se puede realizar de diferentes formas. La metodología más elegante consiste en extraer el banco ultravioleta entero y depositarlo en una plataforma de lavado con agua y después en el interior de un baño ácido agitado con aire. Sin embargo, el método convencional para pequeños sistemas UV consiste en un proceso manual. En los sistemas de lámparas de media presión, que es donde nos vamos a centrar, existen dos tipos de limpieza:

- Una limpieza mecánica, seguida de un proceso de limpieza química, durante el cual el canal es vaciado de agua y llenado con ácido para la limpieza química de las lámparas.

- Una limpieza a la vez mecánica y química, mediante la utilización de un anillo de limpieza, que limpia la lámpara cuando es necesario. Mediante este mecanismo no es necesaria la extracción del módulo fuera del canal para proceder a su limpieza.
- Diseño de un sistema de desinfección por rayos ultravioleta.

Las lámparas de vapor de mercurio de baja presión, la salida (output) germicida disponible de UV a 253,7 nm esta en torno a un 20 a 25% del valor de entrada (input) de la lámpara. Sin embargo, los fabricantes ofertan una mejor relación out/in, y como ejemplo se ha recogido un caso de la marca Ster-L-Ray que es valido para 4 modelos de lámpara germicida de mercurio de baja presión :

Modelo	Lámpara	Input (W)	Output (W)	Out / In
M50, M90, M150, M250	05-1313AR	65	25	0,38

Tabla 45: Características técnicas de las lámparas del sistema MEGATRON. Fuente: ultraviolet.com

Para un diseño óptimo, el cálculo de la dosis e intensidad debería basarse en una salida UV después de 100 horas de operación, así contaríamos también con el factor de envejecimiento de las lámparas.

Se deben de utilizar balastos electrónicos que sirven para que las lámparas funcionen muy cerca de su temperatura óptima de operación (normalmente en lámparas de baja presión es de 40 °C), y así gastarían menos energía y su duración se aumentaría. Por cada grado de temperatura que se aleje de su punto óptimo (40°C), se reduce en la salida de UV entre 1 a 3%.

Para diseñar esa separación hay que tener en cuenta el fenómeno de la absorbancia de la luz UV por el agua. La absorbancia se estima mediante la ley de Beer-Bouguer-Lambert⁽¹²⁾:

$$I_1 = I_0 \times 10^{-ad} \quad (3.166)$$

donde:

I_1 = Intensidad superficial medida a la distancia d , $\mu\text{W}/\text{cm}^2$.

I_0 = Intensidad superficial de la lámpara, $\mu\text{W}/\text{cm}^2$.

d : Distancia recorrida por la luz, cm.

a : Absorbancia del medio, cm^{-1} .

¹² :La ley de BEER – BOUGUER – LAMBERT fue descubierta de formas diferentes e independientes. En primer lugar por el matemático y astrónomo francés Pierre Bouguer en 1729. Luego por el filósofo y matemático alemán, Johann Heinrich Lambert en 1760 y por último el físico y matemático también alemán, August Beer en el año 1852.

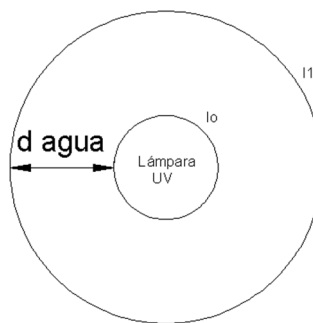


Figura 73: Representación gráfica de la distancia máxima que es eficaz la lámpara para que se produzca su efecto germicida. Fuente: Elaboración Propia.

Se estima que efluentes secundarios poseen una absorvancia menor de $0,2 \text{ cm}^{-1}$ y que se le exige por ley que a la salida del tratamiento secundario tengan una concentración menor de $\text{DBO}_5 \leq 20 \text{ mg/l}$ y $\text{SS} \leq 35 \text{ mg/l}$.

El valor de $0,2 \text{ cm}^{-1}$ puede utilizarse para dimensionar reactores UV considerando que el agua absorbe un 90% de la energía germicida. De modo que, aplicando la ecuación anterior el espesor de la capa de agua en torno a la lámpara sería de 5 cm ya que $l_1 = 0,1 l_0$.

El siguiente paso es aplicar la ecuación de Tchobanoglous, (1991), para calcular la dosis germicida, sabiendo que la intensidad en el punto más alejado debería ser igual al 10% de la intensidad superficial de la lámpara en la cara externa. Muchos estudios han demostrado que la dosis germicida necesaria para inactivar los microorganismos presentes en los efluentes secundarios es de $16.000 \mu\text{Ws/cm}^2$. Con el valor de la intensidad que nos da la lámpara en el punto más alejado, y el valor de $(16.000 \mu\text{Ws/cm}^2)$, podemos calcular el tiempo de contacto necesario para que se produzca eficazmente la acción germicida de la lámpara sobre el efluente.

Hay que tener en cuenta que hay que aplicar factores de seguridad, ya que el efluente no va a tener siempre las mismas características, por lo que es necesario este factor de corrección que va a ser de 2 y que multiplicará al tiempo de contacto.

Finalmente es recomendable instalar sensores de intensidad que adviertan si se produce una caída de la intensidad superficial por debajo de un determinado valor (suele establecerse como valor mínimo $10.000 \mu\text{Ws/cm}^2$).

En cuanto a la hidráulica del reactor se recomienda que se instale un flujo tipo pistón para conseguir un máximo rendimiento de la desinfección. El flujo pistón ideal tiene un coeficiente de dispersión igual a 0, pero esto es lo teórico, ya que en la realidad no se suele conseguir.



Pero un flujo pistón turbulento con mínima dispersión longitudinal asegura que todos los microorganismos recibirán una mínima dosis germicida efectiva.

Una dispersión del orden de $100 \text{ cm}^2/\text{s}$ puede garantizar que los microorganismos reciban entre un 90 a 110 % de la dosis germicida. El volumen de los reactores UV suele ser pequeño ya que el tiempo de retención es generalmente inferior a 1 minuto de duración. Siempre se tendrá que limitar la velocidad mínima del flujo dentro del reactor UV a $0,3 \text{ m/s}$ para que no se produzcan sedimentaciones.

➤ Ventajas y desventajas de la desinfección por rayos ultravioleta.

A continuación se exponen las ventajas:

- La desinfección con luz UV es eficaz para la desactivación de la mayoría de los virus, esporas y quistes.
- La desinfección con luz UV es más un proceso físico que una desinfección química, lo cual elimina la necesidad de generar, manejar, transportar, o almacenar productos químicos tóxicos, peligrosos o corrosivos.
- No existe ningún efecto residual que pueda afectar a los seres humanos o cualquier organismo acuático.
- La desinfección con luz UV es de uso fácil para los operadores.
- La desinfección con luz UV tiene un período de contacto más corto en comparación con otros desinfectantes (aproximadamente de 20 a 30 segundos con la utilización de las lámparas de baja presión).
- El equipo de desinfección con luz UV requiere menos espacio que otros métodos.

Desventajas:

- La baja dosificación puede no desactivar efectivamente algunos virus, esporas y quistes.



- Algunas veces los organismos pueden reparar o invertir los efectos destructivos de la radiación UV mediante un “mecanismo de reparación”, también conocido como foto-reactivación o, en ausencia de radiación, como “reparación en oscuro”.
- Un programa de mantenimiento preventivo es necesario para controlar la acumulación de sólidos en la parte externa de los tubos de luz.
- La turbidez y los sólidos suspendidos totales (SST) en el agua residual hacen que la desinfección con luz UV sea ineficaz. El uso de la desinfección con lámparas UV de baja presión no es tan efectivo en el caso de efluentes secundarios con niveles de SST mayores a 30 mg/L.
- **Coste de los sistemas de desinfección por luz UV.**

El coste de los sistemas de desinfección con luz UV depende del fabricante, de la instalación y su tamaño, de la ubicación de la planta y su capacidad, y de las características del agua residual a ser desinfectada. Los costos totales de desinfección con luz UV pueden ser competitivos respecto a la desinfección con cloro cuando esta incluye el coste del procedimiento de descloración.

Se puede estimar, que para dosis de 40 mWs/cm² y caudales entre 6 y 100 m³/h, unos gastos de amortización entre 1,20 a 2,25 céntimos de euro. Para esos mismos caudales también se pueden fijar unos intervalos de gastos de mantenimiento y explotación.

Mano de obra = 0,003 a 0,12 céntimos de euro

Energía = 0,18 a 0,49 céntimos de euro.

Repuestos = 0,2 a 0,58 céntimos de euro.

Todos estos costes operacionales anuales pueden llegar hasta un valor del 2,5% del coste total del equipo.

Los costos de personal y repuestos han disminuido en los últimos años debido a las mejoras del diseño de las lámparas y de los sistemas, la competencia creciente, y las mejoras en la confiabilidad de los sistemas. Pero los costes energéticos han subido mucho en los últimos años, por tanto es necesario revisar que los equipos trabajen en los rangos donde la eficacia es mayor y el consumo es mínimo.



3.6.2.2 Desinfección por cloración.

➤ Introducción a la cloración.

El cloro fue descubierto en su forma diatómica en 1774 por el sueco Carl Wilhem Scheele, al mezclar óxido de manganeso con clorhídrico.

En 1810 el químico inglés Humphry Davy lo identificó como elemento químico, denominándole cloro por su color característico (del griego, chloros, verde pálido). En la naturaleza no se encuentra libre, pero combinado está muy extendido. Industrialmente se obtiene por electrolisis del cloruro de sodio o de potasio

El cloro tiene un gran poder germicida, interviniendo en la oxidación de sustancias inorgánicas (sulfuros, compuestos de hierro y manganeso) y orgánicas, que comunican olor o sabor al agua. Carl Wilhem Scheele

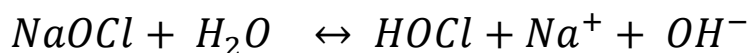
Como principal inconveniente presenta la formación de trihalometanos.

La cloración en el tratamiento de aguas residuales representa el proceso más usado.

➤ Química de la cloración.

El poder desinfectante del cloro o sus compuestos radica en su capacidad de oxidación, que a su vez se mide por el potencial de oxidación-reducción (redox), que puede considerarse como la capacidad del cloro para reaccionar con otras sustancias. En general, puede decirse que las reacciones redox del cloro con las sustancias inorgánicas reductoras son muy rápidas, mientras que la oxidación de la materia orgánica suele ser más lenta, llegando en ocasiones a necesitar varias horas para que se produzca la oxidación total de algunos compuestos.

En presencia de agua el cloro, bien sea en forma gaseosa (Cl_2) o como hipoclorito (NaOCl), reacciona para dar ácido hipocloroso (HOCl) mediante un proceso de hidrólisis que dura unos pocos segundos a 0° , realizándose de forma casi instantánea a 18°C . El ácido hipocloroso es, después del dióxido de cloro, el más germicida de todos los compuestos del cloro y la forma con mayor potencial de oxidación-reducción. El cloro presente en el agua en forma de ácido hipocloroso, iones hipoclorito y cloro molecular se define con la denominación de cloro residual libre.





En el agua, el cloro reacciona rápidamente con las sustancias inorgánicas presentes en el agua (cationes y aniones minerales) y algo más lentamente con las sustancias orgánicas susceptibles de ser oxidadas.

Cuanto mayor sea la concentración de estas sustancias más cantidad de desinfectante será necesaria. Las reacciones del cloro con compuestos inorgánicos del nitrógeno (como el amoníaco) tienen gran importancia en los procesos de cloración, ya que el amoníaco reacciona con el HOCl para formar cloraminas, que al igual que el HOCl tienen poder oxidante. Las cloraminas (en sus diferentes formas) se conocen como “cloro residual combinado”.

El cloro en forma de cloraminas puede considerarse como una reserva de cloro que se libera lentamente en función del déficit de HOCl en la primera parte de las reacciones. Las cloraminas también tienen capacidad oxidante, aunque con un potencial redox menor que el del ácido hipocloroso por lo que su acción es más lenta, pero a cambio son más estables en el agua liberando el cloro a la forma de ácido hipocloroso de una forma gradual, en función del equilibrio de las reacciones de formación y descomposición de cloraminas.

A la suma del cloro libre y el combinado se denomina cloro residual total.

Para que la desinfección sea efectiva es necesario que exista un contacto íntimo entre el desinfectante y los microorganismos. Si los microorganismos están asociados a materia particulada, el contacto se dificulta, teniendo gran importancia el tamaño de la partícula en este proceso de asociación.

La eficacia de la desinfección puede aumentarse bien aumentando la concentración del desinfectante o bien aumentando el tiempo de contacto. El tiempo mínimo de contacto suele ser de 15 minutos para asegurar la correcta desinfección de un agua común.

➤ Factores que condicionan la cloración.

Entre los factores más importantes para la eficiencia de la desinfección con cloro podemos nombrar a los siguientes:

- pH del agua
- Temperatura
- Tiempo de contacto
- Composición química del agua
- Asociación de microorganismos con partículas
- Concentración del desinfectante

pH del agua:

En la reacción de formación del ácido hipocloroso a partir del cloro molecular, el equilibrio se desplaza hacia la formación de ácido hipocloroso cuando el pH del agua es superior a 4. Sin embargo, cuanto mayor es el pH del agua, el ácido hipocloroso (ácido débil) tiende a ionizarse y el equilibrio de la reacción se desplaza hacia la formación de ión hipoclorito, cuya potencial redox es menor y la acción germicida mucho más lenta que la del ácido hipocloroso, aunque en determinadas circunstancias, como a pH 9 y en presencia de Cl a concentraciones de 0,05 a 0,1 M, se acelera la tasa de destrucción de algunos tipos de virus, como los poliovirus, llegando a ser de 10 a 20 veces más eficaz que el ácido hipocloroso.

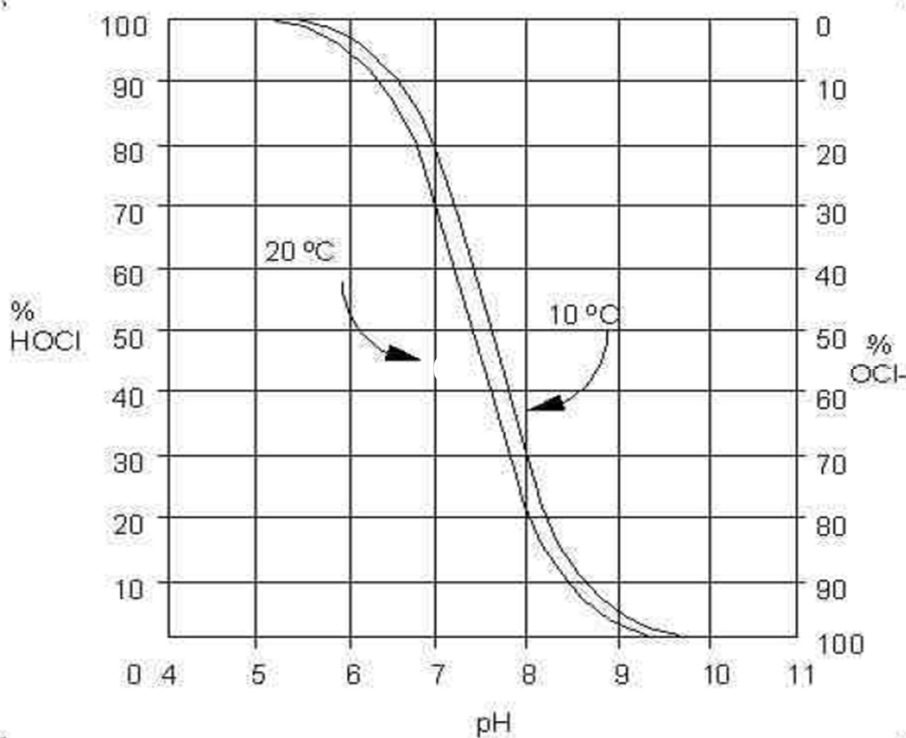
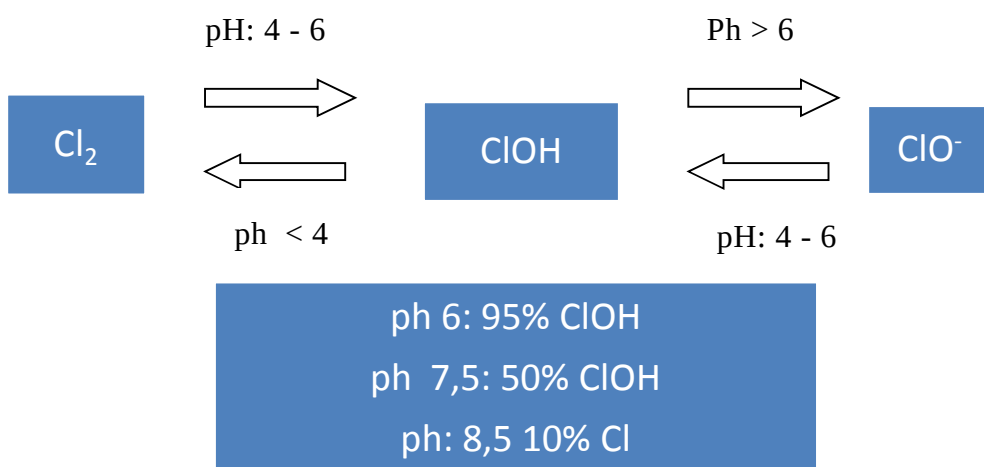


Figura 74: Porcentaje de ácido hipocloroso en el agua residual en función del pH. Fuente: (Hernández, 2001).



Cuando el valor del pH es de 8,5, el 90 % del cloro se encuentra en la forma de ión hipoclorito, por lo que cuando las aguas son ligeramente alcalinas, para conseguir el efecto bactericida en el mismo período de tiempo es necesario aumentar drásticamente las cantidades de cloro añadidas al agua.

No obstante, las fluctuaciones del pH normalmente quedan amortiguadas por las sales contenidas en el agua responsables de su dureza (carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio), por lo que las variaciones suelen ser mínimas y por tanto despreciables en la práctica.

Temperatura:

Cuanto mayor es la temperatura tanto mayor es la acción desinfectante del cloro, pero a su vez también es más inestable en el agua y se evapora con mayor rapidez. En la práctica, la cloración se realiza a la misma temperatura que el resto de los tratamientos y depende de la temperatura ambiente, por lo que no es un factor determinante y únicamente sería necesario ajustar las dosis en función del efecto esperado.

Tiempo de contacto:

Es uno de los factores más importantes de la cloración. La oxidación total de la materia orgánica es lenta, por lo que cuando se encuentra en gran cantidad será necesario aumentar la dosis de cloro o bien efectuar una precloración antes de la filtración para aumentar el tiempo de contacto.

El tiempo mínimo de contacto debe ser de 15 minutos en el canal de cloración que tiene forma de laberinto (laberinto de cloración), pero en ocasiones es conveniente aumentarlo para lograr una correcta desinfección.

Composición química del agua:

Presencia de sustancias reducidas en el agua, al igual que para cualquier otro desinfectante químico, el proceso depende de la concentración de materia orgánica u otro tipo de sustancias reducidas, así como de la concentración del cloro utilizado.

Presencia de fenoles, merece consideración especial, cuya procedencia es fundamentalmente industrial. En función del pH de la solución, los compuestos fenólicos tienen un elevado coeficiente de partición con lípidos y compuestos hidrofóbicos y es bien conocida su capacidad para envenenar las membranas celulares. La cloración del agua con estas sustancias da lugar a la producción de clorofenoles, sustancias que comunican un sabor fuertemente medicamentoso al agua. Cuando esto ocurre, es conveniente la utilización del ozono o el dióxido de cloro para la desinfección.



Asociación de microorganismos con partículas:

Para que la desinfección sea efectiva, es necesario que exista un contacto íntimo entre el desinfectante y el microorganismo. Con escasas excepciones, la principal fuente de microorganismos patógenos en el agua son las heces del hombre y animales, por lo que generalmente están asociados con materia particulada. Esta asociación se ve influenciada por múltiples factores, entre los cuales, el tamaño de los microorganismos quizás sea el más importante. Los virus, por su pequeño tamaño, pueden ser protegidos por partículas mucho más pequeñas de las necesarias para bacterias y protozoos, y además, las cargas superficiales que intervienen en los procesos de adsorción son más efectivas en los virus debido a que su relación superficie/masa es mucho mayor. Este concepto ha conducido a valorar aun más los procesos de eliminación de partículas.

En general, puede decirse que la eficacia de la desinfección viene determinada por la naturaleza de la asociación. Cuanto mayor es el tamaño de las partículas, mayor es el efecto de protección. Las bacterias y virus adsorbidos en la superficie de partículas del tipo de la arcilla o flóculos inorgánicos, apenas ven afectadas sus tasas de supervivencia a la desinfección, mientras que los virus asociados con restos celulares, heces o partículas sólidas de aguas residuales, alcanzan niveles importantes de protección. Las tasas de inactivación son inicialmente muy rápidas, pero la supervivencia de algunos microorganismos puede prolongarse durante mucho tiempo.

Concentración del desinfectante:

La demanda de cloro del agua no siempre es constante, por lo que habrá que considerar las posibles fluctuaciones de ésta para ajustar en todo momento las dosis. Para ello, es necesario realizar periódicamente el cálculo de dicha demanda y desde luego siempre que se produzcan alteraciones que puedan modificarla (lluvias torrenciales, utilización de fuentes de captación alternativas, catástrofes, etc.).

En la E.D.A.R.U, se realizarán ensayos de la demanda de cloro, con la intención de encontrar el break point (ver figura 75 y 76), con lo cual quedará garantizada la desinfección del efluente.

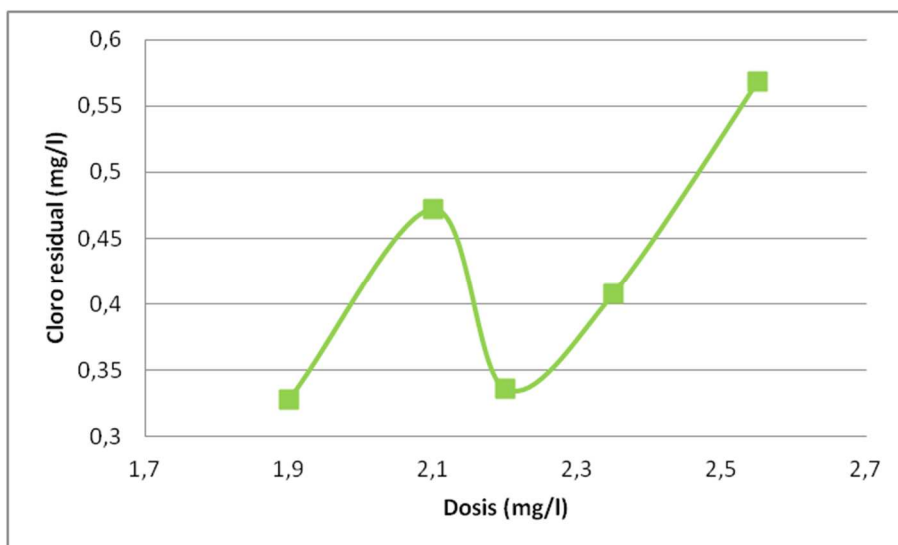


Figura 75: Curva típica de demanda de cloro de un agua residual urbana decantada. Fuente: Elaboración propia.

➤ Tipos de cloración.

En la práctica, pueden utilizarse dos modalidades de cloración y debe elegirse la más adecuada en función de las características del agua problema.

- a) Respecto al momento del tratamiento
- b) Respecto a la demanda de cloro

Respecto al momento de tratamiento:

a.1) Cloración previa (Precloración): Consiste en añadir el cloro a la entrada de la planta depuradora y por tanto antes de la filtración. Presenta inconvenientes como que la demanda de cloro del agua es mayor antes de realizar otros tratamientos como coagulación-floculación, ablandamiento, filtración y además se pueden formar productos indeseables derivados del cloro. Presenta ventajas como la de favorecer la coagulación, eliminar sustancias inorgánicas, algas y los microorganismos formadores de limo en los filtros de arena.

a.2) Cloración subsiguiente (Postcloración): Cuando se añade el cloro después de la filtración. En la práctica suele realizarse únicamente la cloración subsiguiente cuando las aguas están muy poco contaminadas y no requieren otro tipo de tratamientos. Se requiere menores dosis que el tratamiento anterior.

En este TFM se realizará postcloración y en 2 zonas distintas, que es, antes de la desinfección por UV y si fallará, después de la desinfección de ultravioleta antes de llegar a la salida de la E.D.A.RU.



Respecto a la demanda de cloro:

b.1) Cloración simple: Consiste en añadir la dosis necesaria de cloro que permita conseguir concentraciones de cloro residual de 0,1 a 0,2 ppm después de 10 minutos de contacto sin diferenciar entre cloro libre o combinado.

No suele ser un buen método de desinfección de aguas y únicamente es aconsejable en aguas muy poco contaminadas.

b.2) Tratamiento con cloro y amoníaco: Consiste en la adición de amoníaco junto con el cloro con el objeto de que se formen cloraminas, que tienen mayor estabilidad en el agua que el cloro residual libre aunque su capacidad de desinfección es menor.

b.3) Hipercloración: Consiste en la adición de cantidades de cloro muy superiores a la demanda de cloro del agua, por lo que tras el tiempo de contacto que permita la desinfección hay que eliminar el exceso de cloro residual (decloración).

El proceso es muy caro por el gasto extraordinario de cloro y del agente utilizado para declorar. Es un proceso de emergencia, y se utilizará si no funcionase la desinfección por ultravioletas.

b.4) Cloración al punto de ruptura (break-point): La cloración “al punto de ruptura” (también llamado “punto crítico” o desinfección con cloro sobrante) consiste en añadir el cloro con la dosis necesaria para que oxide todas las sustancias químicas presentes en el agua y quede al final una cierta cantidad de cloro residual libre (CRL) necesaria para completar la oxidación de los compuestos difíciles de degradar, para prevenir cualquier contaminación posterior y cumplir con los requisitos de contaminación a la salida de la planta depuradora.

- ▶ Dosis de precloración: 1 a 20 mg/l
- ▶ Dosis postcloración: 0,2 a 1 mg/l

La gráfica denominada Curva de Demanda de Cloro (o curva break-point), representa lo que le ocurre al cloro que se añade al agua que contiene una cierta cantidad de sustancias inorgánicas, amoníaco y sustancias orgánicas con las que reacciona.

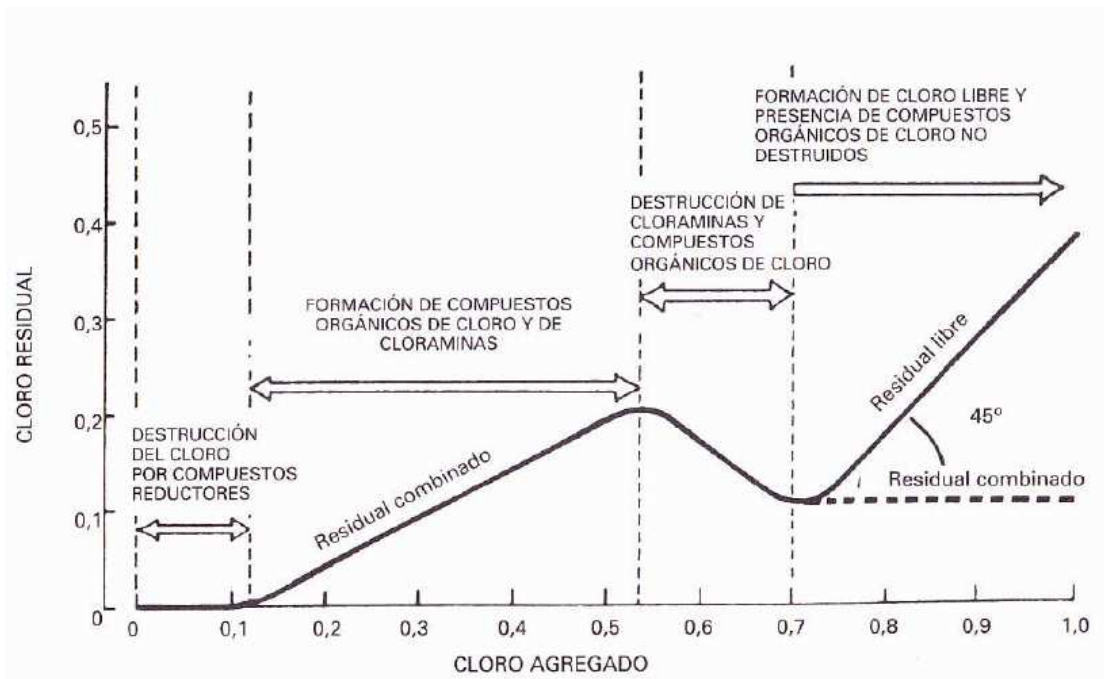


Figura 76: Curva demanda de cloro. Fuente: (Hernández, 2001).

➤ Instalaciones para la cloración.

Las técnicas de almacenamiento, manipulación y dosificación dependerán de las diferentes formas de los compuestos de cloro utilizados en desinfección.

En este TFM se va utilizar el Hipoclorito sódico (NaClO). Se suele utilizar en forma líquida. Se almacena en depósitos y se bombea directamente a la masa de agua mediante una bomba dosificadora. El almacenamiento y su suministro se detalla en el apartado 4.3 y siguientes.

Se va a diseñar un canal de cloración con forma de laberinto como una instalación auxiliar en el tratamiento terciario para darle solución a problemas que puedan surgir en la desinfección por rayos ultravioleta o la necesidad de realizar una desinfección por rotura de algún proceso en el tratamiento secundario. Es una estructura de seguridad de la E.D.A.R.U para asegurar la calidad del efluente.

El diseño de los tanques de cloración será de modo que al menos entre el 80 y 90% del agua residual permanezca dentro del tanque durante el tiempo de contacto especificado. Se recomienda un tiempo de contacto a caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$) no inferior a 15 minutos, en este TFM se ha puesto un mínimo de 20 minutos para así tener asegurado la situación más desfavorable.

La mejor manera de alcanzar este objetivo será empleando un tanque de laberinto del tipo de flujo en pistón o bien una serie de tanques interconectados o con diferentes compartimentos.

Los tanques de cloración de flujo en pistón construidos a modo de laberinto para el ahorro de superficie precisarán un cuidado especial en su diseño. Ello será debido al desarrollo de zonas muertas que reducirán los tiempos de retención hidráulica.

Las relaciones longitud-ancho superiores a 4:1, y especialmente del orden de 10:1, minimizarán los cortocircuitos. También se podrá minimizar la creación de cortocircuitos reduciendo la velocidad del agua residual que entra en los tanques de cloración. Para el control de la velocidad de entrada del agua se podrán emplear deflectores como los que se usan en los tanques de sedimentación rectangulares. La colocación de deflectores longitudinales podrá reducir los cortocircuitos y mejorar la retención real.

A la entrada del canal de cloración se produce la mezcla, en la que se busca alcanzar concentraciones de cloro entre 6 mg/L (efluente de fangos activos), dependiendo de la calidad del efluente. No obstante, es recomendable realizar ensayos de demanda de cloro para determinar la dosis adecuada, como se ha visto anteriormente.

El canal de cloración se ha dimensionado teniendo en cuenta las anteriores recomendaciones que ayudan a que en el canal se produzca un mezclado óptimo y no tengamos zonas muertas que puedan ocasionar sedimentaciones por velocidades muy pequeñas.

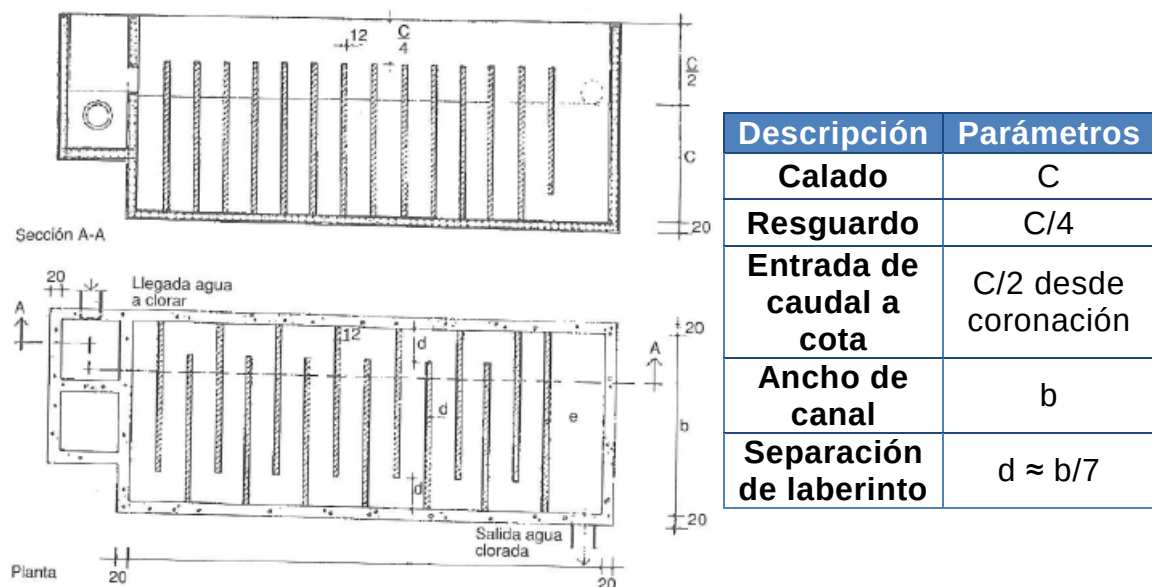


Figura 77: Dimensiones recomendadas para el canal de cloración. Fuente: (Universidad Politécnica de Cartagena, 2013)



Figura 78: Ejemplo de un canal de cloración. Fuente: Internet.

3.7 Línea de fangos.

➤ Características de los fangos.

A lo largo de las distintas etapas en la línea de agua de la E.D.A.R.U se van produciendo fangos, que hay que gestionar de forma adecuada. Sus características pueden ser muy variadas (sólidos, semisólidos, líquidos, etc..).

La gestión y tratamientos de los fangos generados en los decantadores secundarios o los excedente de los propios reactores biológicos, representan el mayor volumen de residuos de la línea de fangos de la E.D.A.R.U. La línea de fangos tiene tanta importancia, o más que la línea de agua. Hoy en día, con todas los problemas del coste de la energía, las estrategias de recuperación de energía son vitales (procesos anaerobios son investigados actualmente para producir energía) y por tanto la línea de fangos es más compleja que la la línea de agua. El origen de los fangos puede ser:

a) Los residuos retenidos en los decantadores, que son lodos que se obtienen en la coagulación, junto con materias de naturaleza orgánica e inorgánica, arrastradas por el agua.

b) Los residuos procedentes del lavado de filtros, que son similares a los procedentes de los decantadores, con la fundamental diferencia de su más baja concentración. Además, como los filtros pueden favorecer el desarrollo biológico, el agua de lavado puede contener mas y por cantidad de materia orgánica, que la procedente de las purgas de decantadores.

Es una práctica muy corriente reciclar el agua procedente del lavado de filtros enviándola a cabecera de tratamiento, o bien evacuarla hacia el desagüe general. Pero, generalmente, se juntan con los residuos procedentes de las purgas de los decantadores para la extracción final del residuo sólido, con un determinado grado de humedad.

Las principales características de los fangos son:

- La mayor parte son agua (95 a 97%) y solo el restante corresponde a la materia sólida, por tanto ocupan un volumen importante.
- La materia sólida contendrá materia orgánica, por lo que podrá degradarse ocasionando olores putrescibles e inestabilidad de los fangos. Finalmente poseen una gran patogeneidad.
- Pueden contener metales pesados.

El volumen de un fango es la suma del volumen de agua más el volumen de sólidos existentes.

El contenido de sólidos y agua se suele expresar en peso. Así, un fango con una concentración del 10% implica un 90% de agua en peso. La materia sólida de un fango se compone de sólidos inorgánicos y sólidos orgánicos (volátiles):

$$\frac{P_S}{S_S} = \frac{P_{inorg}}{S_{inorg}} + \frac{P_{org}}{S_{org}} \quad (3.167)$$

donde:

P_S = Peso de los sólidos, (g/cm³, kg/m³).

S_S = Peso específico de los sólidos, (g/cm³, kg/m³).

P_{inorg} = Peso de los sólidos inorgánicos, (g/cm³, kg/m³).

P_{org} = Peso de los sólidos orgánicos, (g/cm³, kg/m³).

S_{inorg} = Peso específico de los sólidos inorgánicos, (g/cm³, kg/m³).

S_{org} = Peso específico de los sólidos orgánicos, (g/cm³, kg/m³).

Los principales objetivos que se han de conseguir en el manejo de los lodos, es reducir su volumen para evitar el manejo de grandes volúmenes (aumentar su concentración), estabilizar los lodos para evitar problemas de fermentación y putrescibilidad. En este TFM se va emplear:

- Espesador de gravedad
- Centrifuga

➤ Tuberías y pérdidas de carga en la línea de fangos.

Las tuberías a utilizar para el transporte de los lodos no deben tener diámetros inferiores a 150 mm y la velocidad debe estar entre los 0,6 m/s y los 2,4 m/s.

Los cálculos hidráulicos se han de realizar, calculando las pérdidas de carga con un factor de mayoración (K_p) cuyo valor es:

- $1,8 < \text{Velocidad circulación} < 2,4 \rightarrow K_p = 1,1$
- $1,5 < \text{Velocidad circulación} < 1,8 \rightarrow K_p = 1,25$
- $\text{Velocidad circulación} < 1,5$, se utiliza el gráfico siguiente según el tipo de fango y la concentración de sólidos.

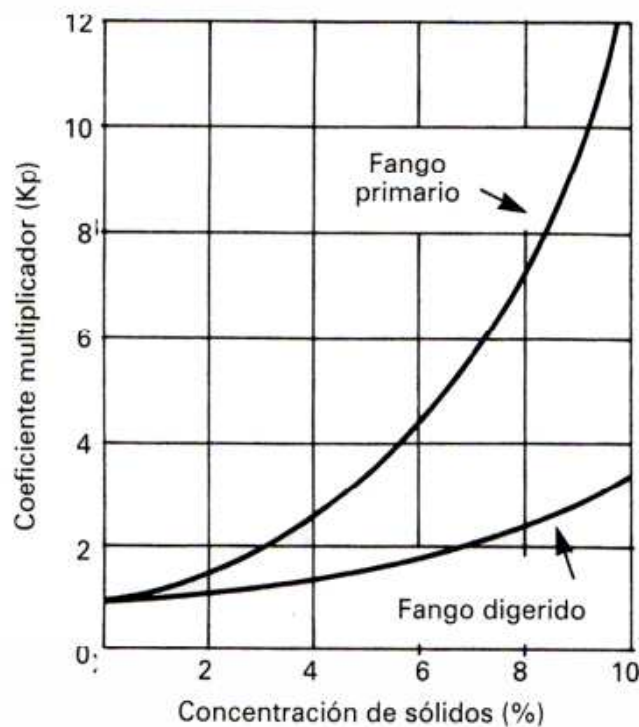


Figura 79: Transporte por tubería de lodos. Coeficiente de mayoración K_p . Fuente: (Hernández, 2001).

Debe de manifestarse no obstante la falta de aproximación, que obliga a proyectistas y fabricantes a sobredimensionar las bombas utilizadas en el transporte de lodos. Cuando se diseñan tuberías de transporte de lodos a grandes distancias deberán hacerse estudios más precisos, basados en estudios reológicos de los lodos.



➤ Bombas para el transporte de lodos.

Los lodos contienen elementos abrasivos, corrosivos, partículas y productos viscosos, exigiendo bombeos especiales. Esta situación se da en la transferencia de lodos, de reactivos, de alimentación de los sistemas de secado, transporte de lodos estabilizados.

Las bombas utilizadas en este TFM para el transporte de fangos son:

- Tornillos sin fin (Pretratamiento).
- Bombas centrífugas sumergibles, horizontales (Tratamiento secundario).
- Bombas de tornillo helicoidal (Tratamiento terciario).

➤ Espesamiento por gravedad.

El espesamiento por gravedad se realiza en un tanque de diseño similar al de un tanque de sedimentación convencional. Su forma normalmente suele ser circular. El fango diluido es conducido hacia una cámara de alimentación central y comienza el proceso de sedimentación y compactación en su parte inferior. El fango espesado se extrae del fondo del tanque y el líquido clarificado, que se extrae por la parte superficial, se envía a cabecera de planta.

Los mecanismos convencionales de recogida de fango consisten en rasquetas de fondo muy robustas. El puente normalmente es fijo. La tracción de las rasquetas es central. La estructura sumergida en la que se apoyan las rasquetas dispone también de unas varillas verticales (piquetas) que remueven lentamente el manto de fango y permiten que se abran canales que dejen salir el agua y la compactación se vea favorecida.

Los parámetros de diseño principales son la velocidad ascensional y la carga de sólidos. Las velocidades ascensionales oscilan entre 16 y 36 m³/m²d. Los tiempos de retención hidráulica suelen oscilar entre 24 horas y 36 horas. No se suelen utilizar reactivos para mejorar el espesado.

Poseen un grupo de accionamiento consiste en un motor con reductora que está unido a un tren de espesamiento y el cual se le suele asignar una velocidad entre 4 a 6 m/min. Para la extracción de fango se suele realizar mediante bombas, y tiene la posibilidad de hacerse de forma temporizada o realizarse por niveles mediante la instalación de bolsas.

➤ Tipo de coadyudante de la floculación y dosificación.

Se denomina polielectrolito al producto comercial, formulado adecuadamente en base a polímeros orgánicos sintéticos de grandes cadenas, elevado peso molecular y carga eléctrica, que tiene efecto floculante y coadyuvante.

Los polielectrolitos pueden clasificarse en:

- Catiónicos: Cargados positivamente y utilizados en potabilización (ETAP).
- Aniónicos: Cargados negativamente y utilizados en depuración de aguas residuales (EDARU).
- No iónicos: No son polielectrolitos en sentido estricto aunque exhiben en disolución muchas de las propiedades floculantes de los anteriores.

Los polielectrolitos catiónicos son poliamidas que se hidrolizan en agua como se indica en la siguiente reacción:



Puesto que la hidrólisis da OH^- , a pH alto se fuerza la reacción a la izquierda y el polímero se vuelve no iónico. El mecanismo de desestabilización por parte de estos polielectrolitos puede ser por formación de enlaces de puente, por neutralización de la carga, o ambos.

Debido a la capacidad de los polímeros catiónicos de adsorberse de forma específica sobre los coloides negativos y neutralizar la carga primaria, estos polímeros no necesitan tener un peso molecular elevado para producir una desestabilización efectiva. En cambio, los polímeros aniónicos o no iónicos necesitan que sus compuestos presenten un peso molecular mínimo para que sea posible superar la barrera energética potencial que existe entre dos partículas coloidales negativas. El valor de este peso molecular mínimo viene dado por la carga de las partículas a desestabilizar, la fuerza iónica de la solución y el número de grupos cargados y grado de ramificación del polímero.

La desestabilización por parte de estos polielectrolitos viene dada por adsorción o enlace de puente. De forma semejante, los polímeros aniónicos incorporan a su estructura un grupo carboxilo que en agua se ioniza del siguiente modo:



Un pH bajo fuerza la reacción a la izquierda y transforma el polímero aniónico en no iónico. Según esto, generalmente se usan los polímeros catiónicos a bajos pH y los aniónicos a altos pH. Esto no significa que en caso contrario



dejen de funcionar, lo que ocurre es que se transforman en no iónicos, lo que hará variar en cierto modo su efectividad en el tratamiento concreto a que se aplican.

En el tratamiento físico químico, primero se suelen añadir las sales y para mejorar el proceso se añaden polímeros. Son más efectivos los polielectrolitos con peso molecular elevado y densidad de carga elevada ya que producen cadenas más largas y arrastran más coágulos.

La presencia de cationes (Ca^{2+} , Mg^{2+}) ayuda a la adsorción de partículas negativas por polímeros aniónicos y reducen las fuerzas repulsivas porque hacen de enlace con el coloide. Además ayudan a los enlaces de puente entre partículas y a la neutralización de la carga.

Si se agita rápidamente, los flóculos formados se pueden romper y si se sobredosifica, no quedan disponibles más centros activos por lo que no se podrán establecer enlaces entre los coloides.

Este polielectrolito se va a dosificar después del espesador y antes de llegar a la centrífuga, como ayuda a esta última para tener mejores rendimientos.

Para el dimensionamiento de las instalaciones y maquinaria que tiene que dosificar este polielectrolito (depósito, tolva, bombas dosificadoras y dosificador volumétrico) se ha cogido unos valores estándar que son los siguientes:

- Dosificación máxima: 3 mg /l y una dosificación media: 1 mg/l.

Estos valores tienen un rango de confianza amplio, por lo que al tener dentro de las instalaciones de la E.D.A.R.U un laboratorio, se realizará ensayos para poder obtener la dosificación óptima. Todo esto repercutirá en un gasto menor en polielectrolito y unos resultados mejores en la floculación y por tanto funcionamiento del filtro de arena del tratamiento terciario.

En el laboratorio de la E.D.A.R.U, se dispondrá de un equipo de laboratorio "Jar-Test" provisto de 6 unidades de tratamiento simultaneas (Figura 80) y de toda la instrumentación necesaria. Cada una de ellas dispone de un agitador de palas normalizado con regulador de velocidad para el mezclado rápido o lento de las etapas de coagulación y floculación respectivamente. Dispone además de un controlador de tiempos y una pantalla iluminada por la parte posterior para observar bien el aspecto de las muestras tratadas.



Figura 80: Equipo Jar Test de 6 unidades. Fuente: www.yarethquimicos.com

Para el cálculo de la dosis óptima de floculante de Polielectrolito se realizará el siguiente procedimiento:

1. Se preparan seis vasos de precipitados de 1000 cm³ de capacidad, introduciendo en cada uno 800 cm³ del agua a tratar. Disolución de NET, 20 ppm (pesar 0,1 g de NET en 5 litros de agua del grifo).
2. Añadir diferentes dosis del coagulante $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$ de forma que las concentraciones sean 20, 40, 60, 80, 100 y 120 ppm. (pesar, en gramos: 0,02; 0,04; 0,06; 0,08; 0,10; 0,12).
3. Se toma una pequeña cantidad de muestra de cada uno de los vasos de precipitados y se mide su absorbancia⁽¹³⁾ a 575 nm.
4. Se agita durante 3 minutos a una velocidad de 150 rpm.
5. Se prepara una disolución madre de polielectrolito de 100 ppm (pesar 0,01 g en 100 ml). Se añade de esta disolución los volúmenes necesarios para que la concentración del mismo en los distintos vasos de precipitados varíe entre 1 y 6 ppm aproximadamente. Añadir 0,5; 1; 1,5; 2; 2,5 ml a cada vaso de 800 ml. El polielectrolito debe estar agitándose para que no se vuelva muy viscoso.
6. Se agita durante 12 minutos a una velocidad de 25 rpm.

