

# Trabajo Fin de Máster

## *TRABAJO DE CAMPO, ESTUDIO Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE UNA EDAR EN EL MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO GUADALQUIVIR EN TARIJA, BOLIVIA.*

**Intensificación:** TRATAMIENTO DE AGUAS

**Autor:**

*CARLOS RAMÍREZ ANGUITA*

**Tutor:**

*ENRIQUE JAVIER ASENSI DASÍ*

**Cotutor/es:**

*ELENA ALEMANY MARTÍNEZ*

**NOVIEMBRE, 2020**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería  
hidráulica y medio ambiente  
**mihma**

## Resumen del Trabajo de Fin de Máster

### Datos del proyecto

**Título del TFM en español:** Trabajo de campo, estudio y evaluación de alternativas para el diseño de una EDAR en el margen izquierdo del río Guadalquivir en Tarija (Bolivia).

**Título del TFM en inglés:** Fieldwork, analysis and evaluation of alternatives for designing a WWTP on Guadalquivir river left side in Tarija (Bolivia).

**Título del TFM en valenciano:** Treball de camp, estudi i avaluació d'alternatives per al disseny d'una EDAR en el marge esquerre del riu Guadalquivir en Tarija (Bolívia).

**Alumno:** Carlos Ramírez Anguita

**Tutor:** Enrique Javier Asensi Dasí

**Cotutora:** Elena Alemany Martínez

**Fecha de lectura:** Noviembre, 2020.

### Resumen

#### Español

Como bien es sabido, el vertido de las aguas residuales procedentes de la actividad humana a los cuerpos de agua causa una serie de alteraciones en los mismos, por lo que es esencial realizar una adecuada depuración de las aguas servidas previa a su devolución al medio.

Particularmente, el estado de la depuración de las aguas residuales en Tarija (Bolivia) es crítico. La ciudad se encuentra atravesada por el río Guadalquivir, el cual divide a la ciudad en dos. En el margen izquierdo se asienta la mayor parte de la población de la ciudad (en torno al 80%) y en el margen derecho el resto. La situación actual de la depuración de las aguas residuales en la ciudad es la siguiente:

- En el margen izquierdo existe una EDAR constituida por un sistema de lagunaje que recoge las aguas servidas de parte del margen izquierdo. El tratamiento que tiene lugar es muy deficiente, no llegando a cumplir los límites de vertido de la normativa boliviana, la cual es bastante más permisiva que la europea. El efluente de la EDAR es vertido al río Guadalquivir. El resto de las aguas residuales del margen izquierdo del río va a parar a fosas sépticas o directamente vertidas al río sin ningún tratamiento previo.
- En el margen derecho las aguas residuales son tratadas en fosas sépticas o vertidas directamente al río. Actualmente se está construyendo una EDAR en el barrio de San Blas que dará servicio a la totalidad del margen derecho. Dicha EDAR cuenta con un tratamiento biológico de fangos activados para la eliminación materia orgánica.

Teniendo como base la situación anteriormente descrita, en el presente TFM se aborda el planteamiento de distintas alternativas de diseño de una EDAR que prestaría servicio al margen izquierdo de Tarija. Se trata con detalle el diseño del tratamiento biológico, con el objetivo de cumplir los límites de vertido establecidos por la normativa europea, y así preservar la calidad del cuerpo de agua receptor del efluente. Se plantean varias alternativas de diseño escogiendo finalmente una de ellas mediante análisis multicriterio atendiendo a la propuesta que suponga menor coste y presente mejor resultado en la depuración.

Asimismo, se incluye todo el trabajo de campo, análisis de laboratorio y estudios previos realizados durante mi estancia en Tarija en el marco de la beca Meridies concedida por el Centro de Cooperación al Desarrollo de la Universidad Politécnica de Valencia. Dicho trabajo de campo incluye la caracterización del agua residual de entrada a planta, detallando los procedimientos de laboratorio seguidos; caracterización del efluente de la EDAR que presta servicio actualmente, mediciones de caudal que se va a tratar, información climatológica, así como los datos recopilados de la población censada, población flotante y proyección del crecimiento poblacional con una predicción a 20 años.

### Inglés

As is well known, wastewater discharges from human activity into water bodies causes a series of alterations in them, so is crucial to accomplish an appropriate treatment of wastewater before its return to environment.

Particularly, sewage treatment state in Tarija (Bolivia) is critical. The city is crossed by Guadalquivir river, which divides the city in two parts. Most of the population is settled on the left bank (over 80%), and the rest on the right bank. The current situation of wastewater treatment in the city is as follows:

- On the left bank, exists a wastewater treatment plant (WWTP) composed by a lagoons system where are treated part of wastewater of the left blank. The treatment given results extremely deficient, and dumping limits of Bolivian legislation are no fulfilled, even being laxer than European legislation. WWTP effluent is discharged into the Guadalquivir river. The rest of the left bank wastewater is treated by septic tanks or directly discharged into the river without a previous treatment.
- On the right bank, wastewater is treated by septic tanks or directly discharged into the river. Currently, a WWTP is being built at San Blas district, which provides services to the whole right bank. This WWTP has an activated sludge biological treatment to remove organic material.

Based on the situation described above, this TFM addresses the design of different WWTP alternatives, which provide services to the left bank of Tarija. The design of the biological treatment is discussed in detail, with the aim of complying with the discharge limits established by European regulations, and thus preserving the quality of the water body receiving the effluent. Several design alternatives are proposed, choosing one of them using the multi-criteria analysis, attending to the cheapest alternative with best purification level.

Likewise, all field work, laboratory analysis and previous studies carried out are included. These were developed during my stay in Tarija in the framework of the Meridies grant, given by the “Centro de Cooperación al Desarrollo” from the “Universidad Politécnica de Valencia”. The field work includes: influent and effluent wastewater characterization of the of the WWTP which is providing service currently, flow-rate measurements, climatologic information, as well as information about census population, floating population and the population projected growth in 20 years.

### **Valenciano**

Com bé és sabut, l'abocament de les aigües residuals procedents de l'activitat humana als cossos d'aigua causa una sèrie d'alteracions en aquests , per la qual cosa és essencial realitzar una adequada depuració de les aigües servides prèvia a la seua devolució al mitjà.

Particularment, l'estat de la depuració de les aigües residuals en Tarija (Bolívia) és crític. La ciutat es troba travessada pel riu Guadalquivir, el qual divideix a la ciutat en dues. En el marge esquerre s'assentisca la major part de la població de la ciutat (entorn del 80%) i en el marge dret la resta. La situació actual de la depuració de les aigües residuals a la ciutat és la següent:

- En el marge esquerre existeix una EDAR constituïda per un sistema de llacunes que recull les aigües servides de part del marge esquerre. El tractament que té lloc és molt deficient, no arribant a complir els límits d'abocament de la normativa boliviana, la qual és bastant més permissiva que l'europea. L'efluent de la EDAR és abocat al riu Guadalquivir. La resta de les aigües residuals del marge esquerre del riu paren a fosses sèptiques o directament abocades al riu sense cap tractament previ.
- En el marge dret les aigües residuals són tractades en fosses sèptiques o abocades directament al riu. Actualment s'està construint una EDAR en el barri de Sant Blas que donarà servei a la totalitat del marge dret. Aquesta EDAR compta amb un tractament biològic de fangs activats per a l'eliminació matèria orgànica.

Tenint com a base la situació anteriorment descrita, en el present TFM s'aborda el plantejament de diferents alternatives de disseny d'una EDAR que prestaria servei al marge

esquerre de Tarija. Es tracta amb detall el disseny del tractament biològic, amb l'objectiu de complir els límits d'abocament establits per la normativa europea, i així preservar la qualitat del cos d'aigua receptor de l'efluent. Es plantejen diverses alternatives de disseny triant finalment una d'elles mitjançant anàlisi multicriteri atenent a la proposta que supose menor cost i present millor resultat en la depuració.

Així mateix, s'inclou tot el treball de camp, anàlisi de laboratori i estudis previs realitzats durant la meua estada en Tarija en el marc de la beca Meridies concedida pel Centre de Cooperació al Desenvolupament de la Universitat Politècnica de València. Aquest treball de camp inclou la caracterització de l'aigua residual d'entrada a planta, detallant els procediments de laboratori seguits; caracterització de l'efluent de la EDAR que presta servei actualment, mesuraments de cabal que es tracta, informació climatològica, així com les dades recopilades de la població censada, població flotant i projecció del creixement poblacional amb una predicció a 20 anys.

**Palabras clave español (máximo 5):** EDAR, depuración, aguas residuales, DESASS, límites de vertido

**Palabras clave inglés (máximo 5):** WWTP, purification, wastewater, DESASS, discharge limits.

**Palabras clave valenciano (máximo 5):** EDAR, depuració, aigües residuals, DESASS, límits d'abocament

A mis padres por su cariño y apoyo continuo.

A toda la comunidad de la UCB – Regional Tarija, que me ha permitido crecer tanto humana como profesionalmente.

## Índice

ÍNDICE DE FIGURAS .....	9
ÍNDICE DE TABLAS .....	11
1.- Introducción .....	13
2.- Objetivos y metodología .....	14
2.1.- Objetivos .....	14
2.2.- Metodología .....	15
3.- Descripción de la zona de estudio.....	16
3.1.- Localización .....	16
3.2.- Climatología .....	18
3.3.- Hidrología .....	20
3.4.- Relieve .....	22
3.5.- Geología .....	24
3.6.- Usos del suelo .....	25
3.7.- Descripción del sistema de agua potable.....	27
3.8.- Descripción del sistema de alcantarillado.....	29
4.- Justificación de la normativa a seguir .....	31
4.1.- Normativa en Bolivia .....	31
4.2.- Normativa en España .....	36
4.3.- Comparación entre la normativa boliviana y española .....	39
4.3.1.- Justificación de la normativa seguida .....	40
5.- Antecedentes .....	42
5.1.- EDAR de San Luis.....	42
5.2.- Cámaras sépticas.....	46
5.3.- EDAR de San Blas.....	48
6.- Ubicación de la nueva EDAR .....	51
7.- Caracterización del agua residual .....	53
7.1.- Toma de muestras.....	53
7.2.- Elaboración de la muestra compuesta.....	54
7.3.- Ensayos de laboratorio.....	56
7.3.1.- Parámetros in situ (pH, conductividad).....	56
7.3.2.- Turbidez.....	58
7.3.3.- Alcalinidad .....	58
7.3.4.- Sólidos .....	60
7.3.5.- DQO <sub>total</sub> , DQO soluble y DBO <sub>5 total</sub> .....	62
7.3.6.- Nutrientes .....	66

7.4.- Resultados obtenidos.....	73
7.5.- Cálculo del resto de parámetros del agua residual.....	74
7.6.- Caracterización completa del agua .....	77
8.- Cálculos para el dimensionamiento de la EDAR.....	78
8.1.- Evolución de la población .....	78
8.1.1- Población censada.....	78
8.1.2.- Población flotante .....	84
8.1.3.- Población de diseño. ....	86
8.2.- Temperatura .....	87
8.3.- Cálculo del caudal de diseño.....	87
9.- Simulaciones de DESASS .....	93
9.1.- Datos de ingreso a DESASS.....	93
9.1.1.- Cargas del agua residual.....	94
9.1.2- Constantes estequiométricas.....	95
9.2.- Alternativas de diseño.....	96
9.2.1.- Alternativa 1. Normativa boliviana. ....	97
9.2.2.- Alternativa 2. Esquema A <sup>2</sup> /O. ....	104
9.2.3.- Alternativa 3. Esquema AO con precipitación química.....	111
10.- Análisis económico de las alternativas.....	118
10.1.- Costes de construcción .....	118
10.2.- Costes de energía eléctrica .....	120
10.3.- Costes de reactivo .....	129
10.4.- Costes de gestión de fangos.....	130
10.5.- Comparación entre alternativas .....	131
11.- Conclusiones .....	134
12.- Bibliografía .....	135
13.- Anexo. Legislación boliviana .....	137

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1. De arriba abajo y de izquierda a derecha: a) Mapa político de Bolivia. b) Mapa político del departamento de Tarija. c) Mapa político de la provincia Cercado.....	16
Figura 3.2. Mapa de los distritos de Tarija.....	17
Figura 3.3. Temperaturas medias, máximas y mínimas anuales.....	18
Figura 3.4. Climograma de Tarija.....	19
Figura 3.5. Humedad relativa media anual.....	19
Figura 3.6. a) Principales cuencas hidrológicas del departamento de Tarija. b) Subcuenca del río Guadalquivir.....	20
Figura 3.7. Río Guadalquivir y afluentes.....	22
Figura 3.8. Mapa físico del departamento de Tarija.....	23
Figura 3.9. Formaciones geológicas en la cuenca del Guadalquivir con sentido serranías de Sama – serranía de Gamoneda.....	24
Figura 3.10. Mapa geológico de la cuenca del río Guadalquivir.....	25
Figura 3.11. Usos del suelo en la cuenca del río Guadalquivir.....	26
Figura 3.12. Flujograma de abastecimiento de agua para la ciudad de Tarija.....	28
Figura 3.13. Sistema de alcantarillado sanitario existente a fecha 2012.....	30
Figura 4.1. Río Guadalquivir afectado por la contaminación de las aguas residuales.....	41
Figura 5.1. Ubicación de la actual EDAR de San Luis y área a la que presta servicio.....	42
Figura 5.2. Emplazamiento y tipología de las industrias que descargan sus efluentes en la EDAR de San Luis.....	43
Figura 5.3. De arriba abajo y de izquierda a derecha. a) Laguna anaeróbica nº 1. b) Laguna anaeróbica nº 2. c) Entrada a la laguna anaeróbica nº 2. d) Laguna facultativa.....	45
Figura 5.4. Ubicación de las cámaras sépticas en Tarija.....	47
Figura 5.5. a) Área de aporte de la red de alcantarillado a cada colector b) Colectores existentes y de nueva construcción.....	49
Figura 5.6. Esquema de tratamiento de la EDAR de San Blas.....	50
Figura 5.7. Estado actual de la obra de la EDAR de San Blas.....	50
Figura 6.1. Ubicación propuesta para la nueva EDAR.....	52
Figura 8.1. Crecimiento histórico de la mancha urbana en Tarija.....	80
Figura 8.2. Población censal de Tarija y proyección demográfica.....	83
Figura 8.3. Población censal de la margen izquierda de Tarija y proyección demográfica.....	83
Figura 8.4. Turistas mensuales registrados en la margen izquierda de Tarija.....	85
Figura 8.5. Curva de caudal de entrada diario a las lagunas de oxidación de San Luis.....	88
Figura 8.6. Área de servicio de la actual EDAR de San Luis comparada con la superficie urbanizada del margen izquierdo de Tarija.....	89
Figura 9.1. Esquema de diseño. Alternativa 1.....	98