⁽¹³⁾: Grado de absorción de la luz o de otra energía radiante a su paso a través de un medio. Para medir la absorbancia, se mide mediante un espectrofotómetro.

7. Se deja reposar para que se produzca la sedimentación.
8. Observar la diferente velocidad de sedimentación en función de la cantidad de polielectrolito empleado.
9. Se toma una muestra de cada vaso y se mide su absorbancia a 575 nm. Se construye una gráfica donde se represente el % de reducción de absorbancia frente a la concentración de floculante empleada. Se determina la dosis óptima de polielectrolito.

➤ Deshidratación mediante centrifugación.

Las centrífugas se utilizan tanto para espesar fangos como para deshidratarlos. Los dos principales tipos de centrífugas empleadas actualmente son la centrífuga de camisa maciza y la centrífuga de cesta.

La centrífuga de camisa maciza consiste en una camisa maciza dispuesta horizontalmente, con un extremo de forma troncocónica. El fango se alimenta a la unidad de forma continua y los sólidos se concentran en la periferia. Un tornillo helicoidal, que gira a una velocidad ligeramente distinta, desplaza el fango acumulado hacia el extremo troncocónico, donde se produce una concentración de sólidos adicional previamente a la descarga.

Para este TFM, se va a inyectar polielectrolito a la salida de la tubería del espesador de gravedad que va a la deshidratación por medio de la centrífuga mediante una bomba helicoidal. Sin embargo los costes energéticos y de mantenimiento del proceso pueden ser importantes. Este proceso es interesante en plantas medias y grandes, con poco espacio y en donde se dispone de mano de obra cualificada, o en plantas con fangos difíciles de espesar con otras técnicas. Es frecuente que el rendimiento de las centrífugas se cuantifique por el porcentaje de captura, definido como:

$$\text{Porcentaje captura} = \left[1 - \frac{C_r \cdot (C_c - C_s)}{C_s \cdot (C_c - C_r)} \right] \quad (3.168)$$

donde:

C_r = concentración de sólidos en el agua resultante del proceso deshidratación (mg/l o en %).

C_c = concentración de sólidos en el fango (mg/l o en %).

C_s = concentración de sólidos en el fango alimentado (mg/l o en %).

Para un correcto funcionamiento de la centrifuga hay que tener en cuenta las siguientes parámetros y características del fango.

Parámetros operacionales	Características del fango
Velocidad del tambor	Tamaño del flóculo
Velocidad diferencial del tambor	Consistencia del flóculo
Altura radial de la lámina de agua	Viscosidad
Caudal o carga hidráulica	IVL
Concentración o carga de sólidos	Sólidos volátiles (%)
Uso de coagulantes	Edad del fango

Tabla 46: Parámetros de funcionamiento de una centrifuga. Fuente: (J. Suárez, 2010)

Para fangos del tratamiento biológico con aireación prolongada y con una carga de sólidos entre 20-30 (kg MS/m³ h) se pueden llegar a concentraciones de entrada a la centrifuga entre 3 hasta 5 % y se puede llegar hasta un 25% de sequedad del fango.

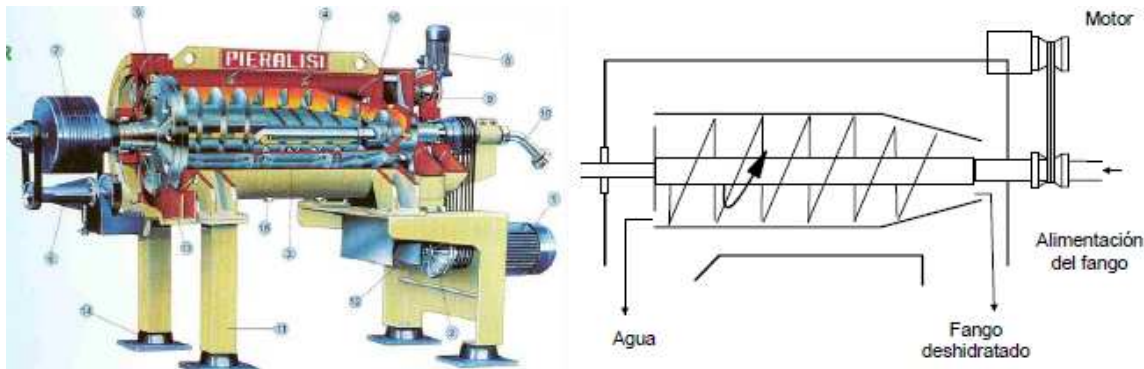


Figura 81: Esquema de funcionamiento de una centrifuga. Fuente: (J. Suárez, 2010)

➤ Transporte y vertido.

El agua clarificada de todo el proceso de tratamiento de fangos puede ser recuperada y enviada otra vez a la cabecera de la planta de tratamiento.

Los lodos que van destinados a vertedero se almacenarán en una tolva de fangos para su posterior transporte por carretera. Siendo el mayor coste en su gestión, la retirada (transporte) y el vertido (en el vertedero a un gestor autorizado).

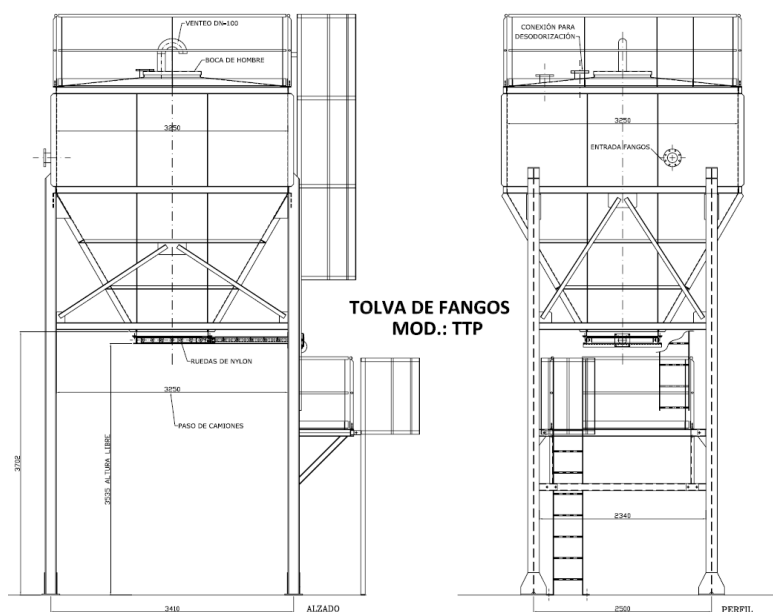


Figura 82: Ejemplo de una tolva de fangos, modelo TTP. Fuente: Catálogo de la empresa Tecmoncade.

Las estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas (E.D.A.R.U) son productores de lodos y como tales productores de residuos deben asegurar su correcta gestión, y pueden realizarla directamente o encargarla a gestores autorizados, todo ello conforme a lo que establece la Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados.

La orientación de su gestión debe realizarse respetando los principios de la política de residuos relativos a la protección del medio ambiente y la salud humana y aplicando la jerarquía en las opciones de gestión, priorizando la prevención sobre el reciclado, otros tipos de valorización incluida la energética y quedando en último lugar el depósito en vertedero. En la actualidad las orientaciones sobre su gestión se recogen en el Plan Nacional Integrado de Residuos (PNIR)

La autorización de transporte y de vertido posterior es competencia de la Comunidad Autónoma correspondiente, en cumplimiento de la legislación vigente.



4. Normativa de aplicación. (Podemos hablar del almacenamiento de productos químicos)

A continuación se expone toda la normativa relacionada con el tratamiento de aguas residuales, la cual, se ha dividido en 3 grupos:

- ☒ Normativa relacionada con la calidad de las aguas
- ☒ Normativa relacionada con los lodos generados en E.D.A.R.U.
- ☒ Normativa relacionada con los productos químicos que se emplean en E.D.A.R.U.

4.1 Normativa calidad de aguas

A nivel Europeo:

- Directiva 75/440/CEE relativa a la calidad requerida para las aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable en los Estados miembros.
- Directiva 76/160/CEE relativa a la calidad de las aguas de bajo.
- Directiva 76/464/CEE de 4 de Mayo relativa a la contaminación causada por determinadas sustancias peligrosas vertidas al medio acuático de la Comunidad.
- Decisión 77/585/CEE relativa a la celebración del convenio para la protección del Mar Mediterráneo contra la contaminación, así como del Protocolo sobre la prevención de la contaminación del Mar Mediterráneo causada por vertidos desde buques y aeronaves.
- Directiva 78/659/CEE relativa a la calidad de las aguas continentales que requieren protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces.
- Directiva 79/293/CEE relativa a la calidad exigida a las aguas para la cría de moluscos.
- Directiva 80/778/CEE relativa a la calidad de las aguas destinadas al consumo humano.
- Decisión 81/420/CEE relativa a la celebración del Protocolo sobre cooperación para combatir en situaciones de emergencia la contaminación del Mar Mediterráneo causada por hidrocarburos y otras sustancias perjudiciales.
- Decisión 83/101/CEE relativa a la celebración del Protocolo sobre la protección del Mar Mediterráneo contra la contaminación de origen terrestre.
- Decisión 84/132/CEE relativa a la celebración del Protocolo sobre las zonas especialmente protegidas del Mediterráneo.
- Directiva 86/280/CEE de 12 de junio relativa al vertido de aguas interiores o al mar de efluentes que contengan o puedan contener sustancias peligrosas.

- Directiva del Consejo de la UE 91/271/CEE sobre tratamiento de aguas residuales urbanas. Se trata de la Directiva fundamental en cuanto normativa de tratamiento de aguas se refiere ya que marca los plazos y tratamientos de depuración de las aguas residuales urbanas, estableciendo las características para que determinadas zonas deben ser declaradas como sensibles.
- Directiva 91/676/CEE relativa a la protección de las aguas contra la contaminación producida por nitratos utilizados en agricultura.
- Directiva del consejo de la UE 98/15/CE de la Comisión de 27 de Febrero de 1998 por la que se modifica la Directiva 91/271/CEE del Consejo en relación con determinados requisitos establecidos en su anexo I, modificando el cuadro 2 de dicho anexo por los problemas de interpretación que puede generar.
- Directiva 98/83/CE relativa a la calidad de las aguas destinadas a consumo humano.
- DIRECTIVA (MARCO) 2000/60/CE por la que se establece un marco comunitario de actuación en la política de aguas. Transcurridos siete años desde la entrada en vigor de esta Directiva, quEDARUan derogadas las Directivas 75/440/CEE, la Directiva 79/869/CEE, así como 77/795/CEE. Transcurridos trece años desde la entrada en vigor de la Directiva, quEDARUan derogadas las Directivas 78/659/CEE, 79/923/CEE, 89/68/CEE y 76/464/CEE.
- Propuesta 2001/C 154E/11 de las Comunidades Europeas de 29 de Mayo de 2001 que indica las sustancias prioritarias en el ámbito del agua. Decisión 2455/2001/CE del Parlamento Europeo y del Consejo por la que se aprueba la lista de sustancias prioritarias en el ámbito de la política de aguas, y por la que se modifica la DIRECTIVA 2000/60/CE.

A nivel del Estado Español:

- Ley 29/85 de Aguas procedentes de la aplicación de las Directivas 76/464/CEE y 80/68/CEE.
- Real Decreto 849/86 por el que se aprueba el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los títulos Preliminar I, IV, VI y VII de la Ley de Aguas.
- Orden de 12 de noviembre de 1987 sobre normas de emisión, objetivos de calidad y métodos de medición de referencia relativos a determinadas sustancias nocivas o peligrosas contenidas en los vertidos de aguas residuales.



- Orden ministerial de 11 de Mayo de 1988 sobre las características básicas de calidad que deben ser mantenidas en las corrientes de aguas superficiales cuando sean destinadas a la producción de agua potable, procedente de la aplicación de la Directiva 75/440/CEE.
- Real decreto 734/88 por el que se establecen las normas de calidad de las aguas de bajo, procedente de la aplicación de la Directiva 76/160/CEE.
- Ley 22/1988 de 28 de julio de Costas, que establece que las comunidades autónomas ejercerán las competencias que en las materias de ordenación territorial y del litoral, puertos, urbanismo, vertidos al mar y demás aspectos relacionados con el ámbito de esta ley tengan atribuidos en virtud de sus estatutos.
- Real Decreto 927/88 de 29 de julio por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica, en desarrollo de los títulos II y III de la Ley de Aguas.
- Orden ministerial de 16 de diciembre de 1988 relativa a los métodos y frecuencias de análisis o de inspección de las aguas continentales que requieren protección o mejora para el desarrollo de la vida piscícola, procedente de la aplicación de la Directiva 78/659/CEE.
- Orden ministerial de 13 de Octubre de 1989 para la determinación de los métodos de caracterización de los residuos tóxicos y peligrosos.
- Real decreto 38/89 por el que se establecen las normas de calidad de las aguas para la cría de moluscos, procedente de la aplicación de la directiva 79/923/CEE.
- Real decreto 258/1989 de 10 de marzo para vertidos de sustancias peligrosas al mar.
- Real Decreto 1471/1989 por el que se aprueba el Reglamento General para el desarrollo y ejecución de la Ley 22/1988 de Costas.
- Orden ministerial de 19 de Diciembre de 1989, donde se dictan las normas para la fijación en ciertos supuestos de valores intermedios y reducción del coeficiente k que determina la carga contaminante del canon de vertido de aguas residuales.
- Orden ministerial de 15 de octubre de 1990 sobre características básicas de calidad que deben ser mantenidas en las corrientes de agua superficiales cuando sean destinadas a la producción de agua potable transposición de la directiva 75/440/CEE.
- Ley 27/1992 de Puertos del Estado y de la Marina Mercante modificada por la Ley 62/1997 de 24 de noviembre de Puertos del Estado y de la Marina Mercante. Establece reglamentaciones sobre los vertidos al mar.
- Real decreto 345/1993 de 5 de marzo por el que se establecen las normas de calidad de las aguas y de la producción de moluscos y otros invertebrados marinos vivos.



- Decreto 97/1994 de 3 de Mayo de asignación de competencias en materia de vertidos al dominio público marítimo-terrestre y de usos en zonas de servidumbre de protección.
- Resolución de 28 de Abril de 1995 por la que se dispone la publicación del Acuerdo del Consejo de Ministros de 17 de febrero de 1995, por el que se aprueba el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales.
- Real decreto 484/1995 sobre medidas de regulación y control de vertidos al dominio hidráulico.
- Real-Decreto Ley 11/1995 de 28 de diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Real-decreto 509/1996 de 15 de marzo de desarrollo del real decreto ley 11/1995 de 28 de diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Real decreto 261/1996 de 16 de febrero sobre la protección de las aguas contra la contaminación producida por los nitratos procedentes de fuentes agrarias, transposición de la directiva 91/676/CEE.
- Resolución de 25 de mayo de 1998 por la que se declaran las zonas sensibles en las cuencas hidrográficas intercomunicadas.
- Real decreto 1664/1998 por el que se aprueban los Planes Hidrológicos de Cuenca.
- Real-decreto 2116/1998 de 2 de octubre por el que se modifica el Real-decreto 509/1996 de 15 de marzo de desarrollo del real decreto ley 11/1995 de 28 de diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Ley 46/1999 de modificación de la ley de aguas 29/1985.
- Real decreto 995/2000 de 2 Junio que establece los objetivos de calidad para determinadas sustancias contaminantes y modificación del reglamento de dominio público hidráulico aprobado por el RD 849/1986.
- Real-decreto legislativo 1/2001 de 20 de julio por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas.
- Ley 16/2002, de 1 de Julio, de prevención y control integrados de la contaminación
- Real decreto 606/2003 de 11 de abril por el que se modifica el RD 849/1986 por el que se aprueba el Reglamento de Dominio Público Hidráulico que desarrolla los títulos preliminar I, IV, V, VI Y VIII de la ley 29/1985 de Aguas.
- Real decreto 140/2003 de 7 de febrero por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano.
- Orden MAM/1873/2004 de 2 de junio que aprueba los modelos oficiales para la declaración de vertido y liquidación del canon de control de vertido.

- Orden 985/2006 de 23 de marzo por la que se desarrolla el régimen jurídico de las entidades colaboradoras de la administración hidráulica en materia de control y vigilancia de la calidad de las aguas y de la gestión de los vertidos al Dominio Público Hidráulico.

4.2 Normativa lodos generados en la E.D.A.R.U.

- Directiva 86/278/CEE del Consejo de 12 de junio de 1986 relativa a la protección del medio ambiente y en particular de los suelos en la utilización de los lodos de depuradora en agricultura.
- Real Decreto 1310/1990 de 29 de octubre por el que se regula la utilización de los lodos de depuración en el sector agrario.
- Orden de 26 de octubre de 1993 sobre utilización de lodos de depuración en el sector agrario por la que se dictan normas para los controles a realizar por las Comunidades Autónomas para el seguimiento de la utilización de los lodos en el sector agrario.
- Working document on sludge (3rd draft). Tercer borrador del documento de TFM de lodos (27 de Abril de 2000). Comisión europea.
- Dictamen 2001/C 14/26 del Comité Económico y Social sobre la revisión de la Directiva 86/278/CEE del Consejo relativa a la utilización de los lodos de depuradora en agricultura.
- Resolución de 14 de junio de 2001 de la Secretaria General de Medio Ambiente, por la que se dispone la publicación del Acuerdo del Consejo de Ministros de 1 de junio de 2001, por el que se aprueba el Plan Nacional de Lodos de Depuradoras de Aguas Residuales Urbanas-EDARU (PNLD) (2001-2006).
- Decisión de la Comisión de 28 de agosto de 2001 por la que se establecen los criterios ecológicos para la concesión de la etiqueta ecológica comunitaria a las enmiendas del suelo y los substratos de cultivo.
- Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Real Decreto 653/2003, de 30 de mayo, sobre incineración de residuos.
- Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas.
- Orden MAM/85/2008 de 16 de Enero, que se establecen los criterios técnicos para la valoración de los daños al dominio público hidráulico y las normas sobre la toma de muestras y análisis de vertidos de aguas residuales.
- Ley 22/2011 de 28 de Julio de residuos y suelos contaminados.
- Orden AAA/1072/2013 de 7 de junio, sobre la utilización de lodos de depuración en el sector agrario.



4.3 Normativa sobre las instalaciones de almacenamiento de productos químicos en una E.D.A.R.U.

En nuestra E.D.A.R.U, se van a tener que almacenar, utilizar y manipular unos productos químicos. Estas instalaciones y todas las medidas de seguridad se proyectarán conforme al Real Decreto 379/2001, de 6 de abril por el que se aprueba el Reglamento de almacenamiento de productos químicos y sus instrucciones técnicas complementarias MIE-APQ-1, MIE-APQ-2, MIE-APQ-3, MIE-APQ-4, MIE-APQ-5, MIE-APQ-6 y MIE-APQ-7.

Concretamente, para nuestro caso, se va usar ITC-MIE-APQ-6, ya que vamos a emplear Hipoclorito de Sodio y Polielectrolito aniónico.

Para el suministro de estos productos se va a aplicar la norma ADR-2013 para el transporte de mercancías peligrosas por carretera

➤ PRODUCTOS ALMACENAR EN LA E.D.A.R.U:

NOMBRE..... HIPOCLORITO DE SODIO

SINÓNIMO Lavandina

FÓRMULA QUÍMICA NaClO

PRESIÓN Atmosférica

TEMPERATURA Ambiente

CLASIFICACIÓN..... Otras materias corrosivas líquidas sin riesgos

subsidiarios .Clase 8 ⁽¹⁴⁾, Código 9⁽¹⁵⁾, Grupo de embalaje II⁽¹⁶⁾.

⁽¹⁴⁾: El título de la clase 8 abarca las materias y objetos conteniendo materias de esta clase que, por su acción química, dañan el tejido epitelial de la piel y las mucosas al entrar en contacto con ellas, o que, en caso de fuga, puedan originar daños a otras mercancías o a los medios de transporte o destruirlos. El título de la presente clase se refiere también a las materias que sólo producen un líquido corrosivo al entrar en contacto con el agua o que, con la humedad natural del aire, produzcan vapores o neblinas corrosivos.

⁽¹⁵⁾: Código 9, es para otras materias corrosivas en estado líquido.

⁽¹⁶⁾: Las materias de la clase 8 deberán asignarse a uno de los siguientes tres grupos de embalaje según el grado de peligrosidad que presenten para el transporte: Grupo de embalaje I: materias muy corrosivas; Grupo de embalaje II: materias corrosivas; Grupo de embalaje III: materias que presentan un menor grado de corrosividad.



La clasificación del producto se ha realizado atendiendo al ADR-2013.

NOMBRE..... POLIELECTROLITO ANIÓNICO

SINÓNIMO Polímeros de acrilamida-acrilato

FÓRMULA QUÍMICA $\text{RCOOH}^- \rightarrow \text{RCOO}^- + \text{H}^+$

PRESIÓN Atmosférica

➤ Recipientes.

Los recipientes serán de buena calidad, contruidos y cerrados, de forma que en sus condiciones normales no puedan sufrir ninguna pérdida o escape debido a cambios de temperatura, humedad o presión. Todo recipiente que vaya a ser utilizado deberá ser antes inspeccionado para comprobar que no presente corrosión u otros daños.

Los recipientes serán resistentes a toda acción química o de otro tipo. Los materiales de que están fabricados no contendrán sustancias que puedan reaccionar de manera peligrosa con el contenido, formar productos peligrosos o debilitar en forma apreciable a los mismos. Los recipientes se construyen de PRFV, con una barrera química de resina estervinílica y fibra de vidrio y un refuerzo mecánico de resina ortoftálica y fibra de vidrio. Tanto el diseño, los materiales empleados en la construcción, el método de fabricación y los ensayos realizados se ajustan a código/norma AD/MERKBLATT, según consta en el certificado de fabricación de los mismos.

La vida útil de los recipientes será la propia de la instalación, con lo que no será necesaria su sustitución. En las actas de prueba de construcción de los recipientes se certificará que éstos han sido examinados visualmente y dimensionalmente, que se confecciona el dossier de calidad correspondiente donde consta el resultado favorable de los controles y pruebas realizadas durante la fabricación. Los recipientes se someterán a una prueba de estanqueidad. Los recipientes tendrán dispositivos de venteo que son dispositivos de alivio de presión que evitan que el recipiente sufra roturas ante elevaciones excesivas de presión.

A continuación se detallan los recipientes que albergan a cada uno de los productos químicos, indicando dimensiones, capacidad y especificación de materiales.

➤ Almacenamiento de hipoclorito sódico (tratamiento terciario):

Núm. depósitos 1
Construcción Vertical
Volumen.....12 m³
Grado de llenado 90%
Diámetro 2.500 mm
Altura total.....3.250 mm
Material virola.....PRFV
Material fondos PRFV

DEPÓSITOS VERTICALES CERRADOS			
Volumen (litros)	Diámetro (mm)	Altura (mm)	
2.000	1.400	2.050	
3.000	1.600	2.250	
4.000	1.600	2.750	
5.000	1.600	3.250	
8.000	2.000	3.400	
10.000	2.000	4.000	
12.000	2.500	3.350	
15.000	2.500	3.950	
20.000	2.500	4.965	
25.000	2.500	6.000	
30.000	2.500	7.100	

Figura 83: Catálogo Tadipol,s.l. Características geométricas depósito PRFV

➤ Almacenamiento de Polielectrolito aniónico:

El suministro será en sacos de papel, forrados de plástico con un peso de 25 kg. Se utilizará como sistema de dosificación, un dosificador volumétrico. Con una capacidad de dosificación que pueda ser regulable según las necesidades y cuya autonomía sea como mínimo de 15 días. El modelo escogido es CT-16/360 y sus principales características son las siguientes:



Figura 84: Modelo dosificador CT 16/360. Casa comercial García Fernández.

➤ Distancias entre recipientes e instalaciones.

- La separación entre dos recipientes de líquidos corrosivos contiguos será como mínimo de 1 m, para garantizar un buen acceso a los mismos (Instrucción Técnica Complementaria ITC-MIE-APQ-006 de Almacenamiento de Líquidos Corrosivos (artículos 13 y 15)).

No existen requerimientos especiales de distancias entre instalaciones de líquidos corrosivos entre sí, ni respecto a otras instalaciones de la planta, salvo las siguientes:

- La pared interior de los cubetos distará como mínimo 1,5 m del vallado exterior de la planta. El resto de las instalaciones del almacenamiento distarán al menos 3 metros de dicho vallado.

➤ Cimentaciones de los recipientes.

Las losas de cimentación se han calculado como una placa rectangular empotrada en su perímetro. Para el cálculo simplificaremos considerando una viga biempotrada de luz igual a la menor longitud del depósito, sometida a la reacción del terreno. Se tendrán en cuenta todas las acciones que actúan sobre la losa de cimentación y se calcularán los esfuerzos. Luego se realizarán todas las comprobaciones que se exigen en la EHE-08. Estas losas de cimentación irán acompañadas con unos muros de altura suficiente para contener el volumen de producto almacenado por el depósito interior y que además irá provisto de sistema de entrada y salida al cubeto de hormigón como escaleras exteriores de acero inoxidable e interiormente se pondrán unos pates de material plástico como en la figura 85:



Figura 85: Imagen tomada en la visita a la EDARU (Murcia – Este) el día 07-05-2014. Fuente: Elaboración Propia.



El asiento del depósito de hipoclorito sódico se ha realizado mediante base de arena sobre superficie nivelada. Posteriormente se ha recrecido hasta nivel de bordillo mediante un mortero especial para sellar e impermeabilizar la superficie.

La pendiente del fondo del cubeto desde el tanque hasta el sumidero de drenaje será como mínimo del 1%. Dadas las dimensiones del cubeto no se ha realizado ningún canal de evacuación, limitándose a instalar una poceta de dimensiones 0,50 x 0,50 m², que recogería el posible vertido y desde donde sería extraído mediante una bomba.

➤ Zonas de carga y descarga.

La carga de los diferentes depósitos se realizará desde un camión cisterna, instalándose para ello una bomba de trasvase de 10 m³/h, para cada una de las sustancias a trasvasar.

Atendiendo a la Instrucción Técnica Complementaria ITC-MIE-APQ-006 de Almacenamiento de Líquidos Corrosivos, en el artículo 20 “Cargaderos”, se determina:

“a. Un cargadero puede tener varios puestos de carga o descarga de camiones cisterna o vagones cisterna de ferrocarril. Su disposición será tal que cualquier derrame accidental se conducirá mediante la adecuada pendiente hacia un canal o sumidero de recogida, de modo que no pueda llegar a una vía o cauce públicos. Se procurará evitar derrames de producto sobre el suelo en las conexiones y desconexiones, empleando los medios de recogida que se consideren apropiados.”

“El pavimento de las zonas de estacionamiento para operación de carga y descarga de camiones y de vagones cisterna deberá ser impermeable y resistente al líquido trasvasado.”

Estos cargaderos se van a realizar mediante losas de hormigón con tratamiento antiácido, dotándoles de las correspondientes pendientes hacia una arqueta de recogida, de dimensiones 0,60 x 0,60 m², y con tratamiento antiácido.

No van a existir efluentes líquidos debidos al almacenamiento de productos químicos que puedan presentar algún grado de contaminación, pues estos productos se utilizan para eliminar dicha contaminación en el proceso de planta, al tratarse de una estación depuradora de aguas residuales.



Sólo podrá existir un efluente líquido, con grado de contaminación en el vertido, en el caso de que se produzca algún derrame. En este caso será una empresa autorizada y acreditada la encargada de llevarse dicho vertido.

➤ **Dispositivos de seguridad para evitar sobrellenados.**

Los dispositivos de seguridad que se utilizan para evitar sobrellenados son:

- Indicadores de nivel.
- Control realizado mediante un automatismo que da la orden de parada a la bomba de carga cuando se alcanza el nivel de máximo.
- Válvula de bloqueo en la impulsión del producto a los depósitos, de accionamiento manual.
- Se instalan a su vez conexiones de rebose, con su conducción correspondiente, para evitar el sobrellenado.



5. Cálculos Justificativos del Proceso

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**DATOS BASICOS DEL PROYECTO**

Página

192

PARAMETROS

UNIDADES

POBLACION

Población equivalente :	25.783,33 h-e
Dotación :	171,43 l/h-e/d
Carga orgánica biodegradable en DBO ₅ :	60,00 g O ₂ /h-e/d
Carga en SST :	90,00 g/h-e/d

CARACTERISTICAS DEL AGUA BRUTA

CAUDALES DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal medio diario :	4.420,00 m ³ /día
Caudal medio horario :	184,17 m ³ /h
Incidencia del caudal medio horario sobre el diario :	24,00 horas
Coefficiente punta	2,00
Caudal punta tiempo seco :	368,33 m ³ /h
Caudal máximo hidráulico :	368,33 m ³ /h
Coefficiente mínimo	2,00
Caudal mínimo horario :	92,08 m ³ /h
Caudal máximo en pretratamiento :	368,33 m ³ /h
Caudal máximo en tratamiento biológico :	368,33 m ³ /h
Caudal máximo en tratamiento terciario :	184,17 m ³ /h

CONTAMINACION DEL AGUA

DBO ₅ medio :	Concentración	350,00 mg O ₂ /l
	Carga contaminante	1.547,00 kg O ₂ /d
DQO medio:	Concentración	525,00 mg O ₂ /l
	Carga contaminante	2.320,50 kg O ₂ /d
SST medio :	Concentración	525,00 mg/l
	Carga contaminante	2.320,50 kg/d
N-NTK medio :	Concentración	27,50 mg/l
	Carga contaminante	121,55 kg/d
P _{TOTAL} medio :	Concentración	10,00 mg/l
	Carga contaminante	44,20 kg/d
Relación DQO/DBO ₅ :		1,50
Relación DBO ₅ /NTK :		12,73
Relación SST/DBO ₅ :		1,50

Temperatura para cálculo del proceso :	13,00 °C
Temperatura para cálculo necesidades aire :	20,00 °C

Página

192



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

PARAMETROS

UNIDADES

RESULTADOS A OBTENER

Las características del agua tratada y de los fangos originados en el proceso de tratamiento, serán :

RESULTADOS A OBTENER EN EL AGUA DEPURADA A LA SALIDA DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO
RD 11/1995.

DBO5 agua tratada (<) :	25,00 mg/l
S.S.T. agua tratada (<) :	35,00 mg/l
DQO agua tratada (<) :	125,00 mg/l
N-Total agua tratada (<) :	15,00 mg/l
pH :	6-8

Además de ello, el agua será razonablemente clara y no tendrá olor desagradable.

RESULTADOS A OBTENER EN EL AGUA DEPURADA A LA SALIDA DEL TRATAMIENTO TERCIARIO
RD. 1620/2007

S.S.T. medio agua tratada (<) :	5,00 mg/l
P-total agua tratada (<) :	2,00 mg/l
Turbidez agua tratada (<) :	2,00 NTU
Coliformes totales (<) :	2,2 ufc/100 ml
Huevos de Nemátodos intestinales (<) :	1,00 Huevo/l

El agua no tendrá olor desagradable

RESULTADOS A OBTENER EN EL FANGO PRODUCIDO

El fango procedente de la depuración, después de tratado y analizado tendrá las siguientes características :

Sequedad (% en peso de solidos secos) ($\geq 20\%$) :	25 %
Estabilidad (% reducción en peso de sólidos volátiles) (≥ 40) :	40 %



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

1.1. PRETRATAMIENTO

1.1.1. DESBASTE DE SÓLIDOS FINOS MEDIANTE REJAS

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal máximo : 368,33 m³/h
Caudal medio : 184,17 m³/h
Caudal mínimo : 92,08 m³/h

DIMENSIONAMIENTO

Tipo de reja: Reja automática longitudinal a cadena
Modelo: Serie DT-011
Achura canal (W) = 0,50 m
Altura de canal (B)= 1,00 m
Altura de agua al entrar al canal (C)= 0,39 m
Altura de agua a Q max (h) = 0,57 m
Altura de descarga (D)= 1,40 m
Tipo de reja : recta
Inclinación de la reja (α) : 75,00 °
Número de canales : 2,00 Ud

Número de rejas automáticas instaladas : 2,00 Ud
Número de rejas en funcionamiento a caudal máximo : 1,00 Ud
Número de rejas en funcionamiento a caudal medio : 1,00 Ud

Tipo de perfil barroses= rectangular recto
Paso útil entre barroses (e)= 20,00 mm
Ancho de los barroses (d) = 12,00 mm
Colmatación máxima (G): 30,00 %

Pérdidas de carga en rejas a Q máximo 30% de colmatación: 0,032 m
K₁: 2,04
K₂: 1,00
K₃: 2,22
Velocidad de aproximación Q max: 0,37 m/s

Pérdidas de carga en rejas a Q medio 30% de colmatación: 0,009 m
K₁: 2,04
K₂: 1,00
K₃: 2,22
Velocidad de aproximación Q med: 0,19 m/s

Anchura útil canal: 0,26 m

Velocidad de paso a caudal máximo: 1,01 m/s
Velocidad de paso a caudal medio: 0,50 m/s
Velocidad de paso a caudal máximo 30% de colmatación (<1,4): 1,12 m/s
Velocidad de paso a caudal medio 30% de colmatación (<1): 0,56 m/s

Sistema de limpieza: Automática
Regulación del automatismo: Por diferencia de nivel y temporizador
Forma de extracción de residuos: Tornillo transportador compactador.
Destino: Contenedor.



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

VOLUMEN DE RESIDUOS A MANEJAR

Producción de residuos en rejillas de gruesos :	10,00 l/h-e /año
Volumen de residuos extraídos en rejillas de gruesos :	0,71 m ³ /d
Tiempo de funcionamiento de las rejillas al día:	8,00 h/día
Volumen horario de residuos extraídos en rejillas de gruesos :	0,09 m ³ /h
	0,23 tn/h

Coefficiente mayoración:	2,5
Volumen mayorado para el calculo del equipo:	0,22 m ³ /h

Número de tornillos transportadores-compactadores instalados :	1,00 Ud

Velocidad de desplazamiento del transportador (v) :	0,02 m/s
Paso del tornillo (t):	0,06 m
Velocidad de giro del tornillo (n):	15,00 rpm

Área de relleno del canalón (s):	0,01 m ²
Tipo de carga λ (Ligera no abrasiva):	0,40
Diámetro del tornillo (D):	0,13 m

Densidad del material a transportar (γ):	2,65 t/m ³
Inclinación del canalón (k) (10°):	0,80

Caudal de material transportado (Q_{Lsf} > volumen a extraer) :	0,61 tn/h
	0,23 m ³ /hora

Rendimiento sistema de prensado:	30,00 %
Volumen de residuos a almacenar:	0,53 m ³ /d
Nº de contenedores instalados:	1,00 Ud
Capacidad contenedor:	0,80 m ³
Tiempo de almacenamiento adoptado:	36,24 h

Potencia

Potencia de accionamiento (P_H):	0,12 kW
Coefficiente de resistencia del materia (C_o):	4,00
Longitud del tornillo (L):	5,00 m

Potencia accionamiento del tornillo en vacío (P_N):	0,03 kW

Potencia del tornillo sin fin debida a la inclinación (P_{ST}):	0,02 kW
Altura de la instalación (H):	3,00 m

Potencia Tota (P_T):	0,17 kW

Equipo escogido:

Clasificador de arenas tipo tornillo sin-fin. Marca: DAGA o similar. Modelo: MR37T-015.

Diámetro tornillo-sin fin: 130mm. Ø

Potencia motor: 0,37 kW. Material: AISI-316.

Revoluciones 15 rpm.

LÍNEA DE AGUA	
PARAMETROS	UNIDADES

1.1.2. TAMIZADO

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal máximo :	368,33 m³/h
Caudal medio :	184,17 m³/h
Caudal mínimo :	92,08 m³/h

Achura canal (W)=	0,50 m
Altura de canal =	1,00 m
Altura de agua Qmax (h)=	0,54 m
Altura de descarga=	1,39 m
Máximo nivel a la entrada=	1,20 m

DIMENSIONAMIENTO

Tipo de reja :	Tamiz en canal
Inclinación de la reja (α) :	45,00 °
Número de canales :	2,00 Ud
Número de rejillas automáticas instaladas :	2,00 Ud
Número de rejillas en funcionamiento a caudal máximo :	1,00 Ud
Número de rejillas en funcionamiento a caudal medio :	1,00 Ud

Tipo de perfil barrotes=	rectangular recto
Paso útil entre barrotes (b) =	3,00 mm
Ancho de los barrotes (a) =	3,00 mm
Colmatación máxima (G):	30,00 %

Pérdidas de carga en rejillas a Q máximo 30% de colmatación:	0,038 m
K ₁ :	2,04
K ₂ :	1,00
K ₃ :	2,22
Velocidad de aproximación Q max:	0,41 m/s

Calado a Q máx:	0,54 m

Pérdidas de carga en rejillas a Q medio 30% de colmatación:	0,009 m
K ₁ :	2,04
K ₂ :	1,00
K ₃ :	2,22
Velocidad de aproximación Q med:	0,19 m/s

Anchura útil canal:	0,25 m

Velocidad de paso a caudal máximo:	0,81 m/s
Velocidad de paso a caudal medio:	0,41 m/s
Velocidad de paso a caudal máximo 30% de colmatación (<1,2):	1,16 m/s
Velocidad de paso a caudal medio 30% de colmatación (<1,2):	0,58 m/s

Pasada la reja de finos:	
Velocidad de paso a Qmáximo (<) :	1,16 m/s
Velocidad de aproximación Q máximo:	0,41 m/s
Calado aguas debajo de la reja de finos Q max:	0,50 m

Sistema de limpieza:	Automática
Regulación del automatismo:	Por diferencia de nivel y temporizador
Forma de extracción de residuos:	Tornillo transportador compactador.
Destino:	Contenedor.

LINEA DE AGUA	
PARAMETROS	UNIDADES

VOLUMEN DE RESIDUOS A MANEJAR

Residuos extraídos en tamices :	15,00 l/h-e/año
Volumen de residuos extraídos en tamices :	1,060 m³/d
Tiempo de funcionamiento de las rejillas :	8,00 h/día
Volumen horario de residuos extraídos en rejillas de gruesos :	0,13 m³/h 0,35 tn/h
Coeficiente mayoración:	2,5
Volumen mayorado para el calculo del equipo:	0,33 m³/h
Número de tornillos transportadores-compactadores instalados :	1,00 Ud
Velocidad de desplazamiento del transportador (v) :	0,02 m/s
Paso del tornillo (t):	0,06 m
Velocidad de giro del tornillo (n):	15,00 rpm
Área de relleno del canalón (s):	0,0031 m²
Tipo de carga λ (Ligera no abrasiva):	0,40
Diámetro del tornillo (D):	0,10 m
Densidad del material a transportar (γ):	2,65 t/m³
Inclinación del canalón (k) (10°):	0,80
Caudal de material transportado ($Q_{t.s.f.}$) (> volumen a extraer) :	0,36 tn/h 0,14 m³/hora
Rendimiento sistema de prensado:	30,00 %
Volumen de residuos a almacenar:	0,79 m³/d
Nº de contenedores instalados:	1,00 Ud
Capacidad contenedor:	0,80 m³
Tiempo de almacenamiento adoptado:	24,16 h

Potencia

Potencia de accionamiento (P_H):	0,07 kW
Coeficiente de resistencia del material (C_o):	4,00
Longitud del tornillo (L):	5,00 m

Potencia accionamiento del tornillo en vacio (P_N): 0,03 kW

Potencia del tornillo sin fin debida a la inclinación (P_{ST}): 0,02 kW

Altura de la instalación (H): 3,00 m

Potencia Tota (P_T): 0,11 kW

Equipo escogido:

Clasificador de arenas tipo tornillo sin-fin. Marca: DAGA o similar. Modelo: MR37T-015.

Diámetro tornillo-sin fin: 130mm. Ø

Potencia motor: 0,37 kW. Material: AISI-316.

Revoluciones 15 rpm.



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

LÍNEA DE DESBASTE DE EMERGENCIA (3º CANAL)

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal máximo :	368,33 m³/h
Caudal medio :	184,17 m³/h
Caudal mínimo :	92,08 m³/h
Velocidad de aproximación a caudal medio (>) :	0,20 m/s
Velocidad de paso a Qmedio (>) :	0,50 m/s
Velocidad de paso a Qmáximo (<) :	1,20 m/s
Velocidad de paso a Qmáximo con 30% de colmatación (<) :	2,00 m/s

DIMENSIONAMIENTO

Tipo de reja :	recta
Inclinación de la reja (α) :	75,00 °
Número de canales :	1,00 Ud
Número de rejillas manuales instaladas :	1,00 Ud
Número de rejillas en funcionamiento a caudal máximo :	1,00 Ud
Número de rejillas en funcionamiento a caudal medio :	1,00 Ud

Luz libre entre pletinas (e) :	15,00 mm
Ancho de pletinas (d) :	10,00 mm
Ancho de canal por calculo (W) :	0,22 m
Ancho de canal adoptado :	0,50 m
Ancho útil de canal unitario :	0,29 m
Calado posterior a la reja Qmax :	0,28 m
Calado posterior a la reja Qmax 30% colmatación (h):	0,41 m

Colmatación máxima (G):	30,00 %

Pérdidas de carga en rejillas a Q máximo 30% de colmatación:	0,038 m
K ₁ :	2,04
K ₂ :	1,00
K ₃ :	1,14
Velocidad de aproximación Q max:	0,56 m/s

Pérdidas de carga en rejillas a Q medio 30% de colmatación:	0,011 m
K ₁ :	2,04
K ₂ :	1,00
K ₃ :	1,14
Velocidad de aproximación Q med:	0,30 m/s

Velocidad de acercamiento a caudal máximo :	0,35 m/s
Velocidad de acercamiento a caudal medio :	0,22 m/s

Velocidad de paso a caudal máximo :	0,65 m/s
Velocidad de paso a caudal medio :	0,32 m/s

Velocidad de paso a caudal máximo con 30% de colmatación :	0,93 m/s
Velocidad de paso a caudal medio con 30% de colmatación :	0,46 m/s

Sistema de limpieza:	Manual
Forma de extracción de residuos:	Cesto perforado
Destino:	Contenedor.

LÍNEA DE AGUA	
PARAMETROS	UNIDADES

1.1.1. DESARENADO-DESENGRASADO

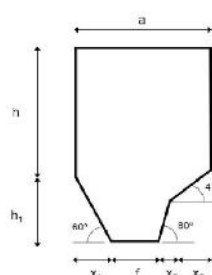
PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal máximo :	368,33 m ³ /h
Caudal punta:	368,33 m ³ /h
Caudal medio:	184,17 m ³ /h
Caudal medio diario :	4.420,00 m ³ /día
Velocidad ascensional Qmax:	15,00 m ³ /m ² ·h
Velocidad ascensional Qmed:	10,00 m ³ /m ² ·h
Velocidad de circulación máxima (<) :	0,10 m/sg
Tiempo de retención a caudal máximo (>) :	10,00 min.
Tiempo de retención a caudal punta (>) :	10,00 min.
Tiempo de retención a caudal medio (>) :	15,00 min.
Contenido teórico de arena en el agua bruta :	125,00 gr/m ³
Contenido de grasa en el agua bruta :	20,00 mg/l

DIMENSIONAMIENTO

Tipo :	Longitudinal aireado
Número de unidades instaladas :	2,00 Ud
Número de unidades en funcionamiento :	2,00 Ud

Dimensiones Hernández (1997):



n ₁ :	0,50 m
f:	0,40 m
h/a:	1,00 m
a	1,69 m
h	1,69 m
n ₁ :	0,50 m
n ₂ :	0,38 m
n ₃ :	0,88 m
n ₄ :	0,93 m

Superficie unitaria :	12,28 m ²
Superficie transversal unitaria zona desarenado (S t unitaria) :	2,83 m ²
Volumen total unitario :	30,69 m ³
Volumen total :	61,39 m ³
Longitud desarenador (L):	10,83 m
Carga hidráulica (Qmax):	15,00 m ³ /m ² ·h
Velocidad de circulación a Qmáximo :	0,02 m/s
Velocidad de paso	65,00 m ³ /m ² ·h
Velocidad de circulación a Qpunta :	0,018 m/s
Velocidad de circulación a Qmedio :	0,009 m/s
Tiempo de retención a Qmáximo :	10,00 min
Tiempo de retención a Qpunta :	10,00 min
Tiempo de retención a Qmedio :	20,00 min
Longitud unitaria de vertedero :	1,69 m
Coefficiente de descarga:	1,77
Calado a caudal máximo :	0,07 m
Calado a caudal punta :	0,07 m
Calado a caudal medio :	0,04 m
Diferencia de calados (< 0,06) :	0,03 m



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

INYECCIÓN DE AIRE EN EL DESARENADOR-DESENGRASADOR

Caudal aire diseño por superficie transversal unitaria (canal de arenas < 10,5) :	8,00 m ³ /m ² /h
Caudal de aire necesario por superficie :	146,23 m ³ /h
Caudal de diseño por volumen :	2,00 m ³ /m ³ /h
Caudal de aire necesario por volumen :	122,78 m ³ /h
Caudal de diseño por longitud :	0,33 m ³ /min/m
Longitud útil de aireación :	7,20 m
Caudal de aire necesario por longitud :	285,12 m ³ /h
Sistema de aportación de aire :	Soplante de canal lateral
Número de unidades instaladas :	3,00 Ud
Número de unidades en servicio :	2,00 Ud
Caudal unitario por soplante necesario :	142,56 m ³ /h
Caudal unitario por soplante adoptado :	144,00 m ³ /h
Forma de inyección de aire y difusores:	Difusores de burbuja gruesa. Membrana elástica
Caudal máximo por difusor:	15,00 Nm ³ /h
Número de difusores necesarios :	19,01 Ud
Número de difusores instalados :	24,00 Ud
Número de parrillas por arenero:	1,00 Ud
Número de difusores por parrilla :	12,00 Ud
Diámetro conducción general de cada arenero y parrilla :	80,00 mm
Sección de conducción:	0,01 m ²
Velocidad conducción:	7,50 m/s
Potencia motor para inyectar el aire necesario :	
kg aire :	168,22 kg/hora
densidad del aire 20°C:	1,18 kg/m ³
Nº Reynolds (R _e):	84.013,66
T ^a :	20,00 C°
μ:	0,02 centipoises
Rugosidad tubería acero comercial (ε):	0,00015
Rugosidad relativa (ε _r):	0,00188
Factor de fricción Diagrama de Moody (f):	0,024
Pérdidas por fricción en tuberías Ec. Darcy-Weisbach (h _f):	0,02926 m.c.a
Energía de velocidad del aire (h _v):	0,00339 m.c.a
Longitud tuberías:	28,80 m
Pérdidas en el difusor de burbuja gruesa:	0,15 m.c.a
Altura geométrica:	3,59 m
Resguardo:	0,50 m
Distancia al puente:	0,90 m
Las pérdidas en las tuberías se calculan para las máximas temperaturas estivales	
ΔT ad:	25,77 °K
T ₁ :	293,00 °K
p ₁ :	10,33 m.c.a
p ₂ :	13,92 m.c.a
Caudal corregido por la temperatura:	205,47 m ³ /h
V ₂ :	5,68 m/s
kg aire corregido:	242,46 kg/hora
Potencia motor (P_w) :	2,15 kW
Caudal de aire (w):	0,07 kg/s
Constante universal de los gases (R):	8,31 kJ/k mo °K
k:	1,40
n:	0,28
eficiencia del motor:	0,80
	80,00 %



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

EXTRACCION Y BOMBEO DE ARENA (PUENTE DESARENADOR)

Producción teórica de arena :	125,00 gr/m ³
Carga diaria de arena a retirar Q med:	552,50 kg/d
Densidad de la arena (γ) :	1,90 t/m ³
Caudal de arena a retirar :	0,29 m ³ /d
Concentración de purga :	0,25
Caudal agua-arena a retirar :	116,32 m ³ /d
Sistema de extracción:	Bomba
Tipo de bomba:	Centrífuga vertical
Número de unidades instaladas:	2,00 Ud
Número de unidades en servicio:	2,00 Ud
Caudal unitario necesario:	4,85 m ³ /h
Caudal unitario adoptado:	9,00 m ³ /h
Caudal específico a caudal punta :	48,00 l/m ³
Altura manométrica:	1,50 mca
Potencia necesaria:	0,08 kw
Diámetro de conducción:	80,00 mm
Sección de conducción:	0,01 m ²
Velocidad de conducción:	0,50 m/s
Tiempo de funcionamiento real:	6,46 h
Tiempo de funcionamiento teórico:	8,00 h
Volumen de arena a retirar :	0,29 m ³ /d
Concentración a la salida del clasificador :	90,00 %
Volumen diario :	0,32 m ³ /d
Horas de funcionamiento del tornillo:	6,46 horas
	0,17 tn/hora
Número de contenedores instalados :	1,00 Ud
Volumen unitario :	4,50 m ³
Tiempo de almacenamiento :	13,93 d
Funcionamiento:	Automático
Separación y lavado de arenas:	Tornillo sin fin
Número de unidades instaladas:	1 Ud
Dimensiones aproximadas :	1,48x4,10 m
Destino final arenas :	Contenedor y vertedero
Destino sobrenadante :	Obra de llegada

Potencia

Potencia de accionamiento (P _H):	0,03 kW
Coeficiente de resistencia del material (Co):	4,00
Longitud del tornillo (L):	4,10 m
	0,02 kW
Potencia accionamiento del tornillo en vacío (P _N):	0,10 m
Potencia del tornillo sin fin debida a la inclinación (P _{ST}):	0,0049 kW
Altura de la instalación (H):	3,00 m
Potencia Tota (P _T):	0,05 kW

Clarificador lavador de tornillo sinfin de la marca Quiltón, modelo: GA 260.