Figura 9.2. Comparación entre el influente y efluente a planta. Alternativa 1.....	100
Figura 9.3. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador primario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 1.....	101
Figura 9.4. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador secundario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 1.....	102
Figura 9.5. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del espesador en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 1.....	103
Figura 9.6. Esquema de diseño. Alternativa 2.....	105
Figura 9.7. Comparación entre el influente y efluente a planta. Alternativa 2.....	107
Figura 9.8. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador primario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 2.....	108
Figura 9.9. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador secundario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 2.....	109
Figura 9.10. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del espesador en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 2.....	110
Figura 9.11. Esquema de diseño. Alternativa 3.....	111
Figura 9.12. Comparación entre el influente y efluente a planta. Alternativa 3. ....	114
Figura 9.13. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador primario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 3.....	115
Figura 9.14. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador secundario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 3.....	116
Figura 9.15. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del espesador en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 3.....	117
Figura 10.1. Comparación de los costes de construcción de las 3 alternativas. ....	119
Figura 10.2. Catálogo de productos polietileno de alta densidad para conducción de agua potable y riego.....	121
Figura 10.3. Comparación de los costes de energía eléctrica de las 3 alternativas. ....	129
Figura 10.4. Coste anual de cada una de las alternativas. ....	132

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Superficie destinada a cada uso en la cuenca del Guadalquivir .....	26
Tabla 4.1. Límites permisibles para descargas líquidas en mg/l .....	35
Tabla 4.2. Requisitos de los vertidos de aguas residuales urbanas. ....	37
Tabla 4.3. Requisitos de los vertidos de aguas residuales urbanas .....	37
Tabla 4.4. Comparación entre las normativas boliviana y española .....	39
Tabla 5.1. Comparación de la calidad del efluente de la EDAR con las normativas boliviana y europea. .....	46
Tabla 5.2. Descripción y población servida estimada de cada una de las cámaras sépticas .....	47
Tabla 5.3. Caracterización del influente y efluente a la EDAR de San Blas y comparativa con las normativas boliviana y europea.....	51
Tabla 7.1. Cálculo de los volúmenes de las submuestras que integran la muestra compuesta .....	55
Tabla 7.2. pH y conductividad. Valores experimentales, valor medio y desviación típica.....	57
Tabla 7.3. Turbidez. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica. ....	58
Tabla 7.4. Valores empleados en el procedimiento en función de la alcalinidad estimada. ....	59
Tabla 7.5. Alcalinidad. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.....	60
Tabla 7.6. Sólidos totales. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.....	61
Tabla 7.7. Sólidos suspendidos. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica. ....	62
Tabla 7.8. DQO. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.....	63
Tabla 7.9. DQO <sub>sol</sub> . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.....	64
Tabla 7.10. Volumen de muestra empleado en el procedimiento en función de la DBO <sub>5</sub> estimada ...	65
Tabla 7.11. DBO <sub>5</sub> . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.....	65
Tabla 7.12. N <sub>T</sub> , NKT y NO <sub>2</sub> + NO <sub>3</sub> . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.....	67
Tabla 7.13. N <sub>Tsol</sub> . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica .....	68
Tabla 7.14. NH <sub>4</sub> . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica .....	69
Tabla 7.15. P <sub>T</sub> . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica .....	71
Tabla 7.16. Ortofosfatos. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica .....	73
Tabla 7.17. Resultados obtenidos en la caracterización del agua residual de entrada a la EDAR.....	73
Tabla 7.18. Composición típica de aguas residuales municipales crudas con aportes menores de efluentes industriales (en mg/l) .....	74
Tabla 7.19. Comparación entre los valores del agua problema y valores típicos .....	74
Tabla 7.20. Caracterización completa del agua influente a la EDAR de Tarija .....	77
Tabla 8.1. Datos de censos históricos y población urbana corregida .....	78
Tabla 8.2. Distribución por distritos de la población registrada en los censos de 2001 y 2012 .....	79
Tabla 8.3. Población histórica asentada en el margen izquierdo de la ciudad de Tarija en los años 1992, 2001 y 2012 .....	79
Tabla 8.4. Proyecciones demográficas de Tarija y del margen izquierdo de la ciudad.....	82

Tabla 8.5. Proyecciones demográficas de Tarija calculadas para el 2036.....	84
Tabla 8.6. Estimación de la población censada en Tarija en el año 2036 .....	84
Tabla 8.7. Turistas mensuales registrados en el margen izquierdo de Tarija .....	85
Tabla 8.8. Población flotante mensual corregida.....	86
Tabla 8.9. Población flotante/día alojada en el margen izquierdo .....	86
Tabla 8.10. Dotaciones en función del tamaño de la población .....	87
Tabla 8.11. Rango típico del factor punta para distintos tipos de ciudades .....	89
Tabla 8.12. Recopilación datos de diseño de la EDAR.....	92
Tabla 9.1. Parámetros de entrada a DESASS.....	94
Tabla 9.2. Constantes estequiométricas de entrada a DESASS y verificación de condiciones .....	95
Tabla 9.3. Valores de diseño. Alternativa 1.....	99
Tabla 9.4. Concentraciones en el efluente y porcentaje de remoción. Alternativa 1.....	100
Tabla 9.5. Valores de diseño. Alternativa 2.....	106
Tabla 9.6. Concentraciones en el efluente y porcentaje de remoción. Alternativa 2.....	107
Tabla 9.7. Valores de diseño. Alternativa 3.....	112
Tabla 9.8. Concentraciones en el efluente y porcentaje de remoción. Alternativa 3.....	113
Tabla 10.1. Costes de construcción de las alternativas de diseño de la EDAR.....	118
Tabla 10.2. Tramos y caudales recirculados.....	124
Tabla 10.3. Valor de los parámetros usados en los cálculos .....	124
Tabla 10.4. Coeficientes k en cada tramo considerado para las pérdidas de carga .....	125
Tabla 10.5. Caudal recirculado y características de las conducciones. Alternativa 1 .....	125
Tabla 10.6. Cálculo de pérdidas de carga y potencia del bombeo. Alternativa 1 .....	126
Tabla 10.7. Caudal recirculado y características de las conducciones. Alternativa 2 .....	126
Tabla 10.8. Cálculo de pérdidas de carga y potencia del bombeo. Alternativa 2 .....	127
Tabla 10.9. Caudal recirculado y características de las conducciones. Alternativa 3 .....	127
Tabla 10.10. Cálculo de pérdidas de carga y potencia del bombeo. Alternativa 3 .....	128
Tabla 10.11. Potencia y coste por consumo de energía eléctrica en cada alternativa .....	128
Tabla 10.12. Coste diario y anual del reactivo. Alternativa 3.....	130
Tabla 10.13. Coste diario y anual de la gestión de fangos. ....	131
Tabla 10.14. Coste total anual para cada una de las alternativas.....	132
Tabla 13.1. Clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso. Legislación boliviana.....	137
Tabla 13.2. Valores máximos admisibles de parámetros en cuerpos receptores. Legislación boliviana .....	138

## 1.- Introducción

El agua es un recurso esencial para el desarrollo de la vida. Así, los ecosistemas acuáticos proporcionan al conjunto de la sociedad numerosos beneficios, tales como alimentos, medicinas, funciones recreativas, sumidero de residuos o captura de CO<sub>2</sub>. Sin embargo, el continuo crecimiento de la población, la industrialización, el aumento del nivel de vida y las inadecuadas prácticas de gestión, han supuesto que en la actualidad nos enfrentemos a una importante crisis en el ámbito de los recursos hídricos, tanto desde el punto de vista cuantitativo como cualitativo. Todo ello ha supuesto que la mayoría de los países industrializados hayan desarrollado diversas normas con el objetivo de proteger los ecosistemas acuáticos y reflejar el verdadero valor del agua. Así, la Directiva Marco de Agua (Directiva 60/2000/CE) constituye una norma paradigmática con un marcado objetivo medioambiental, pero haciendo uso de otro tipo de herramientas como son las de carácter económico.

En este contexto, la adecuada gestión de las aguas residuales es un aspecto de suma importancia. Como la Directiva 91/271/CEE reconoce, los vertidos de aguas residuales urbanas constituyen, por su importancia, la segunda fuente de contaminación de medios acuáticos en forma de eutrofización, por lo tanto, la recogida y la depuración de aguas residuales previa a su vertido al medio receptor constituyen dos acciones básicas para prevenir el deterioro de los ecosistemas acuáticos.

En países en desarrollo como Bolivia, la disposición final de las aguas residuales producidas por las diferentes actividades humanas (principalmente usos domésticos e industriales) representa un problema cuya magnitud está en constante incremento y que se ve agravado cuando se trata de grandes ciudades. Encarar este problema plantea un dilema crucial, ya que, por un lado, el agua residual representa una alternativa importante para el riego de los cultivos, pero, por otro lado, su uso para este fin sin un adecuado tratamiento puede suponer a su vez un problema mayor por todos los riesgos que conlleva. De hecho, se han registrado a nivel mundial muchos casos de brotes de enfermedades, así como se ha propiciado la degradación de diversos cuerpos de agua. En el caso de Bolivia, sólo un 40% del agua residual producida es tratada, a veces de forma insuficiente y el 60% restante no recibe ningún tipo de tratamiento (La Razón, 2009). En ambos casos, se vierten a cuerpos naturales o se utilizan indiscriminadamente para el riego, violando los parámetros de referencia estipulados en las normativas ambientales locales (Delgadillo et al. 2008).

En este TFM se va a abordar la situación actual de la depuración de las aguas residuales en Tarija, una ciudad al sur de Bolivia, capital del departamento homónimo. Se va a realizar un análisis del estado actual del tratamiento de las aguas servidas del municipio y se van a plantear varias alternativas para el diseño de una EDAR que prestaría servicio a los distritos ubicados en el margen izquierdo del río Guadalquivir, el cual divide la ciudad en dos. De esta manera, Tarija tendría el 100% de sus aguas depuradas, puesto que en el margen derecho se

está construyendo actualmente una EDAR que va a tratar las aguas residuales generadas en dicha parte de la ciudad. La EDAR que se plantea en este TFM sustituiría a las lagunas de oxidación que actualmente operan, como más tarde se verá, de manera deficiente en el margen izquierdo, ampliando a su vez el área de servicio, puesto que en ellas no se tratan la totalidad de las aguas residuales generadas en esta parte de la ciudad.

## 2.- Objetivos y metodología

El presente TFM ha sido elaborado con base en el trabajo de campo realizado en Tarija (Bolivia) entre los meses de agosto de 2019 a enero de 2020, en colaboración con la Universidad Católica Boliviana “San Pablo”– Regional Tarija. Dicha estancia transcurrió en el marco de la beca Meridies otorgada por el CCD (Centro de Cooperación al Desarrollo) de la UPV. A continuación, pasan a exponerse tanto los objetivos del TFM como la metodología seguida para su desarrollo.

### 2.1.- Objetivos

El propósito de este TFM se enmarca en los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS), concretamente en el objetivo 6, cuya meta es *“garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos”* (ONU, 2015). Poniendo el foco en este TFM, el objetivo principal que se persigue es el planteamiento de varias alternativas de diseño para una EDAR que trate la totalidad de las aguas residuales generadas en el margen izquierdo de Tarija, con especial interés en el diseño del tratamiento biológico. Posteriormente al desarrollo de los diseños, se escogerá uno de ellos atendiendo a criterios ambientales, técnicos, legales y económicos.

Otros objetivos secundarios de este trabajo son:

- Descripción de los antecedentes y análisis de la situación actual de la depuración en Tarija, con énfasis en los sistemas que se encuentran en operación para el tratamiento de las aguas residuales.
- Desarrollo del trabajo de campo realizado a pie de obra que comprende principalmente las siguientes actividades:
  - Medidas de caudales.
  - Caracterización del influente describiendo los procedimientos de laboratorio seguidos.
  - Cálculo de la población de diseño a 20 años haciendo uso de los datos censales y de población flotante recopilados.