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****EXTRACCION Y SEPARACION DE FLOTANTES**

Contenido de grasas en el agua bruta :	88,40 kg/d
Eliminación prevista:	90,00 %
Peso de grasa a retirar:	79,56 k/d
Concentración grasa prevista :	9,00 gr/l
Concentración grasa+agua prevista:	20,00 gr/l
Volumen de agua-grasa a evacuar:	8,84 m ³ /d
Tiempo de funcionamiento :	8,00 h/día
Caudal horario :	1,11 m ³ /h

Evacuación: Gravedad

Coefficiente de cálculo del volumen necesario :	1,50
Volumen necesario :	0,74 m ³
Tanques de separación instalados:	1,00 Ud
Tanques de separación en funcionamiento:	1,00 Ud
Volumen unitario necesario:	0,74 m ³

Dimensiones concentrador de grasas:

Largo:	1,80 m
Ancho:	0,60 m
Altura útil:	1,105 m

Sección unitaria:	1,08 m ²
Volumen unitario adoptado:	1,19 m ³

Destino: Contenedor y vertedero

Peso de grasas a retirar :	79,56 Kg/d
Concentración de salida del concentrador :	500,00 Kg/m ³
Volumen diario :	0,159 m ³ /d
Número de contenedores instalados :	1,00 Ud
Volumen unitario :	4,50 m ³
Tiempo de almacenamiento :	28,28 d

Separador de grasas:

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****1.2. MEDIDA DE CAUDAL ENTRADA TRATAMIENTO BIOLÓGICO****CAUDALES DE DIMENSIONAMIENTO**

Caudal máximo : 368,33 m³/h
Caudal Medio : 184,17 m³/h
Caudal Mínimo : 92,08 m³/h

DIMENSIONAMIENTO

Sistema de medida : Electromagnético en tubería

Número de colectores instalados : 1,00 Ud
Número de colectores en funcionamiento : 1,00 Ud

Diámetro colector principal : 0,40 m
Diámetro medidor : 0,25 m

Velocidad del líquido en colector general a caudal máximo : 0,81 m/s
Velocidad del líquido en colector general a caudal medio : 0,41 m/s
Velocidad del líquido en colector general a caudal mínimo : 0,20 m/s

Velocidad del líquido en medidor a caudal máximo : 2,08 m/s
Velocidad del líquido en medidor a caudal medio : 1,04 m/s
Velocidad del líquido en medidor a caudal mínimo : 0,52 m/s

Sistema de medida : Electromagnético

Caudalímetro electromagnético Serie FLOMID- 2FX DN 250 mm.

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****1.3. TRATAMIENTO BIOLÓGICO (CÁLCULO SEGÚN CEDEX)****1.3.1. REACTOR BIOLÓGICO****CARACTERÍSTICAS DEL INFLUENTE AL TRATAMIENTO BIOLÓGICO**

Caudal Punta :	368,33 m ³ /h
Caudal Medio :	184,17 m ³ /h
Caudal Medio diario :	4.420,00 m ³ /d
S.S.T. Entrada planta :	525,00 mg/l
S.S.T. retenido en tratamiento anterior :	0 %
S.S.T. entrada tratamiento biológico :	525,00 mg/l
	2.320,50 kg/d
Porcentaje de S.S.V. :	75,00 %
S.S.V. entrada tratamiento biológico :	393,75 mg/l
	1.740,38 kg/d
DBO5 Entrada planta :	350,00 mg/l
DBO5 retenido en tratamiento anterior :	0 %
DBO5 entrada tratamiento biológico :	350,00 mg/l
	1.547,00 kg/d
DQO Entrada planta :	525,00 mg/l
DQO retenido en tratamiento anterior :	0 %
DQO entrada tratamiento biológico :	525,00 mg/l
	2.320,50 kg/d
DQO fácilmente biodegradable 15% (SSo) :	78,75 mg/l
DQO lentamente biodegradable 65% (XSo) :	341,25 mg/l
DQO no biodegradable soluble 10% (Slo) :	52,50 mg/l
DQO no biodegradable particulada 10% (Xlo) :	52,50 mg/l
N-NTK entrada planta :	27,50 mg/l
N-NTK retenido en tratamiento anterior :	0 %
N-NTK entrada tratamiento biológico :	27,50 mg/l
N-NO3 entrada tratamiento biológico :	0,00 mg/l
N-NH4 entrada tratamiento biológico :	16,50 mg/l
N-N orgánico entrada tratamiento biológico :	11,00 mg/l
P-Ptotal entrada planta :	10,00 mg/l
P-Ptotal retenido en tratamiento anterior :	0 %
P-Ptotal entrada tratamiento biológico :	10,00 mg/l
P-PO4 entrada tratamiento biológico :	7,50 mg/l
P-P orgánico entrada tratamiento biológico :	2,50 mg/l
Relación DQO/N-NTK (Típico 9) :	19,09
Relación DBO5/N-NTK (Típico 4) :	12,73
Relación DQO/Ptotal (Típico 50) :	52,50
Relación DBO5/Ptotal (Típico 25) :	35,00
Temperatura para cálculo del proceso :	13,00 °C
T. del proceso cálculo de la aeración :	20,00 °C
Coeficiente punta de DBO5 :	1,00
Coeficiente punta de N-NTK :	1,80
Coeficiente punta de P :	1,50



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

SOLUCION

ADOPTADA

FECHA:

22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

CARACTERISTICAS REQUERIDAS EN EL EFLUENTE

SS agua tratada :	35,00 mg/l
DBO5 agua tratada :	25,00 mg/l
DQO agua tratada :	125,00 mg/l
N-Total agua tratada :	15,00 mg/l

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Cantidad de DBO5 a eliminar :	325,00 mg/l
Rendimiento eliminación necesario (E) :	1.436,50 kg/d
	92,86 %
Carga másica según tabla (Cm) :	0,0869 kg DBO5/kg
Carga másica según tabla (Volátiles) (Cm) :	-0,1526 kg DBO5/kg

MLSS adoptado :	4.000 mg/l
	4,00 Kg/m ³
MLSSV adoptado :	3.000 mg/l
	0,87 Kg/m ³
MLSS recirculación:	6000 mg/l
	6,00 Kg/m ³

CINETICA DEL CRECIMIENTO BIOLÓGICO METCALF&EDDY

Temperatura de diseño :	13 °C
Coeficiente descomposición endógena (kd) :	0,03 1/d
Coeficiente de producción máxima respecto al sustrato utilizado M,O (Y):	0,65 1/d
Coeficiente de temperatura	1,04
Y corregido con temperatura:	0,4947
Oxígeno disuelto a mantener en el reactor para nitrificación(OD)	2,00 mg/l
Tasa máxima de crec especif para bact. Nitrific. (μ_{Nm}):	0,50 1/d
KO2:	1,30
Ynitrific:	0,50 1/d
Y nitrificación corregida:	0,3800
Kd nitrific:	0,05 1/d
Factor de seguridad nitrificación. EPA (FS) :	1,80
Células nitrificadoras (% MLSS):	15,00 %
Tasa de desnitrificación específica (UDN):	0,05
Células desnitrificadoras (% MLSS):	60,00 %
Oxígeno disuelto a mantener en el reactor en la zona anóxica (OD):	0,10 mg/l
PH:	7,20

APLICACIÓN CINETICA DEL CRECIMIENTO BIOLÓGICO METCALF&EDDY

Carga másica según tabla (Cm):	0,0869 kg DBO5/kg
Concentración de microorganismos a la entrada del reactor (X):	4.000 mg/l
Tiempo de detención hidráulica (θ):	0,9354 días
Tiempo medio de retención celular (θ_c):	13,705 días
Edad del fango mínima para conseguir nitrificación estable (Cedex):	15,1335 días
X(concentración microorg. Reactor): Comprobación	4.177 mg/l
Coeficiente punta (C_p):	1,00
Volumen del reactor ($V_{reactor}$):	4.134,6564 m3
Carga volumétrica (CV):	0,3051 kg
Tiempo de retención hidráulica en el reactor :	
Qpunta :	13,7643 h
Qmedio :	27,5285 h
Pfangos:	710,6459 kgSS/d
Producción observada (Yobs):	0,3445 kg/kg



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

Nitrificación:	
Tasa neta de crecimiento específico (μ_N):	0,2491 d ⁻¹
1/ θ_c :	0,1991 d ⁻¹
Tiempo mínimo de retención celular ($\theta_{c \text{ nitrif}}$):	5,0227 días
Tiempo medio de retención celular ($1-S^* \theta_{c \text{ nitrif}}$):	9,0409 días
Carga máxima nitrificación ($C_m \text{ nitrif}$):	0,1595
Tiempo de retención hidráulica para la oxidación DBO5 (θ_h):	0,1306 días
	3,1346 horas
V reactor:	577,2804 m ³
Desnitrificación	
Tasa global de desnitrificación (U_{DN}):	0,0246
Tiempo retención hidráulica ($\theta \text{ desnit}$):	0,2116 días
	5,0779 horas
V reactor :	935,1774 m ³
	22,62%
Desfotación volumen anaerobio	
TRH 1 hora:	184,167 m ³
Edad del fango adoptada :	
	22,96 días
Dimensionamiento reactor biológico	
Peso de DBO5 a eliminar :	1.436,50 Kg/d
Rendimiento mínimo eliminación DBO5 :	92,86 %
Carga másica :	0,087 kg/kg/día
Volumen total necesario :	5.069,834 m ³
Volumen zona óxica :	4.134,656 m ³
Volumen zona anóxica + anaerobia:	935,177 m ³
Volumen total necesario:	5.069,834 m ³
Recirculación:	
Q mínimo	184,167 m3/h
Qr medio:	368,333 m3/h
Coef. Punta:	1,5
Qr punta:	552,500 m3/h

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES**

Forma del reactor adoptada :	Carrusel
Número de balsas instaladas :	2 Ud
Número de balsas en funcionamiento :	2 Ud
Dimensiones unitarias :	
Número de canales :	2 Ud
Longitud recta :	25,00 m
Ancho canal :	6,00 m
Altura útil :	4,50 m
nº reactores:	2 Ud
Área del reactor:	281,657 m ²
Longitud del reactor teórica (L):	60,00
Longitud del reactor a construir (L):	60,00
Ancho del reactor (B):	12,00 m
relación Largo/ancho (≈ 5):	5,000
Altura reactor:	4,50 m
Volumen teórico:	2.534,917 m ³
Volumen a construir:	3.100,938 m ³

Balance de eliminación de contaminación en tratamiento biológico**DBO5**

DBO5 entrada :	1.547,00 Kg/d 350,00 mg/l
Máxima DBO5 en el efluente :	
- Cálculo del coeficiente Km :	234,00
- DBO5 soluble en el efluente :	1,48 mg/l
- DBO5 asociada a los SS en el efluente :	8,25 mg/l
DBO5 en el efluente :	9,73 mg/l
DBO5 requerida en el efluente :	25,00 mg/l 110,50 Kg/d
Rendimiento de eliminación (E) :	
- Máximo :	97,22 %
- Requerido :	92,86 %
DBO5 eliminada :	
- Máximo :	1.503,99 Kg/d
- Requerido :	1.436,50 Kg/d

SST

SST entrada :	2.320,50 Kg/d 525,00 mg/l
SST en el efluente :	154,70 Kg/d 35,00 mg/l

	CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS SOLUCION ADOPTADA	TRABAJO FIN DE MÁSTER FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA	
PARAMETROS	UNIDADES
<u>NITROGENO</u>	
Nitrógeno entrada EDAR (NTK) :Según Van Haaandel, Dold y Marais:	121,55 Kg/d 27,50 mg/l
Nitrógeno retenido en los fangos :	
- Primarios :	0,00 mg/l
- Secundarios en exceso :	22,21 mg/l
N-NTK en el efluente (<) :	15,00 mg/l
N orgánico soluble no biodegr. (0-4 %) :	0,55 mg/l
N org. soluble, biodegr., no amonizable (2%) :	0,55 mg/l
Cálculo del Nitrógeno que no puede ser oxidado :	
- Coef. de saturación para nitrif. (KnT) :	0,44 mg N-NH ₃ /l
- Coef. decrecimiento bacterias nitrificantes	
para respiración endógena (bnT) :	0,03 1/d
- Coef. crecimiento bacterias nitrificantes	
condiciones desf. (u(20)=0,4), (unmT) :	0,18 1/d
Concentración N que no puede ser oxidado :	0,37 mg/l
N-NTK asociado a la materia sólida :	2,54 mg/l
N-NTK en el efluente :	4,01 mg/l
Concentración de N que puede ser oxidado :	6,78 mg/l
Cálculo del Nitrógeno oxidado que puede desnitrificarse zona anóxica :	
- Conc. de DQO biodegradable (Sbi) :	420,00 mg/l
- Relación entre la DQO rápidamente biodegradable y la	
DQO biodegradable (fbs) :	0,23
- Relación DQO/SSV (P) :	1,50 mg
- Coef. crec. bacterias heterótrofas (Y) :	0,45 mg
- Coeficiente de desnitrificación (K ₂) :	0,06 mg N-NO ₃
- Coef. decrec. bact. heterótrofas (bhT) :	0,20 1/d
Cantidad N oxidado que puede desnitrificarse :	19,25 mg/l
Caudal total de recirculación adoptado :	368,33 m ³ /h
Cantidad de Nitrato que puede desnitrificarse :	4,52 mg/l
Concentración de NO ₃ en el efluente :	2,26 mg/l
Concentración de N total en el efluente :	6,27 mg/l
<u>CONSUMO DE ALCALINIDAD</u>	
Alcalinidad en el influente :	180 mgCO ₃ Ca/l
Nitrógeno amoniacal oxidado :	6,78 mg/l
Consumo de alcalinidad por la nitrificación :	48,44 mg/l
N-NO ₃ reducido en desnitrificación :	6,27 mg/l
Aporte de alcalinidad por la desnitrificación :	22,37 mg/l
Alcalinidad en el efluente (>50 mgCO ₃ Ca/l) :	153,94 mgCO ₃ Ca/l
Dosis de CO ₃ Ca para mantener pH 7 :	0,00 mgCO ₃ Ca/l



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

FÓSFORO

Fósforo entrada EDAR :	10,00 mg/l
Fósforo retenido en los fangos :	44,20 Kg/d
- Primarios :	0,00 mg/l
- Secundarios en exceso :	5,21 mg/l
Fósforo en el efluente :	4,79 mg/l

Dimensionamiento de los equipos de aireación

Cálculo del consumo del oxígeno teórico

Carga másica adoptada :	0,087 Kg DBO5/ KgSSLM/ día
<u>O₂ debido a síntesis celular :</u>	
- Coef. O ₂ para síntesis materia org. (a) :	0,654
- Rendimiento en biológico :	92,86 %
- DBO5 a la entrada al reactor :	1.547,00 Kg DBO5/d
Cantidad de O ₂ necesario para síntesis :	939,62 Kg O2/día 39,15 Kg O2/h

O₂ debido a respiración endógena :

- Coef. de respiración endógena (b) :	0,060
- Volumen reactor teórico (V _r):	5.069,83 m ³
- Concentración del licor mezcla (MLSS) :	4,00 Kg/m ³
- Temperatura del proceso :	13 °C
O ₂ necesario para respiración celular :	1.220,12 Kg O2/día 50,84 Kg O2/h

O₂ debido a la Nitrificación :

- NTK oxidado :	29,98 Kg/día
- Factor de conversión para la oxidación completa de NKT :	4,57 Kg O2/Kg
Cantidad de O ₂ para Nitrificación :	137,03 Kg O2/día 5,71 Kg O2/h

O₂ debido a la desnitrificación (No se calcula en este TFM) :

- Nitrógeno :	Kg/día
- Coeficiente (d):	Kg O2/Kg N
Cantidad de O ₂ recuperado en desnitrificación :	Kg O2/día Kg O2/h

Carga másica :	Kg/Kg/día
Punta de carbono :	
Punta de nitrógeno :	
Coef. punta de O ₂ degradación carbono :	
Coef. punta de O ₂ nitrificación :	

Necesidades teóricas de oxígeno :

Necesidades totales :	2.296,77 Kg O2/día
Necesidad media horaria :	95,70 Kg O2/h
Necesidad punta O ₂ degradación carbono :	50,84 Kg O2/h
Necesidad punta O ₂ nitrificación :	0,00 Kg O2/h
Kg O ₂ /Kg DBO eliminado (>1,8) :	0,85



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

Cálculo del coeficiente de transferencia

Coef. intercambio entre el licor y agua (α) :	0,80
Temperatura de cálculo licor mezcla :	20,00 °C
Altitud (con respecto nivel del mar) :	170,00 m
Presión barométrica al nivel del mar :	760 mm Hg
Presión barométrica al nivel de la instalación :	745,38 mm Hg
Coef. difusión O ₂ , a 10°C y a T. del proceso :	0,82 m ² /sg
Nivel saturación O ₂ agua pura temp. real (C _{sat cw}) :	9,17 mg/l
Coeficiente de paso de concentración de saturación de O ₂ en agua pura a licor mezcla (β) :	1,00
C _{O₂LM} a mantener en el licor mezcla en condiciones medias :	2,00 mg/l
C _{O₂LM} a mantener en el licor mezcla en condiciones punta :	2,00 mg/l
Concentración de saturación O ₂ (C _{s20 cw}) :	9,17 mg/l
τ = factor de corrección por temperatura	1,00
Coeficiente global de transferencia en condiciones medias (K_m) :	0,610
Coeficiente global de transferencia en condiciones punta (K_p) :	0,610

Capacidad de oxigenación necesaria :

O ₂ diario necesario en condiciones normales (OTE _{pw}) :	3.764,40 Kg O ₂ /día
O ₂ horario necesario en condiciones normales (OTE _{pw}) :	156,85 Kg O ₂ /h
O ₂ punta necesario en condiciones normales (OTE _{pw}) :	83,32 Kg O ₂ /h

Necesidades de Aire:

Peso del aire a 20°C y a la presión atmosférica a la altitud de proyecto:	1,18 kg/m ³
Peso oxígeno en 1 m ³ de aire:	0,2816 kg O ₂ /m ³
Eficiencia de los difusores (SOTE _{cw}):	0,243
Necesidades Q aire_ punta:	1.217,72 Nm ³ /hora
Necesidades Q aire_ medio:	2.292,24 Nm ³ /hora

Diseño de difusores tipo 1: ABS Nopon sistema de aireación de burbuja fina PIK 300

Diseño por Caudal:	
Nº de difusores por Caudal:	244 ud
Caudal de trabajo de aire por difusor:	5 Nm ³ /h
Densidad de difusores:	4 m ² /dif
Superficie de difusores:	61 m ²
Diseño por transferencia:	
Nº de difusores por transferencia:	213,00 ud
Valor de O ₂ /m de aire transferido:	17,4 O ₂ gr/m ³ Nm ³
Altura del reactor biológico:	4,50 m ²
Superficie de difusores:	54,00 m ²
Solución:	
Nº de difusores:	244 ud
Superficie de difusores:	61 m ²
Caudal de trabajo de aire por difusor:	4,99 Nm ³ /h
Transferencia de oxígeno por difusor:	341,49 gr O ₂ /Nm ³
Eficiencia del aireación (EA):	2,34 Kg O ₂ /Kwh
Potencia total necesaria para aeración:	35,61 Kw
Potencia total necesaria por reactor:	17,80 Kw
Potencia específica instalada:	5,74 w/m ³



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

SOLUCION

ADOPTADA

FECHA:

22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

Agitación reactor :

Tipo de agitador :	ABS acelerador de corriente SB
Volumen unitario por reactor :	3.101 m ³
Número de equipos instalados por reactor :	2 Ud
Forma del depósito :	Carrusel
Potencia unitaria necesaria :	3,10 Kw
Potencia unitaria adoptada :	3,50 Kw
Ratio de agitación :	2,26 w/m ³
Número de agitadores totales a instalar :	4 Ud
Número de agitadores en funcionamiento :	4 Ud
Superficie transversal reactor biológico :	27,00 m ²
Velocidad a mantener en el reactor biológico :	0,15 m/s
Caudal de recirculación interna resultante :	29.160,00 m ³ /h
	8,10 m ³ /s
Caudal máximo teórico de agitación por agitador:	2,03 m ³ /s
Caudal máximo fabricante de agitación por agitador:	4,3 m ³ /s

Sistema de aeración adoptado :

Turbinas

Turbinas

Eficiencia del aerador :	2,34 KgO ₂ /Kwh
Potencia total necesaria para aeración :	36 Kw
Potencia total necesaria por reactor :	50 Kw
Potencia instalada:	50 Kw
Número de aeradores por reactor biológico instalados :	1 Ud
Número total de aeradores instalados :	2 Ud
Número de aeradores en funcionamiento :	2 Ud



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

1.3.2. DECANTACION SECUNDARIA

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal Punta :	368,33 m ³ /h
Caudal Medio :	184,17 m ³ /h
Caudal diario:	4.420,00 m ³ /día
Carga superficial a caudal medio (<) :	0,60 m ³ /m ² /h
Carga superficial a caudal punta (<) :	0,90 m ³ /m ² /h
Tiempo de retención a caudal punta (>) :	4,00 h
Tiempo de retención a caudal medio (>) :	10,00 h
Carga de solidos a caudal medio (<) :	2,00 Kg/m ² /h
Carga de solidos a caudal punta (<) :	3,50 Kg/m ² /h
Carga sobre vertedero a caudal medio (<) :	7,00 m ³ /ml/h
Carga sobre vertedero a caudal punta (<) :	10,00 m ³ /ml/h

DIMENSIONAMIENTO

Tipo :	Gravedad
Forma :	Circular
Número de unidades instaladas :	2 Ud
Número de unidades en funcionamiento :	2 Ud

Dimensiones :

Diámetro :	17,50 m
Altura Útil :	4,35 m
Pendiente del fondo :	5,00 %
Altura cónica :	0,44 m

Superficie unitaria :	240,53 m ²
Volumen Unitario :	1.085,50 m ³
Volumen total :	2.171 m ³

Carga superficial a caudal punta :	0,77 m ³ /m ² /h
Carga superficial a caudal medio :	0,38 m ³ /m ² /h

Tiempo de retención a caudal punta :	5,89 h
Tiempo de retención a caudal medio :	11,79 h

Tipo de vertedero instalado :	Interior
Distancia a la pared del depósito :	0,00 m
Ancho de canal :	0,50 m
Longitud unitaria de vertedero :	49,95 m

Carga sobre vertedero a caudal punta :	3,69 m ³ /ml/h
Carga sobre vertedero a caudal medio :	1,84 m ³ /ml/h

MLSS adoptado :	4.000 mg/l

Carga de sólidos a caudal punta :	3,06 kg/m ² /h
Carga de sólidos a caudal medio :	1,53 kg/m ² /h

Sistema de acumulación de fangos :	
Velocidad rasqueta :	1,2 m/min
Tiempo en completar una vuelta :	45,81 min
	0,76 horas

Diámetro de conducción a depósito :	0,40 m
Superficie de conducción :	0,13 m ²
Velocidad de conducción :	0,81 m/s



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

COMPROBACION DE LA ALTURA DEL DECANTADOR SECUNDARIO NORMA ALEMANA ATV-A131

Diámetro del decantador adoptado :	17,50 m
Altura en la vertical del vertedero adoptada :	4,35 m
Pendiente del fondo del decantador adoptada :	5,00 %
Concentración de fangos en el suelo del decantador (DSTF) :	7,50 Kg/m ³
Carga superficial a caudal máximo (qA) :	0,77 m ³ /m ² /h
Ratio de recirculación de fangos (RV) :	1,33
Concentración de sólidos en el tanque de aireación (DSat) :	4,00 Kg/m ³
V sedimentación 30 min:	460,00 ml/l
Índice volumétrico del fango (IVF) :	115,00 l/Kg
Volumen comparativo del fango (CSV) :	0,60
Carga volumétrica de fangos a no sobrepasar (qsv):	352,21 l/m ² /h
	0,35 m ³ /m ² /h
Concentración en la recirculación (DSRS):	6,00 Kg/m ³
Coeficiente de extracción (Cu):	0,80
Tiempo de retención en la zona de separación :	0,50 h
Tiempo de retención de fango en la zona de almacenamiento :	1,50 h
Tiempo de espesamiento adoptado (te) :	0,64 h
Valor empírico de concentración (C) :	692,49 l/m ³
Altura de la zona de agua clarificada (H1) :	0,50 m
Altura de la zona de separación (H2) :	2,24 m
Altura de la zona de almacenamiento de fangos (H3) :	0,74 m
Altura de la zona de espesamiento y purga de fangos (H4) :	0,76 m
Altura total decantador (Ht):	4,24 m
Altura del decantador necesaria a 2/3 del radio :	4,64 m
Altura del decantador necesaria en la vertical del vertedero :	4,24 m

Por tanto la altura del decantador adoptada cumple los requisitos de la Norma A-131.

DIMENSIONES CAMPANA DIFUSORA:

rango (Dw):	0,15
Dw:	2,63 m
Profundidad de la campana:	
Rango (h ₁):	0,5
Profundidad de la campana (h ₅):	2,18 m

Dimensionamiento vertedero tipo Thompson

Ancho del canal de recogida de agua :	0,5 m
Ancho del muro donde se instala el vertedero:	0,25 m
Longitud total anillo exterior(L _{ext}):	50,27 m
Longitud entre vertederos (Lx)	0,80 m
Longitud horizontal entre vertederos triangulares (X):	0,50 m
Altura del vertedero triangular (H):	0,15 m
Nº de vertederos triangulares en el anillo exterior:	62,00 uds
Q max desaguado:	0,10 m ³ /s
Q medio desaguado:	0,05 m ³ /s
h _{Qmax} (altura sobre el vertedero):	0,050779848 m
	5,077984807 cm
h _{Qmedio} (altura sobre el vertedero):	0,038483928 m
	3,848392849 cm
hmax < H	OK

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****RENDIMIENTO TRATAMIENTO BIOLÓGICO**

Caudal Medio : 184,17 m³/h
SS entrada tratamiento biológico : 525,00 mg/l
DBO5 Entrada tratamiento biológico : 350,00 mg/l

Rendimiento de eliminación previsto : 92,86 %
Peso DBO5 entrada : 1.547,00 kg/d
Peso DBO5 retenido : 1.436,50 kg/d
Peso DBO5 salida : 110,50 kg/d
DBO5 Salida : 25,00 mg/l

kgfang/kgD

Tasa de producción de fangos : 1,13 BO₅

kgfang/kgD

Tasa producción fangos para dimensionamiento : 1,13 BO

Fango producido por eliminación DBO5 : 1.629,11 kg/d

Fango producido por precipitación de P : 0 kg/d

Total fango producido : 1.629,11 kg/d

Concentración media purga del decantador : 0,70 %

Volumen diario correspondiente : 232,73 m³/d

Volumen horario (sobre 24 horas) : 9,70 m³/h

Concentración media purga reactor biológico : 0,40 %

Volumen diario correspondiente : 407,28 m³/d

V. horario correspondiente (sobre 24 horas) : 16,97 m³/h

Bombeo de Fangos en Exceso: Modo de extracción:

Tipo de bombas:

Bombeo.**Centrífuga sumergible**

Número de bombas instaladas : 2 Ud

Número de bombas en funcionamiento : 1 Ud

Caudal unitario necesario : 9,70 m³/h

Caudal unitario adoptado : 20,00 m³/h

Caudal total (incluida reserva) : 40,00 m³/h

Tiempo de extracción (incluida reserva) : 5,82 h/d

Tiempo de extracción purga decantador (sin reserva) : 11,64 h/d

T. extracción purga reactor (sin reserva) : 20,36 h/d

Altura manométrica : 10,00 mca

Rendimiento de los equipos de bombeo : 38,40 %

Potencia unitaria : 1,42 kw

Destino :

Espesamiento fangos

Colector individual :

Diámetro de conducción: 80,00 mm

Velocidad de conducción: 1,11 m/s

Colector general :

Nº de colectores instalados : 1,00 Ud

Diámetro de conducción: 80,00 mm

Velocidad de conducción: 1,11 m/s

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****RECIRCULACION DE FANGOS**

Caudal punta agua tratada : 368,33 m³/h
Caudal medio agua tratada : 184,17 m³/h
Concentración MLSS en balsa : 4.000,00 mg/l

Concentración en el clarificador adoptado : 0,40 %
4,00 g/l

Concentración de recirculación : 0,70 %
7,00 g/l

Caudal de recirculación necesario : 245,56 m³/h
Caudal de recirculación adoptado : 246,00 m³/h
Proporción sobre el caudal medio : 133,57 %

Modo de extracción: Bombeo.
Tipo de bombas: Centrífuga sumergible

Número de bombas instaladas : 4,00 Ud
Número de bombas en servicio : 3,00 Ud
Caudal unitario necesario : 82,00 m³/h
Caudal unitario adoptado : 82,00 m³/h
Proporción recirculación incluida reserva : 178,10 %
Tiempo de funcionamiento : 24,00 h/d
Altura de elevación : 3,75 mca
Rendimiento de los equipos de bombeo : 54,40 %
Potencia unitaria: 1,57 kw
Destino : Cabecera reactor biológico

Conducción de impulsión unitaria :
Diámetro de conducción : 150 mm
Superficie de conducción : 0,02 m²
Velocidad de conducción : 1,29 m/s

Conducción de impulsión general :
Número de colectores instalados : 2 Ud
Diámetro de conducción : 200 mm
Superficie de conducción : 0,03 m²
Velocidad de conducción : 1,09 m/s

Conducción de purga unitaria :
Diámetro de conducción : 250 mm
Superficie de conducción : 0,05 m²
Velocidad de conducción : 0,70 m/s

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****RETIRADA DE ESPUMAS Y FLOTANTES**

Sistema de extracción de espumas :	Barredor superficial.
Sistema de retirada de espumas :	Caja sumergida.
Elemento de cierre :	Válvula de guillotina neumática.
Sistema de mando para apertura y cierre :	Finales de carrera accionados por el puente giratorio.
Número de sistemas de recogida por decantador :	1 Ud
Número total de sistemas de recogida :	2 Ud
Dimensiones de la caja :	
Longitud :	0,60 m
Ancho :	0,40 m
Sumergencia :	0,010 m
Longitud de vertido :	1,40 m
Caudal unitario evacuado:	9,07 m³/h
Diámetro de conducción de purga unitaria :	100 mm
Superficie de conducción :	0,01 m²
Velocidad de conducción :	0,32 m/s
Distancia lineal entre los finales de carrera :	3,00 m
Tiempo de purga por caja de recogida :	0,10 h
Volumen purgado por caja de recogida :	0,91 m³
Tiempo entre purgas por decantador :	1,81 h
Número de purgas diarias por decantador :	13,48 Ud
Caudal diario por decantador :	12,23 m³/d
Volumen total purgado :	24,46 m³/d
Sistema de evacuación :	Bombeo.
Tipo :	Centrífugas horizontales.
Número de bombas instaladas :	2 Ud
Número de bombas en servicio :	1 Ud
Caudal unitario adoptado :	10 m³/h
Altura manométrica :	5 mca
Rendimiento de los equipos de bombeo :	40 %
Potencia Unitaria :	0,34 kw
Tiempo de funcionamiento por purga :	5,44 min
Tiempo diario de funcionamiento :	2,45 h/d
Conducción de impulsión unitaria :	
Diámetro de conducción :	80 mm
Superficie de conducción :	0,00503 m²
Velocidad de conducción :	0,55 m/s
Conducción de impulsión general :	
Número de colectores instalados :	1 Ud
Nº bombas en funcionamiento instantáneo :	1 Ud
Diámetro de conducción :	80 mm
Superficie de conducción :	0,00503 m²
Velocidad de conducción :	0,55 m/s
Evacuación final :	Concentrador de grasas



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

1.4. MEDIDA DE CAUDAL AGUA TRATADA EN ARQUETA DE MEDIDA

CAUDALES DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal máximo :	368,33 m ³ /h
Caudal Medio :	184,17 m ³ /h
Caudal Mínimo :	92,08 m ³ /h

DIMENSIONAMIENTO

Sistema de medida : **Electromagnético en tubería**

Número de colectores instalados :	1,00 Ud
Número de colectores en funcionamiento :	1,00 Ud

Diámetro colector principal :	0,40 m
Diámetro medidor :	0,25 m

Velocidad del líquido en colector general a caudal máximo :	0,81 m/sg
Velocidad del líquido en colector general a caudal medio :	0,41 m/sg
Velocidad del líquido en colector general a caudal mínimo :	0,20 m/sg

Velocidad del líquido en medidor a caudal máximo :	2,08 m/sg
Velocidad del líquido en medidor a caudal medio :	1,04 m/sg
Velocidad del líquido en medidor a caudal mínimo :	0,52 m/sg

Sistema de medida : **Electromagnético**

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****2.3. DOSIFICACION DE COADYUVANTE****PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO**

Caudal Punta : 368,33 m³/h
Caudal Medio : 184,17 m³/h

Tipo de reactivo : **Polielectrolito aniónico**

Dosis máxima : 3 mg/l
Dosis media : 1 mg/l

DIMENSIONAMIENTO

Necesidades diarias :
Máximas : 26,52 kg/d
Medias : 4,42 kg/d

Almacenamiento polielectrolito sólido : **Sacos**
Peso de cada saco : 25 kg
Autonomía mínima : 15 d
Peso de polielectrolito necesario a dosis máximas : 397,80 kg
Número de sacos necesarios : 16,00 Ud
Número de sacos adoptados : 30 Ud
Autonomía real a dosis máximas : 28,28 d

Sistema dosificación polielectrolito sólido : Dosificador volumétrico
Número de unidades instaladas : 1 Ud
Tolva de almacenamiento :

Capacidad unitaria : 0,50 m³
Autonomía a dosis de máximas : 7,54 d
Autonomía a dosis medias : 45,25 d

Capacidad de dosificación máxima necesaria : 1,11 kg/h
Capacidad de dosificación máxima adoptada : 2,50 kg/h
Potencia accionamiento : 0,75 kw

Concentración de la solución : 0,50 %

Consumo diario solución a dosis máximas : 5.304,00 l/d
Consumo horario solución a dosis máximas : 221,00 l/h

Consumo diario solución a dosis medias : 884,02 l/d
Consumo horario solución a dosis medias : 36,83 l/h

Tipo de instalación de preparación de la solución de polielectrolito : Compacto

Necesidades horarias : 221,00 l/h
Número de unidades a instalar : 1 Ud.
Necesidades unitarias necesarias : 221,00 l/h
Capacidad unitaria adoptada : 500 l/h



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

BOMBAS DOSIFICADORAS

Número bombas dosif. instaladas : 2 Ud
Número de bombas dosif. en servicio . 1 Ud

Tipo de bombas : Dosificadora,
Tornillo helicoidal

Caudal necesario a dosis máximas : 221,00 l/h
Caudal necesario a dosis medias : 36,83 l/h
Caudal máximo unitario adoptado : 150 l/h
Rango de caudales adoptado : 15 a 150 l/h
Altura manométrica : 60 mca
Potencia unitaria : 0,06 kw

Concentración dilución en línea : 0,1 %
Caudal máximo agua dilución por línea : 884,00 l/h
Caudal máximo agua dilución total : 884,00 l/h

Diámetro de conducción : 25 mm
Velocidad de conducción : 0,63 m/s

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****PURGA DE FANGOS**

SS eliminados : 154,70 Kg/d
Peso de solidos añadidos por reactivos en etapas anteriores : 4,42 Kg/d

Peso de solidos totales a purgar en los fangos : 159,12 Kg/d
Concentración de la purga : 1,50 %

Caudal de fangos a purgar en exceso : 10,61 m³/d

ARQUETA RECIRCULACIÓN+EXCESO FANGOS

Número de arquetas instaladas : 1 Ud
Número de arquetas en funcionamiento : 1 Ud
Dimensiones :

Ancho 3,20 m
Largo 2,25 m
Alto 8,00 m
Resguardo 1,00 m

Volumen teórico : 35,07 m³
Volumen unitario adoptado : 50,40 m³

Tiempo de retención : 6,43 h
Tiempo de regulación : 5,15 h
Tiempo de parada de las bombas : 1,04 h

Sistema de homogenización : Agitador vertical
Número de unidades a instalar : 1 Ud
Número de unidades en servicio : 1 Ud
Potencia unitaria instalada : 0,18 kw
Ratio de agitación : 55,56 w/m³

BOMBEO DE FANGOS EN EXCESO

Caudal diario de purga de fangos en exceso : 10,61 m³/d

Tipo de bombas : Bombas sumergibles

Número de bombas instaladas : 2 Ud
Número de bombas en funcionamiento : 1 Ud
Caudal unitario adoptado : 2,50 m³/h

Caudal total (incluida reserva) : 5,00 m³/h
Tiempo de funcionamiento : 4,24 h/d

Altura manométrica : 10 m.c.a.
Rendimiento de los equipos de bombeo : 60 %
Potencia unitaria : 0,11 Kw

Destino de los fangos : Espesador de Fangos

Conducción de impulsión unitaria :
Diámetro de la conducción : 50 mm
Velocidad en la conducción : 0,35 m/sg

Número de conducciones de impulsión general instaladas : 1 Ud
Diámetro de la conducción : 50 mm
Velocidad en la conducción : 0,35 m/sg

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****2.4. FILTROS DE ARENA****CAUDALES**

Caudal medio diario : 4.420,00 m³/d
Caudal medio horario : 184,17 m³/h
Caudal punta horario : 184,17 m³/h

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Velocidad de filtración (<) : 9,50 m³/m²/h
Velocidad de filtración máxima en periodo de lavado (<) : 19,40 m³/m²/h
Máximas pérdidas por lavado de filtros sobre el total de agua filtrada : 2,5 %

SS en el influente : 35,00 mg/l
SS solicitado en el efluente : 5,00 mg/l

DIMENSIONAMIENTO

Tipo de filtros : Abiertos. Rápido de arena
Sistema de filtración : Gravedad.
Regulación : Nivel variable.
Sistema de regulación : Aguas arriba.
Control del funcionamiento : Automático.
Composición lecho filtrante : Mixto, arena/grava
Número de filtros instalados : 2 Ud
Número de filtros en funcionamiento : 2 Ud
Número de filtros en lavado simultáneo : 1 Ud
Disposición : Batería.
Sistema de recogida de agua de lavado : Canal lateral.

Número de celdas de filtración por filtro : 1 Ud

Dimensiones unitarias por celda :
Longitud : 6,50 m
Ancho útil : 3,50 m

Superficie útil :
Unitaria : 22,75 m²
Total : 45,50 m²

Velocidad de filtración a caudal medio : 4,05 m³/m²/h
Velocidad de filtración a caudal punta : 4,05 m³/m²/h
Velocidad de filtración a caudal medio durante el lavado : 8,10 m³/m²/h
Velocidad de filtración a caudal punta durante el lavado : 8,10 m³/m²/h

FALSO FONDO

Material : PRFV
Altura : 308 mm
Longitud estándar de los módulos : 1.224 mm
Ancho estándar de los módulos : 270 mm
Separación entre módulos en anchura : 35 mm
Número de módulos instalados en anchura por filtro : 10,00 Ud
Número de módulos instalados en longitud por filtro : 5,00 Ud
Distancia a la pared en longitud : 25 mm

Número de módulos por filtro : 50,00 Ud
Número total de módulos : 100,00 Ud

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****SECCIÓN DEL LECHO FILTRANTE :****1ª capa del lecho de grava :**

Altura del lecho : 900,00 mm
Talla efectiva : 19,1/12,7 mm
Coeficiente de uniformidad : 1,4

Altura lecho de grava: 900,00 mm

Capa lecho de arena :

Material : Arena silíceas.
Altura del lecho de arena : 600,00 mm
Talla efectiva : 1,7/3,35 mm

Altura total filtro (arena+grava) : 1,50 m
Altura de agua sobre el lecho de arena : 1,20 m
Altura total agua : 2,70 m
Carrera del filtro : 28,82 h

REGULACIÓN DE LOS FILTROS :

Tipo de regulación : De nivel.
Número de posiciones de control : 2 Ud
Actuación 1ª posición de control : Inicia maniobra de lavado retardado
Actuación 2ª posición de control : Inicia maniobra de lavado

CALCULO DE LA FRECUENCIA DE LAVADO

SS en el influente : 35,00 mg/l
SS en el efluente solicitado : 5,00 mg/l
SS a eliminar : 30,00 mg/l
132,60 Kg/d

Capacidad de retención de SS en los filtros : 7,00 Kg/m²/d
Capacidad de retención de SS por filtro : 159,25 Kg/d
Número de lavados por filtro necesarios : 0,83 Ud/d
Tiempo entre dos lavados por filtro : 28,82 h
Número de lavados diarios necesarios : 1,67 Ud/d
Tiempo entre dos lavados totales : 14,41 h

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****FASES DE LAVADO**Fase de esponjamiento :

Duración :	1,00 min
Fluido de lavado :	Aire
Velocidad de lavado :	110,00 m/h
Caudal de aire necesario :	2.502,50 m³/h
Caudal de aire adoptado :	2.503,00 m³/h
Velocidad de lavado con aire :	110,02 m/h

Fase de lavado :

Duración :	15,00 min
fluidos previstos para el lavado:	Agua y aire
Velocidad de lavado con agua necesaria :	20,00 m/h
Caudal de agua necesario :	455,00 m³/h
Caudal de agua adoptado :	455,00 m³/h
Velocidad de lavado con agua :	20,00 m/h
Sistema de aire :	Igual fase de esponjamiento

Fase de aclarado :

Duración :	5,00 min
fluidos previstos para el lavado:	
Velocidad de lavado con agua necesaria :	20,00 m/h
Caudal de agua necesario :	455,00 m³/h
Caudal de agua adoptado :	455,00 m³/h
Velocidad de lavado con agua :	20,00 m/h

Consumo total de agua por lavado :	151,67 m³
Número de lavados diarios :	0,83 Ud
Consumo medio diario de agua de lavado :	126,29 m³
Pérdidas por lavado de filtros sobre el total de agua filtrada :	2,86 %

Consumo total de aire por lavado :	667,47 m³
Número de lavados diarios :	0,83 Ud
Consumo medio diario de aire de lavado :	555,77 m³

EQUIPOS DE AGUA DE LAVADO :

Caudal necesario en fase de lavado :	455,00 m³/h

Tipo de bombas :	Centrífuga sumergible

Número de bombas instaladas :	2 Ud
Número de bombas en funcionamiento :	1 Ud
Caudal unitario adoptado :	455,00 m³/h
Tiempo de funcionamiento :	0,28 h/d
Altura manométrica :	7,00 m.c.a.
Rendimiento de los equipos de bombeo :	76,40 %
Potencia unitaria :	11,35 Kw

Diámetro conducción de impulsión unitaria :	250 mm
Superficie de conducción :	0,05 m²
Velocidad de conducción :	2,57 m/s

Diámetro conducción de impulsión general :	300 mm
Superficie de conducción :	0,07 m²
Velocidad de conducción :	1,79 m/s

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****DEPOSITO AGUA DE LAVADO**

Líquido utilizado para el lavado :	Agua filtrada
Caudal medio diario de lavado :	126,29 m ³ /d
Número de unidades instaladas :	1 Ud
Número de unidades en funcionamiento :	1 Ud
Dimensiones unitarias :	
Longitud :	7,00 m
Ancho :	5,50 m
Altura útil :	3,50 m
Volumen unitario :	134,75 m ³
Volumen total :	134,75 m ³
Tiempo de almacenamiento :	1,07 días
Número de lavados almacenados :	0,89 Ud
Tiempo de retención a caudal medio :	43,90 min
Tiempo de retención a caudal punta :	43,90 min

EQUIPOS DE AIRE DE LAVADO

Caudal necesario en fase de lavado :	2.503,00 Nm ³ /h
Tipo de equipo :	Soplante rotativa
Número de equipos instalados :	2 Ud
Número de equipos en funcionamiento :	1 Ud
Caudal unitario adoptado :	2.503,00 Nm ³ /h
Tiempo de funcionamiento :	0,22 h/d
Altura manométrica :	7,00 m.c.a.
Rendimiento equipos de aire de lavado:	70,00 %
Potencia unitaria :	68,14 Kw
Diámetro conducción de impulsión unitaria :	250 mm
Superficie de conducción :	0,05 m ²
Velocidad de conducción :	14,16 m/s
Diámetro conducción de impulsión general :	250 mm
Superficie de conducción :	0,05 m ²
Velocidad de conducción :	14,16 m/s

BOMBEO RECUPERACIÓN AGUA DE LAVADO Y VACIADOS

Caudales horarios de escurridos y reboses :	
Caudal líquido filtrado en deshidratación :	7,93 m ³ /h
Caudal reboses espesador fangos :	16,06 m ³ /h
Caudal reboses clasificador de arenas :	18,00 m ³ /h
Caudal reboses concentrador de grasas :	1,11 m ³ /h
Caudal escurridos prensado de detritus :	0,22 m ³ /h
Caudal lavado filtros de arena :	455,00 m ³ /h
Caudal horario de escurridos y reboses a bombear :	498,31 m ³ /h
Caudales diarios de escurridos y reboses :	
Caudal líquido filtrado en deshidratación :	55,49 m ³ /d
Caudal reboses espesador fangos :	128,45 m ³ /d
Caudal reboses clasificador de arenas :	126,00 m ³ /d
Caudal reboses concentrador de grasas :	7,74 m ³ /d
Caudal escurridos prensado de detritus :	0,67 m ³ /d
Caudal lavado filtros de arena :	91,00 m ³ /d
Caudal diario de escurridos y reboses a bombear :	409,36 m ³ /d



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

Tipo de bombas : Centrífugas sumergibles
Número de bombas instaladas : 2 Ud
Número de bombas en funcionamiento : 1 Ud
Caudal unitario necesario : 498,31 m³/h
Caudal unitario adoptado : 250,00 m³/h
Tiempo de funcionamiento : 1,64 h/d
Altura manométrica : 6,98 m.c.a.
Rendimiento de los equipos de bombeo : 66,60 %
Potencia unitaria : 7,13 Kw
Destino : Obra de llegada

Diámetro conducción de impulsión unitaria : 200 mm
Superficie de conducción : 0,03 m²
Velocidad de conducción : 2,21 m/s

Diámetro conducción de impulsión general : 200 mm
Superficie de conducción : 0,03 m²
Velocidad de conducción : 2,21 m/s

DEPOSITO ALMACENAMIENTO AGUA UTILIZADA EN EL LAVADO

Caudal medio diario de aguas sucias : 409,36 m³/d
Caudal instantáneo de aguas sucias : 498,31 m³/h
Caudal instantáneo de recuperación de agua de lavado : 250,00 m³/h
Duración de un lavado : 0,28 h
Volumen de almacenamiento necesario : 68,920 m³

Número de depósitos instalados : 1 Ud
Número de depósitos en funcionamiento : 1 Ud

Dimensiones unitarias :
Longitud : 7,00 m
Ancho : 4,00 m
Altura útil : 3,00 m
Altura de arranque de las bombas : 0,30 m

Volumen unitario : 84,00 m³
Volumen total : 84,00 m³

Tiempo de almacenamiento : 4,92 h
Número de lavados almacenados : 0,55 Ud
Tiempo de vaciado : 0,34 h

Tiempo de arranque bombas sin lavado : 0,18 h
10,80 min
Tiempo de arranque bombas con lavado : 0,02 h
1,13 min
Tiempo de vaciado sin lavado : 0,04 h
2,50 min

Tiempo de funcionamiento de las bombas sin lavado : 0,05 h
3,26 min
Tiempo de funcionamiento de las bombas durante un lavado : 0,63 h
37,85 min

Se disponen dos sondas de nivel en los filtros, la situada a una cota inferior ordena el inicio de la maniobra de lavado en un periodo horario en el que se espera la llegada a la planta de un caudal inferior al medio. La sonda situada a una cota superior ordena el inicio de la maniobra de lavado, parando previamente una de las bombas de impulsión de agua bruta a la E.D.A.R. o impidiendo su arranque mientras estén en funcionamiento las bombas de recuperación de agua de lavado.