## 2.2.- Metodología

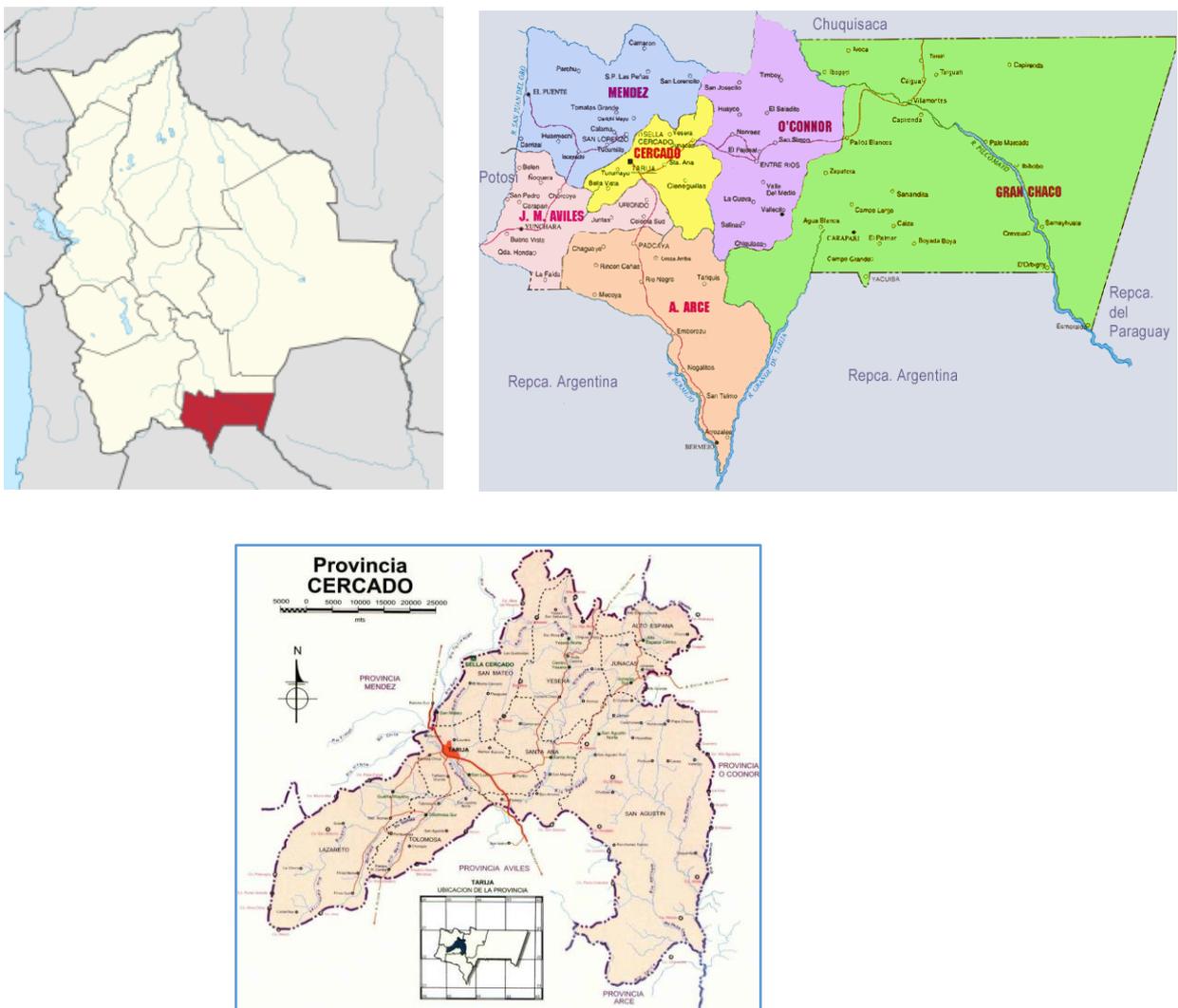
A continuación, se detalla la metodología seguida para la elaboración del presente TFM, indicando tanto las fuentes empleadas para desarrollar el trabajo de campo como los softwares utilizados:

- Elaboración de gráficos climatológicos (temperatura, precipitación y humedad) haciendo uso de la información de acceso libre obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología de Bolivia (SENAMI).
- Elaboración de mapas mediante el software ArcGIS empleando la información cartográfica proporcionada por los ingenieros Esteban Villena y Javier Figueroa.
- Elección del emplazamiento de la nueva EDAR haciendo uso de la información cartográfica y documental proporcionada por los ingenieros Javier Figueroa y Jaime Villena, respectivamente.
- Reportaje fotográfico de las lagunas de oxidación de San Luis, de la EDAR de San Blas en construcción y del río Guadalquivir evidenciando la problemática situación, con ayuda del ingeniero Patricio Marcelo Moscoso.
- Estudio y análisis de la ubicación y tipología de las industrias de la ciudad con base en la información proporcionada por la Cooperativa de Servicios de Agua y Alcantarillado de Tarija (COSAALT). Con esta información y conociendo el área de servicio de las lagunas se han determinado las industrias cuyos efluentes están siendo tratados en las lagunas de oxidación de San Luis.
- Medida de caudales a la entrada de la actual EDAR de San Luis haciendo uso de un molinete para determinar la velocidad del flujo de entrada a planta.
- Elaboración de una muestra compuesta y caracterización del influente y del efluente de la planta de San Luis. Los procedimientos de laboratorio fueron realizados en el laboratorio de química de la Universidad Católica Boliviana – Regional Tarija bajo la supervisión y ayuda de las ingenieras Rosalva Angulo, Alejandra Leigue y los ingenieros Esteban Villena y José Humberto Hoyos.
- Elaboración de información poblacional por medio de los datos censales obtenidos del Instituto Nacional de Estadística de Bolivia (INE) y de los datos de población flotante obtenidos de la Cámara Hotelera de Tarija, de la Secretaría de Turismo del Gobierno Autónomo de Tarija y del Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija. Cálculo de la proyección poblacional a 20 años.
- Planteamiento de diferentes esquemas de la EDAR a diseñar mediante el uso del software DESASS 7.1.
- Uso de Excel para el análisis, comparación y filtrado de datos, así como para la elaboración de gráficas.

### 3.- Descripción de la zona de estudio

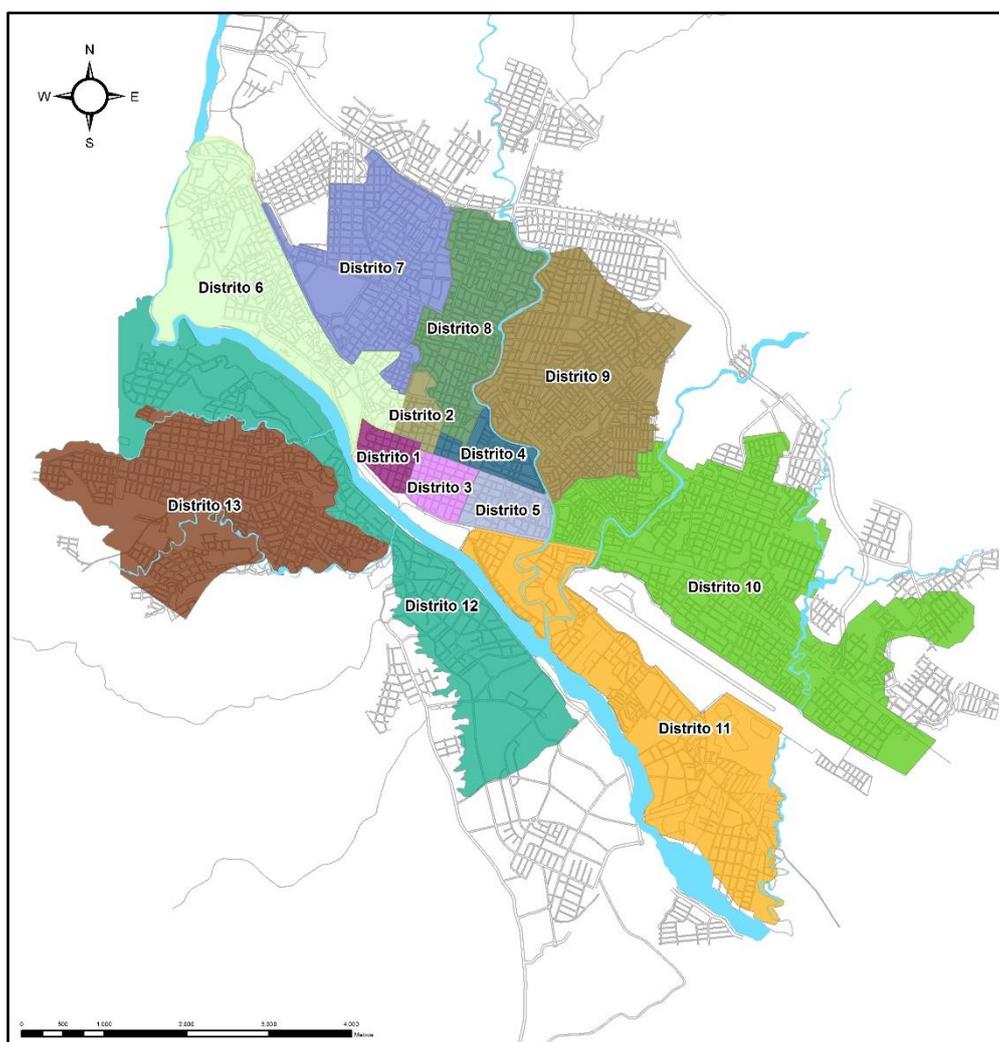
#### 3.1.- Localización

La ciudad de Tarija (21° 31' 54" S; 64° 43' 52" W) es un municipio del Estado Plurinacional de Bolivia, capital del departamento homónimo, el cual limita con los departamentos bolivianos de Chuquisaca al norte y noroeste, Potosí al suroeste, y con los países de Argentina al sur y Paraguay al este (figura 3.1a). La ciudad se localiza en el centro del departamento, en la provincia Cercado, limitando con las provincias de Méndez al norte y al oeste, J. M. Avilés al suroeste, Aniceto Arce al sureste y O' Connor al este (figura 3.1b, 3.1c). Tarija se encuentra ubicada en el valle del río Guadalquivir, a una altitud media de 1853 msnm.



**Figura 3.1. De arriba abajo y de izquierda a derecha: a) Mapa político de Bolivia. b) Mapa político del departamento de Tarija. c) Mapa político de la provincia Cercado. Fuente: a) Departamento de Tarija. En Wikipedia. b) Atlas Bolivia CIMA. c) CercadoOp. Blog**

El área urbana del municipio de Tarija está conformada por trece distritos de superficies muy heterogéneas (figura 3.2). Los distritos del uno al cinco, los cuales corresponden con los cinco barrios originales de la ciudad en la década de los 60, presentan una superficie promedio de 55 Ha, mientras que los distritos del 6 al 13, construidos en los cincuenta últimos años, tienen extensiones cuyo promedio supera las 498.75 Ha. Esta división muestra una ausencia de criterios para la conformación de éstos. Asimismo, la ciudad se encuentra fragmentada en 87 barrios, con superficies muy variables que tampoco responden a un modelo de unidad vecinal, por lo que muchos de ellos no cuentan con los espacios públicos y áreas de equipamiento que les permita desarrollar la infraestructura que atienda las necesidades primarias y, sobre todo, las áreas de esparcimiento y convivencia de los vecinos.



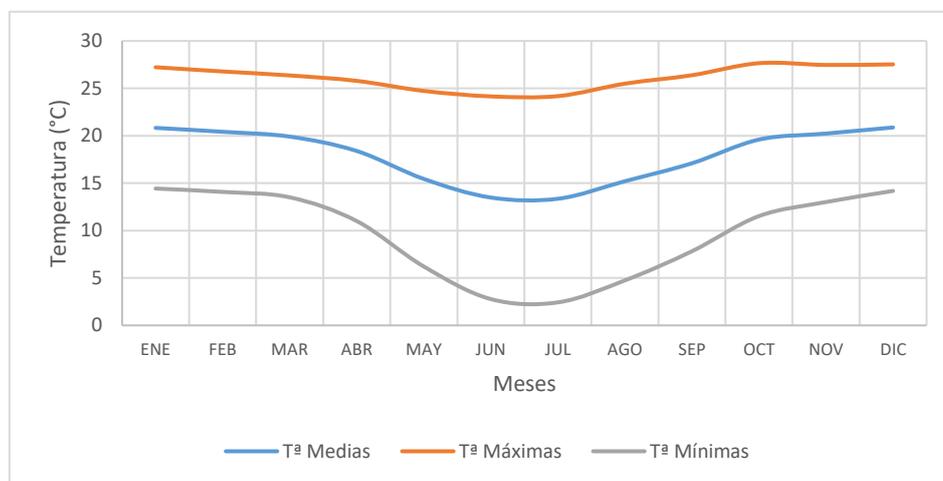
**Figura 3.2. Mapa de los distritos de Tarija. Fuente: Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija**

### 3.2.- Climatología

La información climatológica ha sido elaborada haciendo uso de los datos de la estación meteorológica “El Aeropuerto” de Tarija, la cual cuenta con registros históricos completos de temperaturas desde 1967, de precipitaciones desde 1945, y de humedad relativa desde 1955 hasta la actualidad. Tanto los datos de temperatura como los de precipitaciones y humedad relativa han sido tomados de la web del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Estado Plurinacional de Bolivia (SENAMHI).

Existe otra estación meteorológica llamada “El Tejar” situada en el campus de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, también en la ciudad de Tarija. Los datos correspondientes a esta estación no han sido tomados en cuenta, ya que tras su revisión y valoración se ha comprobado que las mediciones no habían sido continuas a lo largo del tiempo, encontrándose muchos meses sin datos, además de no existir registros de los últimos años.

Según la información extraída del SENAMHI, la ciudad de Tarija presenta un clima templado semiárido con una temperatura media anual de 17.9°C. Las temperaturas máximas y mínimas medias anuales son 26.15°C y 9.7°C respectivamente, existiendo una elevada amplitud térmica entre los meses de mayo a septiembre (figura 3.3).



**Figura 3.3. Temperaturas medias, máximas y mínimas anuales. Fuente: Adaptado de SENAMHI.**

En cuanto a las precipitaciones, la precipitación media anual en la ciudad es de 598 mm/año. Las lluvias se concentran en el periodo que va de octubre a marzo, con precipitaciones cortas, de frecuencia e intensidad variables, mientras que en los meses restantes – de abril a septiembre -, época de estiaje, el déficit de agua en los acuíferos y los drenajes naturales es muy notorio (figura 3.4).

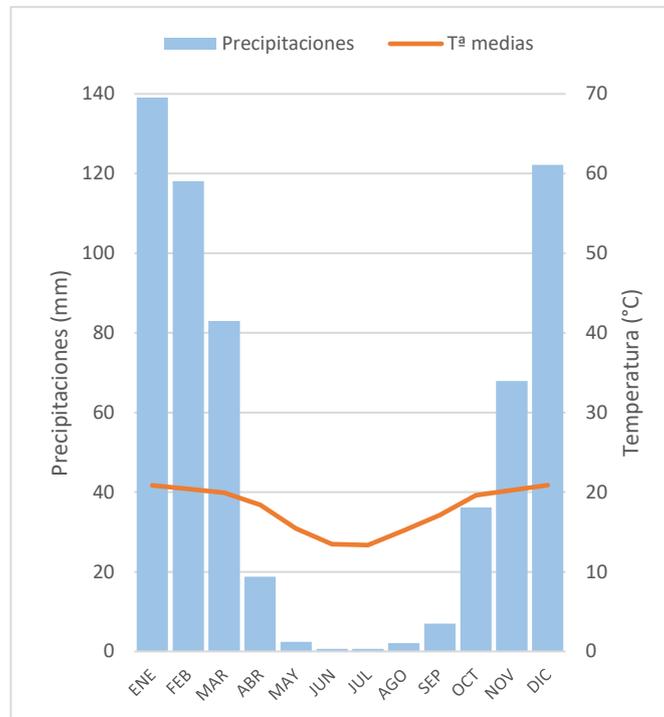


Figura 3.4. Climograma de Tarija. Fuente: Adaptado de SENAMHI.

Con respecto a la humedad relativa (figura 3.5), se puede indicar que presenta un valor medio durante todo el año comprendido entre el 49% y el 69%. La menor humedad relativa se registra en el mes de agosto, con un valor del 49.7%, y el mes de mayor humedad relativa es febrero con un 68.5%.

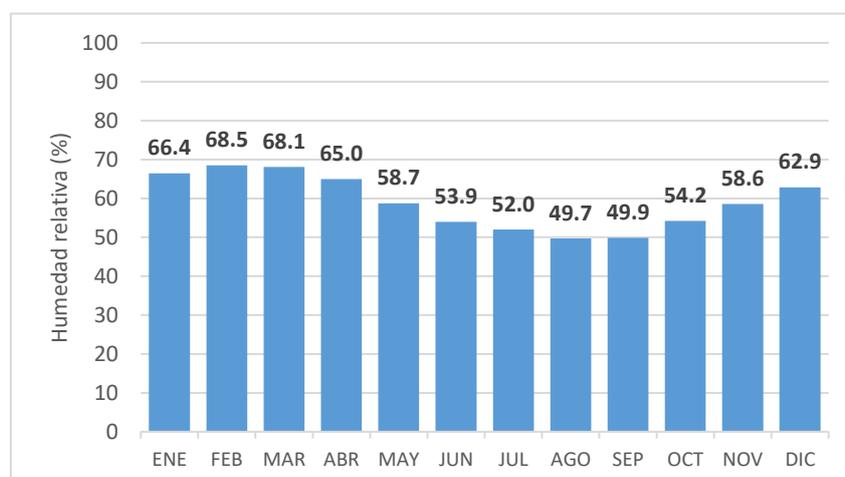


Figura 3.5. Humedad relativa media anual. Fuente: Adaptado de SENAMHI

### 3.3.- Hidrología

El territorio en el que se ubica la ciudad de Tarija forma parte de la cuenca alta del río Nuevo Guadalquivir o simplemente río Guadalquivir, la cual se extiende en la parte noroeste del Valle Central de Tarija. Esta cuenca forma parte a su vez de la cuenca del río Bermejo, una de las cuencas principales del departamento de Tarija junto con la del río Pilcomayo. Ambas forman parte del sistema del río de la Plata. La cuenca del río Guadalquivir tiene un área de 1060 km<sup>2</sup> y presenta una altitud que va desde los 4344 msnm en la parte más alta en la Sierra de Sama, hasta los 1800 msnm en la parte más baja.

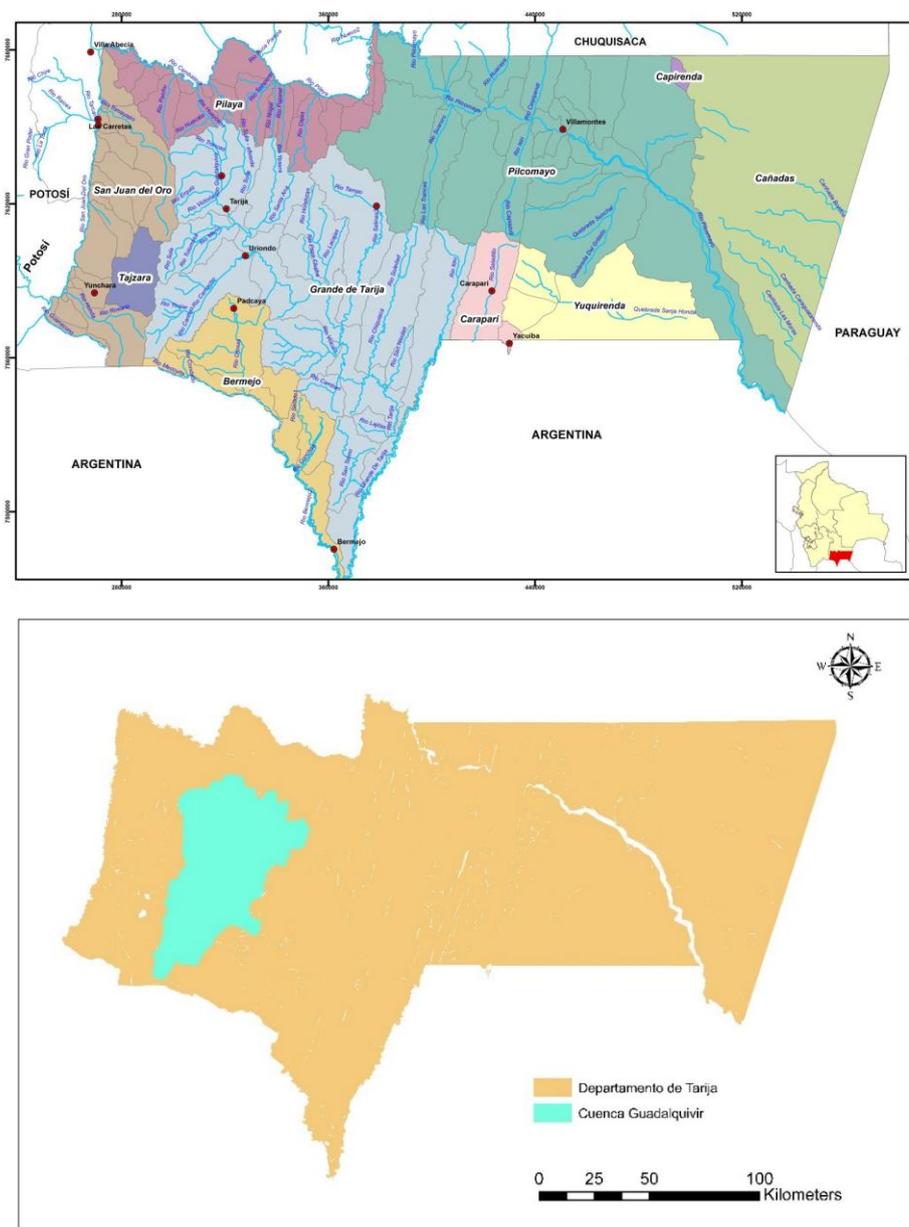


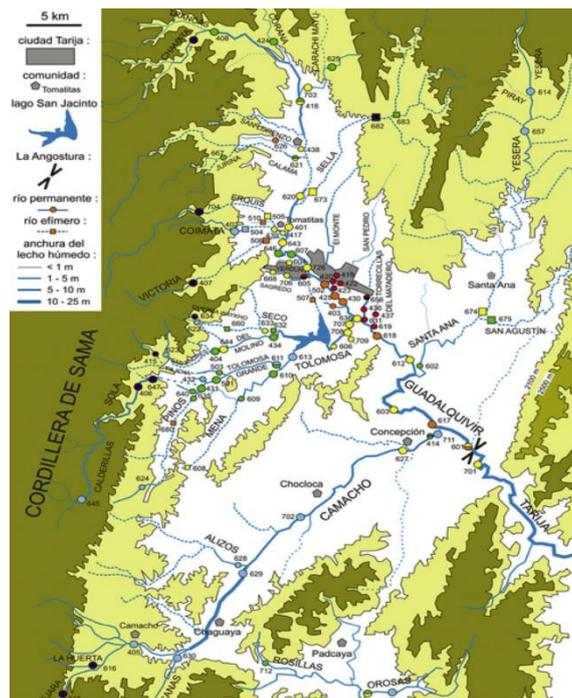
Figura 3.6. a) Principales cuencas hidrológicas del departamento de Tarija. b) Subcuenca del río Guadalquivir.  
 Fuente: a) Plan Departamental de Agua de Tarija 2013 -2025. b) Elaboración propia

El río Guadalquivir, por su parte, tiene un curso de aproximadamente 70 Km con una dirección norte-este. En realidad, éste es solo un tramo fluvial medio de un río que se forma por la aportación de otros, todos ellos sobre territorio boliviano, llamados Chamata, Vermillo, Trancas y otros que nacen a unos 50 Km al noroeste de la ciudad de Tarija, en la falda oriental de la Sierra de Sama, a 3400 m de altitud. Es tras la confluencia de estos ríos y el paso por la comunidad de Tomatas Grande cuando toma el nombre de Guadalquivir, conservando este nombre hasta la confluencia con el río Camacho, a 36 Km al sureste de Tarija en un enclave llamado “La Angostura” o “Angosto de San Luis”, donde el río pasa a denominarse río Tarija. Más adelante, tras la confluencia de este último con el río Itaú, pasa a llamarse río Grande de Tarija.

Las subcuencas del río Guadalquivir discurren por sedimentos limo arcilloso de fácil erosión, lo que ocasiona el típico paisaje de cárcavas. Estos cauces en época de crecidas erosionan muy fácilmente el terreno y arrastran consigo mucho sedimento limo arcilloso. Las subcuencas principales del río Guadalquivir son:

- Subcuenca del río Tolomosa
- Subcuenca del río Victoria
- Subcuenca del río Coimata - Erquis
- Subcuenca del río Calama
- Subcuenca del río Trancas
- Subcuenca del río Corana
- Subcuenca del río Sella
- Subcuenca de la quebrada El Monte
- Subcuenca de la quebrada San Pedro

De estas subcuencas, la más grande la constituye el río Tolomosa. Ésta, junto con las subcuencas Victoria, Coimata - Erquis, Calama y Trancas, son receptoras de la precipitación proveniente de la serranía de Sama. En estas cuencas se producen las crecidas más importantes en la época de lluvias. En el margen izquierdo del Guadalquivir, las subcuencas Sella, El Monte y San Pedro son de menor importancia en cuanto a caudal de aporte.



**Figura 3.7. Río Guadalquivir y afluentes. Fuente: ZONISIG, 2001 - Dirección Departamental de Recursos Naturales y Medio Ambiente. Prefectura del Departamento de Tarija**

Las irregularidades de las descargas de los caudales y la magnitud del transporte de sólidos en suspensión y por acarreo son características del cauce del río Guadalquivir y sus afluentes. Todos estos ríos presentan procesos erosivos significativos a lo largo de sus cauces. En general, se observa que la subcuenca está en un proceso evolutivo juvenil y por lo tanto se encuentra afectada por intensos procesos erosivos que se hacen evidentes a lo largo de los ríos, sobre todo en las partes media y baja de la cuenca.

### 3.4.- Relieve

El departamento de Tarija se caracteriza por presentar un relieve de tipo altiplánico, valle y serranía en la parte oeste, mientras que en la parte este predominan las llanuras chaqueñas. En el área de las serranías se observan pendientes con inclinación muy pronunciada, correspondiente a zonas elevadas. Se observan también, aunque en menor medida, pendientes de inclinación moderada y zonas con relieve horizontal, principalmente en el área cercana a la ciudad de Tarija y en la parte central de los valles intermedios, entre serranías. El sector este del departamento tiene un relieve casi horizontal con pendientes de inclinación leve a moderada, lo cual es aprovechado para las actividades agropecuarias.