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

2.5. DESINFECCION DEL EFLUENTE POR RAYOS ULTRAVIOLETA

Caudal medio :	184,17 m ³ /h
S.S. En el sistema (<) :	5,00 mg/l
Coliformes totales a la salida (<) :	2,20 ufc/100 ml
Huevos de Nemátodos intestinales (<) :	1,00 Ud/litro
U.V. Transmisión :	63,10 %
Dosis U.V. :	16000 μWs/cm ²
Modelo lámpara:	05-1313 AR
Input (W):	39,00 W
Output (W):	13,80 W
Longitud de la lámpara:	36,00 pulgadas
Diámetro de la lámpara:	0,75 pulgadas
Ley de Beer-Bouger-Lambert $I_1 = I_0 \cdot 10^{-a \cdot d}$	
$I_0 =$	25.217,27 μW/cm ²
$I_1 =$	2.521,73 μW/cm ²
absorbancia (a)=	0,20 cm ⁻¹
distancia máxima que es desinfectada (d) =	5,00 cm
Tc (tiempo de contacto teórico necesario) =	6,34 seg
Coeficiente de seguridad=	2,00
Tc ₁ (tiempo de contacto de cálculo) =	12,69 seg
Dimensionamiento de los canales :	
Número de unidades instaladas :	1 Ud
Número de unidades en funcionamiento :	1 Ud
Longitud unitaria :	9,500 m
Ancho unitario :	0,475 m
Calado útil :	0,470 m
Altura canal :	1,220 m
Volumen unitario :	2,12 m ³
Volumen total :	2,12 m ³
Tiempo de exposición a U.V. a Qmedio :	41,46 s
Número de bancadas de U.V. :	
Por canal :	2 Ud
Total :	2 Ud
Número de módulos de U.V. :	
Por bancada :	2 Ud
Total :	4 Ud
Número de lámparas U.V. :	
Por módulo :	8 Ud
Total :	32 Ud
Velocidad mínima permitida canal:	0,30 m/s
Horas de funcionamiento de las lámparas:	8,000 h
Potencia unitaria lámparas :	312,00 w
Potencia total del equipo :	9,98 Kw

El funcionamiento de la instalación de rayos U.V. será automático en función del caudal a tratar.

LÍNEA DE AGUA	
PARAMETROS	UNIDADES

2.6. CANAL DE CLORACIÓN - LABERINTO DE CLORACIÓN:

CAUDALES

Caudal Punta:	368,33 m ³ /h
Caudal Medio:	184,17 m ³ /h

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Calado (C):	3,00 m
Ancho del canal (b):	3,00 m

DIMENSIONAMIENTO

Resguardo:	0,75 m
Entrada de caudal a cota desde coronación:	1,50 m
Separación del laberinto (b):	0,43 m
Tiempo mínimo de contacto:	20,00 min
Capacidad de almacenamiento teórico:	122,78 m ³ /h
	2.946,67 m ³ /d
Longitud canal de cloración:	13,64 m
Relación longitud (>4:1):	4,55
Longitud a construir:	14,00 m
Volumen canal de cloración:	126,00 m ³
Tiempo de retención:	0,34 h
	20,52 min

Volumen canal de cloración < depósito de lavado de filtros	OK

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****2.6. DOSIFICACION HIPOCLORITO**

Caudal Punta:	184,17 m ³ /h
Caudal Medio:	184,17 m ³ /h
Dosis :	
Máxima :	6,00 mg/l
Media :	1,50 mg/l
De choque :	30,00 mg/l

Necesidades horarias :	
Máximas :	1,11 kg/h
Medias :	0,28 kg/h
De choque :	5,53 kg/h

DATOS DEL PRODUCTO

Forma de suministro :	Líquido
Densidad :	1,25 Kg/dm ³
Tipo de suministro :	Cisternas de 24 Tn
Capacidad del suministro :	24 Tn
	19,20 m ³

DOSIFICACION

Concentración en cloro del producto :	160,00 g/l
Necesidades de hipoclorito :	
Máximo :	4,42 l/h
Medio :	1,11 l/h
De choque :	22,10 l/h

Sistema de dosificación :	Bombas dosificadoras
Número de unidades instaladas :	3,00 Ud
Número de unidades en servicio :	1,00 Ud
Caudal medio unitario necesario :	1,11 l/h
Caudal máximo unitario necesario :	4,42 l/h

Caudal mínimo adoptado :	0,74 l/h
Caudal máximo adoptado :	7,37 l/h
Rango de caudales :	1,25-12,50 l/h
Dosis mínima :	1,00 mg/l
Dosis máxima :	30,00 mg/l

Altura manométrica :	15,00 mca
Potencia unitaria :	0,50 kw

Diámetro de conducción :	25,00 mm
Sección de conducción :	0,000491 m ²
Velocidad de conducción a caudal max unitario :	0,002501 m/s

Se instalará un variador de frecuencia en las bombas ajustando el caudal en función del Q de agua a tratar.

ALMACENAMIENTO HIPOCLORITO

Consumo en la instalación:	480 l/d
Autonomía de almacenamiento :	15,00 d
Volumen a almacenar a dosis medias :	7.598 Litros
Tipo de almacenamiento	Depósito de PRFV
Número de depósitos instalados :	2,00 Ud
Número de depósitos en servicio :	2,00 Ud
Capacidad unitaria adoptada :	15.000 litros
Tiempo real de almacenamiento :	59,23 d
Tiempo de almacenamiento a dosis máxima :	51,19 d
Tiempo de almacenamiento a dosis de choque :	29,69 d



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE AGUA

PARAMETROS

UNIDADES

BOMBEO DE TRASVASE

Tipo de bombas :	Centrífugas horizontales.
Número de bombas instaladas :	1 Ud
Número de bombas en servicio :	1 Ud
Caudal unitario adoptado :	10 m ³ /h
Altura manométrica :	10 mca
Tiempo de llenado de un depósito :	1,50 h
Rendimiento de los equipos de bombeo :	40 %
Potencia unitaria :	0,68 kw
Díámetro de conducción de impulsión :	50 mm
Superficie de conducción :	0,0020 m ²
Velocidad de conducción :	1,41 m/s

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA****PARAMETROS****UNIDADES****2.9. MEDIDA DE CAUDAL AGUA TRATADA****CAUDALES DE DIMENSIONAMIENTO**

Caudal máximo :	184,17 m³/h
Caudal medio :	184,17 m³/h
Caudal Mínimo :	92,08 m³/h

DIMENSIONAMIENTO

Sistema de medida :	Electromagnético en tubería

Número de colectores instalados :	1,00 Ud
Número de colectores en funcionamiento :	1,00 Ud

Diámetro colector principal :	0,30 m
Diámetro medidor :	0,20 m

Velocidad del líquido en colector general a caudal máximo :	0,72 m/s
Velocidad del líquido en colector general a caudal medio :	0,72 m/s
Velocidad del líquido en colector general a caudal mínimo :	0,36 m/s

Velocidad del líquido en medidor a caudal máximo :	1,63 m/s
Velocidad del líquido en medidor a caudal medio :	1,63 m/s
Velocidad del líquido en medidor a caudal mínimo :	0,81 m/s

Sistema de medida :	Electromagnético

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE AGUA**

PARAMETROS

UNIDADES

3.

LÍNEA DE FANGOS3.1. BALANCE DE FANGOS

FANGOS BIOLÓGICOS EN EXCESO :

Sólidos totales :	1.629,11 Kg/d
Contenido en materia volátil :	65,00 %
Sólidos volátiles :	1.058,92 Kg/d
Sólidos minerales :	570,19 Kg/d
Concentración de la purga :	0,70 %
Volumen diario correspondiente :	232,73 m ³ /d
Tiempo extracción del decantador :	11,64 h/d
Caudal horario :	20,00 m ³ /h

FANGOS PROCEDENTES DE LAPURGA DE FANGOS DEL DECANTADOR

Sólidos totales :	159,12 Kg/d
Contenido en materia volátil :	31,27 %
Sólidos volátiles :	49,76 Kg/d
Sólidos minerales :	109,36 Kg/d
Concentración de la purga :	1,50 %
Volumen diario correspondiente :	10,61 m ³ /d
Tiempo extracción del flotador :	4,24 h/d
Caudal horario :	2,50 m ³ /h

BALANCE DE FANGOS MEZCLADOS

Peso de fangos mezclados :	1.788,23 Kg/d
Sólidos volátiles :	1.108,68 Kg/d
Sólidos minerales :	679,55 Kg/d
Concentración de la mezcla :	0,74 %
Volumen de fangos mezclados :	243,34 m ³ /d
Contenido en materia volátil :	62,00 %



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE FANGOS

PARAMETROS

UNIDADES

3.2. ESPESAMIENTO DE FANGOS

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Peso fangos entrada :	1.788,23 kg/d
Concentración media de entrada :	0,74 % 7,36 g/l
Concentración de fangos espesados :	3,00 % 30,00 g/l
Tiempo de extracción del decantador :	11,64 h/d
Carga hidráulica (<) :	0,50 m ³ /m ² /h
Carga de fangos (<) :	35,00 kg/m ² /d
Tiempo de retención hidráulica (>) :	1,00 día
Tiempo de retención de sólidos (>) :	2,50 días

DIMENSIONAMIENTO

Tipo de espesador :	Gravedad
Forma :	Circular
Procedencia de los fangos :	Reactor biológico+ decantador
Caudal diario de fangos :	243,34 m ³ /d
Caudal máximo horario de fangos :	22,50 m ³ /h
Caudal de fangos espesados :	59,69 m ³ /d
Sobrenadante :	183,65 m ³ /d
Número de espesadores instalados :	1 Ud
Número de espesadores en servicio :	1 Ud
Peso de fangos por espesador :	1.788,23 kg/d
Caudal de fangos por espesador :	243,34 m ³ /d
Caudal horario de fangos por espesador :	22,50 m ³ /h
Dimensiones :	
Diámetro :	8,00 m
Altura cilíndrica útil :	3,50 m
Altura cónica útil :	0,80 m
Superficie unitaria adoptada :	50,27 m ²
Volumen unitario adoptado :	189,33 m ³
Volumen total adoptado :	189,33 m ³
Carga hidráulica :	0,45 m ³ /m ² /h
Carga de fangos :	35,58 kg/m ² /d
Tiempo de llenado :	0,78 d
Tiempo de retención de fangos :	2,77 d
Carga específica por metro lineal rasqueta :	223,53 Kg/ml/d
Concentración de salida :	30,00 g/l
Sistema de acumulación de fangos :	Rasqueta
Velocidad de rasqueta :	60,00 m/h
Pendiente solera :	20,00 %
Destino sobrenadante :	Cabecera de planta
Destino fangos :	Deshidratación

**CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS**
SOLUCION ADOPTADA**TRABAJO FIN DE MÁSTER**
FECHA: 22-dic-14**LÍNEA DE FANGOS****PARAMETROS****UNIDADES****3.3. DESHIDRATACION DE FANGOS****3.3.1. CENTRIFUGADORA**

Peso de fangos a deshidratar :	1.788,23 kg/d
Concentración de entrada :	3,00 %
Volumen de fangos a deshidratar :	59,69 m³/d
Días de trabajo semanal :	5 d/sem
Horas de funcionamiento :	7 h/d
Peso diario a deshidratar :	2.503,52 kg/d
Volumen diario a deshidratar :	83,57 m³/d
Sistema de deshidratación adoptado :	Centrifugadoras
Número de unidades instaladas :	1 Ud
Número de unidades en funcionamiento :	1 Ud
Capacidad unitaria necesaria :	11,94 m³/h
Capacidad unitaria adoptada :	10 m³/h
Carga unitaria de trabajo :	357,65 kg/h
Carga total de trabajo :	357,65 kg/h
Sequedad de la torta :	25 %
Volumen de fangos deshidratados :	7,15 m³/d
Potencia Centrífuga:	25 kw/h
Horas de funcionamiento:	6 h/d

BOMBEO DE FANGOS ESPESADOS

Tipo de bomba :	Tornillo helicoidal
Número de unidades instaladas :	2 Ud
Número de unidades en funcionamiento:	1 Ud
Caudal unitario necesario :	10,00 m³/h
Caudal unitario adoptado :	16 m³/h
Rango de caudal unitario :	5 a 16 m³/h
Altura manométrica :	15 mca
Potencia unitaria :	2,04 kw
Diámetro de conducción :	80 mm
Velocidad de conducción :	0,88 m/s

TRANSPORTE DE FANGOS DESHIDRATADOS A ALMACENAMIENTO

Sistema de transporte a almacenamiento adoptado :	Bomba de tornillo helicoidal
Número de equipos instalados :	1 Ud
Número de equipos en funcionamiento :	1 Ud
Caudal unitario necesario :	1,19 m³/h
Caudal unitario adoptado :	1,50 m³/h



CALCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PROCESO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

LÍNEA DE FANGOS

PARAMETROS

UNIDADES

3.4. ALMACENAMIENTO DE FANGOS DESHIDRATADOS

PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO

Volumen de fangos secos :	7,15 m ³ /d
Densidad :	1.100 kg/m ³
Peso de fangos secos :	7,87 Tn/d

DIMENSIONAMIENTO

Sistema de almacenamiento :	Tolva
Número de tolvas instaladas :	1 Ud
Capacidad unitaria :	25,00 m ³
Tiempo de retención :	3,18 d

Destino final de los fangos :	Vertedero

Diámetro de conducción :	80 mm



6. Cálculos Hidráulicos de la EDARU



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

Página 236

PARÁMETROS

UNIDADES

PIEZOMÉTRICA

Q_{max}

Diámetro de las tuberías

Es necesario calcular el diámetro interno de las tuberías. El objetivo es que siempre se mantenga una velocidad superior a los 0,3 m/s para evitar que los sólidos se depositen en el fondo de los mismos. Se mantienen unos cálculos para una velocidad de paso entorno a 1 m/s a caludal máximo.

Caudal medio diario=	4420	m3/día
Nº de líneas=	2	
Caudal medio horario=	184,1666667	m3/h
Caudal punta=	368,3333333	m3/h
Coefficiente punta=	2	
Caudal máximo hidráulico=	368,3333333	m3/h

Según la norma UNE 1452-1:2010 recogida en el manual de EMUASA, se escoge para la línea de agua tuberías de diámetro de 315 mm

D _{max} =	0,658967041	m
v _{min} =	0,3	
D _{min} =	0,360931113	m
velocidad diseño=	1	m/s

Para este proyecto, voy a escoger tuberías de polietileno de alta densidad de diámetro 400 mm para la línea de agua.



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

VERTEDERO SALIDA AGUA TRATADA:

Caudal:	368,33 m ³ /h
	0,10 m ³ /s
Nº de vertederos instalados:	1,00 ud
Caudal por vertedero:	368,33 m ³ /h
Longitud del vertedero:	1,00 m

Carga hidráulica:

$$H = (Q / (1,9 * L))^{2/3}$$

Altura de lámina :	0,14 m

Se desprecia las pérdidas por rozamiento en las paredes ya que son muy pequeñas.

Nivel agua en canal de salida:	100,00 m
Resguardo del canal:	1,30 m
Cota cresta del vertedero:	101,30 m
Nivel agua en el vertedero:	101,44 m

ARQUETA DE MEDIDA SALIDA DE CAUDAL

DATOS DE PARTIDA

Caudal:	0,10 m ³ /s
Número de conducciones:	1,00 ud
Caudal por conducción:	0,10 m ³ /s
Díámetro adoptado:	0,30 m
Área:	0,07 m ²
Velocidad:	1,45 m/s
Número de Reynolds:	429938,18
Radio Hidráulico:	0,08 m
Longitud tubería:	3,00 m

Pérdidas de carga

Rozamiento en tubería según Darcy-Weisbach.

f:	0,01
Pérdida de carga (h _f):	0,0139 m

Por difusión:

$$H = K * (V^2 / 2g)$$

K (Constante)	0,30
Pérdida	0,0320 m

Suma total de pérdidas:	0,0459 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

COTAS DEL NIVEL HIDRÁULICO:

Cota agua salida conducción: 101,44 m

Cota agua en el inicio de la conducción: 101,49 m

VERTEDERO SALIDA CANAL DE DESINFECCIÓN U.V.

DATOS DE PARTIDA:

Caudal: 0,10 m³/s

Nº de vertederos: 1,00

Caudal por vertedero: 0,10 m³/s

Longitud del vertedero: 10,00 m

$$H = (Q / (1,9 * L))^{2/3}$$

Altura de lámina : 0,03 m

COTAS NIVEL HIDRÚLICO:

cota nivel agua salida: 101,49 m

resguardo por aireación: 0,45 m

cota cresta vertedero: 101,94 m

cota nivel agua canal: 101,97 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CANAL DE DESINFECCIÓN U.V.

DATOS DE PARTIDA

Caudal:	0,10 m3/s
Número de conducciones:	1,00 ud
Caudal por canal:	0,10 m3/s
Ancho del canal	0,48 m
Calado de canal:	0,47 m
Area de paso:	0,23 m²
Velocidad del fluido:	0,45 m/s
Radio Hidráulico:	0,16 m
Longitud canal:	9,50 m

PERDIDAS DE CARGA

a) Por creación y anulación de velocidad.

$$H = K * (V^2) / 2 * G$$

K (Constante) :	1,50
Perdida :	0,02 m

b) Por compuerta de paso.

$$H = K * (V^2) / 2 * G$$

Número de compuertas :	1,00
K (Constante) :	0,40
Perdida :	0,01 m

d) Por rozamiento.

$$J = ((n * V) / R ^ { 2/3 }) ^ 2$$

n (Coeficiente de rugosidad) :	0,0005
Perdida :	0,025 m

COTAS NIVEL HIDRÚLICO:

cota nivel agua salida:	101,97 m
cota solera del canal:	101,50 m
Nivel al inicio del canal:	101,99 m



CALCULOS HIDRÁULICOS

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

VERTEDERO DERIVACIÓN CANAL DE DESINFECCIÓN

Número de vertederos instalados :	1,00 ud
Caudal por vertedero :	0,10 m3/s
Longitud vertedero :	2,00 m
Altura de la lámina vertiente :	0,09 m
Cota cresta vertedero:	102,02 m
Nivel agua en canal vertiendo :	102,08 m

VERTEDERO SALIDA DEPÓSITO DE AGUA FILTRADA (Laberinto Cloración)

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m3/s
Número de vertederos instalados :	1,00 du
Número de vertederos en servicio :	1,00 ud
Caudal por vertedero :	0,10 m3/s
Longitud vertedero :	2,00 m

Altura de lámina vertiente:

$$H = (Q / (1,9 * L))^{2/3} \quad 0,09 \text{ m}$$

Se desprecia la perdida por rozamiento en las paredes del depósito por ser muy pequeñas.

COTAS DE NIVEL HIDRAULICO

Nivel agua en canal salida :	102,08 m
Cota cresto vertedero:	102,17 m
Nivel agua en depósito :	102,27 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

FILTROS DE ARENA

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m3/s
Número de filtros instalados :	2,00 Uds
Número de filtros en servicio :	2,00 Uds
Caudal por filtro :	0,05 m3/s

Perdidas de Carga en el filtro de arena según Ec. Rose:

Perdida de carga en el lecho filtrante (h):

$$h = \frac{1,067}{\phi} C_d \frac{1}{\alpha^4} \frac{L}{d} \frac{Vs^2}{g}$$

Coefficiente de rozamiento Cd:	17,80
Número de Reynolds:	1,56
Velocidad en el filtro:	0,0045 m/s
Diámetro equivalente del material filtrante:	0,35 mm
Viscosidad cinemática del fluido:	0,000001 m²/s
Superficie del filtro:	22,75 m²
h=	0,21 m
Factor de forma de las partículas:	0,82
Velocidad ascensional:	8,10 m3/m2/h
α (porosidad):	40,00
Espesor de la capa filtrante (L):	1,20 m

Cotas:

Nivel agua en Laberinto de Cloración:	102,27 m
Nivel de agua con filtro limpio:	102,67 m
Carrera del filtro considerada:	1,30 m
Nivel máximo agua en filtros:	103,97

VERTEDERO ENTRADA FILTROS

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m3/s
Número de vertederos instalados :	2,00 Uds
Número de vertederos en servicio :	2,00 Uds
Caudal por vertedero :	0,05 m3/s
Longitud vertedero :	5,00 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CARGA HIDRAULICA CONSUMIDA:

$$H = (Q / (1,9 * L)) ^ {2 / 3}$$

Altura de la lámina vertiente : 0,03 m

COTAS DE NIVEL HIDRAULICO

Nivel agua en filtros : 103,97 m

Cota cresta vertedero : 104,01 m

Nivel agua en canal : 104,04 m

CONDUCCIÓN CONEXIÓN FILTRO DE ARENA CON ARQUETA MEDIDA CAUDAL

DATOS DE PARTIDA

Caudal : 0,10 m³/s
Número de conducciones : 1,00 Ud
Caudal por conduccion : 0,10 m³/s
Diámetro tubería adoptado : 0,25 m
Sección de paso : 0,05 m²
Velocidad circulación agua : 2,0843 m/seg
Número de Reynolds : 515415,50
Radio hidráulico : 0,06 m
Coeficiente de fricción : 0,02
Longitud tubería : 3,00 m

**CALCULOS HIDRÁULICOS****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS****TRABAJO FIN DE MÁSTER****FECHA: 22/12/2014****DATOS BASICOS DEL PROYECTO****PARÁMETROS****UNIDADES****PERDIDAS DE CARGA**

a) Por pérdida por cono convergente: Caudalímetro electromagnético.

Diametro antes de la convergencia (D):	400,00 mm
Diámetro tras la convergencia (d):	250,00 mm
Longitud del tramo convergente:	300,00 mm
Ángulo en el vertice ($\alpha/2$):	14,87 °
x=	1,04
n= (D/d)	1,60
Ah' =	-0,002 m
K=	0,34
Cantidad=	1,00 Ud
$\Delta h = x \cdot Ah' + K \cdot V^2 / 2g$	0,073 m

b) Por rozamiento. El coeficiente de fricción se obtiene mediante blasius.

$J = ((n \cdot V) / R^{2/3})^2$	0,0035 m/m
n (Coeficiente de rugosidad) :	0,0001
Perdida :	0,01 m

c) Por difusión:

$H = K \cdot (V^2) / 2g$	
K=	0,30
H=	0,066 m

Total de pérdidas en el tramo: 0,150 m

Cotas:

Cota canal cloración:	104,041 m
Cota agua salida conducción:	104,341 m
Cota vertedero:	104,421 m
Cota agua en inicio conducción:	104,491 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CONDUCCION SALIDA DECANTACIÓN SECUNDARIA

DATOS DE PARTIDA

Caudal :	0,102 m³/s
Número de conducciones :	1,00 Ud
Caudal por conduccion :	0,102 m³/s
Diámetro tubería adoptado :	0,40 m
Sección de paso :	0,126 m²
Velocidad circulación agua :	0,814 m/s
Número de Reynolds :	293403,76
Radio hidráulico :	0,10 m
Coefficiente de fricción :	0,0200
Longitud tubería :	20,00 m

Perdidas de Carga

a) Creación y anulación de velocidad

$$H = K * (V^2 / 2 * g)$$

K (Constante)

1,50

H=

0,05 m

b) Por difusión

$$H = K * (V^2 / 2 * g)$$

K (Constante)

0,30

H=

0,01 m

Cotas:

Nivel agua en salida conducción: 102,96 m

Nivel agua entrada conducción: 103,02 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

DECANTADOR SECUNDARIO

DATOS DE PARTIDA

Caudal máximo :	0,10 m³/s
Número de decantadores :	2 Ud
Caudal por decantador :	0,05 m³/s
Diámetro del decantador:	17,50 m
Longitud vertedero interior :	0 m
Longitud vertedero exterior :	54,98 m
Longitud total vertedero :	54,98 m
Longitud canal :	25,00 m
Separación entre vertedero (Lx) :	0,80 m
Número entre vertederos :	68,00 Ud
Caudal por entalla :	0,00075 m³/s

Pérdidas de Carga.

Altura lámina vertiente sobre vertedero triangular tipo thompson:

$$H = (Q / 1,42) ^ { 2/5} \quad 0,049 \text{ cm}$$

COTAS

Nivel agua canal de recogida decantador :	103,02 m
Resguardo por aireación :	0,28 m
Cota vertedero :	103,30 m
Nivel agua decantador :	103,35 m



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CONDUCCION ALIMENTACION DECANTADOR SECUNDARIO

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m³/s
Caudal recirculación :	0,10 m³/s
Caudal alimentación :	0,20 m³/s
Número de conducciones :	2,00 Ud
Caudal por conduccion :	0,10 m³/s
Diámetro tubería adoptado :	0,40 m
Sección de paso :	0,13 m²
Velocidad circulación agua :	0,81 m/s
Número de Reynolds :	293403,7573
Radio hidráulico :	0,10 m
Coefficiente de fricción :	0,0200
Longitud tubería :	30,00 m

Pérdidas de carga:

a) Creación y anulación de velocidad

$$H = K * (V ^2) / 2 * g$$

K (Constante)

1,50

H=

0,05 m

b) Paso curvas

$$H = n * K * (V ^2) / 2 * g$$

K (Constante)

0,40

Número de curvas (n):

4,00

H=

0,05 m

c) Paso por compuerta

$$H = K * (V ^2) / 2 * g$$

K (Constante)

0,30

Número de compuertas

1,00

H=

0,01 m

d) Rozamiento en tubería, según la fórmula de Darcy-Weisbach.

El coeficiente de fricción se obtiene con la fórmula de Blasius.

J (Perdida)

0,01

Perdida

0,03 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

COTAS

Total pérdidas de carga: 0,15 m

Nivel agua en decantador secundario : 103,35 m

Nivel agua entrada conducción : 103,50 m

VERTEDERO SALIDA REACTORES BIOLOGICOS

DATOS DE PARTIDA

Caudales : 0,1023 m³/s

Caudal recirculación : 0,1023 m³/s

Caudal alimentación : 0,2046 m³/s

Número de vertederos instalados : 2,00 Ud

Número de vertederos en servicio : 2,00 Ud

Caudal por vertedero : 0,10 m³/s

Longitud vertedero : 1,00 m

Pérdidas

$$H = (Q / (1,9 * L)) ^ { 2 / 3 }$$

Altura de la lámina vertiente : 0,14

Se desprecia la pérdida por rozamiento en las paredes del canal por ser muy pequeñas.

COTAS

Nivel agua en canal de salida : 103,50 m

El agua vierte al canal através de un vertedero dejando un resguardo a fin de no anegar la lamina vertiente.

Resguardo para aireación : 0,19 m

Cota cresta vertedero : 103,69 m

Nivel agua en reactores biológicos : 103,83 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

3.8. CONDUCCION ALIMENTACION REACTORES BIOLOGICOS

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m ³ /s
Caudal recirculación :	0,10 m ³ /s
Caudal alimentación :	0,20 m ³ /s
Número de conducciones :	2,00 Ud
Caudal por conduccion :	0,10 m ³ /s
Diámetro tubería adoptado :	0,40 m
Sección de paso :	0,13 m ²
Velocidad circulación agua :	0,81 m/s
Número de Reynolds :	293403,7573
Radio hidráulico :	0,10 m
Coefficiente de fricción :	0,0200
Longitud tubería :	10,00 m

Pérdidas de carga:

a) Creación y anulación de velocidad

$H = K * (V^2) / 2 * g$	
K (Constante)	1,50
H=	0,05 m

b) Paso curvas

$H = n * K * (V^2) / 2 * g$	
K (Constante)	0,40
Número de curvas (n):	4,00
H=	0,05 m

c) Paso por compuerta

$H = K * (V^2) / 2 * g$	
K (Constante)	0,30
Número de compuertas	1,00
H=	0,01 m

d) Rozamiento en tubería, según la fórmula de Darcy-Weisbach.

El coeficiente de fricción se obtiene con la fórmula de Blasius.

J (Perdida)	0,01
Perdida	0,01 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

Total pérdidas de carga: 0,13 m

COTAS

Nivel agua en reactor biológico : 103,832 m

Nivel agua entrada conducción : 103,959 m

CONDUCCION DE MEDIDA DE CAUDAL

DATOS DE PARTIDA

Caudal : 0,10 m³/s
Número de conducciones : 1,00 Ud
Caudal por conduccion : 0,10 m³/s
Diámetro tubería adoptado : 0,25 m
Sección de paso : 0,05 m²
Velocidad circulación agua : 2,08 m/s
Número de Reynolds : 469446,0117
Radio hidráulico : 0,06 m
Coeficiente de fricción : 0,02
Longitud tubería : 3,00 m

Pérdidas de carga

a) Pérdida por cono convergente :

Diámetro antes de la convergencia : 400 mm
Diámetro tras la convergencia : 250 mm
Longitud del tramo convergente : 300,00 mm
Angulo en el vértice ($\alpha/2$) : 14,87 °
x = 1,04
n = 1,60
Dh' = 0,04
Dh*I = 0,01
K = 0,34
Cantidad = 1,00
 Δh = 0,09 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

b) Rozamiento en tubería, según la fórmula de Darcy-Weisbach.

El coeficiente de fricción se obtiene con la fórmula de Blasius.

J (Pérdida)

0,01

Pérdida

0,03 m

c) Por difusión

$$H = K * (V ^2) / 2 * g$$

K (Constante)

0,30

H=

0,07 m

Pérdida de carga total:

0,19 m

COTAS

Cota agua salida conducción :

103,96 m

Cota vertedero:

104,05 m

Cota agua en inicio conducción :

104,23 m

CONDUCCION DESDE REACTOR BIOLÓGICO HASTA DESARENADOR

DATOS DE PARTIDA

Caudal :

0,10 m³/s

Número de conducciones :

1,00 Ud

Caudal por conduccion :

0,10 m³/s

Diámetro tubería adoptado :

0,40 m

Sección de paso :

0,13 m²

Velocidad circulación agua :

0,81 m/s

Número de Reynolds :

293403,7573

Radio hidráulico :

0,10 m

Coeficiente de fricción :

0,02

Longitud tubería :

50,00 m

CARGA HIDRAULICA CONSUMIDA:

a) Creación y anulación de velocidad

$$H = K * (V ^2) / 2 * g$$

K (Constante)

1,50

H=

0,05 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

b) Paso curvas

$$H = K * (V^2) / 2 * g$$

K (Constante)

0,40

Número de curvas

2,00

H=

0,03 m

c) Rozamiento en tubería, según la fórmula de Darcy-Weisbach.

El coeficiente de fricción se obtiene con la fórmula de Blasius.

J (Perdida)

0,01

Perdida

0,06 m

d) Por difusión

$$H = K * (V^2) / 2 * g$$

K (Constante)

0,30

H=

0,01 m

Perdida total:

0,15 m

COTAS

Nivel agua en salida conducción :

104,23 m

Nivel agua entrada conducción :

104,38 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

VERTEDERO SALIDA DESARENADORES

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m³/s
Número de vertederos instalados :	1,00 Ud
Número de vertederos en servicio :	1,00 Ud
Caudal por vertedero :	0,10
Longitud vertedero :	2,00 m

CARGA HIDRAULICA CONSUMIDA:

$$H = (Q / (1,9 * L)) ^ { 2 / 3 }$$

Altura de la lámina vertiente :	0,09 m

Se desprecia la perdida por rozamiento en las paredes del depósito por ser muy pequeñas.

COTAS

Nivel agua en canal de salida :	104,38 m

El agua vierte al canal através de un vertedero dejando un resguardo a fin de no anegar la lamina vertiente.

Resguardo para aireación :	0,30 m

Cota cresta vertedero :	104,68 m

Nivel agua en desarenadores :	104,77 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

ENTRADA DESARENADORES

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m³/s
Número de desarenadores en funcionamiento :	2,00 Ud
Caudal por desarenador :	0,05 m³/s
Ancho del orificio de entrada :	0,50 m
Calado medio :	0,07261 m
Sección de paso :	0,04 m²
Velocidad de circulación :	1,41 m/s

Pérdida de carga.

a) Por creación y anulación de velocidad

$$H = K * (V^2) / 2 * g$$

K (Constante)

1,50

H:

0,15 m

b) Por compuerta de aislamiento.

$$H = K * (V^2) / 2 * g$$

K (Constante)

0,30

H:

0,03 m

Pérdida de carga total:

0,18 m

COTAS DE NIVEL HIDRAULICO

Nivel agua en desarenador : 104,77 m

Cota solera del canal : 104,70 m

Nivel agua en la entrada del desarenador : 104,95 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CANAL SALIDA TAMICES

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m ³ /s
Número de canales instalados :	2 Ud
Número de canales en funcionamiento :	1 Ud
Caudal por canal :	0,10 m ³ /s
Ancho de canal :	0,50 m
Pendiente del canal :	0,50 %
Calado :	0,13 m
Longitud canal :	2,50 m

Perdidas

Caudal unitario en condiciones reales :	0,10 m ³ /s
Pendiente media :	0,01 m/m

Altura lámina de agua :	0,13 m

Superficie mojada :	0,10 m ²
Radio hidráulico :	0,09 m
Coefficiente de rugosidad (n) :	0,01
Velocidad de circulación :	0,978 m/s

Perdida de carga total:	0,01

Nivel agua arqueta de salida :	104,95 m

Nivel de agua al final del canal :	104,83 m

Cota solera final del canal :	104,70 m

Cota solera inicio del canal :	104,71 m

Nivel de agua al inicio del canal :	104,84 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

PERDIDA POR TAMIZADO DE SOLIDOS FINOS

Calculado en los calculos justificativos.

Tipo de reja :	Tamiz en canal
Inclinación de la reja :	45,0000 °
Número de canales :	2,00 Ud
Número de rejillas automáticas instaladas :	2,00 Ud
Número de rejillas en funcionamiento a caudal máximo :	1,00 Ud
Número de rejillas en funcionamiento a caudal medio :	1,00 Ud

Tipo de perfil barrotes=	rectangular recto
Paso útil entre barrotes =	3,00 mm
Ancho de los barrotes =	3,0000 mm
Colmatación máxima (G):	30,00 %

Pérdidas de carga en rejillas a Q máximo 30% de colmatación:	0,04 m
K1:	2,04
K2:	1,00
K3:	2,22
velocidad:	1,16 m/s
Altura de agua en la entrada a la rejilla:	0,54 m

b) Por compuerta de aislamiento.

$H = K * (V^2) / 2 * g$	
K (Constante)	0,30
H:	0,02 m

Pérdidas de carga total:	0,06 m

Nivel agua salida rejilla :	104,95 m

Cota solera del canal :	104,82 m

Nivel agua entrada rejilla :	105,01 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CANAL HACIA REJAS DE GRUESOS

DATOS DE PARTIDA

Caudales :	0,10 m ³ /s
Número de canales instalados :	2 Ud
Número de canales en funcionamiento :	1 Ud
Caudal por canal :	0,10 m ³ /s
Ancho de canal :	0,50 m
Pendiente del canal :	0,50 ‰
Calado :	0,13 m
Longitud canal :	2,50 m

Perdidas

Caudal unitario en condiciones reales :	0,10 m ³ /s
Pendiente media :	0,01 m/m

Altura lámina de agua :	0,13 m

Superficie mojada :	0,10 m ²
Radio hidraulico :	0,09 m
Coefficiente de rugosidad (n) :	0,01
Velocidad de circulación :	0,978 m/s

Nivel agua arqueta de salida :	105,01 m

Nivel de agua al final del canal :	104,95 m

Cota solera final del canal :	104,82 m

Cota solera inicio del canal :	104,83 m

Nivel de agua al inicio del canal :	105,08 m

**CALCULOS HIDRÁULICOS****ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS****TRABAJO FIN DE MÁSTER****FECHA: 22/12/2014****DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO****PARÁMETROS****UNIDADES**CANAL SALIDA REJAS DE GRUESOS

Tipo de perfil barrotes=	rectangular recto
Paso útil entre barrotes (s)=	50,00 mm
Ancho de los barrotes (a) =	50,00 mm
Colmatación máxima (G):	30,00 %
Pérdidas de carga en rejillas a Q máximo 30% de colmatación:	0,032 m
K ₁ :	2,04
K ₂ :	1,00
K ₃ :	2,22
Velocidad de aproximación Q max:	0,37 m/s
velocidad a caudal máximo	0,81 m/s
Altura de agua en la entrada a la rejilla:	0,60 m
b) Por compuerta de aislamiento.	
$H = K * (V^2) / 2 * g$	
K (Constante)	0,30
H:	0,01 m
Pérdidas de carga total:	0,04 m
Nivel agua salida rejilla :	105,01 m
Cota solera del canal :	104,83 m
Nivel agua entrada rejilla :	105,05 m



CALCULOS HIDRÁULICOS
ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22/12/2014

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CANAL ENTRADA REJAS DE GRUESOS

Caudales :	0,10 m³/s
Número de canales instalados :	2 Ud
Número de canales en funcionamiento :	1 Ud
Caudal por canal :	0,10 m³/s
Ancho de canal :	0,50 m
Pendiente del canal :	0,50 %
Calado :	0,13 m
Longitud canal :	2,50 m

Perdidas

Caudal unitario en condiciones reales :	0,10 m³/s
Pendiente media :	0,01 m/m

Altura lámina de agua :	0,13 m

Superficie mojada :	0,10 m²
Radio hidráulico :	0,09 m
Coefficiente de rugosidad (n) :	0,01
Velocidad de circulación :	0,978 m/s

Nivel agua arqueta de salida :	105,05 m

Nivel de agua al final del canal :	105,08 m

Cota solera final del canal :	104,83 m

Cota solera inicio del canal :	104,85 m

Nivel de agua al inicio del canal :	105,10 m

Vertedero de Seguridad:	105,70 m



7. Cálculos Eléctricos



CALCULO POTENCIA ELECTRICA

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

PARAMETROS

UNIDADES

EQUIPO	TIPO	Nº INSTALADO	EN SERVICIO	POT ABS (kW)	POT. SIM (kW)	Horas	Kwh/día
PRETRATAMIENTO							
Reja de gruesos	Automática	2	1	0,7	0,7	8	5,6
Tornillo transportador compactador	Tornillo sin fin	2	1	0,54	0,54	8	4,32
Tamiz de finos	De escalera	2	1	0,75	0,75	8	6
Tornillo transportador compactador	Tornillo sin fin	2	1	0,54	0,54	8	4,32
Soplante desarenador	Soplante canal lateral	3	2	2,5	5	24	120
Bomba extracción de arenas	Centrifuga	2	2	0,08	0,16	8	1,28
Clarificador de arenas	Tornillo sin fin	1	1	0,05	0,05	8	0,4
TRATAMIENTO SECUNDARIO							
Agitador acelerador de corriente	Acelerador sumergido	4	4	3,5	14	12	168
Turbinas Bombeo	Sumergidas	2	2	50	100	12	1200
recirculación de fangos	Centrifuga	4	3	1,57	4,71	24	113,04
Bombeo retirada de flotantes	Centrifuga	2	1	0,34	0,34	2,45	0,833
Bombeo de fangos en exceso	Centrifuga	2	1	1,42	1,42	8,7	12,354
TRATAMIENTO Terciario							
Bomba dosificadora de coadyudante	Dosificador volumétrico	1	1	0,75	0,75	24	18
Equipo lavado filtro de arena	Centrifuga	2	1	11,35	11,35	0,28	3,178
Equipo aire de lavado filtro arena	Soplante rotativo	2	1	68,14	68,14	0,22	14,9908
Bombeo recuperación agua de lavado	Centrifuga	2	1	7,13	7,13	1,64	11,6932
Canal Ultravioleta	Lamparas UV	1	1	9,98	9,98	24	239,52
Dosificador de hipoclorito sodico	Bomba dosificadora	3	2	0,5	1	24	24
Bomba de trasvase hipoclorito sodico	Centrifuga	1	1	0,68	0,68	1,5	1,02
Bombeo de fangos espesados	Tornillo helicoidal	2	1	2,04	2,04	6	12,24
Centrifuga	-	1	1	25	25	6	150
Bombeo de fangos deshidratados	Tornillo helicoidal	1	1	7	7	6	42
OTROS							
Alumbrado			1	17	17	8	136
Funcionamiento			1	4	4	24	96

POTENCIA INSTALADA:	281,04	(Kw)
ENERGIA CONSUMIDA:	2374,869	(Kwh/día)



CALCULO POTENCIA ELECTRICA

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
SOLUCION ADOPTADA

TRABAJO FIN DE MÁSTER
FECHA: 22-dic-14

PARAMETROS

UNIDADES

La potencia necesaria del transformador a instalar en el centro de transformación de la estación depuradora será:

Potencia total nominal: 281,04 (Kw)

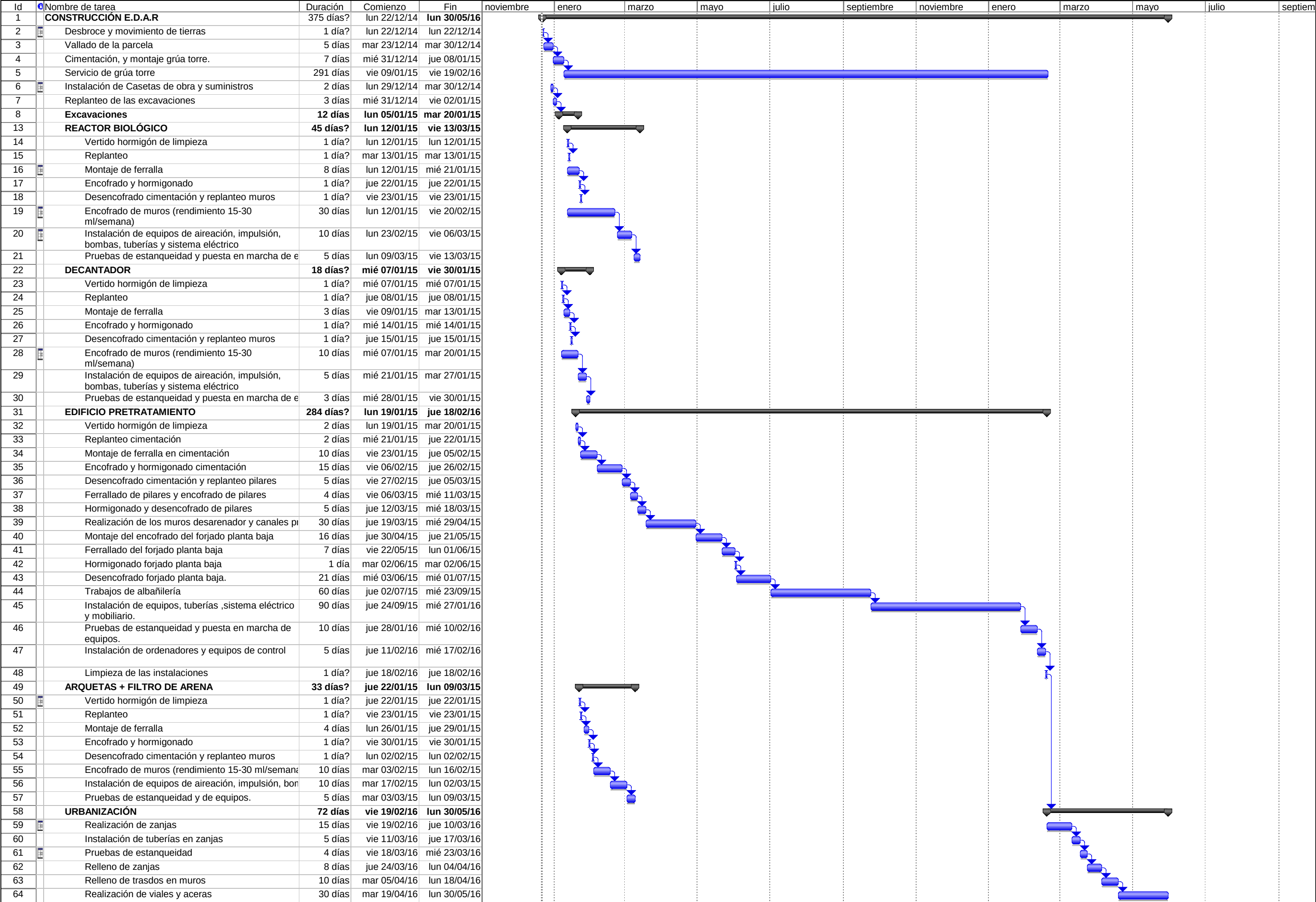
Potencia aparente con el $\cos \varphi = 0,8$

$P_{aparente} = 351,3$ (Kw)

A la vista de los resultados obtenidos se instalará un transformador de 400 KVA, ya que es la potencia comercial más próxima al valor obtenido.