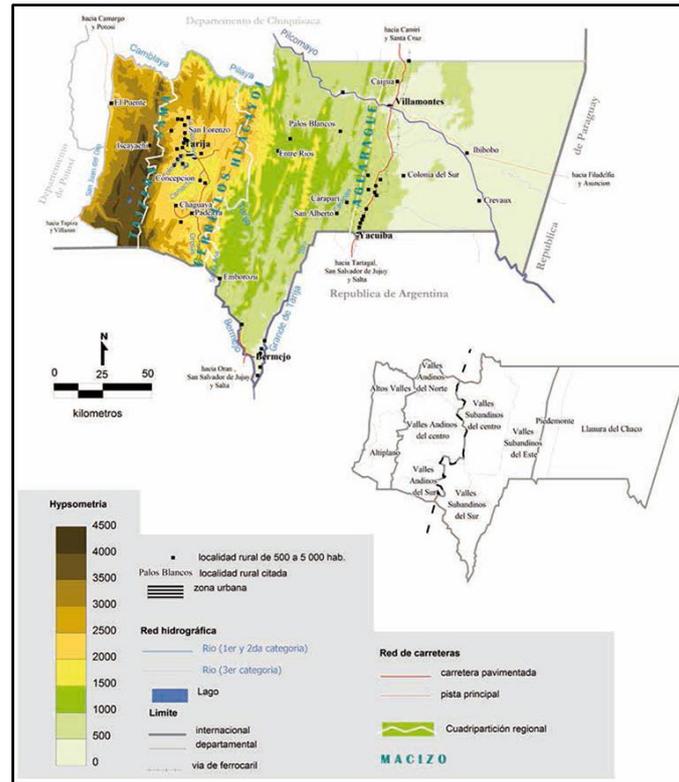


Figura 3.8. Mapa físico del departamento de Tarija. Fuente: Martin C., 2018

En cuanto a la topografía de la ciudad de Tarija se puede establecer la siguiente división atendiendo a las pendientes:

- Las más bajas se encuentran ubicadas en mayor proporción en los márgenes del río Guadalquivir. Este rango (0 a 5%) equivale a un 17.6% del área urbana, zona que debido a su naturaleza semiplana es susceptible a riesgos de inundación.
- Las pendientes entre el 5 y el 30% constituyen el mayor porcentaje en todo el polígono urbano, representando el 60.7% del área.
- Las pendientes altas (>30%) se concentran mayoritariamente en la zona norte de la ciudad formando dos franjas: la primera con inicio en la comunidad de Pampa Galana hasta las inmediaciones de San Mateo, y la segunda ubicada en la parte noroeste que va desde Aranjuez a Tomatitas.

### 3.5.- Geología

La cuenca del río Guadalquivir tiene como divisoria de aguas a las serranías de Sama y la serranía de Gamoneda, donde afloran las siguientes formaciones:

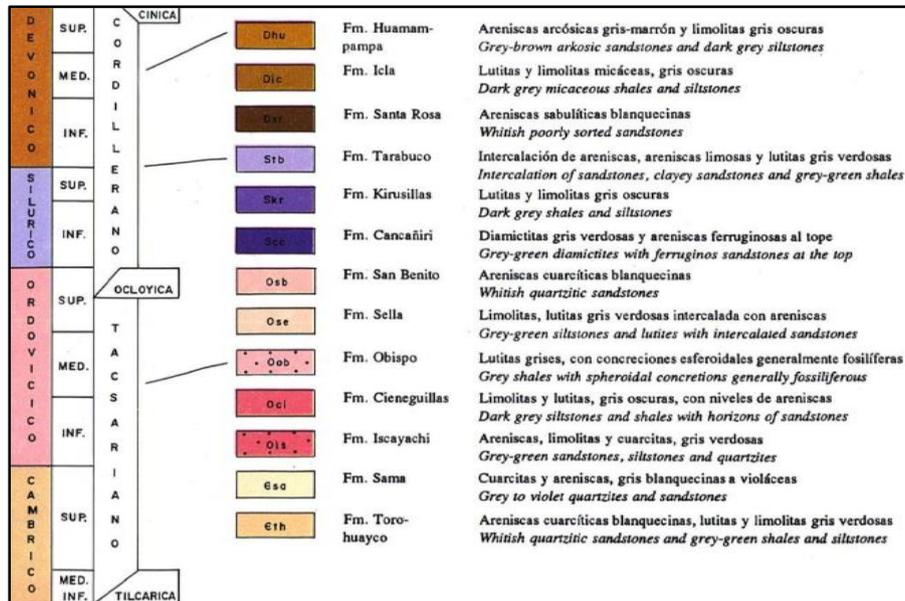
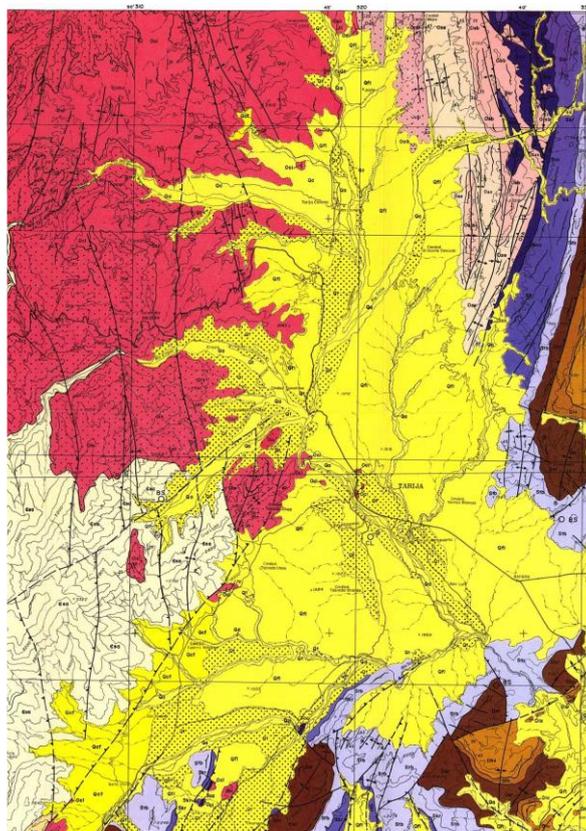


Figura 3.9. Formaciones geológicas en la cuenca del Guadalquivir con sentido serranías de Sama – serranía de Gamoneda. Fuente: GEOBOL 1991 - Hoja Geológica Tarija 6629

La parte central de la cuenca, el denominado Valle central de Tarija, se encuentra cubierto por sedimentos de origen fluviolacustres, los mismos que fueron depositados en varias lagunas que se formaron a lo largo de la época pleistocena. Estos depósitos se caracterizan por presentar dos miembros diferenciados:

- El primer miembro basal tiene sedimentos finos y la ocurrencia de lentes arenosas es muy escasa. Hacia el tope de este miembro se puede apreciar algunos horizontes blanquecinos de cenizas volcánicas.
- Suprayaciendo a este miembro se encuentra una secuencia de lentes areno-gravosos que aumentan en espesor. Este cambio en la facies se debe al cambio de las condiciones de sedimentación y arrastre ocasionado por el aumento de capacidad de carga de los ríos, que arrastraron sedimentos de granulometría mayor. Estos miembros fueron reconocidos por los autores que realizaron investigaciones en la región (Oppenheim, 1942; Hoffsteter, 1963).



**Figura 3.10. Mapa geológico de la cuenca del río Guadalquivir. Fuente: GEOBOL 1991 - Mapa Geológico Tarija Hoja 6629**

### 3.6.- Usos del suelo

Con respecto a los usos del suelo en la cuenca del Guadalquivir, se puede destacar que gran parte del territorio no presenta vegetación, y en lugares localizados se tiene vegetación herbácea de graminoideas bajas y matorral enano xeromorfo. En el Valle Central se está realizando la reforestación e implantación de bosques por la creciente degradación de los suelos y el aumento sistemático de la erosión en la zona.

En cuanto a la agricultura, debido a las pendientes predominantes, solo el 18% de las tierras de la cuenca presentan una pendiente admisible para el cultivo. Paralelamente, dentro de este mismo porcentaje existen composiciones geológicas como piedras, gravas, etc., que excluyen las tierras para este uso. Así pues, la superficie apta para actividades agrícolas es reducida. Los productos que se cultivan son principalmente patata, maíz, guisante, hortalizas, verduras y cereales en base anual y vid, melocotón, pera, membrillo, ciruela, higo, fresa y frambuesa en base perenne.

La ganadería, por su parte, es extensiva de bovinos, especialmente en la ganadería lechera y de producción de forrajes, así como de ovinos y caprinos en menor medida.

Otros usos minoritarios del suelo en la cuenca del Guadalquivir son los siguientes:

- Área urbanizada, localizada principalmente en el centro de la cuenca y correspondiente en su mayor parte con la ciudad de Tarija.
- Zonas industriales, localizadas en el sur y en el este de la ciudad. En su gran mayoría se trata de industria ligera, del tipo alimentaria y textil, así como talleres mecánicos.
- Explotaciones mineras localizadas en el oeste de la cuenca, donde se localizan yacimientos de arcilla para la producción ladrillera y cerámica. También existen yacimientos de minerales metálicos sin explotación.
- Aguas superficiales, representadas por ríos y arroyos y por la represa de San Jacinto, al sur de Tarija.

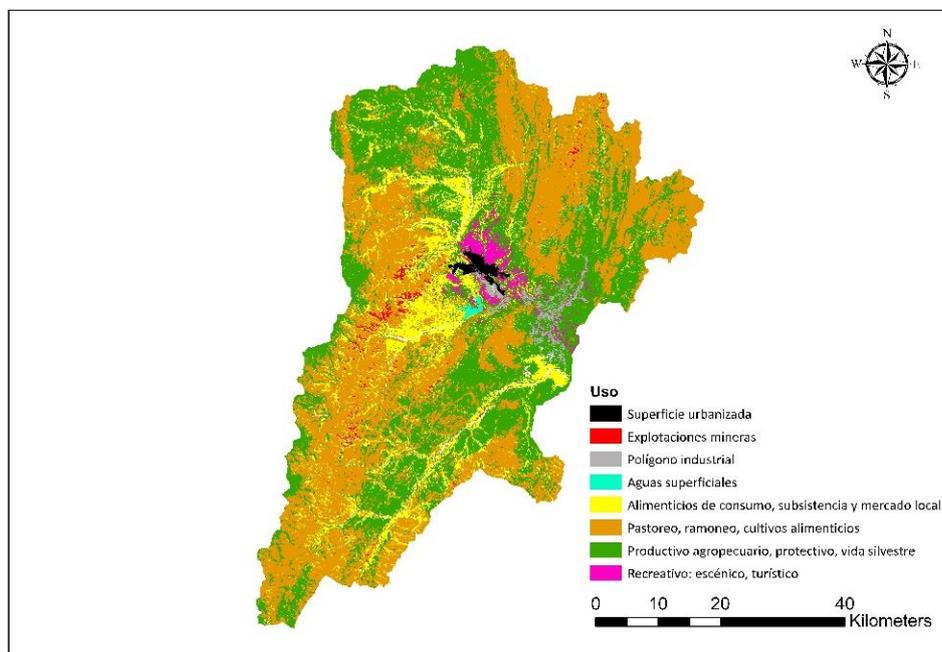


Figura 3.11. Usos del suelo en la cuenca del río Guadalquivir. Fuente: elaboración propia

Tabla 3.1. Superficie destinada a cada uso en la cuenca del Guadalquivir

Uso del suelo	Área (Ha)	Porcentaje (%)
Superficie urbanizada	1825.75	0.57
Explotaciones mineras	2807.87	0.88
Polígono industrial	3389.31	1.06
Aguas superficiales	565.61	0.18
Alimenticios de consumo, subsistencia y mercado local	40089.56	12.55
Pastoreo, ramoneo, cultivos alimenticios	145944.86	45.68
Productivo agropecuario, protectorio, vida silvestre	117141.01	36.67
Recreativo: escénico, turístico	7704.96	2.41
<b>TOTAL</b>	<b>319468.92</b>	<b>100</b>

Fuente: elaboración propia

### 3.7.- Descripción del sistema de agua potable

En primer lugar, se va a pasar a describir las fuentes de abastecimiento de la ciudad de Tarija:

- La principal fuente de abastecimiento de agua potable para la ciudad es actualmente el río Victoria. Existen dos captaciones directas sobre este río: una de ellas consta de un vertedero lateral que conduce a un canal gravitacional, y la otra consiste en una galería filtrante ubicada aguas abajo. Todas las obras de toma se encuentran sobre el mismo río Victoria y están ubicadas aproximadamente a 12 Km al oeste de la ciudad.
- Existe otra captación mediante galería filtrante en el río Erquis, la cual se trata de una toma subsuperficial, conduciendo las aguas mediante bombeo a través de una línea de impulsión hasta el tanque de Las Barrancas.
- Una tercera fuente es la denominado Las Tipas (captación directa), la cual entra en funcionamiento en época de estiaje. Esta toma está ubicada en el Angosto de Aranjuez, sobre el río Guadalquivir, desde donde se dirigen las aguas del río Guadalquivir mediante bombeo a la planta de tratamiento La Tabladita.
- Existe otra fuente superficial, el lago San Jacinto, la cual está parada debido a la presencia confirmada de plaguicidas desde el año 2006. Cuando se encontraba operativa, esta fuente bombeaba aguas desde la presa de San Jacinto a la planta de tratamiento del mismo nombre, para su posterior conducción a la red de distribución.
- Aparte de las captaciones superficiales indicadas, existen varios sistemas de agua potable independientes, que se abastecen de aguas subterráneas mediante diversos pozos. En este marco, el aprovechamiento de las aguas subterráneas se da mediante 33 pozos con una capacidad de producción instalada de 355 (l/s) las 24 horas. En época de lluvias solo se llega a bombear 112 (l/s), mientras que en época de estiaje 214 (l/s). Del total de pozos, solo 23 funcionan todo el año y 13 operan adicionalmente en estiaje.

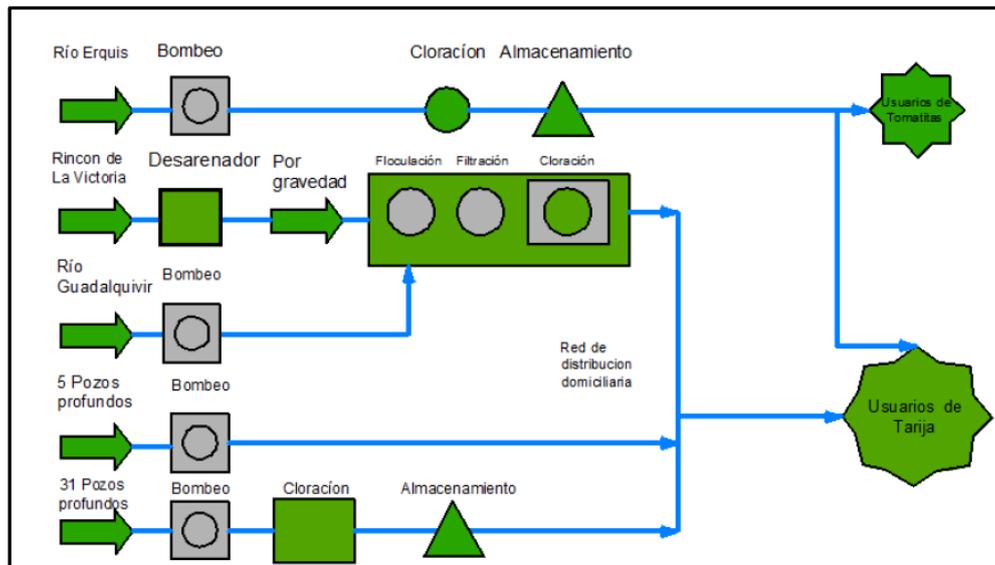


Figura 3.12. Flujograma de abastecimiento de agua para la ciudad de Tarija. Fuente: Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija.

El sistema de abastecimiento de agua de Tarija cuenta en la actualidad con una única estación de tratamiento de agua potable (ETAP), la de la Tabladita. Hasta los años 2008 y 2013, también se encontraban en funcionamiento las plantas de Velas y San Jacinto, respectivamente. Quedaron fuera de operación por perforarse pozos en las inmediaciones de la primera planta que sustituyeron al sistema hasta entonces en funcionamiento, y por problemas con la calidad del agua en la segunda planta.

A continuación, pasa a describirse el sistema de tratamiento en la ETAP de La Tabladita. Esta estación de tratamiento recibe las aguas captadas en el Angosto de Aranjuez (río Guadalquivir) y en el Rincón de la Victoria (río Victoria). La ETAP, construida entre los años 1989 – 1990, es de tipo convencional y presenta una capacidad nominal de 160 l/s. Actualmente está en buenas condiciones de funcionamiento en sus estructuras principales, siendo la principal limitación la poca capacidad de tratamiento, ya que en periodos de diciembre a mayo ingresa agua en mayor cantidad de la que puede ser tratada.

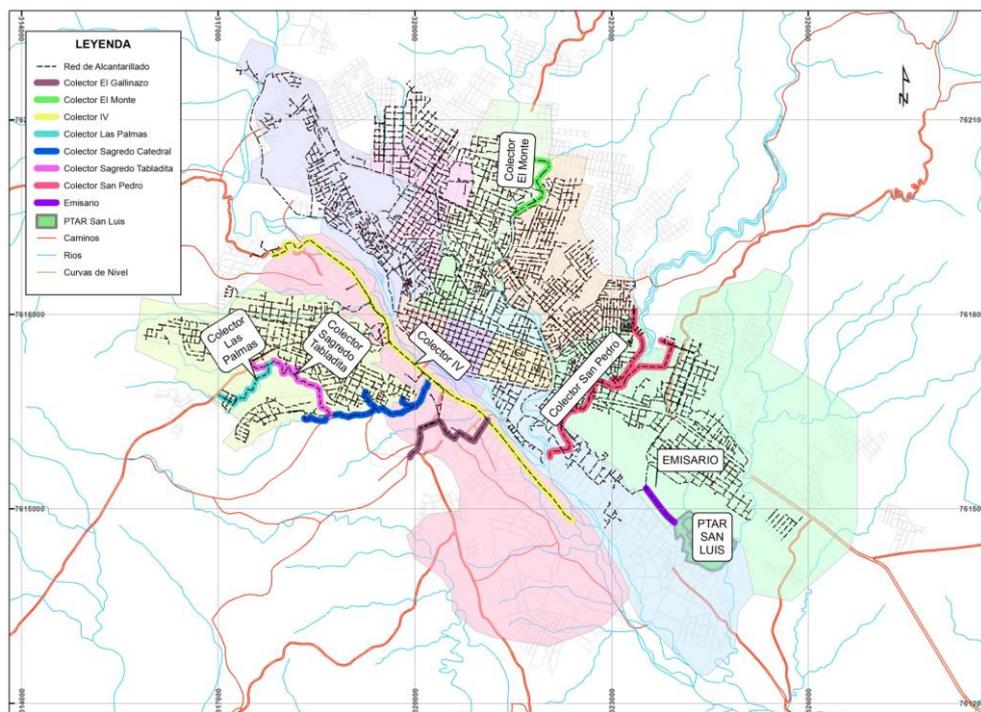
En cuanto al proceso de tratamiento, comienza en el desarenador, que se encuentra a algo más de un kilómetro antes de llegar a la planta. Ya en planta, el agua pasa inicialmente por un proceso de coagulación – floculación, después por una sedimentación con flujo ascendente, seguida de una filtración con flujo descendente, para posteriormente pasar a la unidad de cloración o desinfección. Allí el agua filtrada es desinfectada mediante cloro líquido (hipoclorito de sodio al 8.5%). Una vez desinfectada, el agua tratada es conducida a dos tanques de almacenamiento de 900 m<sup>3</sup> cada uno, previa a ser puesta en la red de distribución.

Por otro lado, en cuanto al tratamiento que recibe el agua subterránea, en algunos puntos de producción (pozos) que tienen tanques elevados, se ha estado dosificando cloro desde arriba de los tanques. Sin embargo, en al menos cinco pozos no se ha verificado la adición de cloro. Como resultado de estas deficiencias, existen zonas de la red donde no se ha detectado cloro residual.

### 3.8.- Descripción del sistema de alcantarillado

El flujo en el sistema de alcantarillado de Tarija es gravitacional y de tipo separativo. La longitud total de la red de alcantarillado de la ciudad es de 357,718 m (a fecha 2012) estando constituida por tuberías de hormigón, PVC y acero con diámetros que van desde 6" hasta 28". La cobertura del sistema es del 79.7% (a fecha 2012) y, aunque la red llega a los 13 distritos urbanos en los que se divide Tarija, la cobertura es desigual, siendo del 100% en los cinco distritos de la zona central, y más deficitaria en los distritos 11 y 12.

Con respecto al diseño, la red de saneamiento de Tarija se ha dividido en dos grandes sectores, debido a que el río Guadalquivir atraviesa la ciudad. Tomando como referencia la vista hacia aguas abajo del río Guadalquivir, en el margen izquierdo se encuentra la parte central o principal de la ciudad. Dicho sector se encuentra dividido por las quebradas San Pedro y El Monte, que son las que definen las características de la red de drenaje. Este sector se divide en tres grandes áreas y cada una de ellas es drenada por un colector principal. Estos colectores son el sistema central de alcantarillado de la ciudad. Tras su confluencia, las aguas residuales son conducidas hasta la actual EDAR de San Luis, constituida por un sistema de lagunas de oxidación. Solamente las aguas servidas de parte de 9 distritos son tratadas en la planta de tratamiento. El resto de estos 9 distritos y los otros 4 no descargan las aguas residuales a un colector principal, sino que se vierten directamente al río sin tratamiento previo, o reciben un tratamiento primario en cámaras sépticas y posteriormente son descargadas en quebradas tributarias del Guadalquivir. Los distritos 6 y 7 (en el margen izquierdo) y los 12 y 13 (en el derecho) son aquellos en los que ninguna parte de sus aguas es tratada en la planta de San Luis.



**Figura 3.13. Sistema de alcantarillado sanitario existente a fecha 2012. Fuente: Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija.**

El emisario que conduce hasta la planta de San Luis se divide en los siguientes tramos:

- a) Desde la Universidad Autónoma Juan Michael Saracho hasta el cruce a San Luis. Este tramo presenta una longitud de 3,173 m y tiene un diámetro de 800 mm.
- b) Desde el cruce a San Luis hasta la planta de tratamiento, con una longitud de 957 m y un diámetro de 1000 mm.

Aproximadamente el 64% de las aguas residuales generadas en la ciudad de Tarija son conducidas mediante la red de alcantarillado hacia la planta de tratamiento de San Luis, cuyo efluente es vertido a la quebrada Torrecillas que tras un recorrido de 3.8 Km desemboca en el río Guadalquivir. Al ser el agua un recurso escaso en general en la zona y deseada para fines agrícolas, el agua tratada y combinada con la corriente del río Guadalquivir es utilizada para riego aguas abajo de la descarga.

## 4.- Justificación de la normativa a seguir

A continuación, se pasa a describir la normativa referente a los límites de vertido tanto en España como en Bolivia, con especial atención a las descargas de aguas residuales en cuerpos de agua. Se va a establecer una comparación entre las normativas vigentes en ambos países y se va a justificar cuál de las normativas se va a seguir para el diseño de la EDAR objeto de este TFM.

### 4.1.- Normativa en Bolivia

En Bolivia, la legislación vigente que regula tanto el tratamiento de las aguas residuales como los límites de vertido permitidos a cuerpos de agua es la Ley del Medio Ambiente nº 1333 de 27 de abril de 1992, bajo el nombre de “Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica”. A continuación, se recogen los principales artículos en los que se regula los sistemas de tratamiento de aguas residuales, así como los límites de vertido en los cuerpos de agua:

#### TÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES

##### CAPÍTULO I DEL OBJETO Y ÁMBITO DE APLICACIÓN

**Artículo 1º.** La presente disposición legal reglamenta la Ley del Medio Ambiente Nº 1333 del 27 de abril de 1992 en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica, en el marco del desarrollo sostenible.

**Artículo 2º.** El presente reglamento se aplicará a toda persona natural o colectiva, pública o privada, cuyas actividades industriales, comerciales, agropecuarias, domésticas, recreativas y otras, puedan causar contaminación de cualquier recurso hídrico.

##### CAPÍTULO III DE LA CLASIFICACIÓN DE CUERPOS DE AGUA

**Artículo 4º.** La clasificación de los cuerpos de agua, según las clases señaladas en la tabla 13.1 del Anexo del presente TFM, basada en su aptitud de uso y de acuerdo con las políticas ambientales del país en el marco del desarrollo sostenible, será determinada por el Ministerio de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente (MDSMA). Para ello, las instancias ambientales dependientes del prefecto deberán proponer una clasificación, adjuntando la documentación suficiente para comprobar la pertinencia de dicha clasificación. Esta documentación contendrá como mínimo: análisis de aguas del curso receptor a ser clasificado, que incluya al

menos los parámetros básicos, fotografías que documenten el uso actual del cuerpo receptor, investigación de las condiciones de contaminación natural y actual por aguas residuales crudas o tratadas, condiciones biológicas, estudio de las fuentes contaminantes actuales y la probable evolución en el futuro en cuanto a la cantidad y calidad de las descargas.

Esta clasificación general de cuerpos de agua; en relación con su aptitud de uso, obedece a los siguientes lineamientos:

- CLASE “A”: Aguas naturales de máxima calidad, que las habilita como agua potable para consumo humano sin ningún tratamiento previo, o con simple desinfección bacteriológica en los casos necesarios verificados por laboratorio.
- CLASE “B”: Aguas de utilidad general, que para consumo humano requieren tratamiento físico y desinfección bacteriológica.
- CLASE “C”: Aguas de utilidad general, que para ser habilitadas para consumo humano requieren tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica.
- CLASE “D”: Aguas de calidad mínima, que, para consumo humano, en los casos extremos de necesidad pública, requieren un proceso inicial de presedimentación, pues pueden tener una elevada turbiedad por elevado contenido de sólidos en suspensión, y luego tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica especial contra huevos y parásitos intestinales.

En caso de que la clasificación de un cuerpo de agua afecte la viabilidad económica de un establecimiento, el Representante Legal de éste podrá apelar dicha clasificación ante la autoridad ambiental competente, previa presentación del respectivo análisis costo - beneficio.

**Artículo 5º.** Los límites máximos de parámetros permitidos en cuerpos de agua que se pueda utilizar como cuerpos receptores, son los indicados en la tabla 13.2 del Anexo del TFM.