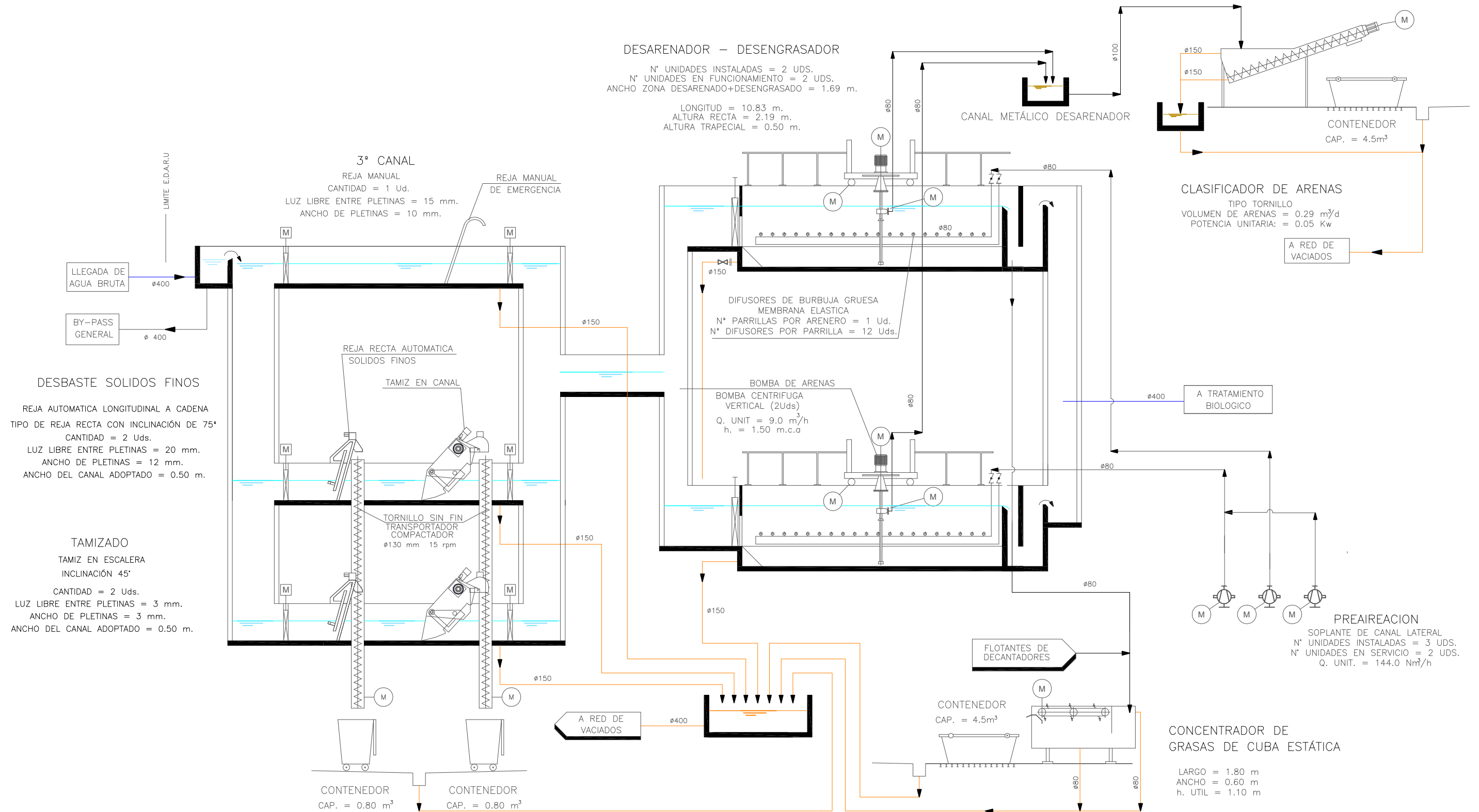
8. Planificación de los Trabajos.





9. Planos EDARU.

A
B
C
D
E
F
G
H
J



LEYENDA:

- Línea de agua
- Línea de fangos



ANTEPROYECTO:
DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS
RESIDUALES URBANAS EN LA REGIÓN DE MURCIA



PLANO DE:
**DIAGRAMA
LÍNEA DE AGUA
PRETRATAMIENTO**

NUMERO:

L-A-1

ESCALA:

3/E

HOJA:

1

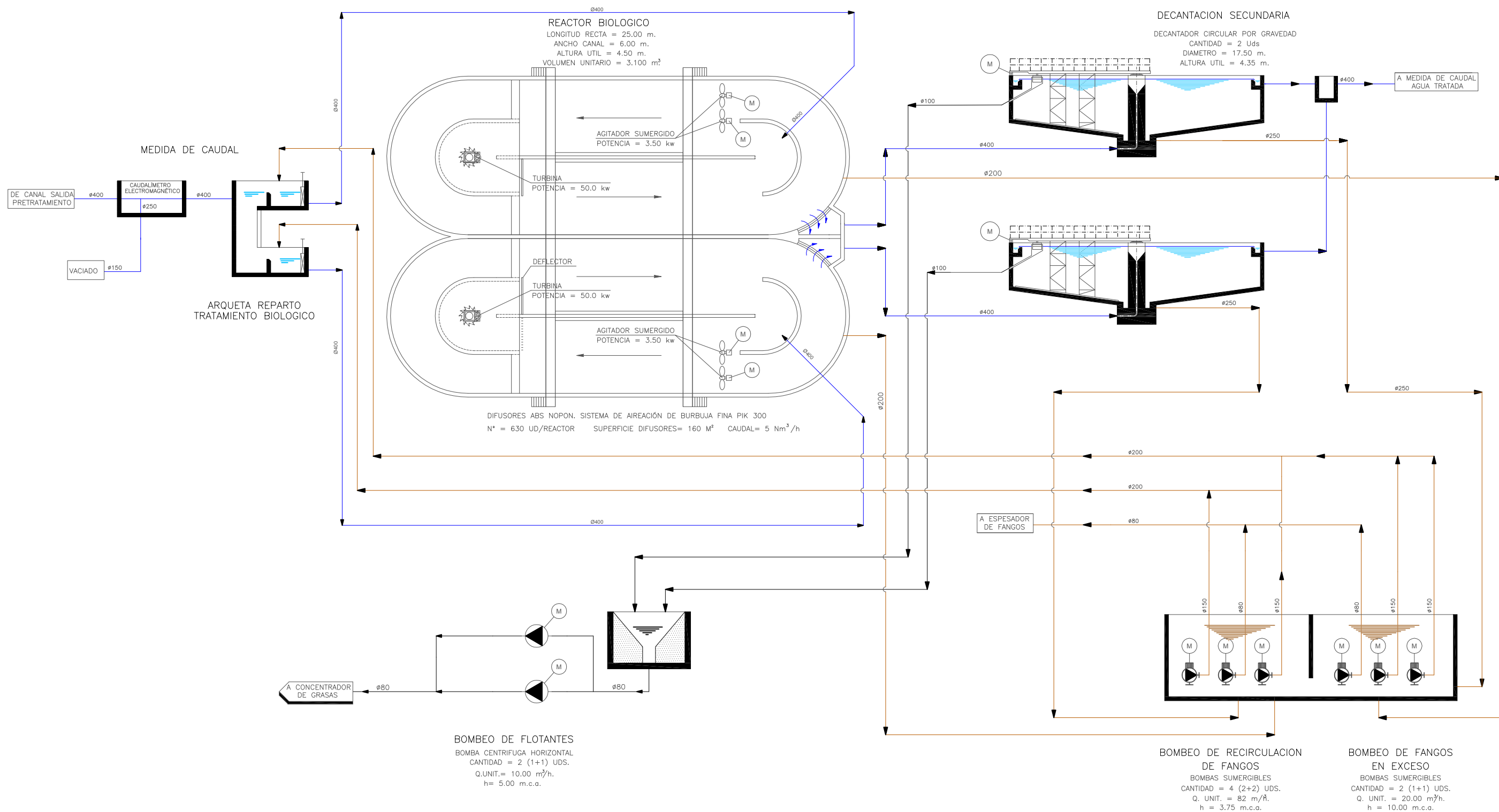
FECHA:

**DICIEMBRE
2014**

INGENIRO DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

AGUSTÍN PEDREÑO ALMAGRO

A
B
C
D
E
F
G
H
J



LEYENDA:

- Línea de agua
- Línea de fangos
- Grasas y flotantes



ANTEPROYECTO:

DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA REGIÓN DE MURCIA



PLANO DE:

DIAGRAMA

**LÍNEA DE AGUA
TRATAMIENTO SECUNDARIO**

NUMERO:

L-A-2

ESCALA:

3/E

HOJA:

1

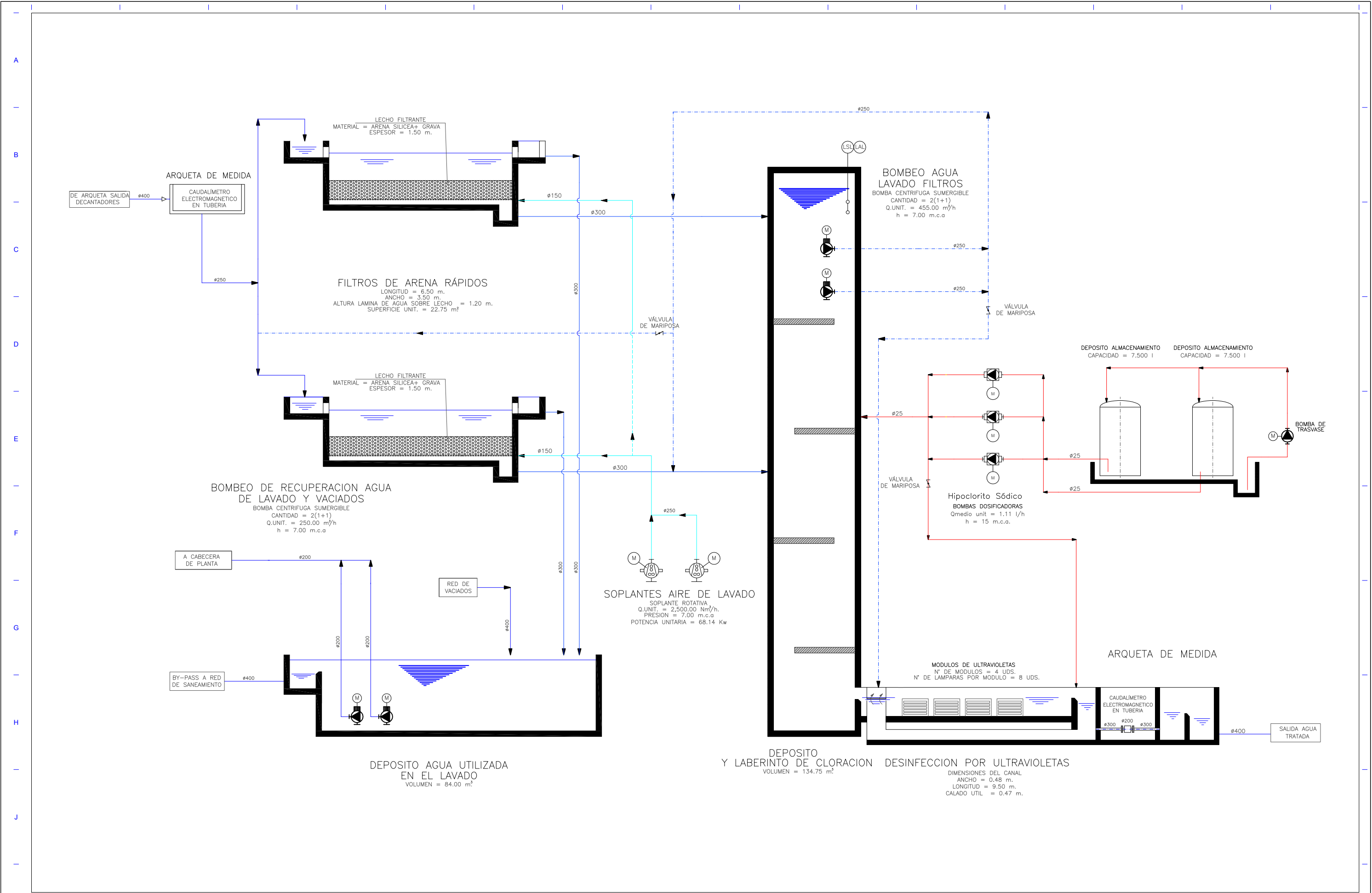
FECHA:

**DICIEMBRE
2014**

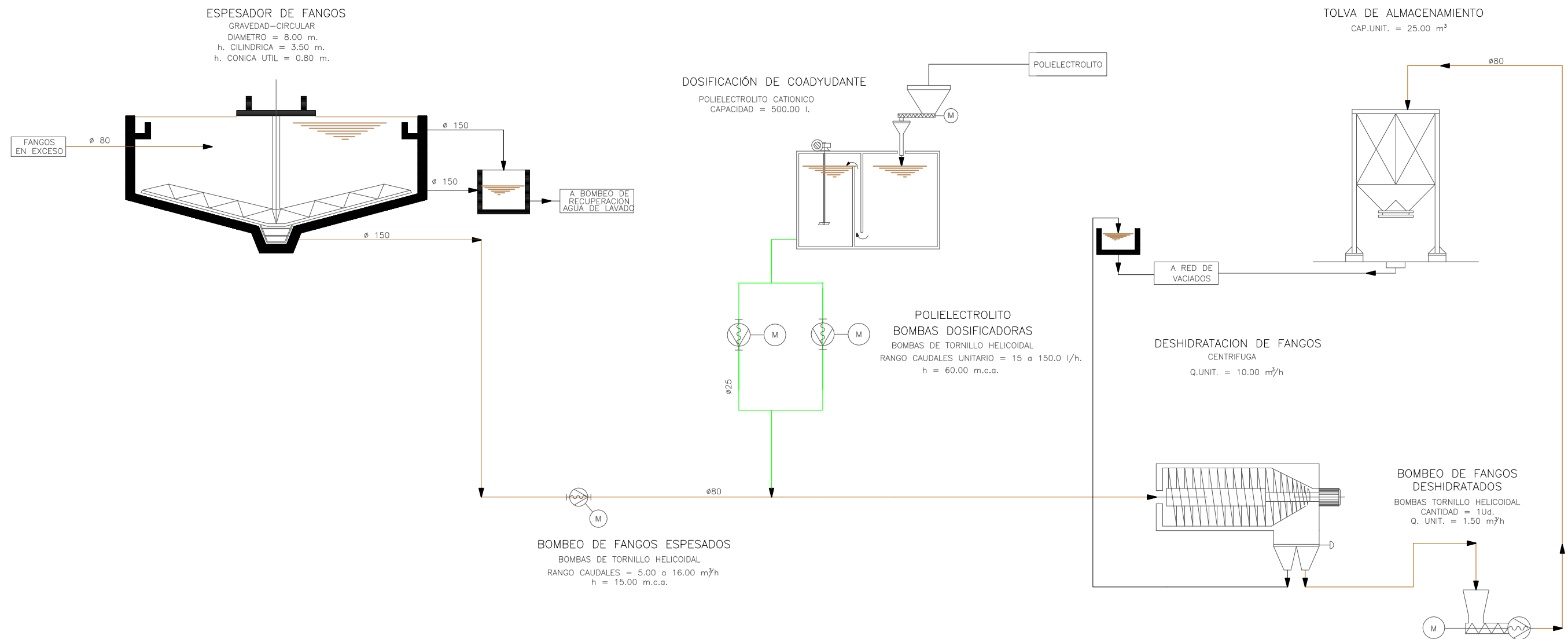
INGENIRO DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Agustín Pedreño Almagro

AGUSTÍN PEDREÑO ALMAGRO



A
B
C
D
E
F
G
H
J



LEYENDA:

- Línea de fangos
- Polielectrolito



ANTEPROYECTO:

DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA REGIÓN DE MURCIA



PLANO DE:

**DIAGRAMA
LÍNEA DE FANGOS**

NUMERO:

L-F-1

ESCALA:

3/E

HOJA:

1

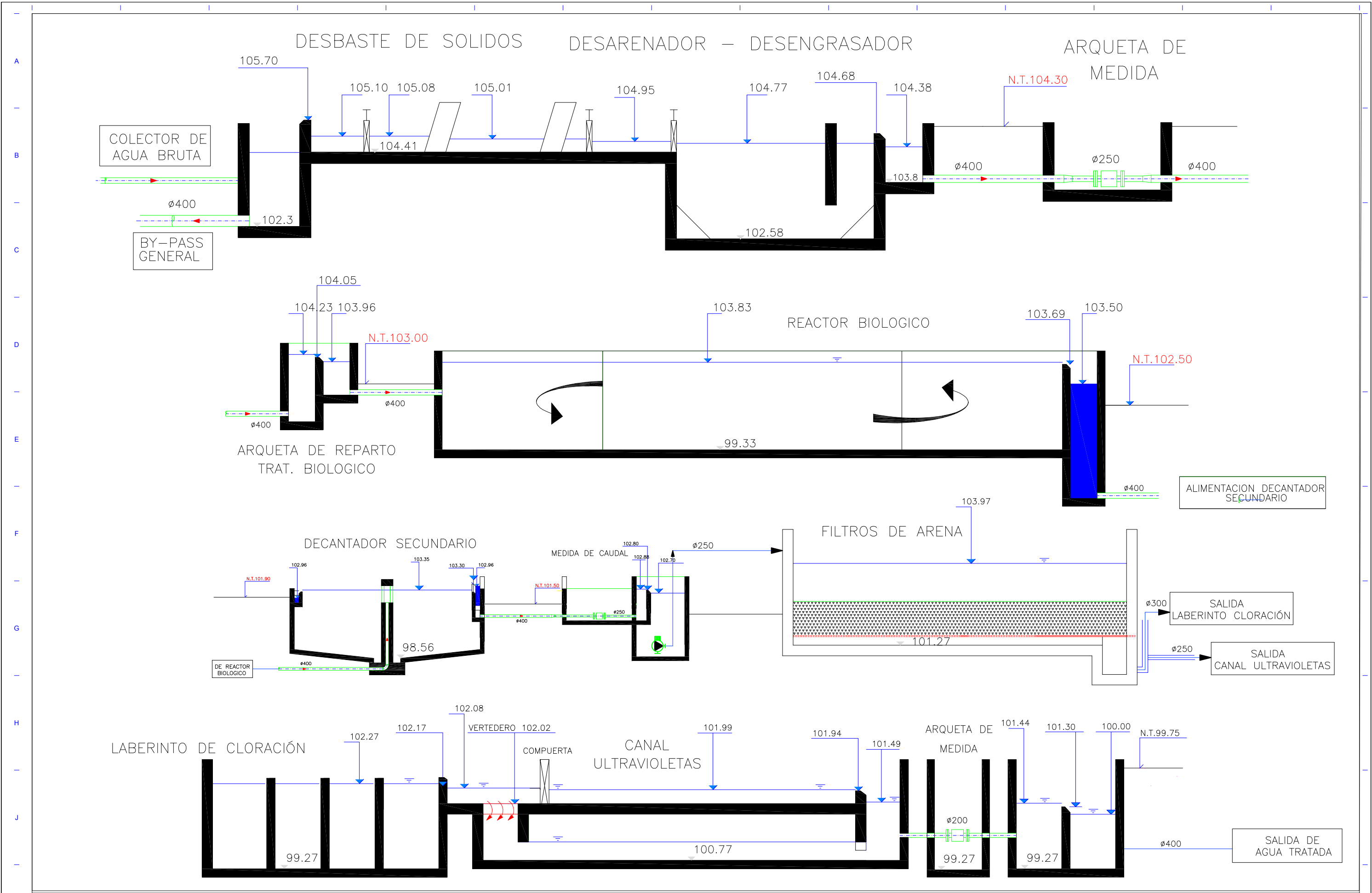
FECHA:

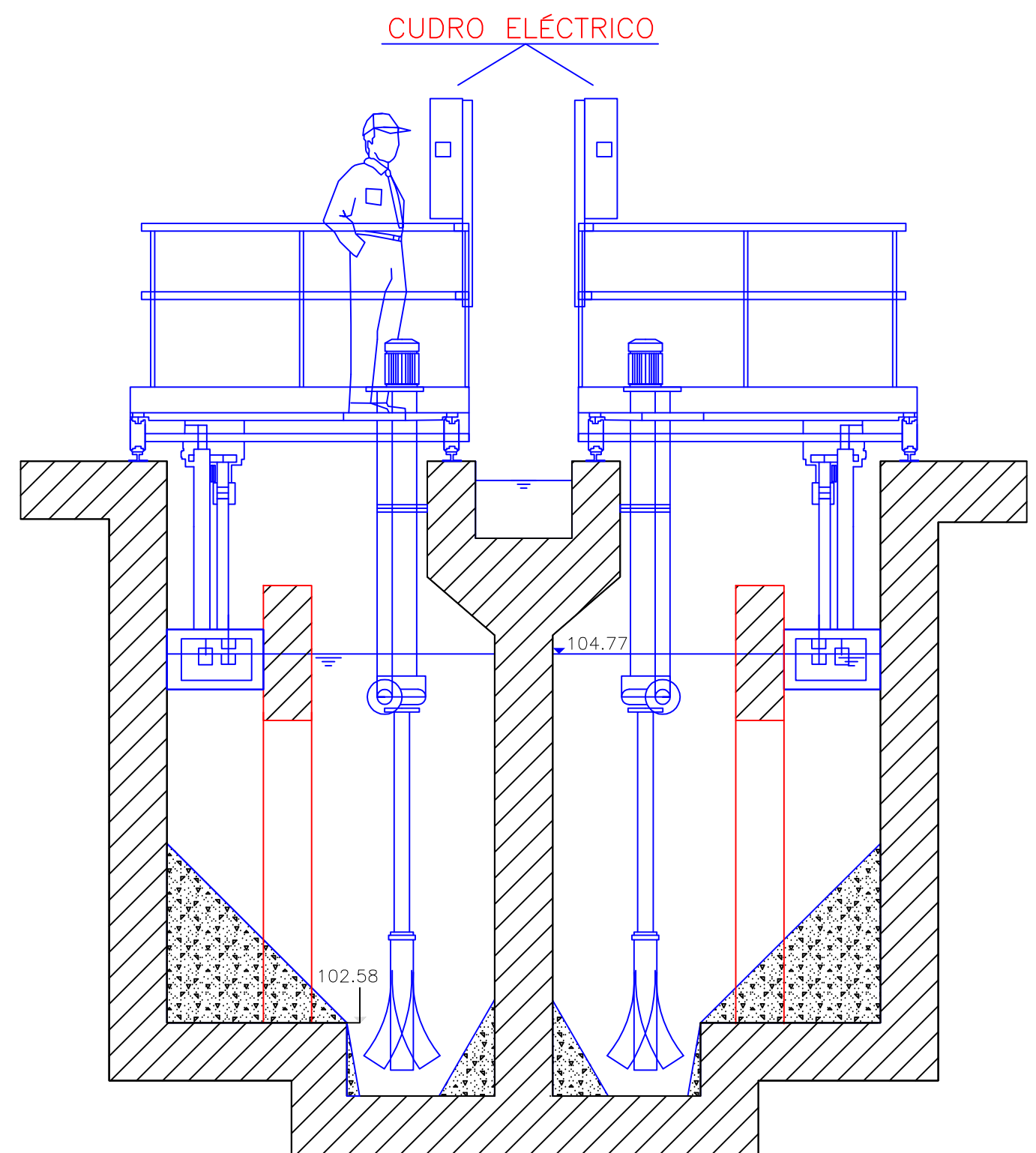
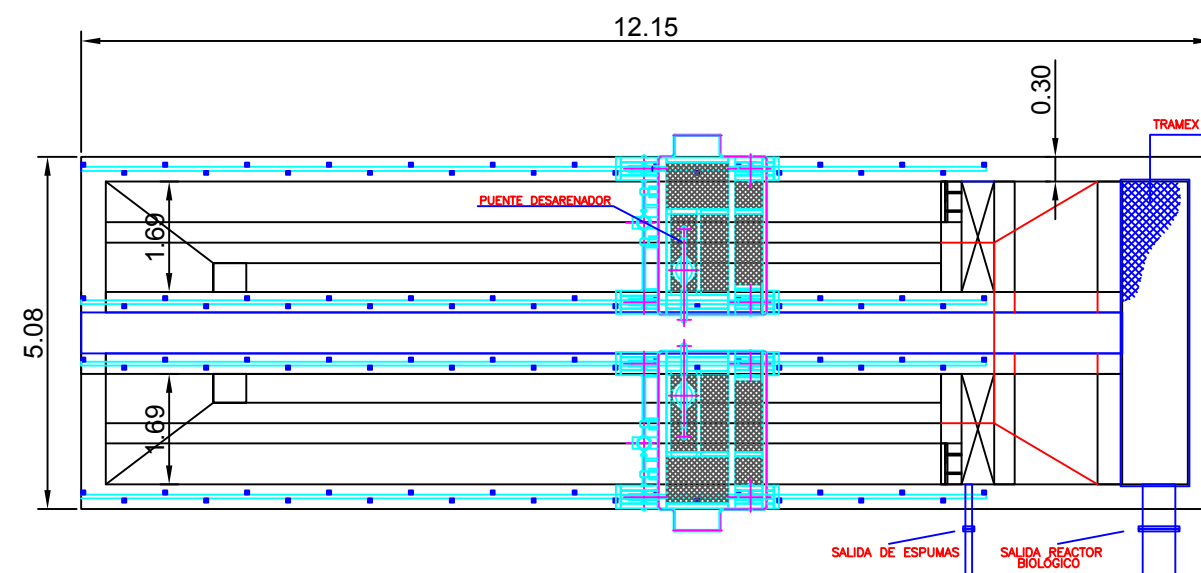
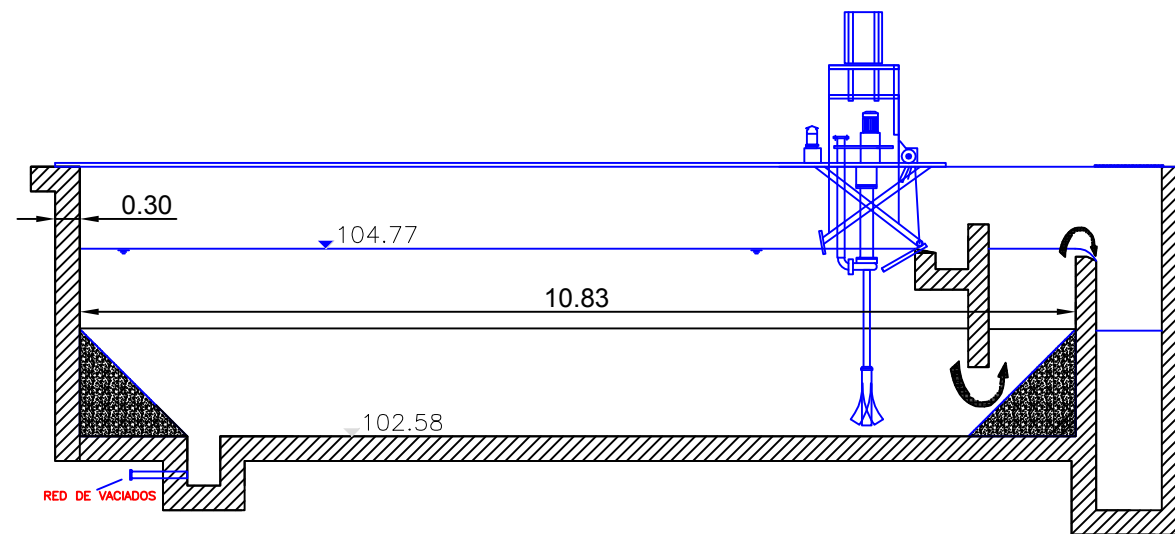
**DICIEMBRE
2014**

INGENIRO DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Agustín Pedreño Almagro

AGUSTÍN PEDREÑO ALMAGRO





SECCIÓN TRANSVERSAL

LEYENDA:

- Línea de agua
- Línea de fangos



ANTEPROYECTO:

DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA REGIÓN DE MURCIA



PLANO DE:

DESARENADOR - DESENGRASADOR

NUMERO:

L-A-6

ESCALA:

3/E

HOJA:

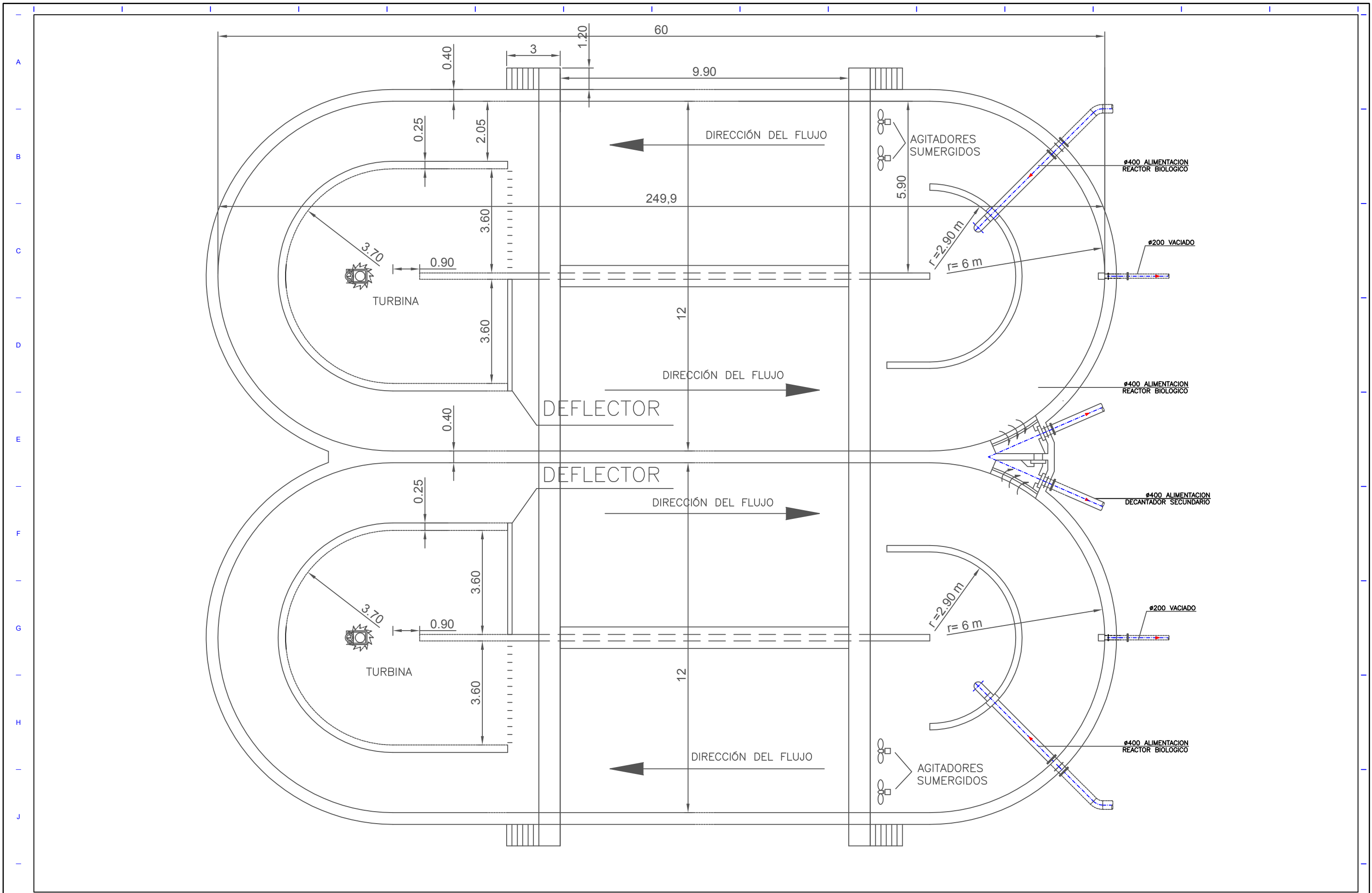
1

FECHA:

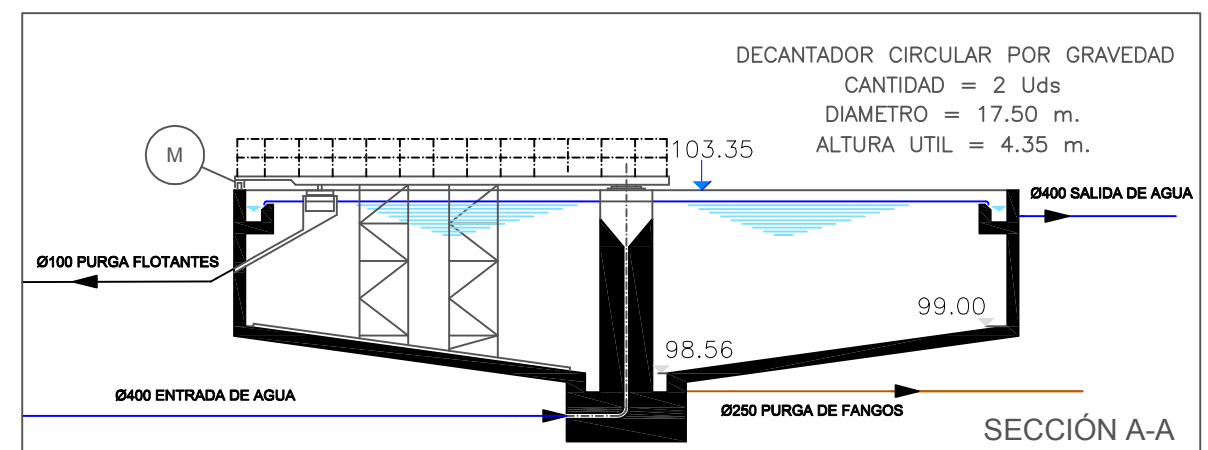
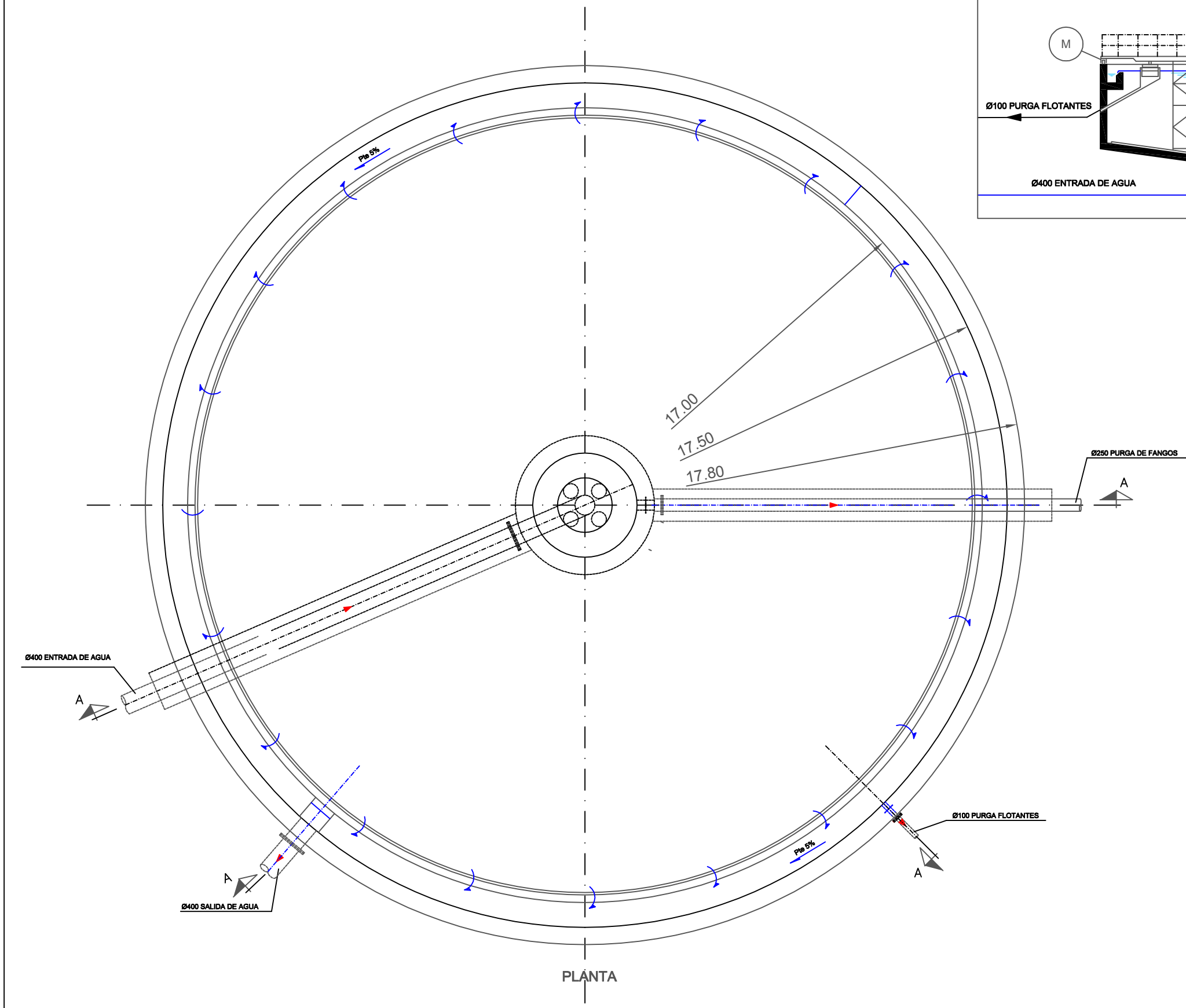
DICIEMBRE 2014

INGENIRO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

AGUSTÍN PEDREÑO ALMAGRO

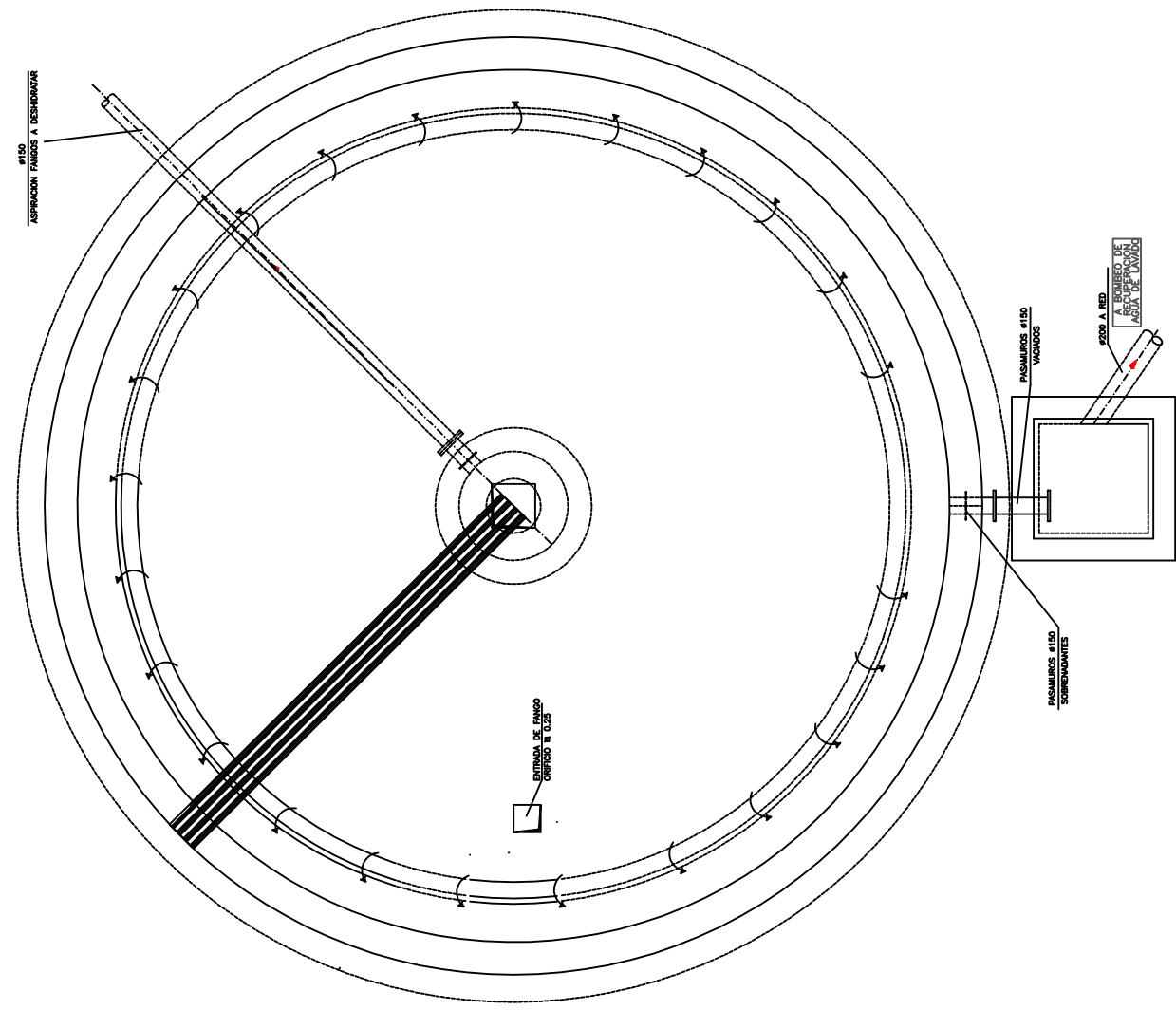


A
B
C
D
E
F
G
H
J

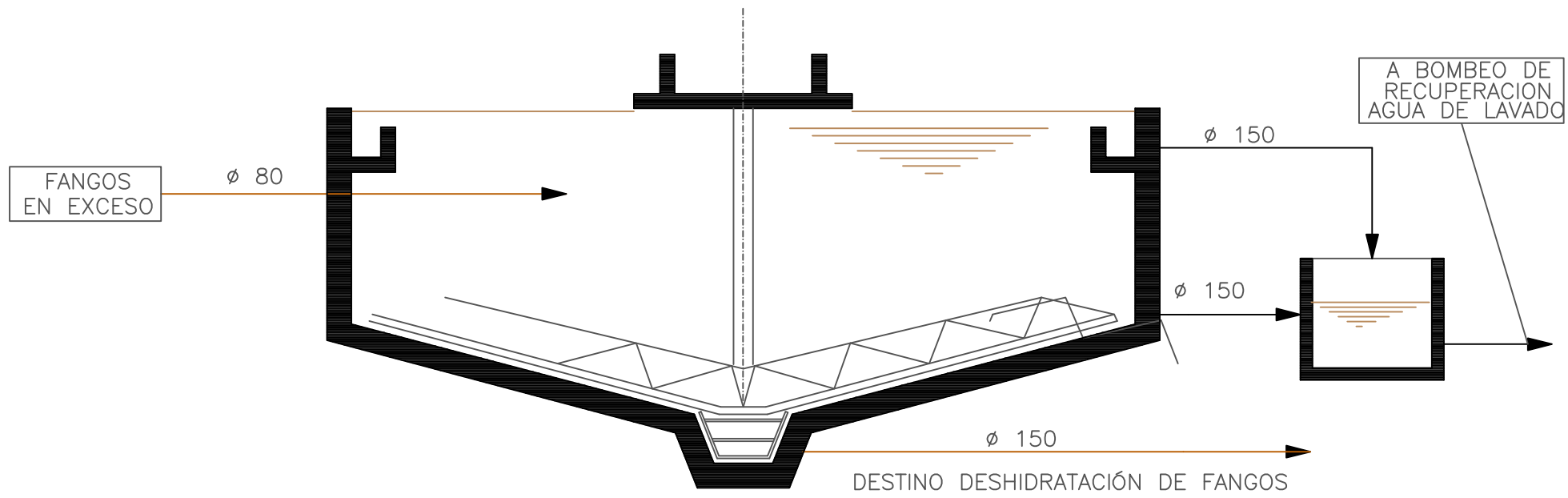


A
B
C
D
E
F
G
H
J

ESPESADOR DE FANGOS
GRAVEDAD-CIRCULAR
DIAMETRO = 8.00 m.
h. CILINDRICA = 3.50 m.
h. CONICA UTIL = 0.80 m.