**Artículo 6º.** Se considera como parámetros básicos los siguientes: DBO<sub>5</sub>, DQO, Colifecales NMP, Oxígeno Disuelto, Arsénico Total, Cadmio, Cianuros, Cromo Hexavalente, Fosfato Total, Mercurio, Plomo, Aldrín, Clordano, Dieldrín, DDT, Endrín, Malatión, Paratión.

**Artículo 7º.** En la clasificación de los cuerpos de agua se permitirá que hasta veinte de los parámetros especificados en la tabla 13.2 del Anexo superen los valores máximos admisibles indicados para la clase de agua que corresponda asignar al cuerpo, con las siguientes limitaciones:

1º Ninguno de los veinte parámetros puede pertenecer a los parámetros básicos del Art. 6º.

2º El exceso no debe superar el 50% del valor máximo admisible del parámetro.

### TITULO III DE LOS PROCEDIMIENTOS TÉCNICO-ADMINISTRATIVOS

#### CAPÍTULO IV DE LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

**Artículo 24º.** Se prohíbe toda conexión cruzada, por lo que:

- a. En sistemas de alcantarillado separados queda prohibida toda descarga de aguas residuales, crudas o tratadas, en forma directa o indirecta a los colectores del alcantarillado pluvial, y
- b. En sistemas de alcantarillado separados, no se permite ninguna descarga de aguas pluviales provenientes de techos y/o patios, en forma directa o indirecta, a los colectores del alcantarillado sanitario.

### TÍTULO IV DEL MONITOREO, EVALUACIÓN, PREVENCIÓN, PROTECCIÓN Y CONSERVACIÓN DE LA CALIDAD HÍDRICA

#### CAPÍTULO II DE LA PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN Y CONSERVACIÓN DE LA CALIDAD HÍDRICA

**Artículo 35º.** Los valores máximos establecidos en la clasificación de aguas de los cuerpos receptores de la tabla Anexo - 2 no podrán ser excedidos en ningún caso con las descargas de aguas residuales crudas o tratadas una vez diluidas en las aguas del cuerpo receptor, con excepción de aquellos parámetros que durante la clasificación hayan excedido los valores de la tabla Anexo - 2, según especifica el Art. 7.

**Artículo 50º.** Las aguas residuales provenientes de centros urbanos requieren de tratamiento antes de su descarga en los cursos de agua o infiltración en los suelos, a cuyo efecto las empresas de Servicios de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado, cooperativas de servicio, comités de agua y administraciones de parques industriales con o sin plantas de

tratamiento, deberán presentar el MA en un plazo no mayor a un año, a partir de la entrada en vigencia del presente Reglamento, los estudios correspondientes. Estos estudios incluirán los sistemas de tratamiento y el reúso de aguas residuales, tendiendo a la conservación de su entorno ambiental.

## TÍTULO VI DISPOSICIONES TRANSITORIAS

### CAPÍTULO ÚNICO

**Artículo 72º.** En tanto sean definidas las clases de los cuerpos receptores a las que hacen referencia los Art. 4, 5, 6 y 7 del presente reglamento, regirán los parámetros y sus respectivos valores límite, incluidos en la tabla 3.1. Una vez determinada la Clase de un determinado cuerpo de agua, se aplicará los criterios de evaluación de impacto y adecuación ambientales, en base a los límites establecidos en la tabla Anexo -2.

### ANEXO A LÍMITES MÁXIMOS ADMISIBLES DE PARÁMETROS EN CUERPOS RECEPTORES

**Artículo 1º.** Los límites de calidad de las clases A, B, C y D, de cuerpos receptores, en que se han clasificado los cuerpos de agua, se presentan en la tabla Anexo – 2.

**Artículo 2º.** Las muestras para control de las descargas de las industrias deberán ser tomadas a la salida de las plantas de tratamiento, inmediatamente después del aforador de descargas, y las destinadas al control de la dilución en el cuerpo receptor, a una distancia entre 50 y 100 m. Del punto de descarga y dentro del cuerpo receptor.

**Artículo 3º.** La mezcla de agua producto de una descarga y del río, debe regirse por la ecuación 3.1. Para cualquier parámetro de calidad, el valor total de la mezcla debe ser siempre menor que le establecimiento para la clase del río que corresponda.

$$P_{xf} = \frac{P_{xi}Q_i + P_{xr}Q_r}{Q_i + Q_r} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

- $P_{xf}$ : parámetro de mezcla
- $P_{xi}$ : parámetro de la descarga
- $P_{xr}$ : parámetro del río, en el punto sin impacto
- $Q_i$ : caudal de la descarga
- $Q_r$ : caudal del río

**Tabla 4.1. Límites permisibles para descargas líquidas en mg/l**

NORMA PARÁMETROS	PROPUESTA	
	DIARIO	MES
Cobre	1.0	0.5
Zinc	3.0	1.5
Plomo	0.6	0.3
Cadmio	0.3	0.15
Arsénico	1.0	0.5
Cromo <sup>+3</sup>	1.0	0.5
Cromo <sup>+6</sup>	0.1	0.05
Mercurio	0.002	0.001
Hierro	1.0	0.5
Antimonio (&)	1.0	
Estaño	2.0	1.0
Cianuro libre (a)	0.2	0.1
Cianuro libre (b)	0.5	0.3
pH	6.9	6.9
Temperatura (*)	± 5°C	± 5 °C
Compuestos fenólicos	1.0	0.5
Sólidos Susp. Totales	60.0	
Colifecales (NMP/100)	1000	
Aceites y grasas (c)	10.0	
Aceites y grasas (d)	20.0	
DBO <sub>5</sub>	80.0	
DQO (e )	250.0	
DQO (f)	300.0	
Amonio como N	4.0	2.0
Sulfuros	2.0	1.0

(\*) Rango de viabilidad en relación a la temperatura media del cuerpo receptor.

(a), (c), (e) Aplicable a descargas de procesos mineros e industriales en general.

(b), (d) y (f) Aplicables a descargas de procesos hidrocarbúricos.

(&) En caso de descargas o derrames de antimonio iguales o mayores a 2500 kg, se deberá reportar a la autoridad

**Fuente: Anexo 2 – Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica**

#### 4.2.- Normativa en España

En España, la legislación vigente en cuanto a las aguas residuales viene establecida por el Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Este Real Decreto-Ley tiene por objeto la transposición al ordenamiento interno del Estado Español de la Directiva 91/271/CEE, del Consejo, de 21 de mayo, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, en la cual se establece que los estados miembros adoptarán las medidas necesarias para garantizar que dichas aguas son tratadas correctamente antes de su vertido. Junto con el Real Decreto-Ley 11/1995, se encuentra en vigor el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, en cuyo artículo 1 se detalla lo siguiente: Este Real Decreto tiene por objeto desarrollar lo dispuesto en el Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establece las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, complementando las normas sobre recogida, depuración y vertido de dichas aguas.

Previamente a la Directiva Europea y a su transposición a la ley española, la normativa vigente en España era la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, y la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas, las cuales establecían diferentes medidas para conseguir una mejor calidad de las aguas continentales y marítimas respectivamente, entre las que cabe destacar el sometimiento a autorización previa de las actividades susceptibles de provocar la contaminación del dominio público hidráulico o del dominio público marítimo-terrestre y, en especial, los vertidos. Ahora bien, una adecuada protección de la calidad de las aguas exigiría completar las medidas establecidas en las leyes citadas, con otras que sometan los vertidos de las aguas residuales urbanas, previamente a su evacuación, a una serie de tratamientos en instalaciones adecuadas, para limitar los efectos contaminantes de dichas aguas residuales, con el fin último de garantizar la protección del medio ambiente. Con este objetivo, la Unión Europea aprobó la Directiva 91/271/CEE ya mencionada y se realizó la pertinente transposición a la legislación española.

En el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, se recoge de manera detallada la legislación sobre los límites de vertido procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas, así como los criterios para la consideración de un cuerpo de agua como zona sensible o zona menos sensible. Esto se recoge en los anexos 1 y 2 respectivamente del mencionado Real Decreto como se explica a continuación:

## ANEXO I

### Requisitos de los vertidos de aguas residuales

#### Cuadro 1

Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

**Tabla 4.2. Requisitos de los vertidos de aguas residuales urbanas.**

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO <sub>5</sub> a 20°C) sin nitrificación (2).	25 mg/l O <sub>2</sub>	70-90 40 de conformidad con el apartado 3 del artículo 5 R.D.L. (3).	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación antes y después de cinco días de incubación a 20°C ± 1°C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación
Demanda química de oxígeno (DQO).	125 mg/l O <sub>2</sub>	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l (4) 35 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 60 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	90 (4) 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 70 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0.45 micras. Secado a 105 °C y pesaje. Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo, con una aceleración media de 2.800 a 3.200 g), secado a 105 °C y pesaje.

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

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

(4) Este requisito es optativo.

**Fuente: Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo. Anexo 1 – Cuadro 1**

#### Cuadro 2

Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo. Según la situación local, se podrá aplicar uno o los dos parámetros. Se aplicarán el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

**Tabla 4.3. Requisitos de los vertidos de aguas residuales urbanas**

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Fósforo total.	2 mg/l P (de 10.000 a 100.000 h-e). 1 mg/l P (más de 100.000 h-e)	80	Espectrofotometría de absorción molecular
Nitrógeno total (2)	15 mg/l N (de 10.000 a 100.000 h-e). 10 mg/l P (más de 100.000 h-e) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular

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

(2) Nitrógeno total equivalente a la suma de nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico y amoniacal), nitrógeno en forma de nitrato y nitrógeno en forma de nitrito.

(3) Estos valores de concentración constituyen medias anuales según el punto 3º del apartado A) 2 del anexo III. No obstante, los requisitos relativos al nitrógeno pueden comprobarse mediante medias diarias cuando se demuestre, de conformidad con el apartado A) 1 del anexo III, que se obtiene el mismo nivel de protección. En ese caso, la media diaria no deberá superar los 20 mg/l de nitrógeno total para todas las muestras, cuando la temperatura del efluente del reactor biológico sea superior o igual a 12º C. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

**Fuente: Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo. Anexo 1 – Cuadro 2**

## ANEXO II

### Criterios para la determinación de zonas sensibles y menos sensibles

#### I. Zonas sensibles

Se considerará que un medio acuático es zona sensible si puede incluirse en uno de los siguientes grupos:

a) Lagos, lagunas, embalses, estuarios y aguas marítimas que sean eutróficos o que podrían llegar a ser eutróficos en un futuro próximo si no se adoptan medidas de protección.

(Se entenderá por «eutrofización»: el aumento de nutrientes en el agua, especialmente de los compuestos de nitrógeno o de fósforo, que provoca un crecimiento acelerado de algas y especies vegetales superiores, con el resultado de trastornos no deseados en el equilibrio entre organismos presentes en el agua y en la calidad del agua a la que afecta.)

Podrán tenerse en cuenta los siguientes elementos en la consideración del nutriente que deba ser reducido con un tratamiento adicional:

1. <sup>o</sup> Lagos y cursos de agua que desemboquen en lagos, lagunas, embalses, bahías cerradas que tengan un intercambio de aguas escaso y en los que, por lo tanto, puede producirse una acumulación. En dichas zonas conviene prever la eliminación de fósforo a no ser que se demuestre que dicha eliminación no tendrá consecuencias sobre el nivel de eutrofización. También podrá considerarse la eliminación de nitrógeno cuando se realicen vertidos de grandes aglomeraciones urbanas.

2. <sup>o</sup> Estuarios, bahías y otras aguas marítimas que tengan un intercambio de aguas escaso o que reciban gran cantidad de nutrientes. Los vertidos de aglomeraciones pequeñas tienen normalmente poca importancia en dichas zonas, pero para las grandes aglomeraciones deberá incluirse la eliminación de fósforo y/o nitrógeno a menos que se demuestre que su eliminación no tendrá consecuencias sobre el nivel de eutrofización.

b) Aguas continentales superficiales destinadas a la obtención de agua potable que podrían contener una concentración de nitratos superior a 50 mg/l.

c) Masas de agua en las que sea necesario un tratamiento adicional al tratamiento secundario establecido en el artículo 5 del Real Decreto-ley y en este Real Decreto para cumplir lo establecido en la normativa comunitaria.

## II. Zonas menos sensibles

Un medio o zona de agua marina podrá catalogarse como zona menos sensible cuando el vertido de aguas residuales no tenga efectos negativos sobre el medio ambiente debido a la morfología, hidrología o condiciones hidráulicas específicas existentes en esta zona.

Al determinar las zonas menos sensibles, se tomará en consideración el riesgo de que la carga vertida pueda desplazarse a zonas adyacentes y ser perjudicial para el medio ambiente.

Para determinar las zonas menos sensibles se tendrán en cuenta los siguientes elementos:

Bahías abiertas, estuarios y otras aguas marítimas con un intercambio de agua bueno y que no tengan eutrofización o agotamiento del oxígeno, o en las que se considere que es improbable que lleguen a desarrollarse fenómenos de eutrofización o de agotamiento del oxígeno por el vertido de aguas residuales urbanas.

### 4.3.- Comparación entre la normativa boliviana y española

A continuación se recoge en la siguiente tabla los límites máximos permisibles de los vertidos de aguas residuales tratadas, según las legislaciones vigentes de los dos países comparados, Bolivia y España.