PLANTA



PERFIL

LEYENDA:
— Línea de fangos



ANTEPROYECTO:
DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN LA REGIÓN DE MURCIA



PLANO DE:
TRATAMIENTO Terciario
ESPESADOR
GEOMETRÍA

NUMERO:
L-F-2
HOJA:
1

ESCALA:
3/4
FECHA:
OCTUBRE 2014

INGENIRO DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

AGUSTÍN PEDREÑO ALMAGRO



10. Presupuesto estimado EDARU

PRESUPUESTO ESTIMADO OBRA CIVIL	
CONCEPTO	IMPORTE
MOVIMIENTO GENERAL DE TIERRAS Desbroce superficial de la tierra y despeje de material vegetal, excavación en todo tipo de terreno con agotamiento, transporte de material sobrante a vertedero, relleno y compactación en terraplén.	130.000 €
PRETRATAMIENTO Suministro y puesta en obra de hormigón en masa y hormigón armado, encofrado. Desbaste. Desarenado-desengrasado. Edificio de Pretratamiento.	200.000 €
TRATAMIENTO SECUNDARIO Suministro y puesta en obra de hormigón en masa y hormigón armado, encofrado. Reactor biológico, decantador secundario, arqueta reparto reactor biológico y arquetas.	600.000 €
TRATAMIENTO TERCIARIO Suministro y puesta en obra de hormigón en masa y hormigón armado, encofrado. Filtros de arena, laberinto de cloración, depósito agua de lavado, Canal desinfección por ultravioletas, Arqueta de medidas, instalaciones del Hipoclorito sódico).	250.000 €
ESPESAMIENTO Suministro y puesta en obra de hormigón en masa y hormigón armado, encofrado del espesador y equipos línea de fangos.	25.000 €
REDES DE TUBERIAS Conducciones de los procesos, red de aire y red eléctrica. Equipos.	80.000 €
URBANIZACIÓN Suministro y puesta en obra de hormigón en masa, suministro y colocación de bordillo prefabricado de hormigón, cerramiento constituido por valla metálica.	100.000 €
INSTALACIÓN GRÚA TORRE Suministro y puesta en obra de hormigón en masa y hormigón armado, encofrado de la cimentación de la grúa torre. Montaje y desmontaje grúa torre y alquiler durante la duración del TFM.	90.000 €
TOTAL	1.475.000 €



PRESUPUESTO ESTIMADO EQUIPOS MECÁNICOS	
CONCEPTO	IMPORTE
PRETRATAMIENTO	150.000 €
MEDIDA DE CAUDAL ENTRADA TRATAMIENTO	6.000 €
TRATAMIENTO BIOLÓGICO	120.000 €
DECANTACIÓN SECUNDARIA	75.000 €
MEDIDA DE CAUDAL AGUA TRATADA	4.500 €
TRATAMIENTO TERCIARIO	500.000 €
MEDIDA DE CAUDAL AGUA TRATADA	2.000€
BOMBEO DE RECIRCULACIÓN Y EXCESO DE FANGOS	20.000 €
ESPESAMIENTO DE FANGOS	22.000 €
DESHIDRATACIÓN DE FANGOS	150.000 €
INSTRUMENTACIÓN	60.000 €
MOBILIARIO	6.000 €
REPUESTOS	5.500 €
EQUIPOS DE SEGURIDAD	2.000 €
LABORATORIO	15.000 €
TOTAL	1.138.000 €

PRESUPUESTO ESTIMADO EQUIPOS ELÉCTRICOS	
CONCEPTO	IMPORTE
CENTRO DE TRANSFORMACIÓN	15.000 €
CUADROS ELÉCTRICOS	1.000.000 €
LÍNEAS ELÉCTRICAS	45.000 €
SISTEMA DE ALUMBRADO	60.000 €
CUADRO DE CONTROL Y SINÓPTICO	20.000 €
SISTEMA INFORMÁTICO, CONTROL Y AUTOMATISMO	90.000 €
TOTAL	1.230.000 €

PRESUPUESTO ESTIMADO SEGURIDAD Y SALUD	
CONCEPTO	IMPORTE
Protecciones individuales, colectivas. Protección y extinción de incendios. Protección instalaciones eléctricas. Equipamiento para el personal y formación en seguridad y salud.	90.000 €
TOTAL	90.000 €



PRESUPUESTO TOTAL MATERIAL	
CONCEPTO	IMPORTE
PRESUPUESTO OBRA CIVIL	1.475.000 €
PRESUPUESTO EQUIPOS MECÁNICOS	1.138.000 €
PRESUPUESTO EQUIPOS ELÉCTRICOS	1.230.000 €
PRESUPUESTO SEGURIDAD Y SALUD	90.000 €
TOTAL (sin I.V.A)	3.933.000 €

Asciende el presente presupuesto de ejecución a la cantidad de:

TRES MILLONES NOVECIENTOS TREINTA Y TRES MIL EUROS.

11. ANEJO HIDROLÓGICO

➤ Introducción:

Se realiza este estudio hidrológico para determinar el caudal de aguas pluviales que escurre, así como las captaciones y colectores de transporte conectados con la arqueta de lavado de filtros. Se proyectan imbornales de tipo reja, situados en la calzada que dispone nuestras instalaciones. La zona de estudio es una superficie impermeable de 2,1 Hectáreas.

Se realizará un cálculo de caudales de escorrentía para los siguientes períodos de retorno de 2, 5 y 10 años. Con este caudal de salida, se dimensionará todos los elementos de nuestro sistema de recogida de aguas pluviales.

➤ Cálculo de la lluvia sintética:

Se han considerado una única cuenca que es urbana, con lo cual sus principales características son las de poseer manzanas edificables y jardines, viales.

Datos Cuenca de estudio:

Sup. Cuenca: 2,1 Has.

Longitud máxima de recorrido: 350 m.

Se ha estimado que la cuenca es homogénea en cuanto a características hidrológicas.

El primer elemento que participa en el ciclo hidrológico de la cuenca de estudio es la lluvia. A partir de la misma se realiza la transformación lluvia a escorrentía que nos generará los caudales de salida en los diferentes puntos. Es por ello que, disponer de una buena información relativa a la lluvia es imprescindible para poder estudiar los fenómenos que se producen en la cuenca con la mayor exactitud, y así poder diseñar los sistemas de captación de ésta.

El primer paso, es fijar los periodos de retorno de cálculo. Para eso, hay que definir el concepto de periodo de retorno.

Sea “p” la probabilidad de un evento extremo de lluvia:

$$p = P(X \geq x_T) \quad (11.1)$$

donde:

x_T , en este caso es el caudal.

Esa probabilidad está relacionada con el periodo de retorno T en la forma:

$$p = \left(\frac{1}{T}\right) \quad (11.2)$$

$$p = 1/T$$

Por tanto la probabilidad de no ocurrencia de un evento extremo, para un año, será:

$$P(X < x_T) = 1 - p = 1 - \left(\frac{1}{T}\right) \quad (11.3)$$

donde:

x_T = valor de caudal.

Para N años, vida útil del proyecto, la probabilidad de no ocurrencia de la lluvia sintética de cálculo es:

$$P(X < x_T) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (11.4)$$

Del mismo modo la probabilidad de ocurrencia de la lluvia sintética para N años será:

$$P(X > x_T) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (11.5)$$

En realidad habría que fijar el periodo de retorno, que equivale al nivel de riesgo asumido, en función de los daños que se quieran evitar específicos para cada ciudad y buscar la solución óptima más económica.

Se suelen emplear los valores presentados en siguiente tabla adjunta, obtenidos de la norma UNE EN 752:2010 Sistemas de desagüe exteriores a edificios:

Zona de estudio	Periodo de retorno inundación
Área urbana colector secundario	5 – 10 años
Área urbana colector principal	25 años

Tabla 47: Norma UNE EN 752:2010. Fuente: www.Aenor.es

Los valores para este anejo hidrológico, son de 2, 5 y 10 años.

Obtención precipitación máxima 24 horas ($P_{\max}$ 24h):

Para obtener los valores de precipitaciones máximas diarias se ha usado en su determinación la publicación “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”, editada por el Ministerio de Fomento (1999). Dicha metodología elige la función de distribución SQRT-ET_{max} para el ajuste y propone interpolaciones entre los diversos valores de las curvas IDF obtenidas en las

zonas homogéneas para cubrir todas las superficies los resultados en todas las superficies.

Las lluvias de proyecto, serán obtenidas a partir de información globalizada en forma de curvas “Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)”. Estas curvas IDF suponen una relación entre las intensidades medias máximas esperables para cada duración de precipitación y para cada periodo de retorno considerado.

Según esta publicación (Instrucción 5.2-IC), para la zona de Cartagena (Murcia), nos situamos en la hoja 4-5, y la isolínea del valor medio de la máxima precipitación diaria anual nos da un valor de $P=55$ mm/día, mientras que la isolínea del coeficiente regional de variación (C_v) nos da un valor de $C_v = 0,51$.

Leyenda:

- Máximaprecipitación diaria anual.
■ Coeficiente regional de variación.

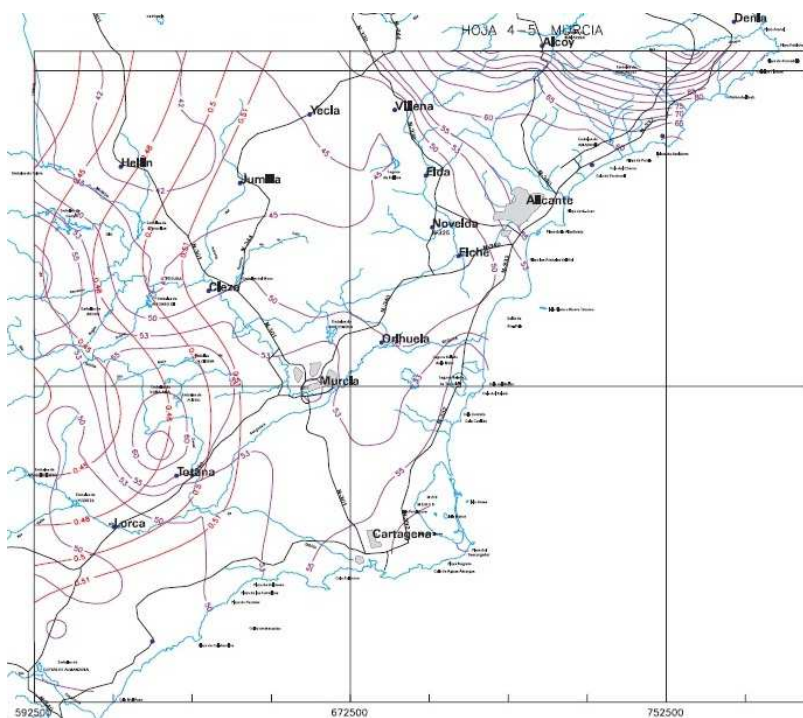


Figura 86: Hoja 4-5 de la publicación Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular”

Vamos a realizar el cálculo para Períodos de Retorno de 2, 5 y 10 años. Así obtenemos que las máximas precipitaciones previsibles para estos períodos son:

Para el valor de $C_v = 0.51$, los valores del Factor de Amplificación K_T para los distintos Periodos de Retorno son:

	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
C _v	2	5	10	25	50	100	200	500
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

Figura 87: Cuantiles Y_t, de la ley SQRT-ET máx, también denominados Factores de Ampliación K_T en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular “ (1997).

Ya podemos obtener las precipitaciones máximas diarias para los períodos de retorno escogidos en la anterior tabla:

$$\begin{aligned}
 P_{d(T2)} &= 0,883 * 55 = 48,565 \text{ mm/día} \\
 P_{d(T5)} &= 1,301 * 55 = 71,555 \text{ mm/día} \\
 P_{d(T10)} &= 1,625 * 55 = 89,375 \text{ mm/día}
 \end{aligned}$$

La intensidad media I_t (m/h) de precipitación

Para la estimación de caudales por métodos hidrometeorológicos se podrá obtener utilizando la metodología de Témez de la Instrucción 5.2-IC:

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 \cdot t^{0,1}} \quad (11.6)$$

Los terminos de esta ecuación son:

- I_d (m.n/h): la intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado. Es igual a P_d /24.
- P_d (m.n): la precipitación total diaria correspondiente a dicho período de retorno, que podrá tomarse de los mapas contenidos en la publicación (isolíneas de precipitaciones máximas previsibles en un día) de la Dirección General de Carreteras, o a partir de otros datos sobre lluvias, los cuales deberán porceder preferentemente del Instituto Nacional de Meterología.
- I₁ (m.n/h): La intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno. El valor de la razón I₁/I_d se podrá tomar de la figura 2.2 de la publicación.
- t (h): la duración del intervalo al que se refiere la intensidad, que se tomará igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración en un punto de una cuenca, es el tiempo empleado por la lluvia caída en el lugar de la cuenca más alejado de dicho punto para llegar hasta él.

Debe puntualizarse que «el lugar más alejado» se refiere al punto de vista temporal: el lugar donde más tarde el agua caída llega al punto de concentración considerado.

El tiempo de concentración, T , se puede descomponer en dos sumandos: tiempo de escorrentía, T_E , y tiempo de recorrido, T_R :

$$T = T_E + T_R \quad (11.7)$$

En la práctica el tiempo de concentración para una cuenca urbana varía entre un mínimo de 3 minutos y un máximo de 20 minutos, con valores normales entre 5 y 10 minutos. Su evaluación está sujeta a claras incertidumbres.

Conforme aumenta la superficie desaguada disminuye el peso del tiempo de escorrentía en el total del tiempo de concentración.

Se entiende por tiempo de recorrido al tiempo que tarda el agua que discurre por un cauce, o por la red de alcantarillado, en alcanzar el punto de concentración.

Depende de las condiciones hidráulicas del cauce o de los colectores. Si en el momento de evaluarlo no se conocen la totalidad de estas condiciones se pueden fijar de antemano de forma aproximada (por ejemplo, tomando una velocidad de circulación de 0,8 m/s) y comprobar posteriormente. Para el flujo en conducto o canal se utilizara la fórmula de Manning,

Para el cálculo del tiempo de concentración en este caso que predomina el tiempo de recorrido sobre el tiempo de escorrentía (cuenca urbana), el tiempo de concentración T (h) se podrá deducir de la siguiente ecuación:

$$T = F * 0,3 * \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \right] \quad (11.8)$$

Donde:

- L (km): la longitud del cauce principal.
- J (km): su pendiente media.
- F : factor corrector, para zona urbana se adopta el valor de 0,8.

Según Gómez (2004) esta fórmula es adecuada para cuencas en zona urbana, en las que el recorrido de flujo no origine valores de cálculo menores de 0.25 horas, pues dicha expresión ha sido desarrollada para esquemas de drenaje donde predomine la componente de curso canalizado frente al superficial. Luego no se podría aplicar esta ecuación.

Por razones constructivas y de dimensionamiento, se limitó la velocidad en la red urbana ($V_{\max} = 0,8 \text{ m/s}$), este es un valor conservador, pero se pretende que el agua circule en régimen subcrítico y no provoque daños a peatones, vehículos y estructuras del vial.

$$T_{\text{concentración cuenca}} = \frac{\text{Longitud de la cuenca}}{V_{\max}} = \frac{350 \text{ m}}{0,8 \text{ m/seg}} = 437,5 \text{ seg} = 3,88 \text{ min} = 0,122 \text{ h}$$

Al ser la cuenca de estudio de tipo urbano, el tiempo de concentración será principalmente el tiempo que tarde en recorrer la red urbana, ya que se puede despreciar el tiempo de entrada.

Las intensidades medias diarias de precipitación correspondientes a los diferentes períodos de retorno son:

$$I_d(2) = P_{d(2)}/24 = P_{T(2)}/24 = 48,565/24 = 2,024 \text{ mm/h.}$$

$$I_d(5) = P_{d(5)}/24 = P_{T(5)}/24 = 71,555/24 = 2,981 \text{ mm/h.}$$

$$I_d(10) = P_{d(10)}/24 = P_{T(10)}/24 = 89,375/24 = 3,724 \text{ mm/h.}$$

Entrando en la figura 2.2 de la Instrucción de Carreteras 5.2, obtienes un valor de I_1/I_d , para la zona del Campo de Cartagena = 11'2.



Figura 88: Instrucción de Carreteras 5.2 –IC “Drenaje superficial”

Finalmente obtenemos la Intensidad Media de Precipitación para cada periodo de retorno considerado resolviendo la anterior ecuación:

$$I_{t(2)} = 72,364 \text{ mm/h}$$

$$I_{t(5)} = 106,620 \text{ mm/h}$$

$$I_{t(10)} = 133,173 \text{ mm/h}$$

➤ Método Racional:

Para la determinación de los caudales máximos emplearemos el Método Hidrometeorológico que nos facilita la Instrucción de Carreteras 5.2-I.C. Esta nos facilita el cálculo de los caudales máximos previsibles para distintos periodos de retorno. Para obtener el caudal de aportación, se utilizará las intensidades máximas calculadas por el método que aparece en la publicación “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular”.

El caudal de referencia Q en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la fórmula:

$$Q = C * A * I / K \quad (11.9)$$

Siendo:

- C : el coeficiente medio de escurrimiento de la cuenca o superficie drenada.
- A : su área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse debidamente.
- I : la intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.
- K : un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A , y que incluye un aumento del 20% en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación. Su valor está dado por la tabla siguiente:

Valores de K			
Q en	A en		
	Km ²	ha	m ²
m ³ /s	3	300	3.000.000
l/s	0,003	0,3	3.000

Figura 89: Tabla 2.1 de la Instrucción 5.2-I.C

En nuestro caso, el valor de $K = 300$, $Q = \text{m}^3/\text{s}$ y $A = \text{ha}$.

➤ Coeficientes de escorrentía (C).

El coeficiente C de escorrentía define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad (I), y depende de la razón entre la precipitación diaria P_d correspondiente al período de retorno y el umbral de escorrentía P_o a partir del cual se inicia ésta. Se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{\left[\left(\frac{P_d}{P_o}\right) - 1\right] * \left[\left(\frac{P_d}{P_o}\right) + 23\right]}{\left[\left(\frac{P_d}{P_o}\right) + 11\right]^2} \quad (11.10)$$

El umbral de escorrentía P_o se podrá obtener de la tabla 2.1 de la norma (figura 90), multiplicando los valores en ella contenidos por el coeficiente corrector dado por la figura 2.5. Este coeficiente refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos, e incluye una mayoración para evitar sobrevaloraciones del caudal de referencia a causa de ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del método hidrometeorológico, el cual ha sido contrastado en distintos ambientes de la geografía española.

USO DE LA TIERA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	≥ 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R/N	20	14	11	8
Cultivo en hilera	≥ 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥ 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R/N	34	21	14	12

Figura 90: Tabla 2.1. Estimación inicial del umbral de escorrentía P_o (mm). I.C-5.2. Drenaje superficial.

N: denota según las curvas de nivel.

R: denota cultivos según la línea de la máxima pendiente.

USO DE LA TIERA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Rotación de cultivos pobres	≥ 3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	< 3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥ 3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	< 3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥ 3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	≥ 3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	< 3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc).		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

Figura 91: Continuación Tabla 2.1

Notas:

N: denota cultivo según las curvas de nivel.

R: denota cultiva según la línea de máxima pendiente.

*: denota que esa parte de cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida.

Las zonas abancaladas se incluirán entre las de pendiente menor del 3%.

TIPO DE TERRENO	PENDIENTE (%)	UMBRAL DE ESCORRENTÍA (mm)
Rocas permeables	≥ 3	3
	< 3	5
Rocas impermeables	≥ 3	2
	< 3	4
Firmes granulares sin pavimento		2
Adoquinados		1,5
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1

Figura 92: Continuación Tabla 2.1

En este caso, el valor de umbral de escorrentía escogido es $P_{\text{inicial}} = 1$, ya que se trata de una cuenca urbana, donde la mayor parte del territorio está pavimentado. Ahora tenemos que aplicarle el factor corrector a este valor para obtener el valor final, el cual lo sacamos del mapa siguiente:

Mapa del coeficiente corrector
del umbral de escorrentía



Figura 93: I.C -5.2. Drenaje Superficial, figura 2.5.

En este caso para Murcia, se va a coger un valor corrector de 3,2. Por tanto el valor de escorrentía $P_{\text{final}} = 1 \times 3,2 = 3,2$ mm.

Finalmente se puede obtener el coeficiente C de escorrentía aplicando la ecuación anterior, o entrando en la siguiente gráfica:

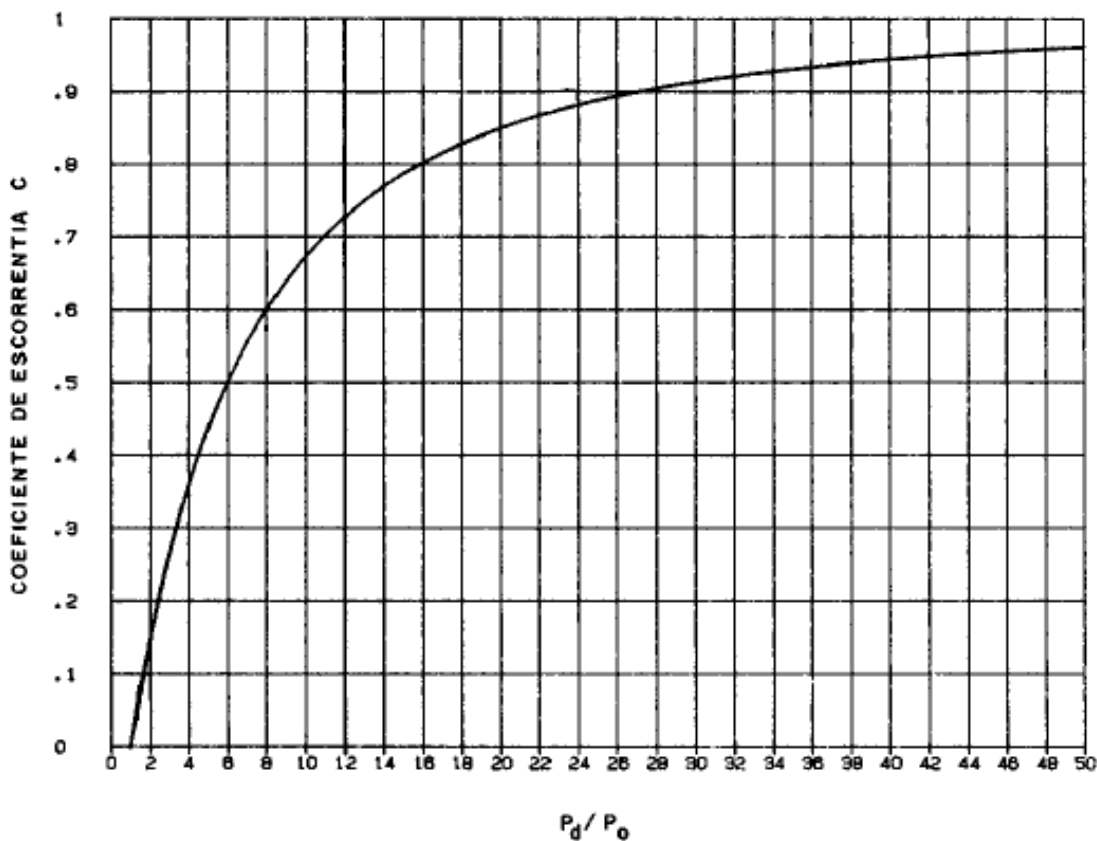


Figura 94: I.C -5.2. Drenaje Superficial, figura 2.4.

Finalmente podemos obtener el coeficiente C de escorrentía y el caudal máximo previsible en el punto de desagüe de la Cuenca para cada periodo de retorno:

PERIODO DE RETORNO	C	Q (m ³ /seg)
2	0,7898	0,4001
5	0,8706	0,6498
10	0,9050	0,8436

En el Anexo I, se muestran todos los cálculos.

- Cálculo de imbornales.
- Tipología de imbornales.

En la actualidad es habitual encontrar cuatro tipos genéricos de imbornales, cuya utilización está en función de varias variables como la geometría de la calle, la pendiente longitudinal, la presencia de material susceptible a la colmatación de estos, etc.:

- El imbornal rejilla (a), El imbornal buzón (b), El imbornal mixto (c), El imbornal caz (d).

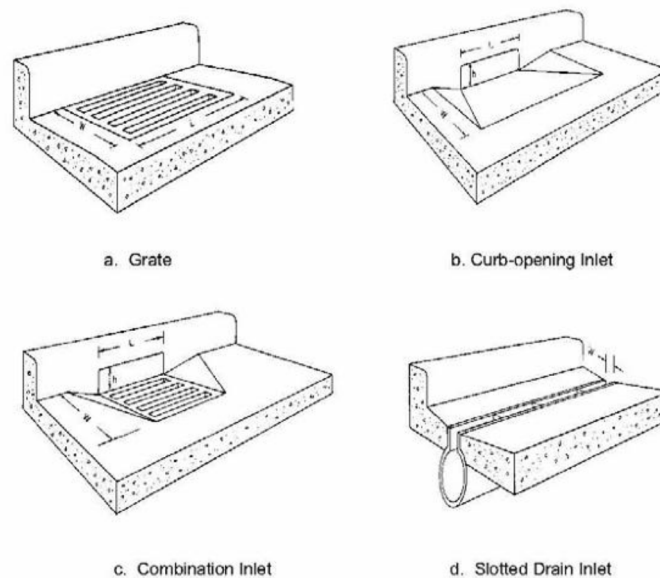


Figura 95: Tipos de imbornales

El imbornal rejilla(a) principalmente se caracteriza por ser capaz de conservar eficiencias hidráulicas aceptables con pendientes medias y altas. A pesar de ello presenta dos inconvenientes:

- Es muy susceptible a la colmatación si existe transporte de material en suspensión, perdiendo eficiencia debido a esta colmatación, por lo que exige un mantenimiento periódico y pierde eficiencia debido a esta colmatación.
- Puede suponer un peligro para las bicicletas si presenta una luz libre entre rejillas superior al ancho estándar del tamaño de rueda. Actualmente se encuentran muchos diseños con barras inclinadas o transversales que mitigan en gran medida este problema.

El imbornal buzón (b) es el más adecuado para bajas pendientes, donde el flujo 2-D coge más fuerza, en puntos bajos, y en lugares donde hay posibilidad de existencia de material en suspensión. Al aumentar el pendiente de la calle su eficiencia se ve enormemente disminuida.

El imbornal mixto(c) obviamente dispone de las ventajas de ambos tipos de imbornal anteriores, siendo también posible combinarlos en serie, primero el imbornal buzón que se encargará de captar el material en suspensión y luego el de rejilla para captar mayor flujo sin quedará obturado.

El imbornal caz(d) es eficaz en secciones anchas de calzada y donde la presencia de suciedad y escombros no sea un factor crucial ya que es el más sensible a la colmatación.

➤ Metodologías para la disposición de imbornales.

Para poder regular el flujo superficial y que este sea asumible en nuestra red de drenaje, se realizará mediante la colocación de imbornales, más concretamente estableciendo una separación o distancia (D) de estos elementos que asegure que en todo momento durante un episodio de lluvia concreto no superaremos en ningún punto este caudal límite. Es importante entonces, para un correcto funcionamiento de la red de drenaje, poder establecer correctamente esta distancia de sumideros en una calle.

Existen 2 importantes metodologías para calcular la distancia de los imbornales y su capacidad de captación:

- La metodología HEC-22 (desarrollada por la ASCE y recibe el nombre de la publicación donde fue producido, la hidráulica Circular ingeniería Nº 22, 1992), basado en su predecesor, el-HEC-12 (1984), se utiliza actualmente en los Estados Unidos para la estimación de la capacidad hidráulica de las rejillas.
- La metodología UPC, donde en 1997 el grupo de investigación FLUMEN, en colaboración con CLABSA, comenzó una investigación para determinar una metodología genérica para el caracterización hidráulica de una gama de imbornales de lo más amplia posible, reduciendo así las limitaciones que tenía otro modelos.

Se va optar por la metodología UPC, ya que los imbornales a instalar han sido ensayados y así podemos obtener unos datos más fiables.

➤ Metodología UPC (Grupo FLUMEN y empresa CLABSA).

En esta metodología se propone una relación de proporcionalidad entre el caudal circulante por la calle y el caudal captado por el sumidero, mediante el factor de eficiencia de la reja.

$$E = \left(\frac{Q_{captado}}{Q_{límite}} \right) \quad (11.11)$$

donde:

$Q_{captado}$ = caudal que es desaguado por el imbornal, (m³/s).

$Q_{límite}$ = caudal máximo que es capaz de desaguar el imbornal, (m³/s).

Así mismo se establece un factor de proporcionalidad cuyo valor no es fijo, si no que va dependiendo del tipo de reja y además depende de otros parámetros como, los parámetros geométricos, los del propio caudal circulante por la calle y del calado. Este valor de eficiencia “E” de captación del imbornal para un ancho de calzada igual a 3 m, se define como:

$$E = A \cdot \left(\frac{Q_{límite}}{y} \right)^{-B} \quad (11.12)$$

donde:

E= eficiencia de captación del imbornal para una anchura de calzada de 3m.

y= Calado sobre el imbornal y $Q_{límite}$ es el caudal máximo que es desaguado por un imbornal (fijado como un criterio de riesgo). Los parámetros A y B, son los coeficientes de ajuste geométricos de la reja.

Cabe destacar que la ecuación 11.12 sólo tiene validez para secciones donde el ancho de calzada sea de 3 metros, para anchos diferentes se debe modificar dicha expresión:

$$E' = A \cdot \left(k \frac{Q_{límite}}{y} \right)^{-B} \quad (11.13)$$

donde:

k = coeficiente que depende de la geometría de la calzada, (véase figura 97).

Sabemos que el caudal captado por el imbornal va a ser:

$$Q_{captado} = Q_{límite_{ancho\ 3\ m}} \cdot E = k \cdot Q_{límite} \cdot \left(k \frac{Q_{límite}}{y} \right)^{-B} \quad (11.14)$$

Finalmente:

$$E = \frac{Q_{captado}}{Q_{límite}} = k \cdot A \cdot \left(k \frac{Q_{límite}}{y} \right)^{-B} \quad (11.15)$$

Así se puede establecer una serie de fórmulas corregidas para la obtención de dicha eficiencia en función de cualquier tamaño de calle que se presentan en la siguiente tabla:

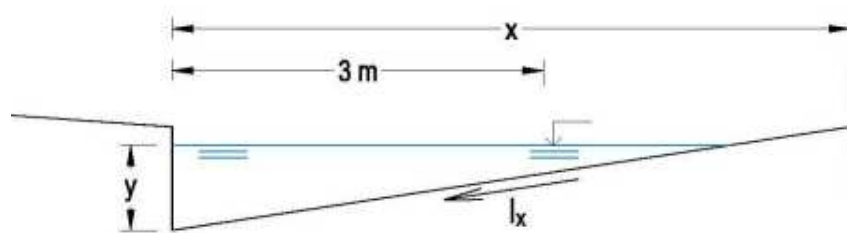


Figura 96: Tipos de sección de la calle simétrica; caso ancho de la mitad de la calzada de más de 3 m.
Fuente: (Pérez, 2009)

Ancho de la mitad de la calzada $x = 3\text{ m}$	
Para cada calado (y)	$k = 1$
Ancho de la mitad de la calzada $x < 3\text{ m}$	
$y \leq x \cdot I_x$	$k = 1$
$x \cdot I_x \leq y \leq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
$y \geq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
Ancho de la mitad de la calzada $x > 3\text{ m}$.	
$y \leq 3 \cdot I_x$	$k = 1$
$3 \cdot I_x \leq y \leq x \cdot I_x$	$k = 1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2$
$y \geq x \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$

Figura 97: Expresiones para la obtención del coeficiente k . Fuente: Apuntes UPCT, tema 12. Ingeniería Ambiental y Sanitaria. Grado en Ingeniería Civil.

donde:

x = longitud de la mitad de la calle, (m).

I_x = pendiente transversal de la calle, (m/m).

y = calado del agua sobre el imbornal, (m).

Se ensayaron 8 tipos de rejas, las cuales se muestran a continuación:

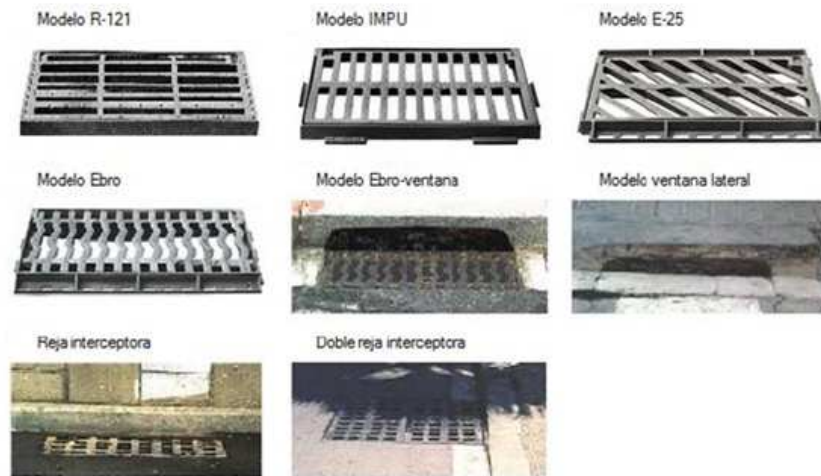


Figura 98. Modelos de rejas ensayadas. Fuente: (Pérez, 2009)

En la siguiente tabla se muestra los valores de A y B, para las anteriores rejas.

	MODELOS DE REJAS					
	R-121	IMPU	E-25	EBRO	INTERCEPTORA	DOBLE INTERCEPTORA
A	0,47	0,4	0,39	0,44	0,52	0,73
B	0,77	0,82	0,77	0,81	0,74	0,49

Tabla 48: Valores de A y B para las anteriores rejas. Fuente: : (Pérez, 2009).

En la sección tipo (figura 96), los criterios de riesgo definidos anteriormente (calado y velocidad) y el desarrollo de la ecuación de Manning para la definición de la velocidad del flujo, obtenemos una expresión caudal límite asociado a cada uno de los criterios de riesgo.



Figura 99: Sección tipo de la mitad de la calzada. Fuente: (Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas, 2010)

Expresiones del caudal límite:

$$Q_{lim} = v_{lim} \cdot A \quad (11.16)$$

$$v_{lim} = \frac{1}{n_c} \cdot R_h^{2/3} \cdot I_y^{1/2} \quad (11.17)$$

$$A = \frac{1}{2} \cdot \frac{y^2}{I_{xc}} \quad (11.18)$$

$$R_h = \frac{y}{2 \cdot I_x \cdot \left[1 + \frac{1}{\sin(\tan^{-1} \cdot I_{xc})} \right]} \quad (11.19)$$

donde:

v_{lim} = velocidad del fluido, asociado con el criterio de riesgo en cada caso (m/s)

n_c = coeficiente de Manning de la calzada (se recomienda $n_c = 0.016$).

R_h = radio hidráulico de la sección de estudio (m)

I_y = pendiente longitudinal de la calle (m/m)

Q_{lim} = caudal límite, asociado a cada criterio de riesgo (m/s)

A = área ocupada por el agua (m²)

y = profundidad del flujo, asociado a cada criterio de riesgo

I_{xc} = pendiente transversal de la calzada (m/m)

Con la cuenca de estudio delimitada y caracterizada, sabiendo los parámetros hidráulicos de los imbornales (caudal capturado por el imbornal Q_{int}) y obteniendo el valor del caudal límite, podemos determinar el espaciado óptimo entre imbornales. Este procedimiento nos da una equidistancia óptima (S) entre imbornales donde se asegura que no se sobrepasa el caudal límite. Parece el concepto de caudal by-pass, que el caudal que no es captado por el imbornal y pasa a la siguiente subcuenca. Se representa en la siguiente figura 100.

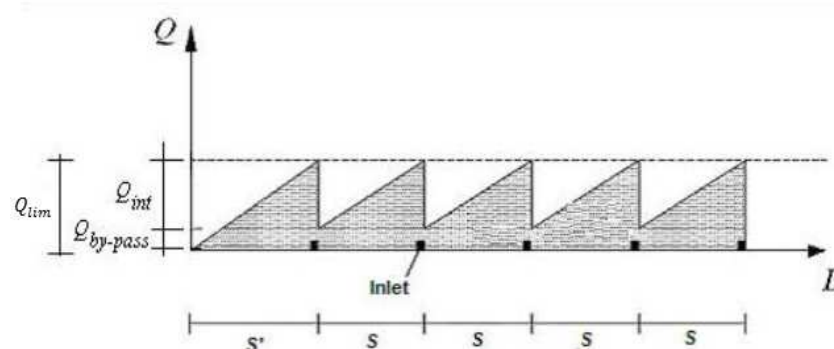


Figura 100: Evolución del flujo superficial. Fuente: (Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas, 2010).

La cuenca se divide en subcuencas, las cuales están interconectadas, y se supone que llueve la misma cantidad de lluvia por m². Sabiendo el caudal que es captado por el imbornal, el que es causado por la lluvia, y el que no es captado y pasa a la siguiente cuenca, nos da lugar a plantear un proceso iterativo que es recogido en la siguiente figura.

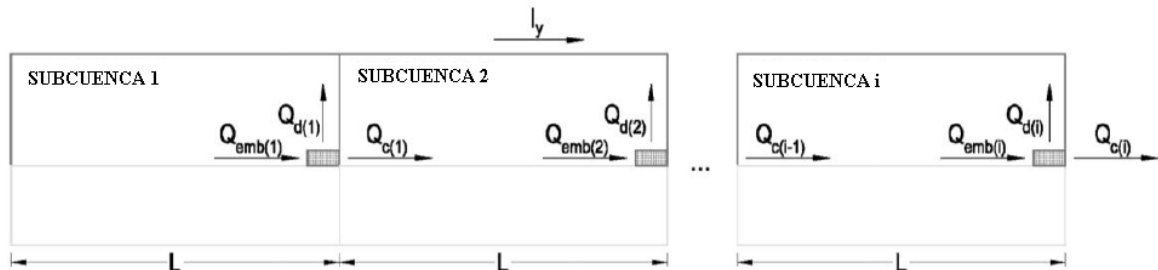


Figura 101: Representación de la división en subcuencas de características idénticas para la resolución del problema. Fuente: (Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas, 2010)

Las ecuaciones empleadas serán:

$$Q_{lim} = v_{lim} \cdot A \quad (11.20)$$

$$Q_{captado} = C_q \cdot A_{huecos} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (11.21)$$

donde:

$Q_{captado}$ = caudal captado por el imbornal en m³/s.

A_{huecos} = superficie de huecos de la rejilla (descontando barrotes) en m².

C_q = coeficiente de descarga, valor aproximado 0,4 – 0,9 (0,65 valor recomendado). Este valor es necesario calibrarlo, ya que es sensible a la dirección del flujo, la velocidad del flujo (pendiente de la calle) y disposición de los barrotes.

h = calado del agua sobre la rejilla en m.

Se debe emplear un coeficiente de seguridad alto, alrededor de 2, ya que los imbornales pueden obstruirse.

Cálculo separación entre imbornales en tramo de calle urbano:

- 1) Hay que fijar condiciones de calado y velocidad máximos admisibles: En este TFM se ha adoptado y (calado) < 6 cm y $v < 1,5$ m/s. Estos son denominados como criterios de riesgo.

- 2) Se debe suponer que el régimen de flujo va a ser uniforme y así poder utilizar la ecuación de Manning para calcular el calado asociado a la condición de aproximación al imbornal ($Q_{\text{límite}}$).
- 3) Elegir un imbornal y mediante la metodología anteriormente expuesta, definir el caudal que es captado por ese imbornal y su eficiencia. La diferencia entre $Q_{\text{límite}}$ y Q_{captado} es lo que denominaremos $Q_{\text{by pass}}$. (ver figura 100).
- 4) Al siguiente imbornal aguas abajo de éste calculado tendrá que cumplir que $Q_{\text{by pass}} + Q_{\text{calle}} = Q_{\text{límite}}$. Al imbornal siempre alcanzará el caudal límite.

$$Q_{\text{calle}} = Q_{\text{límite}} - Q_{\text{by pass}} = Q_{\text{captado}} \quad (11.22)$$

- 5) Se calcula el caudal de la calle (Q_{calle}), aplicando el método racional, y se obtiene la superficie de esorrenta asociada a este caudal como:

$$\frac{Q_{\text{calle}}}{\text{cfte. seguridad}} = \frac{C \cdot I_{5 \text{ min } (Tr_{10 \text{ años}})} \cdot A}{3.6} \quad (11.23)$$

donde:

Q_{calle} = caudal esorrentía urbana que alcanza el imbornal en m^3/s .

$A = (W \cdot L)$ =superficie de la cuenca cuya esorrentía alcanza el imbornal en km^2 . x = ancho de la calzada y a = ancho de la acera.

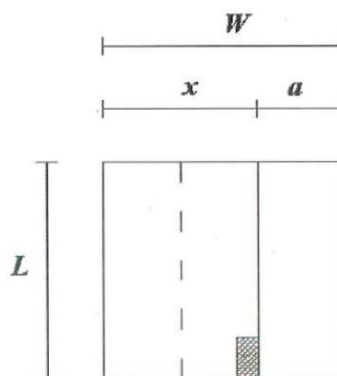


Figura 102: Representación de la superficie de una calzada+acera equivalente al área de la cuenca de estudio. Fuente: Flumen.

$I_{5 \text{ min}}$ = intensidad obtenida de las curvas IDF para el periodo de retorno de cálculo y duración 5 minutos.

C = coeficiente de esorrentía, adoptar valor 1 ya que se puede considerar que es una superficie impermeable.

cfte.seguridad = coeficiente de seguridad = 2.

- 6) En función del ancho de la calzada+acera (W), y con el valor obtenido de la superficie de la cuenca (A), se obtiene la longitud de separación entre imbornales (L). Los valores de diseño de esta longitud suele estar entre 30 y 40 m.

Obtención de Intensidad media máxima (I_5) obtenida de las curvas IDF.

Para poder aplicar este método, necesitamos obtener la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 10 años y duración de 5 minutos. Esto se va a realizar aplicando la ecuación 11.4 y se obtiene la siguiente gráfica:

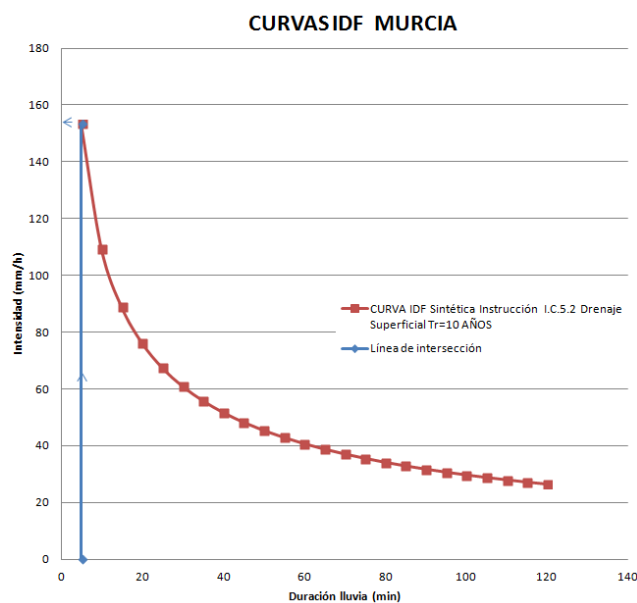


Figura 103: Valores Intensidad Media Máxima para un periodo de retorno de 10 años y duración 5 minutos para la Región de Murcia. Fuente: Elaboración Propia.

El valor obtenido de $I_{5 \text{ min}} (Tr_{10 \text{ años}}) = 153,26 \text{ mm/h}$.

➤ Solución final.

El tipo de rejilla a utilizar es la reja 3, que tiene las siguientes características:

REJA 3 – Modelo E25		
Longitud	64 cm	Parámetro A
Anchura	30 cm	0.39
Área total	1920 cm ²	Parámetro B
Área de huecos	693 cm ²	0.77

Los parámetros de diseño que se van adoptar es el calado (y) = 6cm y la velocidad máxima de 1,5 m/s. La mitad de la calzada va a tener 3 m de ancho y un ancho de acera de 2,5 m.

Se ha estimado que la longitud de toda la calzada es de 300 m. Las pendientes longitudinales y transversales de la calzada van a ser de un 1,5%, así como las pendientes de la acera. Finalmente, obtenemos los siguientes datos:

Q lim (m ³ /s)	Q captado (m ³ /s)	Q superficie (m ³ /s)	Separación imbornales (m)
0.04408	0.022	0.01	38,30

Tabla 49: Resultados finales. Fuente: Elaboración Propia.

Todos los cálculos se presentan en el anexo I.

➤ Cálculo de la red de saneamiento.

Ahora se procede a calcular el diámetro del colector principal de la red de saneamiento, imponiendo una restricción, y es que cuando recoja el caudal máximo de todos los imbornales, este caudal sea el 75% de la capacidad de desagüe del colector principal y así garantizar que este trabaje a presión atmosférica y nunca vaya a presión, ya que esta red se proyecta para trabajar por gravedad (lámina libre).

Para el cálculo del calado ocupado por el agua en el colector en régimen uniforme, se va aplicar la ecuación de Manning para tubo circular.

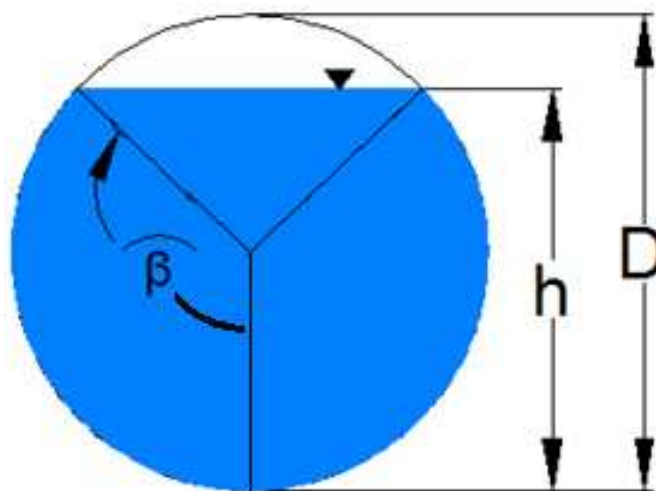


Figura 104: Representación del 75% capacidad: Fuente: Elaboración Propia.

$$\beta = \arccos \frac{(R - h)}{R} \quad (11.24)$$

$$S = R^2 \cdot \left(\beta - \frac{\text{seno}(2 \cdot \beta)}{2} \right) \quad (11.25)$$

$$P = 2 \cdot \beta \cdot R = 2 \cdot D \quad (11.26)$$

Nota: el ángulo β debe estar en radianes.

Existen unos ábacos de cálculo del calado ocupado por el agua en una conducción circular en régimen uniforme:

- No tiene en cuenta la influencia del aire ocluido, Lencastre (1957).
- Teniendo en cuenta la influencia del aire ocluido, Thormann y Franke.

En este TFM, se va utilizar las expresiones desarrolladas por Thormann y Franke, utilizando la figura 104 se desarrollan las siguientes expresiones:

Dependiendo del % de llenado del conducto tendremos los siguientes casos:

- $\eta = \frac{h}{D} \leq 0,5$; $\gamma = 0$
- $\eta = \frac{h}{D} > 0,5$; $\gamma = \frac{\eta - 0,5}{20} + \frac{20(\eta - 0,5)^3}{3}$

Aplicando las siguientes relaciones, podemos obtener los valores de la velocidad y el caudal para un llenado parcial del 75%.

$$\frac{V_p}{v} = \left[\frac{2\beta - \text{sen } 2\beta}{2(\beta + \gamma \text{sen } \beta)} \right]^{0,625} \quad \frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \text{sen } 2\beta)^{1,625}}{9,69 * (\beta + \gamma \text{sen } \beta)^{0,625}}$$

V_p = velocidad del fluido con la sección parcialmente llena.

Q_p = caudal del fluido con la sección parcialmente llena.

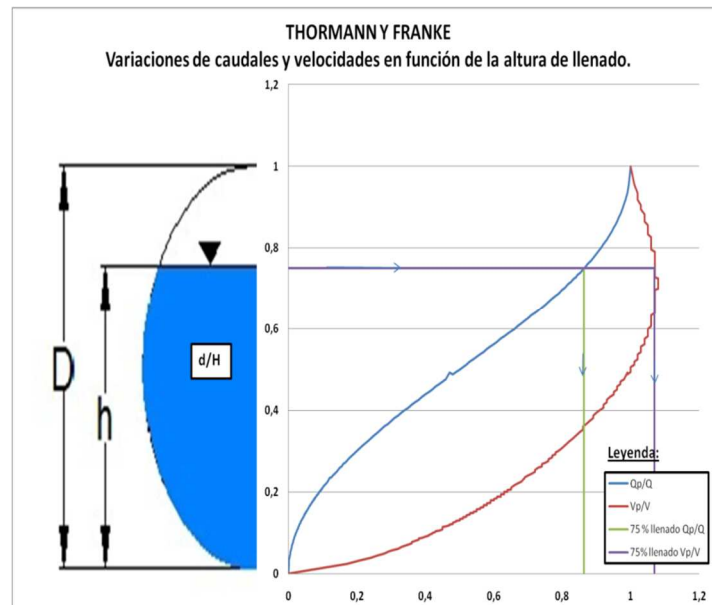


Figura 105: Gráfica que relaciona Q_p/Q y V_p/V para las diferentes alturas de llenado. Fuente: (Muñoz, 2007. 7ª edición)

Con los valores de la variación de caudales y velocidades en función de la altura de llenado se ha realizado una gráfica, en la cual se entra para obtener los valores buscados.

Finalmente obtenemos:

$$\frac{V_p}{v} = \left[\frac{2\beta - \operatorname{sen} 2\beta}{2(\beta + \gamma \operatorname{sen} \beta)} \right]^{0,625} = 1,07$$

$$\frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \operatorname{sen} 2\beta)^{1,625}}{9,69 * (\beta + \gamma \operatorname{sen} \beta)^{0,625}} = 0,864$$

Despejando la velocidad y el caudal con la sección parcialmente llena se obtienen los siguientes valores:

$$D = 600 \text{ mm.}$$

$$v = 3,616 \text{ m/s.}$$

$$V_p = 3,616 * 1,07 = 3,869 \text{ m/seg}$$

$$Q_p = 1,022 * 0,864 = 0,883 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Solo queda comprobar que $Q_p > Q_{(10)}$.

$$Q_p = 0,883 > Q_{(10)} = 0,8436 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \checkmark$$



ANEXO I: RESULTADOS ANEXO HIDROLÓGICO



DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

Página 301

PARÁMETROS

UNIDADES

INSTRUCCIÓN DE CARRETERAS 5.2 - DRENAJE SUPERFICIAL

Datos de la cuenca :

Superficie :	2,10 hectáreas
Longitud máxima recorrido:	350 m
Velocidad máxima (V_{max}):	0,80 m/seg
Tiempo de Concentración Cuenca:	0,122 horas

El caudal de referencia Q :

$$Q = (C * A * I) / K \text{ m}^3/\text{seg}$$

K=	300
Isolínea del valor medio de la máxima precipitación diaria anual (P):	55 mm/día
Isolínea del coeficiente regional de variación (C_v):	0,51

PERIODO DE RETORNO 2 AÑOS

$K_{T(2)}$:	0,883
$P_{d(2)}$:	48,565 mm
Las intensidades medias diarias de precipitación (I_{d2}):	2,024 mm
$I_t/I_d =$	11,20
$I_{t(2)} =$	72,364 mm/h

El coeficiente C de escorrentía ----> $C = ((P_d/P_o) - 1) * [(P_d/P_o) + 23] / [(P_d/P_o) + 11]^2$

P_o inicial =	1,00
Coeficiente corrector del umbral de escorrentía =	3,20
$P_o =$	3,20 mm
$C_{(2)} =$	0,7898

Caudal de referencia $Q_{(2)} =$	0,4001 m ³ /seg

PERIODO DE RETORNO 5 AÑOS

$K_{T(5)}$:	1,301
$P_{d(5)}$:	71,555 mm
Las intensidades medias diarias de precipitación (I_{d5}):	2,981 mm
$I_{t(5)} =$	106,620 mm/h

$P_o =$	3,20 mm
$C_{(5)} =$	0,8706

Caudal de referencia $Q_{(5)} =$	0,6498 m ³ /seg

PERIODO DE RETORNO 10 AÑOS

$K_{T(10)}$:	1,625
$P_{d(10)}$:	89,375 mm
Las intensidades medias diarias de precipitación (I_{d10}):	3,724 mm
$I_{t(10)} =$	133,173 mm/h

$P_o =$	3,20 mm
$C_{(10)} =$	0,9050

Caudal de referencia $Q_{(10)} =$	0,8436 m ³ /seg



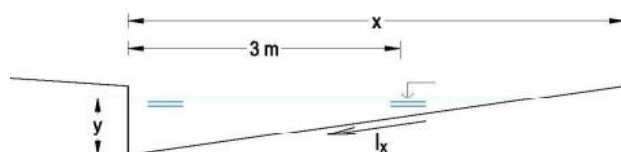
DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CÁLCULO DE LOS IMBORNALES

$P_{\max, 24\text{ h}} =$ 89,375 mm
 $I_{5\text{ minutos}} =$ 153,2606589 mm/h



aceras: 2,5 m
 $x =$ 6 m
 $l_x =$ 0,01667

1) Fijamos las limitaciones que tenemos, que son la velocidad y el calado de 6 cm.

Velocidad= 1,50 m/s
 $y =$ 0,06 m

2) Suponer régimen uniforme y aplicar la ec. de Manning para obtener el Q límite.

$Q_{\lim} =$ 0,044080256 m³/s

3) Se elige la reja nº 3 y se calcula el caudal captado, así como su eficiencia.



Reja 3: modelo E-25

$A =$ 0,39
 $B =$ 0,77

$Q_{\text{captado}} =$ 0,022 m³/s

4) Obtener el caudal de la calle

$Q_{\text{calle}} =$ 0,01 m³/s

5) Cálculo superficie escurrería con coeficiente de seguridad 2.

Coeficiente seguridad= 2,00
 $C =$ 1,00
 $A = (W \cdot L)$ 0,000326 km²
325,562 m²

6) Obtener la distancia entre imbornales:

$L =$ 38,3013823 m



ANEJO HIDROLÓGICO

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS
ANEJO HIDROLÓGICO

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA: 22-dic-14

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

CÁLCULO DE LA RED DE PLUVIALES

MÉTODO DE THORMANN Y FRANKE

Variaciones de caudales y velocidades en función de la altura de llenado.

Llenado de la tubería

$y/D =$ 0,750

$\eta =$ $\eta = \frac{h}{D} > 0.5 ; \gamma = \frac{\eta - 0.5}{20} + \frac{20(\eta - 0.5)^3}{3}$ 0,750

γ (coeficiente de THORMANN)= 0,117

$W =$ $W = \frac{v_p}{v} = \left[\frac{2\beta - \sin 2\beta}{2(\beta + \gamma \sin \beta)} \right]^{0.625}$ 1,070

$q =$ $q = \frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \sin \beta)^{1.625}}{9.69(\beta + \gamma \sin \beta)^{0.625}}$ 0,864

Ecuación de Colebrook y White (1938):

$$v = -2\sqrt{2gDI} \log \left(\frac{K_a}{3.71D} + \frac{2.51v}{D\sqrt{2gDI}} \right)$$

Con llenado de tubería 100% , en presión:

ν (viscosidad cinemática)=

$I =$ 0,000001310 m²/seg

$K_a =$ 0,030 m/m

$D =$ 0,002 m

$D =$ 0,600 m

velocidad= 3,616 m/seg

Caudal (Q)= 1,022 m³/seg

Finalmente, obtengo los valores:

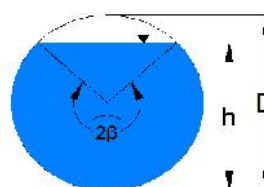
$V_p =$ velocidad a sección parcialmente llena 3,869 m/seg

$Q_p =$ caudal a sección parcialmente llena 0,883 m³/seg

Comprobamos el diámetro escogido, puede desaguar el caudal exigido.

Caudal de referencia $Q_{(10)} \leq Q_p =$

OK



0,000001310 m²/seg
0,030 m/m

0,002 m

0,600 m

3,616 m/seg

1,022 m³/seg

3,869 m/seg

0,883 m³/seg



ANEXO II: CÁLCULOS ESTRUCTURALES

➤ Características del terreno.

A continuación se exponen los parámetros que se han adoptado para el cálculo estructural de la EDARU.

- Aceleración Sísmica Básica (a_b) = 0.15 g.
- Coeficiente de contribución (K) = 1.0
- Coeficiente de amplificación
 - (Construcción Normal) (S) = 1.03
 - (Construcción Especial) (S) = 1.03
- Aceleración Sísmica de Cálculo
 - (Construcción Normal) (a_c) = 0.15 g.
 - (Construcción Especial) (a_c) = 0.16 g.
- Coeficiente de suelo (C) = 1.3

➤ Soluciones Adoptadas en cimentación.

Se adoptan cimentaciones superficiales en todos los elementos proyectados.

En edificios se utilizan zapatas aisladas, arriostradas convenientemente, con su base de apoyo en el estrato resistente.

Los depósitos de agua son estructuras de tipo superficial, que transmiten cargas totales (inferiores a 100 kN/m²) y cargas netas (carga total menos el peso del terreno excavado) prácticamente nulas. La cimentación se resuelve en dichos elementos mediante losas continuas de hormigón armado.

La tensión admisible del terreno considerada es de 200,00 kN/m².

➤ Etapas del cálculo estructural.

El cálculo de una estructura se compone normalmente de las siguientes etapas:

- Establecimiento del esquema estructural, que suele ser una simplificación de la estructura real a efectos de cálculo, fijando su disposición general, forma de trabajo, dimensiones, condiciones de apoyo, etc.



- Determinación de las hipótesis de carga, que son las diferentes combinaciones de las acciones que deben soportar la estructura, y que deben elegirse de forma que se produzcan en ella los efectos más desfavorables.
- Cálculos de esfuerzos, imaginando la estructura cortada en una serie de secciones características y obteniendo para cada hipótesis de carga, las solicitaciones que actúan en estas secciones.
- Cálculo de secciones.

➤ Descripción estructural.

Las arquetas de pequeño tamaño como son; obra de llegada, pozo de gruesos, bombeos, arquetas de medida de caudal y depósito de almacenamiento de agua tratada, se han resuelto mediante el método de las placas, utilizando la publicación del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, "PLACAS" de K. Stiglat y H. Wippel.

Los depósitos circulares como son; decantadores y espesador de gravedad se han resuelto utilizando la publicación "DEPÓSITOS CILÍNDRICOS CIRCULARES" de D. Florencio del Pozo.

Los muros del reactor biológico se han resuelto como vigas en voladizo de 1 metro de ancho, sometidos al empuje hidrostático del agua y al empuje del terreno.

La solera del reactor biológico se ha resuelto como losa sobre base elástica, basándonos en la publicación "VIGAS CONTINUAS, PÓRTICOS, PLACAS Y VIGAS FLOTANTES SOBRE TERRENO ELÁSTICO" de J. Hahn.

Los edificios son estructuras porticadas de hormigón armado (no son objeto de este TFM).

➤ Acciones adoptadas en el cálculo.

Las acciones que actúan en los edificios son las que se definen a continuación. En el cálculo se ha tenido en cuenta la simultaneidad de acciones.

Distinguimos dos elementos estructurales diferentes:

- Depósitos de agua
- Edificaciones

➤ Depósitos de agua.

Hay que considerar como acciones el empuje hidrostático interior, el empuje del terreno si esta enterrado y una posible subpresión debida al agua subterránea.

➤ Empuje hidrostático.

La ley de presiones sobre una pared vertical es linealmente creciente, con un ángulo cuya tangente coincide con la densidad del líquido almacenado, estando el valor nulo en la superficie de lámina libre.

➤ Empuje del terreno.

El cálculo de los empujes se realizará utilizando los métodos de la mecánica del suelo, a partir de las propiedades físicas del terreno determinadas experimentalmente.

El empuje se halla, según el código técnico CTE DB SE-C.

Para una profundidad z :

$$\sigma(z) = K\gamma z + c(K - 1) \cot g \varphi \quad (AII.1)$$

➤ Edificaciones.

Para calcular las acciones, se realizará utilizando el Código Técnico (DB SE AE). Las acciones se pueden clasificar según su variación en el tiempo en los siguientes grupos: acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

➤ Acciones permanentes (G).

Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Dentro de este grupo se engloban el peso propio de la estructura, de los elementos embebidos, acciones del terreno, accesorios y del equipamiento fijo.

Se considerará un peso específico del hormigón de:

- Hormigón en masa 20 kN/m^3
- Hormigón armado 25 kN/m^3

➤ Acciones variables (Q).

Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura. Dentro de este grupo se incluyen las sobrecargas de uso, acciones climáticas, acciones debidas al proceso constructivo, etc.

Sobrecargas de Uso:

Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que pueden gravitar por el uso, incluso durante la ejecución. En un piso la posición de los objetos es variable, por eso se sustituye su peso por una carga superficial uniforme, acorde con el uso a que va a ser sometido el piso.

A la sobrecarga de uso se le adiciona la sobrecarga de tabiquería, asimilándola también a una sobrecarga superficial uniforme.

Sobrecarga de Nieve:

Es el peso debido a la nieve, siendo incompatible con la de uso. Depende de la altitud topográfica sobre el nivel del mar.

Sobrecarga de Nieve $= 0,20 \text{ kN/m}^2$ para cota $\leq 400 \text{ m}$, zona 6 Sur – Peninsular.

Acción eólica:

Se ha considerado el edificio en zona eólica y con una situación topográfica.

- Zona eólica:
- Situación topográfica:

La presión dinámica que se ha considerado en el cálculo es función de la altura de coronación y de su situación topográfica.

En la sobrecarga del viento se ha considerado el efecto de presión y de succión debido a la configuración del edificio, de su posición y del ángulo de incidencia con los paramentos donde incide.

Acciones térmicas:

No se consideran acciones térmicas y reológicas, ya que se disponen juntas de dilatación a la distancia adecuada.

6.2.4 Acciones accidentales (A)

Son aquellas cuya posibilidad de actuación es pequeña pero de gran importancia. En este grupo se incluyen las acciones debidas a impactos, explosiones, etc. Los efectos sísmicos pueden considerarse de este tipo.

➤ Acciones accidentales (A).

Acciones sísmicas:

Según la Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02), R.D. 997/2002 de 27 de septiembre, y conforme a su artículo 1.2.1., esta norma es de aplicación al TFM, construcción y conservación de edificaciones de nueva planta.

Según el artículo 1.2.2. las construcciones se clasifican en:

- De importancia moderada: Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
- De importancia normal: Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- De importancia especial: Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas.

Según el artículo 1.2.3. Criterios de aplicación de la Norma.- No será obligatoria la aplicación de esta Norma:

- ☐ En las construcciones de moderada importancia.
- ☐ En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_b , sea inferior a $0,04 g$, siendo g la aceleración de la gravedad.

Aceleración sísmica de cálculo:

$$a_c = S \cdot a_b \quad (\text{AII.2})$$

En donde:

a_b es la aceleración sísmica básica definida en el mapa de peligrosidad sísmica y en la lista de Anexo 1 de dicha Norma, en la que se detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a 0,04 g., junto con los del coeficiente de contribución K.

p . es un coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

- construcciones de importancia normal $p = 1$
- construcciones de importancia especial $p = 1,3$

S es un coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

Para $p a_b \leq 0,1g$

$$S = \frac{C}{1,25} \quad (\text{AII.3})$$

$0,1g < p a_b < 0,4g$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(p \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \quad (\text{AII.4})$$

Para $0,4g \leq p a_b$

$$S = 1 \quad (\text{AII.5})$$

Siendo C coeficiente del terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación:

Los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

Terreno tipo I : Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.

Terreno tipo II : Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$.

Terreno tipo III : Suelo granular de compactación media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.

Terreno tipo IV : Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente C indicado en la tabla:

Tipo de terreno Coeficiente C

I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Como consecuencia de todo lo anterior, considerando las construcciones que se proyectan de importancia especial y siendo el valor resultante de la aceleración sísmica de cálculo, $a_c = 0,20$ g., será obligatoria la aplicación de esta Norma Sismorresistente.

➤ Coeficientes de seguridad. Niveles de Control.

Los valores de los coeficientes de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite Últimos (Artículo 15.3 EHE-08) son los siguientes:

Coeficientes parciales de seguridad E.L.U		
Situación del TFM	Hormigón	Acero pasivo
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0
Artículo 15.3.1 y 15.3.2	1,4	1,10

Tabla 50: Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos. Fuente: EHE-08.

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes de seguridad valores iguales a la unidad.



➤ Métodos de cálculo de depósitos.

Empuje hidrostático

Para realizar un estudio de los depósitos de hormigón armado deben considerarse:

- a) Depósitos elevados
- b) Depósitos a ras del suelo
- c) Depósitos enterrados

Por otra parte tenemos que cada uno de los tipos anteriores puede ser de planta rectangular o circular y estar contruidos con cubierta o sin ella.

Para realizar el estudio de cálculo de los mismos, consideramos las siguientes cargas:

- Común para los tres tipos: Peso propio y sobrecarga.
- Para los depósitos elevados: Empuje del agua.
- Para los depósitos a ras del suelo: Empuje del agua y reacción del terreno.
- Para los depósitos enterrados: Empuje del agua, empuje lateral de la tierra y subpresión en el caso de que el nivel de agua subterránea estuviera en cota más elevada que la del fondo del depósito.

En todos los depósitos tendremos siempre una presión de agua actuando de dentro para fuera, cuyo valor esté en función de la altura del agua dentro del depósito y del peso del agua (10 kN/m^3). En el fondo la carga será siempre igual a:

$$P = 10 * h \quad (\text{AII.6})$$

y en las paredes tendremos una carga triangular actuando normalmente a ellas cuyo valor máximo será igual a:

$$P = 10 * h \quad (\text{AII.7})$$

Si el depósito está enterrado tendremos la carga de agua interna más las siguientes:

Empuje de las tierras que lo envuelven:

Para el cálculo de los empujes activos de terrenos sin cohesión se aplica la teoría de Coulomb, que proporciona valores suficientemente aproximados.

Para un muro de trasdós plano, que forma un ángulo α con la horizontal, y superficie de terreno plana, formando un talud de ángulo β , sobre la que actúa una carga uniformemente repartida de valor q por m de proyección, las componentes horizontal p_H y vertical p_V de la presión sobre el muro, a la profundidad z contada a partir de la coronación del muro, tienen las expresiones siguientes:

$$P_H = (\gamma z + q) \lambda_H \quad (\text{AII.8})$$

$$P_V = (\gamma z + q) \lambda_V \quad (\text{AII.9})$$

Los coeficientes de empuje activo λ_H y λ_V vienen dados por las expresiones:

$$\lambda_H = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (\text{AII.10})$$

$$\lambda_V = \lambda_H \cos(\alpha - \delta) \quad (\text{AII.11})$$

como valor β del ángulo del talud de la superficie libre del terreno, respecto a la horizontal, se toma el más desfavorable de los que sean posibles.

Las componentes horizontal P_H y vertical P_V del empuje total P , por unidad de longitud de muro, tienen por expresiones:

$$P_H = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + qh \right) \times \lambda_H \quad (\text{AII.12})$$

$$P_V = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + qh \right) \times \lambda_V \quad (\text{AII.13})$$

El punto de aplicación del empuje P se encuentra a una profundidad y desde la coronación del muro dada por la expresión:

$$y = h \frac{2\gamma h + 3q}{3\gamma h + 6q} \quad (\text{AII.14})$$

Subpresión del agua del subsuelo:

Cuando un elemento está soportando a un terreno permeable que está sumergido, actúa sobre todo lo que hasta ahora conocemos de forma bastante diferente.

Al encontrarse sumergido el terreno, los empujes sobre el muro son los producidos por dicho terreno así como por el agua, cada uno con arreglo a su peso específico.

El líquido produce un efecto de lubricación entre tierras así como entre tierras y muro.

Este líquido también puede crear un efecto denominado de subpresión, de consecuencias complicadas.

Si por la causa que fuere se determinase un descenso del nivel de agua habrá que observar las tierras. Si resultase que las tierras están saturadas entonces hay que pensar que existe subpresión.

Esta subpresión produce un empuje en la base del muro que cuando tiene una distribución lineal de abajo hacia arriba puede considerarse como un caso francamente desfavorable de subpresión. Para el encauzamiento de evitar un fenómeno de este tipo, cuando intente construirse un muro en estas circunstancias se adoptarán medidas encaminadas a evitar filtraciones de agua bajo el cimiento de los muros, acudiendo para ello al uso de sistemas impermeabilizantes. Un fenómeno de efectos de agua puede presentarse en un muro que se ha construido sin que contenga agua en sus paramentos, esto es debido a la posible existencia de filtraciones, de lluvia, o de otras causas. Por lo que previniendo estas causas se construyen mecinales y otros sistemas de drenaje.

El empuje de un terreno anegado sobre un muro de contención puede determinarse calculando el empuje que producirían las tierras, teniendo en cuenta que el agua ha hecho disminuir el peso específico así como el ángulo de rozamiento, a este empuje de tierras se le sumará el empuje debido al líquido. La disminución del peso específico está ligada al índice de huecos que posea el terreno.

La expresión para calcular el peso específico virtual de un terreno anegado es:

$$\gamma' = \gamma - \left(1 - \frac{n}{100}\right) \gamma_a \quad (\text{AII.15})$$



en donde:

γ' = peso específico virtual del terreno anegado

γ = peso específico aparente del terreno seco

n = índice de huecos en tanto por ciento

γ_a = peso específico del agua $\gamma_a = 10 \text{ kNm}^3$

Por efectos del agua el ángulo de rozamiento interno disminuye y como consecuencia de ello se produce un aumento del coeficiente de empuje

$$K = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{AII.16})$$

Al empuje del terreno anegado calculado con el peso específico γ' se le superpondrá el empuje hidrostático del agua.

Cuando el terreno se encuentre anegado sólo hasta cierta profundidad, el cálculo del empuje a una profundidad determinada de la zona anegada se determinará como si fuesen terrenos estratificados.

1º Depósitos elevados

En la cubierta actúan además del peso propio, la sobrecarga. En el fondo, la carga de agua y el peso propio. En las paredes el empuje del agua, que será variable, de acuerdo con la altura.

2º Depósitos a ras del suelo

En estos depósitos tendremos las mismas cargas que en el anterior, ahora que deberemos tener en cuenta la reacción dada por el terreno en el depósito, o sea, en la losa del fondo que le sirve de fundación. Este efecto da momentos flectores en sentido contrario a los dados en los depósitos elevados.

3º Depósitos enterrados

En este caso tendremos que considerar el depósito con agua y el depósito sin agua.

En el primer caso, o sea, el depósito con agua, tendremos las siguientes cargas:

- Cubierta, peso propio y sobrecarga de tierra y accidental.
- Fondo, de dentro para fuera: carga de agua y peso propio.
- Fondo, de fuera para dentro, reacción del terreno.
- Paredes, de dentro para fuera, empuje del agua.
- Paredes, de fuera para dentro, empuje de tierras y de agua si ésta existiera.

El diagrama de cargas a considerar sería la diferencia entre ambas.

En el segundo caso, o sea, los depósitos sin agua, tendremos como cargas a considerar las siguientes:

Todas las externas, esto es, carga en la cubierta compuesta por la carga del terreno, peso propio de la cubierta y carga accidental, el empuje de agua y tierra en las paredes y la reacción del terreno en el fondo.

Cálculo de depósitos rectangulares

El cálculo exacto de este tipo de depósitos es muy difícil. Para resolverlo se recurre a métodos aproximados, los cuales no difieren mucho del exacto.

El método aproximado recomienda observar lo siguiente:

- a) Existen aristas las cuales tienen siempre grandes momentos de flexión, que pueden ser consideradas como con empotramientos perfectos bajo todas las hipótesis.
- b) Existen otras aristas con pequeños momentos de flexión, considerados como nulos, o sea, apoyos simplemente apoyados. Conforme sea su situación, depósito elevado o enterrado, tenemos que, las aristas pueden ser consideradas con uno u otro tipo de apoyo o con los dos al mismo tiempo, o sea, las aristas verticales que unen las paredes entre sí, son siempre consideradas como empotradas.

En los depósitos elevados, la losa de la cobertura es considerada como simplemente apoyada y la del fondo como perfectamente empotrada.

En los depósitos enterrados tenemos dos situaciones, conforme el depósito esté lleno o no.

Para el depósito vacío tenemos que todas las aristas son consideradas como empotradas tanto las de la cobertura como las del fondo.

Para el depósito lleno, tanto la losa del fondo como la de la cobertura son consideradas como simplemente apoyadas en todo su contorno.

Para el diagrama de momentos finales, debemos tener en cuenta las dos situaciones, depósito lleno y depósito vacío.

Por lo tanto, tenemos para el depósito vacío, todas las aristas empotradas.

Para el depósito lleno, las aristas empotradas son solamente las verticales, las horizontales son consideradas como apoyos simples.

Vemos que los momentos de empotramiento de una losa con los de la otra no son iguales, o sea, uno es mayor que el otro. De la misma forma que lo hicimos al calcular las losas armadas en cruz, tomaremos para este momento la media aritmética de estos dos valores, o sea, la media de los dos valores, o sea, la media de los dos valores contiguos. Este momento no será nunca inferior al 80% del mayor de los momentos actuantes en la esquina.

El cálculo de los momentos se hace empleando la tabla de Stiglat (losas armadas en cruz) de la misma forma que lo hicimos al calcular las losas. Desde luego, se deben tener presentes siempre los tipos de empotramientos antes mencionados para cada caso de carga.

La armadura está dimensionada para los momentos obtenidos, colocándola en la parte interior o exterior, conforme sean los momentos positivos o negativos.

Consideraciones para el cálculo de depósitos

Supondremos un relleno de tierras para el que:

$$\phi = 33^\circ$$

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{densidad aparente seca})$$

$$n = 30\% \quad (\text{índice de huecos})$$

$$\gamma_n = 0,29 \quad (\text{coeficiente de empuje activo})$$



Igualmente supondremos totalmente saturado el suelo, con lo cual:

$$\gamma_{st} = 19 - (1-30/100) \times 10 \simeq 12 \text{ kN/m}^3$$

MATERIALES.

Los materiales utilizados en estructuras serán los siguientes:

Hormigón HA-35/B/20/IV+Qc $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$.

Acero corrugado B-400-SD $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$.

Acero en perfiles laminados S-275 $f_e = 275 \text{ N/mm}^2$.

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

Página

1

PARAMETROS**UNIDADES****DESARENADO-DESENGRASADO****Definición geométrica :**

Longitud del depósito :	10,83	m
Ancho del depósito :	1,69	m
Espesor de la pared	0,30	m
Altura agua en el depósito :	2,19	m
Altura pared del depósito :	3,00	m
Peso específico del líquido	10,00	kN/m3

Características del hormigón :

Resistencia característica del hormigón (f_{ck})	35,00	N/mm2
Coefficiente de minoración	1,50	
Resistencia de cálculo del hormigón	23,33	N/mm2

Características del acero :

Resistencia característica del acero	400,00	N/mm2
Coefficiente de minoración	1,15	
Resistencia de cálculo del acero	347,83	N/mm2

Coefficiente de mayoración de carga : 1,60

Características del terreno :

Tipo de terreno	Arcilla	
Densidad aparente seca	19,00	kN/m3
Para estar del lado de la seguridad		
pondremos cohesión (C)	0,00	
Angulo de rozamiento interno	33,00	°
Angulo de rozamiento de terreno y muro (δ)	0,00	°
Indice de huecos (n) :	30,00	%
Coefficiente de empuje activo horizontal (λ_H) :	0,29	
Altura del terreno	0,50	m
Desplazamiento de la base del muro (b) :	0,00	m
b/h = cot α :	0,00	
Angulo de inclinación del muro (α) :	90,00	°
Angulo de inclinación del terreno (β) :	0,00	°

Altura del nivel freático : 0,00 m

Peso específico del agua : 10,00 kN/m3

Igualmente supondremos totalmente saturado el suelo, con lo cual :

Densidad saturado del suelo : 12,00 kN/m3



DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Valores de cálculo de las acciones (S/EHE)

Cargas permanentes

Situación persistente

Nivel de control de ejecución Normal

γ_G : 1,50

Cargas permanentes de valor no constante

Situación persistente

Nivel de control de ejecución Normal

γ_G : 1,60

Acciones sísmicas

Situación accidental

γ_A : 1,00

Combinación de acciones :

Situación permanente :

Hipótesis 1 : Empuje hidrostático * 1,6

Hipótesis 2 : Empuje de tierras * 1,6

Situación sísmica :

Hipótesis 3 : Empuje hidrostático * 1,0 + Acción sísmica * 1,0

Hipótesis 4 : Empuje de tierras * 1,0 + Acción sísmica * 1,0



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Acciones sísmicas (Según Norma NCSE-02)

Término municipal : Murcia

Aceleración sísmica básica (a_b/g) : 0,15

Coeficiente de contribución (K) : 1,00

Tipo de construcción : De importancia especial

Aceleración sísmica de cálculo :

$$a_c = S * \rho * a_b \quad 0,20 \text{ g}$$

Donde :

ρ = Coeficiente adimensional de riesgo 1,30

S = Coeficiente de amplificación del terreno

Coeficientes del terreno	
Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Tipo de terreno : II

Coeficiente C : 1,30

$\rho * a_b =$ 0,20 g

Para $0,1g < \rho * a_b < 0,4g$

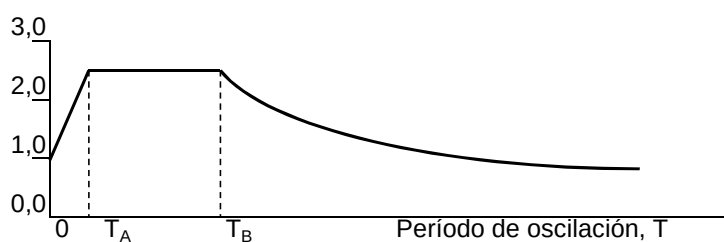
$$S = C/1,25 + 3,33(\rho * a_b/g - 0,1)*(1-C/1,25) \quad 1,03$$

Espectro de respuesta elástica :

T_A, T_B Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores :

$$T_A = K * C/10 \quad 0,13$$

$$T_B = K * C/2,5 \quad 0,52$$



**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Sobrecarga de uso sobre el suelo :**10,00 kN/m²**1.) MUROS**

La ley de cargas sobre la losas laterales del depósito serán trapeziales, aumentando linealmente con la profundidad del depósito.

Presión del terreno nivel superior :

4,54 kN/m²

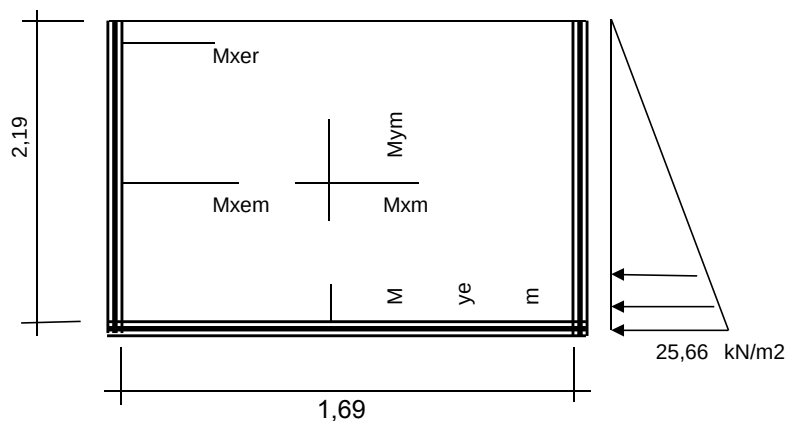
Presión del terreno a la profundidad (H) :

7,34 kN/m²

Siendo las losas laterales una estructura que se puede idealizar como :

- Triempotrada en lados y base
- Borde libre en superficie

Cálculo de las leyes de esfuerzos en las paredes de placas según publicación del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento "PLACAS" de K. Stiglat y H. Wippel.

Empuje hidrostático :

Carga del agua :

21,90 kN/m²

Empuje del agua :

23,98 kN/m



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Acción hidrodinámica producida por el sismo :

Para el cálculo de la acción dinámica del agua producida por el sismo utilizaremos la teoría de Westergaard.

Esfuerzos :

$$E_{wd} = 7/12 \gamma_w h \bar{a}_{ch}/g \quad 5,60 \text{ kN/m}$$

Siendo :

γ_w :

Densidad del líquido

$\bar{a}_{ch}/g$:

Coeficiente sísmico horizontal

h :

Calado

La resultante se ejerce a 0,4h del fondo.

0,55 m

Combinación de acciones :

Situación permanente :

Hipótesis 1 : Empuje hidrostático * 1,6

Carga de agua : 21,90 kN/m²

Empuje hidrostático : 38,37 kN/m

Situación sísmica :

Hipótesis 2 : Empuje hidrostático * 1,0 + Acción sísmica * 1,0

Carga de agua : 25,22 kN/m²

Empuje hidrostático : 29,59 kN/m

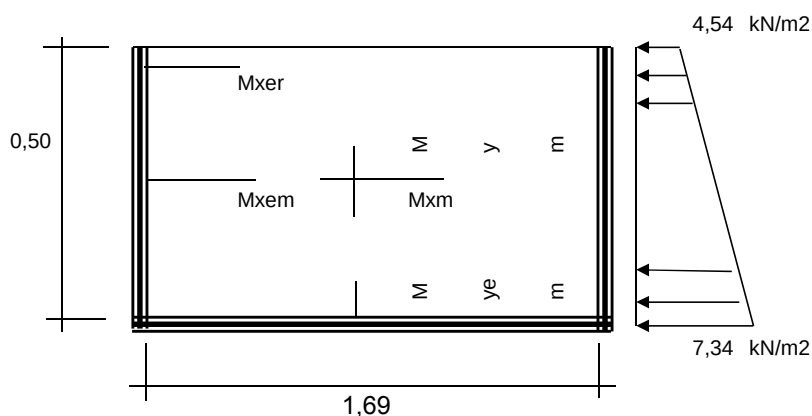


DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Empuje de tierras :



Carga del terreno :

7,34 kN/m2

Empuje del terreno :

2,97 kN/m

Empuje dinámico debido al sismo :

Para el cálculo de la acción dinámica del terreno producida por el sismo utilizaremos el método de Mononobe-Okabe.

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times (1 - K_v) \times \frac{\cos^2(\alpha - \delta)}{\cos \delta \times \cos^2(\phi + \beta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \phi) \times \sin(\alpha - i)}{\cos(\phi + \beta) \times \cos(i)}} \right]^2}$$

Donde:

- γ = Peso específico del terreno
- h = Altura del muro
- θ = $\arctg K_h / 1 - K_v$
- δ = Angulo de rozamiento entre terreno y muro
- β = Inclinación interior del muro
- i = Angulo de inclinación del terreno
- ϕ = Angulo de rozamiento interno
- K_h = Coeficiente de aceleración horizontal
- K_v = Coeficiente de aceleración vertical



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Empuje :

Sobrecarga de uso sobre el suelo : 10,00 kN/m²

$$q = ((\gamma * z) + p) * \lambda = 4,54 \text{ kN/m}$$

E.A. Según Mononobe-Okabe : 1,01 kN/m

Incremento por empuje sísmico (Aes): 0,31 kN/m

La resultante se ejerce a 3/5h del fondo.

Combinación de acciones :

Situación permanente :

Hipótesis 3 : Empuje del terreno * 1,6

Presión del terreno superior : 4,54 kN/m²

Presión del terreno en el fondo : 7,34 kN/m²

Empuje : 4,75 kN/m

Situación sísmica :

Hipótesis 4 : Empuje del terreno * 1,0 + Acción sísmica * 1,0

Presión del terreno superior : 4,54 kN/m²

Presión del terreno en el fondo : 8,35 kN/m²

Empuje : 3,28 kN/m



DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

ARMADURA VERTICAL

1.1.) MURO LONGITUDINAL

1) Depósito lleno y empuje hidrostático.

Longitud del muro (Lx) :	10,83 m
Altura de cálculo del muro (Ly) :	2,19 m
Espesor de la pared (e)	0,30 m
Carga máxima utilizada para el cálculo (q) :	21,90 kN/m ²

$$Lx / Ly = 4,95 > 2$$

Cuando los depósitos tienen una de sus dimensiones superior a dos veces cualquiera de las otras dos, es más interesante armarlos verticalmente. Para el cálculo se tomarán fajas con un ancho igual a un metro.

- Momento máximo actuante, debido al líquido : 17,51 Mp*m

Cálculo a flexión :

Sección de cálculo :	
Espesor pared (e) :	0,30 m
Longitud :	1,00 m
Momento máximo :	17,51 kN*m
Coefficiente mayoración de carga :	1,60
Momento de cálculo (Md) :	28,01 kN*m

Comprobación de espesor mínimo necesario

$h_{min} \text{ necesario} =$	0,15 m

Recubrimiento adoptado (C) : 5,00 cm

$$d = e - c = 0,25 \text{ m}$$

Uc (Cuantía mecánica del hormigón) : 4958,33 kN

$$Uc * d = 1239,58 \text{ kN*m}$$



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

$$0,375 U_c \cdot d = 464,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d < 0,375 U_c \cdot d \quad \text{No necesita armadura de compresión}$$

$$U_{s1} \text{ (Cuantía mecánica del acero) : } 113,33 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ (armadura necesaria) : } 3,26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cuantía mecánica mínima} \\ 0,04 \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot A_c & 8,05 \text{ cm}^2 \\ \alpha \text{ (1,5 - 12,5 } A_s \cdot f_{yd}/A_c \cdot f_{cd} \text{) : } & 1,30 \end{aligned}$$

$$\alpha \cdot A_s : 4,23 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada :

Ø	16
Separación	20

$$A_{sr} \text{ (Armadura real adoptada) : } 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación armadura adoptada : } 20,00 \text{ cm}$$

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

$$W_{max} \text{ (ancho de fisura) } 0,10 \text{ mm}$$

Según 49.2.4. nos da :

$$W_k = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$$\beta = 1,70$$

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \sigma \cdot A_{c,eficaz} / A_s$$

$$\begin{aligned} C \text{ (recubrimiento)} & 50,00 \text{ mm} \\ k_1 \text{ (flexión simple)} & 0,13 \end{aligned}$$

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

Armadura adoptada :

Ø	16
Separación	20

Diámetro barra

16,00 mm

As :

10,05 cm²

Es (módulo elasticidad del acero)

200000,00 N/mm²

Separación de barras (s)

20,00 cm

15*Ø= 24,00 cm >(s)

20,00 cm

Area eficaz (Acef)

750,00 cm²

Por lo tanto :

Sm =

199,68 mm

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s * [1 - k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \geq 0,4 * \sigma_s / E_s$$

EHE-08 Anejo 8:

Resistencia



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

EHE-08

Esm (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$Esm = (1 - (k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) \cdot \sigma_s / E_s)$$

0,00

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s$$

0,00

e (espesor del muro) 0,30 m

d = e - c 0,25 m

Armadura necesaria (Asnec) 3,26 cm²

ts (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s)$$

87,07 N/mm²

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s)$$

239,48 N/mm²

$$k_2 =$$

0,50

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < 0,10 = 0,0591114 \text{ mm}$$

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****2) Depósito vacío y empuje del terreno.**

Longitud del muro (Lx) :	10,83 m
Altura de cálculo del muro (Ly) :	0,50 m
Espesor de la pared (e)	0,30 m
Carga máxima utilizada para el cálculo (q) :	7,34 kN/m ²

$$Lx / Ly = 21,66 > 2$$

Cuando los depósitos tienen una de sus dimensiones superior a dos veces cualquiera de las otras dos, es más interesante armarlos verticalmente. Para el cálculo se tomarán fajas con un ancho igual a un metro.

- Momento máximo actuante :	0,68 Mp*m

Cálculo a flexión :

Sección de cálculo :

Espesor pared (e) :	0,30 m
Longitud :	1,00 m
Momento máximo :	0,68 kN*m
Coeficiente mayoración de carga :	1,60
Momento de cálculo (Md) :	1,09 kN*m

Comprobación de espesor mínimo necesario

$h_{\min \text{ necesario}} =$	0,0190 m

Recubrimiento adoptado (C) :	5,00 cm

$$d = e - c = 0,25 \text{ m}$$

Uc (Cuantía mecánica del hormigón) :	4958,33 kN

$$Uc * d = 1239,58 \text{ kN*m}$$



DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

$0,375 U_c \cdot d =$ 464,84 kN * m

$M_d < 0,375 U_c \cdot d$ No necesita armadura de compresión

U_{s1} (Cuantía mecánica del acero) : 4,38 kN

A_s (armadura necesaria) : 0,13 cm²

Cuantía mecánica mínima

$0,04 \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot A_c$ 8,05 cm²

α (1,5 - 12,5 $A_s \cdot f_{yd}/A_c \cdot f_{cd}$) : 1,49

$\alpha \cdot A_s$: 0,19 cm²

Armadura adoptada :

$\emptyset$	12
Separación	15

A_{sr} (Armadura real adoptada) : 7,54 cm²

Separación armadura adoptada : 15 cm

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

W_{max} (ancho de fisura) 0,10 mm

Según 49.2.5. nos da :

$$W_k = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$\beta =$ 1,7

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \emptyset \cdot A_{c,eficaz} / A_s$$

C (recubrimiento) 50 mm

k_1 (flexión simple) 0,125

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

Armadura adoptada :

Ø	12
Separación	15

Diámetro barra

12,00 mm

As :

7,54 cm²

Es (módulo elasticidad del acero)

2E+05 N/mm²

Separación de barras (s)

15 cm

15*Ø= 18,00 cm >(s)

15 cm

Area eficaz (Acef)

750 cm²

Por lo tanto :

Sm =

189,68 mm

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s * [1 - k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \geq 0,4 * \sigma_s / E_s$$

EHE-08 Anejo 8:

Resistencia



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

EHE-08

Esm (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$Esm = (1 - (k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) \cdot \sigma_s / E_s \quad -0,056185$$

0

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000009$$

$$e \text{ (espesor del muro)} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$d = e - c \quad 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Armadura necesaria (Asnec)} \quad 0,13 \text{ cm}^2$$

ts (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 4,53 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s)) \quad 319,30 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < 0,10 \quad = \quad 0,0029245 \text{ mm}$$

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Comprobación a cortante :

Cortante en la sección inferior :	23,98	kN/m
Cortante de cálculo (Vcd) :	38,37	kN/m
Resistencia del hormigón a cortante (fcv) :	0,76	N/mm ²
Cortante que absorbe el hormigón (Vcu) :	190,94	kN/m

Vcu > Vcd

2 comprobaciones
Forma simplificada-->

Vu1=	1750,00	kN/m
Vu2=	226,01	kN/m
Vu2=	209,72	kN/m

CALCULO DE LA ARMADURA HORIZONTAL

La armadura horizontal es una armadura de montaje, por lo que dispondremos la cuantía mínima geométrica.

Armadura necesaria en cada cara : 6,00 cm²/m

Armadura adoptada :

Ø	16
Separación	20

Armadura real adoptada : 10,05 cm²/m

CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS (Según artículo 42.3.5.)

Tipo Acero:	400,00	N/mm²	ok		
Vertical	3,60	cm²/m	- Puesto :	10,05	cm²/m
Horizontal	12,00	cm²/m	- Puesto :	20,11	cm²/m

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****ARMADURA VERTICAL****1.2.) MURO TRANSVERSAL****1) Depósito lleno y empuje hidrostático.**

Longitud del muro (Lx) : 1,69 m
 Altura de cálculo del muro (Ly) : 2,19 m
 Espesor de la pared (e) 0,30 m
 Carga máxima utilizada para el cálculo (q) : 21,90 kN/m²

$$Ly / Lx = 1,466$$

Ly / Lx	1,40	1,466	1,50	k	M=k/m
m.xer	-74,60	-81,96	-85,70	40,53	-0,49
m.xem	-18,40	-18,93	-19,20	40,53	-2,14
m.xrm	100,00	109,94	115,00	40,53	0,37
m.xm	41,60	42,13	42,40	40,53	0,96
max m.x	41,20	41,53	41,70	40,53	0,98
m.yem	-17,00	-17,46	-17,70	40,53	-2,32
m.ye	-22,30	-23,16	-23,60	40,53	-1,75
m.ym	145,00	168,20	180,00	40,53	0,24
max m.y	76,20	79,05	80,50	40,53	0,51

Momento máximo calculado : 2,32 kN*m

Cálculo a flexión :

Sección de cálculo :

Espeor pared (e) : 0,30 m

Longitud : 1,00 m

Momento máximo : 2,32 kN*m

Coeiciente mayoración de carga : 1,60

Momento de cálculo (Md) : 5,28 kN*m

Comprobación de espesor mínimo necesario

h min necesario =	0,05 m

Recubrimiento adoptado (C) : 5,00 cm

$$d = e - c = 0,25 \text{ m}$$

Uc (Cuantía mecánica del hormigón) : 4958,33 kN

$$Uc * d = 1239,58 \text{ kN*m}$$

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

$0,375 U_c \cdot d =$ 464,84 kN * m

$M_d < 0,375 U_c \cdot d$ No necesita armadura de compresión

U_{s1} (Cuantía mecánica del acero) : 21,16 kN

A_s (armadura necesaria) : 0,61 cm²

Cuantía mecánica mínima

$0,04 \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot A_c$ 8,05 cm²

α (1,5 - 12,5 $A_s \cdot f_{yd}/A_c \cdot f_{cd}$) : 1,46

$\alpha \cdot A_s$: 0,89 cm²

Armadura adoptada :

$\varnothing$	10
Separación	15

A_{sr} (Armadura real adoptada) : 5,24 cm²

Separación armadura adoptada : 15 cm

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

W_{max} (ancho de fisura) 0,10 mm

Según 49.2.4. nos da :

$$W_k = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$\beta =$ 1,7

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \varnothing \cdot A_{c,eficaz} / A_s$$

C (recubrimiento) 50 mm

k_1 (flexión simple) 0,125



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Armadura adoptada :

Ø	10
Separación	15

Diámetro barra

10,00 mm

As :

5,24 cm²

Es (módulo elasticidad del acero)

2E+05 N/mm²

Separación de barras (s)

15 cm

15*Ø= 15,00 cm >(s)

15 cm

Area eficaz (Acef)

750 cm²

Por lo tanto :

Sm =

201,62 mm

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s * [1 - k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \geq 0,4 * \sigma_s / E_s$$

EHE-08 Anejo 8:

Resistencia



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

EHE-08

Esm (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$Esm = (1 - (k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) \cdot \sigma_s / E_s)$$

-0,020845

0

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s$$

0,000050

e (espesor del muro) 0,30 m

d = e - c 0,25 m

Armadura necesaria (Asnec) 0,61 cm²

ts (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s)$$

25,20 N/mm²

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s)$$

459,79 N/mm²

$$k_2 =$$

0,50

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < 0,10 = 0,0173 \text{ mm}$$

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****2) Depósito vacío y empuje del terreno.**

Longitud del muro (Lx) : 1,69 m
Altura de cálculo del muro (Ly) : 0,50 m
Espesor de la pared (e) 0,30 m
Carga máxima utilizada para el cálculo (q) : 7,34 kN/m²

La carga es trapecial. Se descompone en la suma de una carga uniforme mas una carga triangular.

$$Ly / Lx = 0,296$$

2.1) Carga uniforme :

Carga uniforme (q) : 4,54 kN/m²

Ly / Lx	0,25	0,296	0,30	k	M=k/m
m.xer	-8,60	-7,66	-7,57	3,83	-0,501
m. xem	-27,20	-23,35	-23,00	3,83	-0,164
m. xrm	77,00	48,93	46,40	3,83	0,078
m. xm	225,00	134,20	126,00	3,83	0,029
m.yem	-9,64	-9,08	-9,03	3,83	-0,422
m. ye	-10,60	-10,69	-10,70	3,83	-0,359
m. ym	-64,30	-86,86	-88,90	3,83	-0,044
máx m.y	415,00	222,40	205,00	3,83	0,017

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****2.2) Carga triangular :**

Carga triangular (q) :

2,800608 kN/m²

Ly / Lx	0,25	0,296	0,30	k	M=k/m
m.xer	-17,70	-15,87	-15,70	1,18	-0,07
m.xem	-36,50	-31,18	-30,70	1,18	-0,04
m.xrm	140,00	89,92	85,40	1,18	0,01
m.xm	430,00	246,57	230,00	1,18	0,00
max m.x	140,00	89,92	85,40	1,18	0,01
m.yem	-13,80	-12,70	-12,60	1,18	-0,09
m.ye	-15,50	-14,22	-14,10	1,18	-0,08
m.ym	-485,00	597,25	695,00	1,18	0,00
max m.y	310,00	181,60	170,00	1,18	0,01

Momentos definitivos :

m.xer	-0,58
m.xem	-0,20
m.xrm	0,09
m.xm	0,03
max m.x	0,01
m.yem	-0,52
m.ye	-0,44
m.ym	-0,04
max m.y	0,02

Momento flector vertical :

0,52 kN*m/m



DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Cálculo a flexión :

Sección de cálculo :

Espesor pared (e) : 0,30 m

Longitud : 1,00 m

Momento máximo : 0,52 kN*m

Coefficiente mayoración de carga : 1,60

Momento de cálculo (Md) : 0,82 kN*m

Comprobación de espesor mínimo necesario

h min necesario =	0,02 m

Recubrimiento adoptado (C) : 5,00 cm

d = e - c = 0,25 m

Uc (Cuantía mecánica del hormigón) : 4958,33 kN

Uc * d = 1239,58 kN*m

0,375 Uc * d = 464,84 kN*m

Md < 0,35 Uc * d No necesita armadura de compresión

Us1 (Cuantía mecánica del acero) : 3,30 kN

As (armadura necesaria) : 0,09 cm²

0,04 * fcd/fyd * Ac 8,05 cm²

α (1,5 - 12,5 As*f_{yd}/Ac*f_{cd}) : 1,49

α * As : 0,14 cm²

Armadura adoptada :

Ø	10
Separación	15

Asr (Armadura real adoptada) : 5,24 cm²

Separación armadura adoptada : 15,00 cm

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Fisuración :**

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

W_{max} (ancho de fisura) 0,10 mm

Según 49.2.4. nos da :

$$W_k = \beta * \epsilon_{sm} * S_m$$

$\beta =$ 1,7

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 * k_1 * \sigma_s / \epsilon_{sf}$$

C (recubrimiento) 50 mm

k₁ (flexión simple) 0,125

Armadura adoptada :

Fe	10
Cada	15

Diámetro barra 10 mm

As : 5,24 cm²

Es (módulo elasticidad del acero) 2E+05 N/mm²

Separación de barras 15,00 cm

15 * $\phi =$ 15,00 cm > (s) 15,00 cm

Area eficaz (A_{cef}) 750 cm²

Por lo tanto :

S_m = 201,62 mm

EHE-98

E_{sm} (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$E_{sm} = (1 - (k_2 * (\sigma_{sf} / \sigma_s)^2) * \sigma_s / E_s)$$

0

$$E_{sm} = 0,4 * \sigma_s / E_s$$

e (espesor del muro) 0,30 m

d = e - c 0,25 m

Armadura necesaria (A_{nec}) 0,09 cm²



DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

σ_s (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 3,94 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 459,79 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < 0,10 \quad = \quad 0,0027 \text{ mm}$$

Comprobación a cortante :

Cortante en la sección inferior :	32,92 kN/m
Cortante de cálculo (Vcd) :	52,67 kN/m
Resistencia del hormigón a cortante (f _{cv}) :	0,76 N/mm ²
Cortante que absorbe el hormigón (V _{cu}) :	190,94 kN/m

V_{cu} > V_{cd}

2 comprobaciones

Forma simplificada-->

V _{u1} =	1750,00 kN/m
V _{u2} =	81,94 kN/m
V _{u2} =	209,72 kN/m

V_{cu} > V_d no será necesaria armadura transversal



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

CALCULO DE LA ARMADURA HORIZONTAL

A continuación adjuntamos los esfuerzos de cálculo y los resultados obtenidos para la armadura horizontal. El proceso de cálculo es idéntico al desarrollado para la armadura vertical.

Momento flector : 2,14 m*kN

Cuantía mecánica del hormigón (Uc) : 4958,33 kN

Armadura necesaria : 0,56 cm²/m

$0,04 * f_{cd}/f_{yd} * A_c$ 8,05 cm²

$\alpha (1,5 - 12,5 A_s*f_{yd}/A_c*f_{cd}) :$ 1,47

$\alpha * A_s :$ 0,82 cm²

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Armadura real adoptada : 7,54 cm²/m

Fisuración :

Sm : 189,68 mm

$E_{sm} = (1 - (k_3/2,5 * k_1) * (tsr/ts)^2) * ts / E_s$ -0,011779

o
 $E_{sm} = 0,4 * ts / E_s$ 0,000031

$ts = (f_{yk} / g_s * g_f) * A_{s_{nec}} / A_s$ 16,18 N/mm²

$tsr = (b * h^2 / 6) * (f_{ctm} / 0,9 * d * A_s)$ 283,82 N/mm²

Fisuración ($W_k < 0,1$) : 0,01 mm

CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS (Según artículo 42.3.5.)

Vertical	3,60 cm ² /m	- Puesto :	5,24 cm ² /m
Horizontal	12,00 cm ² /m	- Puesto :	15,08 cm ² /m



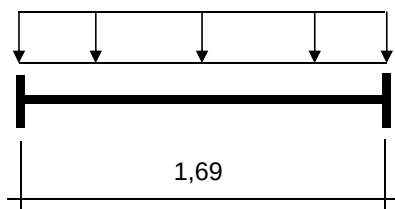
DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

2.) SOLERA**Esquema estructural :**

La solera es una placa rectangular empotrada en su perímetro. Para el cálculo simplificaremos considerando una viga biempotrada de luz igual a la menor longitud del depósito, sometida a la reacción del terreno.

24,24 kN/m²**Acciones :**

distancia de cálculo muros: 12,40
distancia de cálculo solera: 14,30 m

Peso propio de la solera : 241,69 250,28 kN
Peso propio de los muros : 558,00 576,60 kN
Peso del equipo : 30,00 kN

Peso del depósito vacío : 856,88 kN

Peso del líquido : 400,83 kN

Peso del depósito lleno : 1257,70 kN

Tensión sobre el terreno : 52,04 52,27 kN/m²
0,05 Mpa

Tensión de cálculo de la solera : 24,75 24,24 kN/m²

Esfuerzos :

Longitud de cálculo de la solera : 1,69 m
Ancho de cálculo de la solera : 1,00 m
Espesor de la solera : 0,40 m
Carga de cálculo : 24,24 kN/m²

Momento flector positivo : 2,88 kN*m/m
Momento flector negativo (empotramiento) : 5,77 kN*m/m
Cortante : 20,48 kN



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

CALCULO DE LAS ARMADURAS

Armadura transversal :

Armadura superior

Sección de calculo :

Espesor de la solera (e) : 0,40 m

Ancho : 1,00 m

Momento máximo : 28,16 kN*m

Coefficiente mayoración de carga : 1,60

Momento de calculo (Md) : 45,05 kN*m

Comprobación de espesor minimo necesario

h min necesario = 0,15 m

Comprobación del valor mínimo de la resistencia característica del hormigón empleado, dependiente del tipo de armadura usado.

Recubrimiento adoptado (C) : 5,00 cm

d = e - c = 0,35 m

Uc (cuantía mecanica del hormigón) : 6941,67 kN

Uc * d = 2429,58 kN*m

0,375 Uc * d = 911,09 kN*m

Md < 0,375 Uc * d No necesita armadura de compresión

Us1 (Cuantia mecánica del acero) : 129,94 kN

As (armadura necesaria) : 3,74 cm²

0,04 * fcd/fyd * Ac 10,73 cm²

α (1,5 - 12,5 As*f_{yd}/Ac*f_{cd}) : 1,33

α * As : 4,95 cm²

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Asr (Armadura real adoptada) : 7,54 cm²

Separación armadura adoptada : 15 cm

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Fisuración :**

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

$$W_{\max} \text{ (ancho de fisura)} = 0,10 \text{ mm}$$

Según 49.2.4. nos da :

$$W_k = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$$\beta = 1,7$$

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \sigma_s / E_s$$

$$C \text{ (recubrimiento)} = 50 \text{ mm}$$

$$k_1 \text{ (flexión simple)} = 0,125$$

Armadura adoptada :

$\emptyset$	12
Separación	15

$$\text{Diámetro barra} = 12 \text{ mm}$$

$$A_s = 7,54 \text{ cm}^2$$

$$E_s \text{ (módulo elasticidad del acero)} = 2E+05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Separación de barras} = 15,00 \text{ cm}$$

$$15 \cdot \emptyset = 18,00 \text{ cm} > (s)$$

$$\text{Area eficaz (Acef)} = 1000 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto :

$$S_m = 209,58 \text{ mm}$$

EHE-08

E_{sm} (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$E_{sm} = (1 - (k_2 \cdot (\sigma_s / E_s)^2) \cdot \sigma_s / E_s) = -0,003318$$

o

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s = 0,000213$$

$$e \text{ (espesor del muro)} = 0,40 \text{ m}$$

$$d = e - c = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Armadura necesaria (Asnec)} = 3,74 \text{ cm}^2$$

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

σ_s (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s)$$

106,71 N/mm²

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s)$$

405,46 N/mm²

$$k_2 =$$

0,50

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < 0,10$$

$$= 0,0760 \text{ mm}$$

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****CALCULO DE LAS ARMADURAS****Armadura transversal :**Armadura inferior

Sección de calculo :

Espesor de la solera (e) : 0,40 m

Ancho : 1,00 m

Momento máximo : 5,77 kN*m

Coeficiente mayoración de carga : 1,60

Momento de calculo (Md) : 9,23 kN*m

Comprobación de espesor minimo necesario

h min necesario =	0,15 m

Comprobación del valor mínimo de la resistencia característica del hormigón empleado, dependiente del tipo de armadura usado.

Recubrimiento adoptado (C) : 5,00 cm

 $d = e - c =$ 0,35 m U_c (cuantía mecanica del hormigón) : 6941,67 kN $U_c * d =$ 2429,58 kN*m $0,375 U_c * d =$ 911,09 kN*m $M_d < 0,375 U_c * d$ No necesita armadura de compresión U_{s1} (Cuantia mecánica del acero) : 26,42 kN A_s (armadura necesaria) : 0,76 cm² $0,04 * f_{cd}/f_{yd} * A_c$ 10,73 cm² α (1,5 - 12,5 $A_s * f_{yd}/A_c * f_{cd}$) : 1,46 $\alpha * A_s$: 1,11 cm²

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

 A_{sr} (Armadura real adoptada) : 7,54 cm²

Separación armadura adoptada : 15 cm

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Fisuración :**

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

$$W_{\max} (\text{ancho de fisura}) \quad 0,10 \text{ mm}$$

Según 49.2.4. nos da :

$$W_k = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$$\beta = \quad 1,7$$

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \sigma_s / E_s$$

$$C (\text{recubrimiento}) \quad 50 \text{ mm}$$

$$k_1 (\text{flexión simple}) \quad 0,125$$

Armadura adoptada :

$\emptyset$	12
Separación	15

$$\text{Diámetro barra} \quad 12 \text{ mm}$$

$$A_s : \quad 7,54 \text{ cm}^2$$

$$E_s (\text{módulo elasticidad del acero}) \quad 2E+05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Separación de barras} \quad 15,00 \text{ cm}$$

$$15 \cdot \emptyset = 18,00 \text{ cm} > (s)$$

$$\text{Area eficaz (Acef)} \quad 1000 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto :

$$S_m = \quad 209,58 \text{ mm}$$

EHE-08

E_{sm} (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$E_{sm} = (1 - (k_2 \cdot (\sigma_s / E_s)^2) \cdot \sigma_s / E_s \quad -0,018692$$

0

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000044$$

$$e (\text{espesor del muro}) \quad 0,40 \text{ m}$$

$$d = e - c \quad 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Armadura necesaria (Asnec)} \quad 0,76 \text{ cm}^2$$

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

ts (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 21,86 \text{ N/mm}^2$$

 σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 405,46 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < 0,10 \quad = \quad 0,0156 \text{ mm}$$

Armadura longitudinal :

Es armadura únicamente de montaje. Adoptamos armadura mínima.

Cuantía geométrica mínima : 8,00 cm²/m

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Armadura real adoptada en ambas caras : 15,08 cm²/m**Comprobación a cortante :**

Cortante : 20,48 kN/m
 Cortante de cálculo (Vcd) : 32,77 kN/m
 Resistencia del hormigón a cortante (Fcv) : 0,76 N/mm²
 Cortante que absorbe el hormigón (Vcu) : 267,32 kN/m

Como Vcu > Vcd se cumple.

CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS (Según artículo 42.3.5.)

Tipo Acero:	400,00	N/mm ²	ok
Transversal	8,00	cm ² /m	- Puesto : 15,08 cm ² /m
Longitudinal	8,00	cm ² /m	- Puesto : 15,08 cm ² /m

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

Página

1

PARÁMETROS**UNIDADES****ESPESADOR DE GRAVEDAD****INTRODUCCIÓN****Definición geométrica :**

Diámetro del depósito :	8,00 m
Espesor de la pared	0,30 m
Altura agua cilíndrica	3,50 m
Altura pared	4,00 m
Peso específico del líquido	10,00 kN/m ³

Características del hormigón :

Resistencia característica del hormigón	35,00 N/mm ²
Coefficiente de minoración	1,50
Resistencia de cálculo del hormigón	23,33 N/mm ²

Características del acero :

Resistencia característica del acero	400,00 N/mm ²
Coefficiente de minoración	1,15
Resistencia de cálculo del acero	347,83 N/mm ²

Coefficiente de mayoración de carga :	1,60

Características del terreno :

Tipo de terreno	Arcilla
Densidad seca	19,00 kN/m ³
Para estar del lado de la seguridad pondremos cohesión (C)	0,00
Angulo de rozamiento interno	33,00 °C
Indice de huecos (n) :	30,00 %
Coefficiente de empuje activo (ka)	0,29
Altura del terreno	0,50 m

Altura del nivel freático :	0,00 m

Peso específico del agua :	10,00 kN/m ³

Igualmente supondremos totalmente saturado el suelo, con lo cual :

Densidad saturado del suelo :	12,00 kN/m ³

Sobrecarga de uso sobre el suelo :	10,00 kN/m ²

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARÁMETROS****UNIDADES****Valores de cálculo de las acciones (S/EHE)**

Cargas permanentes

Situación persistente

Nivel de control de ejecución Normal

 γ_G :

1,50

Cargas permanentes de valor no constante

Situación persistente

Nivel de control de ejecución Normal

 γ_G :

1,60

Acciones sísmicas

Situación accidental

 γ_A :

1,00

Combinación de acciones :

Situación permanente :

Hipótesis 1 : Empuje hidrostático * 1,6

Hipótesis 2 : Empuje de tierras * 1,6

Situación sísmica :

Hipótesis 3 : Empuje hidrostático * 1,0 + Acción sísmica * 1,0

Hipótesis 4 : Empuje de tierras * 1,0 + Acción sísmica * 1,0



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARÁMETROS

UNIDADES

Acciones sísmicas (Según Norma NCSE-02)

Término municipal : Murcia
Aceleración sísmica básica (a_b/g) : 0,15
Coeficiente de contribución (K) : 1,00
Tipo de construcción : De importancia especial

Aceleración sísmica de cálculo :

$$a_c = S * \rho * a_b \quad 0,20 \text{ g}$$

Donde :

ρ = Coeficiente adimensional de riesgo 1,30

S = Coeficiente de amplificación del terreno

Coeficientes del terreno	
Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Tipo de terreno : II
Coeficiente C : 1,30
 $\rho * a_b = 0,20 \text{ g}$

Para $0,1g < \rho * a_b < 0,4g$

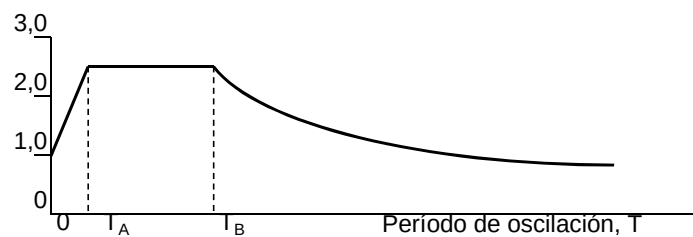
$$S = C/1,25 + 3,33(\rho * a_b/g - 0,1)(1 - C/1,25) \quad 1,03$$

Espectro de respuesta elástica :

T_A, T_B Periodos característicos del espectro de respuesta, de valores :

$$T_A = K * C/10 \quad 0,13$$

$$T_B = K * C/2,5 \quad 0,52$$



**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARÁMETROS****UNIDADES****Hipótesis de carga :**

1) Depósito lleno y empuje hidrostático

Carga de agua : 35,00 kN/m²

Empuje del agua 61,25 kN

2) Depósito vacío y terreno actuando con el coeficiente del empuje activo

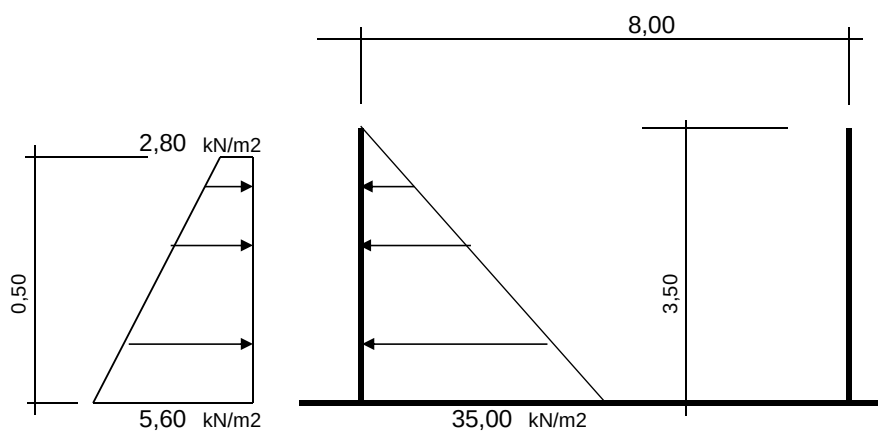
Presión del terreno en nivel superior : 2,80 kN/m²Presión del terreno en empotramiento : 5,60 kN/m²

Empuje del terreno 2,10 kN

Esquema estructural :

El muro es una envoltura cilíndrica cerrada, libre en su borde superior y empotrada en el inferior, simétrica con respecto a los ejes. Constituye en realidad un caso particular de las láminas de revolución.

El cálculo de esfuerzos se realiza según la publicación " DEPOSITOS CILINDRICOS CIRCULARES " de D. Florencio del Pozo.



**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****CALCULO DE ESFUERZOS****1) Depósito lleno y empuje hidrostático**

Diámetro interior del depósito	8,00 m
Radio de cálculo del depósito (a)	4,15 m
Diámetro de cálculo del depósito	8,30 m
Espesor de la pared (e)	0,30 m
Peso específico del líquido (P)	10,00 kN/m ³
Coeficiente de Poisson (v)	0,20
Altura de la pared (L)	3,50 m

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CALCULO

$$X = ((1 - v^2) * 3)^{1/4} / (a * e)^{1/2} \quad 1,17$$

$$X * L = \quad 4,09$$

$$N\phi = P * a * L \quad 145250,00 \text{ N/m}$$

$$Mx = (P * a * e * L) / 2 * (3 * (1 - v^2)) \quad 12838,41 \text{ N*m/m}$$

$$Qx = P * L * (a * e)^{1/2} / 2 * (3 * (1 - v^2))^{1/4} \quad 14989,07 \text{ N/m}$$

$N\phi$ = (esfuerzo circunferencial por unidad de longitud , positivo si es tracción)

$$N\phi = P * a * L * \text{COEF VII}$$

Mx (Momento flector longitudinal por unidad de longitud, positivo si produce tracción en la cara interior del depósito).

$$Mx = (P * a * e * L) / 2 * (3 * (1 - v^2)) * \text{COEF VIII}$$

Qx (Esfuerzo cortante por unidad de longitud, negativo si en la cara frontal actúa hacia afuera)

$$Qx = P * L * (a * e)^{1/2} / 2 * (3 * (1 - v^2))^{1/4} * \text{COEF IX}$$

NOTA: El criterio de signos adoptado, es que el cortante se ha considerado positivo .

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

Calculo de las leyes de esfuerzos en las paredes del depósito según publicación del Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción, de D. Florencio Del Pozo .

X/L	COEF VII	COEF VIII	COEF IX
0	0,000000000	0,754651325	-1,754408169
0,05	0,02685152	0,437103234	-1,35985171
0,1	0,090670338	0,196305519	-1,00502149
0,15	0,171448091	0,023010844	-0,70073538
0,2	0,254394286	-0,09362813	-0,45087967
0,3	0,391811014	-0,2005441	-0,10590591
0,4	0,465018429	-0,20294221	0,070181741
0,5	0,471724897	-0,15852339	0,13255152
0,6	0,425827182	-0,10331921	0,130374909
0,7	0,345274714	-0,05585495	0,099515026
0,8	0,24571274	-0,02305381	0,061515026
0,9	0,138068636	-0,00522319	0,027086506
1	0,028340311	0,000000000	0,000000000

X/L	Nj	Mx	Qx
	145250	12838,41	14989
X/L	COEF VII	COEF VIII	COEF IX
0	0	9,688521229	-26,2969417
0,05	3,900183218	5,611709431	-20,3829085
0,1	13,16986659	2,520250248	-15,0643345
0,15	24,90283528	0,295422588	-10,5033695
0,2	36,9507701	-1,20203609	-6,75826567
0,3	56,91054977	-2,57466693	-1,58743076
0,4	67,54392687	-2,60545476	1,051958819
0,5	68,51804124	-2,03518787	1,986823615
0,6	61,8513982	-1,32645409	1,954198251
0,7	50,15115226	-0,71708858	1,491637391
0,8	35,6897755	-0,29597414	0,922052842
0,9	20,05446938	-0,0670575	0,406001458
1	4,116430202	0	0

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****2) Depósito vacío y empuje del terreno****Características del terreno**

Peso específico aparente :	19,00 kN/m3
Coeficiente de empuje activo :	0,29
Altura del terreno (h) :	0,50 m
Sobrecarga de uso :	10,00 kN/m2

Empujes del terreno

Nivel superior (Ps1) :	2,80 kN/m2
Empotramiento del muro (Ps2) :	5,60 kN/m2

Esfuerzos

El relleno crea en la pared esfuerzos anulares de compresión. Ordinariamente no se consideran en el cálculo, ya que en un elemento lleno de líquido estos disminuyen los esfuerzos anulares de tracción, y en un elemento vacío son absorbidos por la sección de hormigón de la pared.

Momento flector

Característica de rigidez de la pared (s)	
$s = 0,76 * (r * e)^{0,5}$	0,85
$M = Ps2 * s^2 / 2 * (1 - (1 - Ps1/Ps2) * s/h)$	0,31 kN*m

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****CÁLCULOS DE LAS ARMADURAS****ARMADURAS HORIZONTALES**

Todo el esfuerzo de tracción será absorbido por el acero de ambas caras
Para la determinación de las armaduras verticales dividiremos la altura del depósito en tres tramos, donde de cada tramo sacamos para el cálculo el esfuerzo máximo.

Tramo $X/L=0,30$ a $X/L=0,7$

Esfuerzo de tracción máxima ($N\phi$)	68,52 kN/m
Coeficiente mayoración de esfuerzos	1,60
Esfuerzo de tracción de cálculo (Nd)	109,63 kN/m
Esfuerzo de tracción en cada cara ($Us1=Us2$)	54,81 kN/m

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

Wk (ancho de fisura)	0,10 mm

Según 49.2.4. EHE nos da :

$$Wk = \beta * \epsilon_{sm} * S_m$$

$$\beta = 1,70$$

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 * k_1 * \phi * A_{c,eficaz} / A_s$$

C (recubrimiento)	50,00 mm
k_1 (tracción simple)	0,25



ANEJO ESTRUCTURAL

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Diámetro barra

12,00 mm

As :

7,54 cm²

Es (modulo elasticidad del acero)

200000,00 N/mm²

Separación de barras

15,00 cm

15*Ø=

18,00 cm >(s)

15,00 cm

Área eficaz (Acef)

750,00 cm²

Por lo tanto :

Sm =

249,37 mm

Continuando : $\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s * [1 - k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \geq 0,4 * \sigma_s / E_s$

Esm (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$E_{sm} = (1 - (k_2 * (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) * \sigma_s / E_s$

-0,00512216

0

$E_{sm} = 0,4 * \sigma_s / E_s$

0,00009511

e (espesor del muro)

0,30 m

d = e - c

0,25 m

Armadura necesaria (Asnec)

1,58 cm²

σ_s (tension de servicio de la armadura en hipotesis de seccion fisurada)

$\sigma_s = (M_k / 0,8 * d * A_s)$

47,55 N/mm²

σ_{sr} (tension de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigon)

$\sigma_{sr} = (b * h^2 / 6) * (f_{ctm} / 0,8 * d * A_s)$

319,30 N/mm²

$k_2 =$

0,50

Por lo tanto el ancho de fisura será :

Wk = <

0,10

= 0,0403179 mm

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Tramo** X/L=0,00 a X/L=0,30

Esfuerzo de tracción máxima (No)	36,95 kN/m
Coeficiente mayoración de esfuerzos	1,60
Esfuerzo de tracción de cálculo (Nd)	59,12 kN/m
Esfuerzo de tracción en cada cara (Us1=Us2)	29,56 kN/m

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

Wk (ancho de fisura)	0,10 mm

Según 49.2.4. EHE nos da :

$$Wk = \beta * \epsilon_{sm} * S_m$$

$$\beta = 1,70$$

Donde :

Sm (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$sm = 2c + 0,2s + 0,4 * k_1 * \phi * A_{c,eficaz} / A_s$$

C (recubrimiento)	50,00 mm
k1 (tracción simple)	0,25

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Diámetro barra	12,00 mm
As :	7,54 cm ²
Es (modulo elasticidad del acero)	200000,00 N/mm ²
Separación de barras	15,00 cm
15*Ø=	18,00 cm > 0 <
Área eficaz (A _{cef})	750,00 cm ²

Por lo tanto :

$$Sm = 249,37 \text{ mm}$$

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES**

Continuando : $\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s \cdot [1 - k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \geq 0,4 \cdot \sigma_s / E_s$

Esm (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$E_{sm} = (1 - (k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,00$$

0

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,0001285$$

e (espesor del muro) 0,30 m

d = e - c 0,25 m

Armadura necesaria (Asnec) 0,85 cm²

σ_s (tension de servicio de la armadura en hipotesis de seccion fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 64,25 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} (tension de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigon)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s)) \quad 319,30 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$w_k = < \quad 0,10 \quad = \quad 0,0544732 \text{ mm}$$

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Tramo** X/L=0,70 a X/L=1,00

Esfuerzo de tracción máxima (No)	35,69 kN/m
Coeficiente mayoración de esfuerzos	1,60
Esfuerzo de tracción de cálculo (Nd)	57,10 kN/m
Esfuerzo de tracción en cada cara (Us1=Us2)	28,55 kN/m

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

Wk (ancho de fisura)	0,10 mm

Según 49.2.4. EHE nos da :

$$Wk = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$\beta =$	1,70

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \sigma \cdot A_{c,eficaz} / A_s$$

C (recubrimiento)	50,00 mm
k1 (tracción simple)	0,25

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Diámetro barra	12,00 mm
As :	7,54 cm ²
Es (modulo elasticidad del acero)	200000,00 N/mm ²
Separación de barras	15,00 cm
15*Ø=	18,00 cm > <
Area eficaz (A _{cef})	750,00 cm ²

Por lo tanto :

$S_m =$	249,37 mm



ANEJO ESTRUCTURAL

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Continuando : $\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s \cdot [1 - k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] \geq 0,4 \cdot \sigma_s / E_s$

Esm (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$E_{sm} = (1 - (k_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2)) \sigma_s / E_s \quad -0,003646$$

$$E_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000128$$

e (espesor del muro) 0,30 m

d = e - c 0,25 m

Armadura necesaria (Asnec) 0,82 cm²

σ_s (tension de servicio de la armadura en hipotesis de seccion fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 64,25 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} (tension de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigon)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ctm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s)) \quad 319,30 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < \quad 0,10 \quad = \quad 0,0544732 \text{ mm}$$

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****ARMADURAS VERTICALES**

Sección de calculo :

Espesor pared (e) :

0,30 m

Longitud :

1,00 m

Momento máximo :

9,69 kN*m

Coeficiente mayoración de carga :

1,60

Momento de calculo (Md) :

15,50 kN*m

Comprobación de espesor mínimo necesario

h min necesario =

0,08 m

Comprobación del valor mínimo de la resistencia característica del hormigón empleado, dependiente del tipo de armadura usado.

Recubrimiento adoptado (C) :

5,00 cm

 $d = e - c =$

0,25 m

Uc (cuantía mecánica del hormigón) :

4958,33 kN

 $Uc * d =$

1239,58 kN*m

 $0,375 Uc * d =$

464,84 kN * m

 $Md < 0,375 Uc * d$

No necesita armadura de compresión

Us1 (Cuantía mecánica del acero) :

62,40 kN

As (armadura necesaria) :

1,79 cm² $0,04 * fcd/fyd * Ac$ 8,05 cm² $\alpha (1,5 - 12,5 As*fyd/Ac*fcd) :$

1,39

 $\alpha * As :$ 2,49 cm²

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

Asr (Armadura real adoptada) :

7,54 cm²

Separación armadura adoptada :

15,00 cm



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

Fisuración :

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

$$W_{max} \text{ (ancho de fisura)} = 0,10 \text{ mm}$$

Según 49.2.4. nos da :

$$W_K = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$$\beta = 1,70$$

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \sigma_{Ac,eficaz} / A_s$$

$$C \text{ (recubrimiento)} = 50,00 \text{ mm}$$

$$k_1 \text{ (flexión simple)} = 0,13$$

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

$$\text{Diámetro barra} = 12,00 \text{ mm}$$

$$A_s = 7,54 \text{ cm}^2$$

$$E_s \text{ (módulo elasticidad del acero)} = 200000,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Separación de barras} = 15,00 \text{ cm}$$

$$15 \cdot \phi = 18,00 \text{ cm} > (s)$$

$$\text{Área eficaz (Acef)} = 750,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto :

$$S_m = 189,68 \text{ mm}$$

Continuando :

ϵ_{sm} (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$\epsilon_{sm} = \left(1 - \left(\frac{k_3}{2,5 \cdot k_1} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \cdot \sigma_s / E_s = -0,00196545$$

o

$$\epsilon_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s = 0,00020560$$

$$e \text{ (espesor del muro)} = 0,30 \text{ m}$$

$$d = e - c = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Armadura necesaria (Asnec)} = 1,79 \text{ cm}^2$$



ANEJO ESTRUCTURAL

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

σ_s (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / U,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 102,80 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (0,8 \cdot h^2 / 2b) \cdot (I_{cm} / U,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 319,30 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$W_k = < \quad 0,10 \quad = \quad 0,0663 \text{ mm}$$

Resultado verificado por lo tanto adoptamos dicha armadura

* Comprobación al esfuerzo cortante :

$$V_d > V_{cu} + V_{su}$$

$$\text{Esfuerzo cortante máximo :} \quad 26,30 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de mayoración de carga .} \quad 1,60$$

$$\text{Esfuerzo cortante de calculo (} V_d \text{) :} \quad 42,08 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante :} \quad 0,76 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Contribución de la cabeza comprimida del hormigón (} V_{cu} \text{) :} \quad 190,94 \text{ kN/m}$$

Como :

$$V_{cu} > V_d \quad \text{no será necesaria armadura transversal}$$

$$\begin{array}{l} 2 \text{ comprobaciones} \left\{ \begin{array}{l} V_{u1} = 1750,00 \text{ kN/m} \\ V_{u2} = 81,94 \text{ kN/m} \\ V_{u2} = 209,72 \text{ kN/m} \end{array} \right. \\ \text{Forma simplificada-->} \end{array}$$

CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS (Según artículo 42.3.5.)

Tipo Acero:	400,00	N/mm ²	ok
Horizontal :	12,00	cm ² /ml	- Puesto : 15,08 cm ² /ml
Vertical :	3,60	cm ² /ml	- Puesto : 7,54 cm ² /ml



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

2) CANAL PERIMETRAL

Datos :

Ancho del canal :	0,35 m
Altura del canal :	0,15 m
Espesor del canal :	0,20 m
Altura de agua en canal :	0,10 m
Peso específico del líquido :	10,00 kN/m ³
Peso específico del hormigón :	25,00 kN/m ³

El cajero lo calcularemos como una ménsula sometida a un empuje hidrostático de : 0,75 kN

Momento actuante en pared vertical : 0,04 kN*m

La solera la calcularemos con la carga de agua y las cargas anteriores.

Momento actuante en la solera del canal :	0,44 kN*m
Coeficiente de mayoración :	1,60
Momento de calculo (Md) :	0,70 kN*m
Recubrimiento adoptado (C) :	5,00 cm

$d = e - c =$ 0,15 m

U_c (cuantía mecánica del hormigón) : 2975,00 kN

$U_c * d =$ 446,25 kN*m

$0,375 U_c * d =$ 167,34 kN * m

$M_d < 0,35 U_c * d$ No necesita armadura de compresión

U_{s1} (Cuantía mecánica del acero) : 4,66 kN

A_s (armadura necesaria) : 0,13 cm²

$0,04 * f_{cd}/f_{yd} * A_c$ 5,37 cm²
 α (1,5 - 12,5 A_s*f_{yd}/A_c*f_{cd}) : 1,49

$\alpha * A_s :$ 0,20 cm²

Armadura adoptada :

Ø	12,00
Separación	15,00

A_{sr} (Armadura real adoptada) : 7,54 cm²
Separación armadura adoptada : 15,00 cm

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

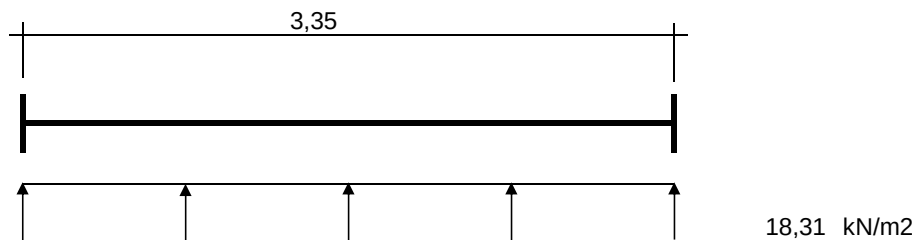
TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****3) SOLERA****Esquema estructural :**

La solera es una placa circular empotrada en su perímetro. Para el cálculo simplifiaremos considerando una viga biempotrada de luz igual a la distancia entre el muro y el pozo central, sometida a la reacción del terreno.



Ancho externo de la solera :	0,00 m
Diámetro del pozo de fangos :	1,60 m
Longitud de cálculo de la solera :	3,35 m
Espesor de la solera :	0,30 m
Espesor del muro :	0,30 m
Ancho de cálculo de la solera :	1,00 m
Altura del muro :	4,00 m
Longitud del muro :	26,08 m
Altura del terreno :	0,50 m
Ancho del canal :	0,35 m
Altura del canal :	0,15 m
Espesor del canal :	0,20 m
Peso específico del líquido :	10,00 kN/m3
Peso específico del terreno :	19,00 kN/m3
Peso específico del hormigón :	25,00 kN/m3
Peso de la pasarela :	200,00 kN

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****CALCULO DE ESFUERZOS****Acciones :**

Peso propio de la solera :	376,99 kN
Peso propio de los muros :	782,26 kN
Peso propio canal interior :	81,09 kN
Peso propio pilar central :	0,00 kN
Peso del equipo :	200,00 kN

Peso del depósito vacío : 1440,34 kN

Peso del líquido : 1759,29 kN

Peso del depósito lleno : 3199,63 kN

Tensión sobre el terreno : 55,08 kN/m²

Tensión de cálculo de la solera : 18,31 kN/m²

Esfuerzos :

Momento flector positivo :	8,56 kN*m/m
Momento flector negativo (empotramiento) :	17,12 kN*m/m
Cortante :	30,66 kN

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****CALCULO DE LAS ARMADURAS****Armadura radial :**

Sección de calculo :

Espesor de la solera (e) : 0,30 m

Ancho : 1,00 m

Momento máximo : 17,12 kN*m

Coeficiente mayoración de carga : 1,60

Momento de calculo (Md) : 27,39 kN*m

Comprobación de espesor minimo necesario

h min necesario =	0,11 m

Comprobación del valor mínimo de la resistencia característica del hormigón empleado, dependiente del tipo de armadura usado.

Recubrimiento adoptado (C) : 5,00 cm

d = e - c = 0,25 m

Uc (cuantía mecanica del hormigón) : 4958,33 kN

Uc * d = 1239,58 kN*m

0,375 Uc * d = 464,84 kN*m

Md < 0,375 Uc * d No necesita armadura de compresión

Us1 (Cuantía mecánica del acero) : 110,80 kN

As (armadura necesaria) : 3,19 cm²0,04 * fcd/fyd * Ac 8,05 cm² α (1,5 - 12,5 As*fyd/Ac*fcd) : 1,30 α * As : 4,15 cm²

Armadura adoptada :

Fe	16
Cada	20

Asr (Armadura real adoptada) : 10,05 cm²

Separación armadura adoptada : 20,00 cm

**ANEJO ESTRUCTURAL**

ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

FECHA:

22-dic-14

DATOS BASICOS DEL PROYECTO**PARAMETROS****UNIDADES****Fisuración :**

Según el artículo 49.2.4. de la Instrucción EHE en exposición IV-Qc el ancho máximo de fisura será :

$$W_{max} \text{ (ancho de fisura)} \quad 0,10 \text{ mm}$$

Según 49.2.4. nos da :

$$W_K = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_m$$

$$\beta = \quad 1,7$$

Donde :

S_m (separación media de fisura en la zona de recubrimiento)

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \sigma_s / \sigma_{sr}$$

$$C \text{ (recubrimiento)} \quad 50,00 \text{ mm}$$

$$k_1 \text{ (flexión simple)} \quad 0,13$$

Armatura adoptada :

ϕ	16
Separación	20

$$\text{Diámetro barra} \quad 16,00 \text{ mm}$$

$$A_s : \quad 10,05 \text{ cm}^2$$

$$E_s \text{ (módulo elasticidad del acero)} \quad 210000,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Separación de barras} \quad 20,00 \text{ cm}$$

$$15 \cdot \phi = \quad 24,00 \text{ cm} > (s) \quad 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{Area eficaz (Acef)} \quad 750,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto :

$$S_m = \quad 199,68 \text{ mm}$$

EHE-08

ϵ_{sm} (alargamiento medio de la fisura en la zona de recubrimiento)

$$\epsilon_{sm} = (1 - (K_2 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^{1/2}) \cdot \sigma_s / E_s \quad -0,000353536$$

o

$$\epsilon_{sm} = 0,4 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000259495$$

$$e \text{ (espesor del muro)} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$d = e - c \quad 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Armatura necesaria (Asnec)} \quad 3,19 \text{ cm}^2$$



DATOS BASICOS DEL PROYECTO

PARAMETROS

UNIDADES

σ_s (tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada)

$$\sigma_s = (M_k / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 136,23 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sr} (tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón)

$$\sigma_{sr} = (b \cdot h^2 / 6) \cdot (t_{cm} / 0,8 \cdot d \cdot A_s) \quad 239,48 \text{ N/mm}^2$$

$$k_2 = \quad 0,50$$

Por lo tanto el ancho de fisura será :

$$w_k = < \quad 0,10 \quad = \quad 0,0881 \text{ mm}$$

Armadura circular :

Es armadura únicamente de montaje. Adoptamos armadura mínima.

Cuantía geométrica mínima : $6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura adoptada :

$\emptyset$	12
Separación	20

Armadura real adoptada en ambas caras : $11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$

CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS (Según artículo 42.3.5.)

Tipo Acero:	400,00	N/mm ²	ok
Radial :	6,00	cm ² /ml	- Puesto : 10,05 cm ² /ml
Circular :	6,00	cm ² /ml	- Puesto : 11,31 cm ² /ml

Comprobación a cortante :

Cortante : $30,66 \text{ kN/m}$
 Cortante de cálculo (V_{cd}) : $49,06 \text{ kN/m}$
 Resistencia del hormigón a cortante (F_{cv}) : $0,76 \text{ N/mm}^2$
 Cortante que absorbe el hormigón (V_{cu}) : $190,94 \text{ kN/m}$

Como $V_{cu} > V_{cd}$ se cumple.



Bibliografía

- Agut, Robert Monjo i. 2008. *El Índice n de la Precipitación Intensa*. Valencia : Fundación para la Investigación del Clima, 2008.
- ASCE/EWRI. 2010. *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants. Volume 2*. Alexandria (USA) : Mc Graw - Hill, 2010. ISBN: P/N 978-0-07-166359-5.
- Cabe, Warren. L. Mc. 2007. *Operaciones Unitarias en Ingeniería Química*. Mexico : Mc Graw - Hill, 2007. ISBN- 13: 978 - 970- 10-6174-9.
- CEDEX. 2004. *Curso sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras*. Madrid : Ministerio de Medio Ambiente, 2004.
- Eliminación biológica de nutrientes en aguas residuales*. Ferrer, M.A. Rodrigo y J. 2010. Valencia : Universidad Politécnica de Valencia, 2010.
- Hernández, D. Aurelio Muñoz. 2001. *Depuración y Desinfección de Aguas Residuales*. Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2001. ISBN: 84-380-0190-4.
- J. Suárez, A. Jácome. 2010. *Apuntes Tratamientos Avanzados de Depuración del Master en Ingeniería del Agua*. La Coruña : Universidad de Coruña, 2010.
- METCALF&EDDY. 2000. *INGENIERÍA DE AGUAS RESIDUALES*. Madrid : Mc Graw Hill, 2000. ISBN: 0-07-041690-7.
- Ministerio de Fomento. 1990. *Instrucción de Carreteras 5.2-I.C.* 1990.
- . 1999. *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular*. 1999.
- Modelo Físico para el Estudio de los Criterios de Riesgo en Zonas Urbanas*. Manuel Gomez, Francesco Macchione, Beniamino Russo. 2010. URUGUAY : IAHR, 2010. XXIV CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA PUNTA DEL ESTE. págs. 1-13.
- Muñoz, Aurelio Hernández. 2007. 7ª edición. *SANEAMIENTO Y ALCANTARILLADO Vertidos Residuales*. s.l. : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Edición Senior, 2007. 7ª edición.
- Pérez, Ignasi Fernández. 2009. *Diseño Asistido del Sistema de Sumidero de una Población*. Barcelona : TFC, 2009.
- Universidad Carlos III de Madrid. 2012. *Tornillo sin Fín*. [pdf] Madrid : Universidad Carlos III, 2012.
- Universidad Politécnica de Cartagena. 2013. *Apuntes de Sanitaria del Máster Universitario de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos de U.P.C.T.* Cartagena : s.n., 2013.
- VI CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE CLIMATOLOGÍA*. Roberto Moncho, Fernando Belda y Vicente Caselles. 2008. Tarragona : Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino., 2008. Distribución Geográfica del exponente n de las curvas IDF. Aplicación para la península ibérica. pág. 1.