**Tabla 4.4. Comparación entre las normativas boliviana y española**

Parámetros	Unidad	Límite máximo permisible	
		Bolivia	España
Demanda Biológica de Oxígeno (DBO <sub>5</sub> )	mg DBO <sub>5</sub> /l	80	25
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg DQO/l	250	125
Sólidos Suspendidos Totales	mg SST/l	60	35 (*)
Fósforo Total	mg P/l	-	2 (**)
Nitrógeno Total	mg N/l	-	10 (**)
Nitrógeno amoniacal (NH <sub>4</sub> )	mg N/l	4	-

(\*) Puesto que nos encontramos en una situación de más de 10.000 h-e.

(\*\*) Por considerarse vertido a zona sensible y superar los 100.000 h-e.

**Fuentes: Ley del Medio Ambiente nº 1333 de 27 de abril de 1992, de Bolivia, y Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de España**

Como se aprecia, la legislación de Bolivia es laxa con la calidad del efluente, recogiendo unos límites máximos considerablemente elevados de materia orgánica, sólidos suspendidos totales y nitrógeno amoniacal. Por otro lado, no incluye límites de vertido para el fósforo y el nitrógeno totales, por lo que la regulación de vertido de las cargas de nutrientes es muy escasa. Asimismo, no presenta diferenciación entre vertidos a zona sensible y zona menos sensible.

Los esquemas de tratamiento de la EDAR que se va a plantear van a diseñarse siguiendo la legislación europea, y por tanto los límites máximos permisibles de vertido que en ella se indican; sin embargo, también se va a plantear una alternativa que se ajuste a la normativa boliviana para así establecer una comparación.

#### 4.3.1.- Justificación de la normativa seguida

Actualmente, la cuenca del río Guadalquivir presenta un estado muy deficiente de sus aguas, derivado de la contaminación por la actividad humana. Las causas del gran deterioro que sufre el río son principalmente: el vertido de aguas residuales urbanas generadas por las poblaciones que se asientan en sus márgenes, la construcción de la represa de San Jacinto entre los años 1983 y 1989 y la continua extracción de áridos del lecho del río.

Todas estas actividades generan una serie de problemas tanto para la población como para el medio ambiente:

- Riesgo para la salud pública de los habitantes de los municipios y comunidades asentadas aguas abajo de la ciudad de Tarija. Los vertidos directos al río de aguas residuales y de aguas servidas inadecuadamente tratadas afectan muy negativamente a la salud de las poblaciones situadas aguas abajo de la ciudad. El agua del Guadalquivir es utilizada en algunos casos para las actividades domésticas, así como para el riego de cultivos. En muchos casos, el uso de estas aguas puede generar un impacto mayor si cabe, puesto que numerosas familias tienen una economía de subsistencia basada en la agricultura y la ganadería, actividades para las que se emplea agua del río.
- El bajo caudal que presenta el Guadalquivir durante el estiaje hace que las aguas residuales vertidas representen un porcentaje elevado del caudal total. Este hecho hace que tengan lugar fenómenos de eutrofización en remansos del río cercanos a los puntos de vertido, ya que aún no se ha producido una correcta dilución de las aguas vertidas en las aguas del Guadalquivir.
- Los problemas de contaminación y disminución significativa del caudal, esta última debida a la construcción de la represa de San Jacinto, han derivado en la pérdida del río como espacio natural y punto de encuentro para la comunidad. La ciudad ha pasado de mirar al río Guadalquivir, constituyéndose éste como el eje vertebrador y dinámico del municipio, a convertirse en un elemento que simplemente la divide y es necesario sortear para cruzar de un margen a otro. Desgraciadamente el río se ha transformado en la gran cloaca de Tarija.
- Degradación del ecosistema de ribera a causa del escaso caudal y la contaminación del agua del río por los vertidos de aguas residuales.



**Figura 4.1. Río Guadalquivir afectado por la contaminación de las aguas residuales. Fuente: Moscoso P., 2020**

Para mitigar en la medida de lo posible los problemas anteriormente expuestos, se va a plantear el diseño de la EDAR considerando vertido a zona sensible, es decir, es preciso incluir en el diseño los elementos necesarios para la eliminación de nutrientes según los límites máximos permisibles de vertido recogidos en el Anexo I del Real Decreto 509/1996. Reduciendo la concentración de nutrientes hasta los límites que indica la normativa se consigue disminuir el riesgo para la salud de la población asentada aguas abajo de la ciudad, así como los problemas de eutrofización en remansos y zonas cercanas al punto de descarga del efluente. Este nivel más restrictivo de depuración de las aguas residuales de la ciudad podría sentar las bases para recuperar y poner en valor tanto al río como al ecosistema de ribera de sus márgenes.

Dado que se va a considerar vertido a zona sensible para el diseño de la EDAR, a continuación se van a establecer los límites máximos de vertido para los nutrientes. La planta que se va a diseñar prestaría servicio a más de 100.000 h - eq, por lo tanto, los límites máximos permisibles son 10 mg N/l y 1 mg P/l para el nitrógeno total y para el fósforo total respectivamente. Sin embargo, en el Cuadro 2 del Anexo I del Real Decreto 509/1996 se indica que se podrá aplicar uno o los dos parámetros para los nutrientes según la situación local. Dada la dificultad de conseguir en el efluente concentraciones de fósforo total menores a 2 mg P/l, y añadiendo las limitaciones técnicas, económicas y de personal cualificado en la región, se va a establecer los límites máximos permisibles del efluente en 10 mg N/l para el nitrógeno total y 2 mg P/l para el fósforo total.

## 5.- Antecedentes

Como ya se ha comentado, la principal infraestructura actualmente operativa que realiza la depuración de las aguas servidas de Tarija es la EDAR de San Luis, mediante un sistema de lagunas de oxidación. Su área de servicio comprende la mayor parte del margen izquierdo de la ciudad. Junto con esta EDAR también se encuentran varias fosas sépticas ubicadas en diferentes barrios. Actualmente se está construyendo una EDAR en el barrio de San Blas, en el margen derecho de Tarija, que prestará servicio a los distritos de esta zona.

A continuación se pasa a describir con detalle los procesos de depuración tanto de la actual EDAR de San Luis como de las fosas sépticas y de la EDAR de San Blas en construcción.

### 5.1.- EDAR de San Luis

La EDAR de San Luis opera mediante un sistema de lagunas de oxidación o estabilización donde son tratadas aproximadamente el 64% de las aguas residuales generadas en la ciudad. Según la información proporcionada por COSAALT (Cooperativa de Servicios de Agua y Alcantarillado de Tarija), la planta fue construida entre los años 1988 y 1989, entrando en funcionamiento en 1990. La superficie de la planta cubre unas 52 Ha, que se encuentran rodeadas con malla metálica en todo su perímetro, representando las lagunas una extensión aproximada de 15 Ha.

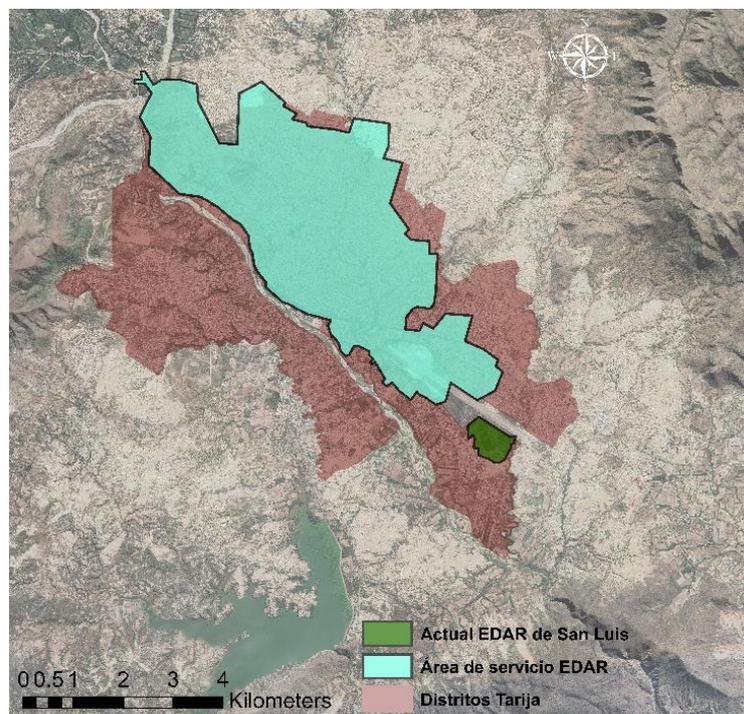
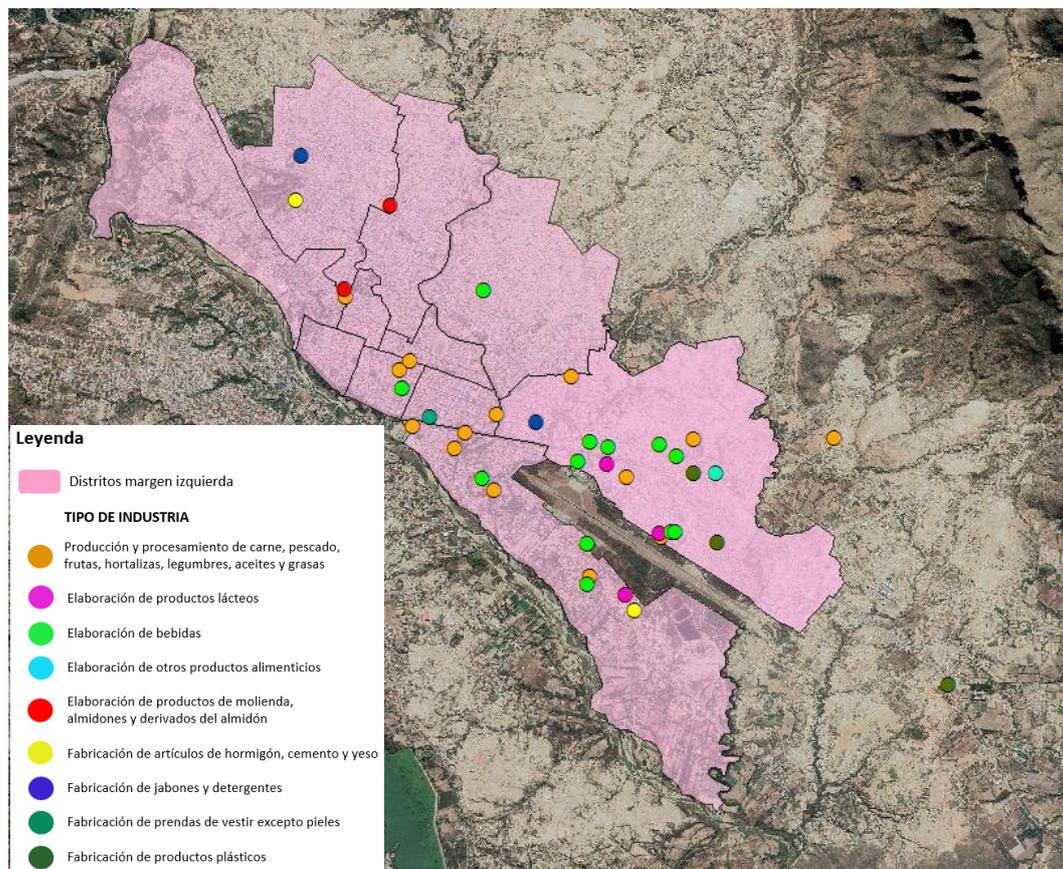


Figura 5.1. Ubicación de la actual EDAR de San Luis y área a la que presta servicio. Fuente: elaboración propia

La EDAR se encuentra ubicada en las coordenadas 21° 33' 41.95" S; 64° 41' 50.94" W, en el barrio de San Luis, al sureste de la ciudad (figura 5.1). Actualmente, numerosos barrios pertenecientes a los distritos 10 y 11 ya se han desarrollado en las inmediaciones de la planta, por lo que ésta ya se emplaza dentro del área urbana. Debido a su escaso mantenimiento se generan fuertes olores y se ve favorecida la proliferación de insectos, por lo que su permanencia es muy cuestionada por los vecinos de los barrios aledaños.

El caudal de diseño de la planta es de 210 l/s; sin embargo, en la actualidad y con base en las mediciones realizadas en diciembre de 2019, el caudal medio que ingresa en la planta es de 363 l/s, superando aproximadamente en un 73% el caudal de diseño de la EDAR.

El influente mayoritario tratado en planta corresponde con aguas residuales domésticas, aunque también recibe el aporte autorizado, pero no monitoreado, de aguas industriales. Estas industrias representan industrias típicamente urbanas (figura 5.2), por lo que sus efluentes presentan unos contaminantes similares y en unas concentraciones no muy diferentes a los de las aguas residuales domésticas, no alterando significativamente la composición del influente a la planta. Toda la información correspondiente con las industrias de la ciudad fue proporcionada por COSSALT.



**Figura 5.2. Emplazamiento y tipología de las industrias que descargan sus efluentes en la EDAR de San Luis.**  
Fuente: elaboración propia

A continuación se pasa a describir la infraestructura y el proceso de depuración que tiene lugar en la EDAR de San Luis, la cual opera mediante un sistema de lagunas de oxidación. La planta consta de un canal Parshall, dos lagunas anaeróbicas que operan en paralelo, una laguna facultativa y una laguna de maduración. Posteriormente, mediante un canal con escalones, las aguas tratadas son conducidas a la quebrada Torrecillas para su descarga final al río Guadalquivir. Las características de cada uno de los elementos mencionados se detallan a continuación:

- *Canal aforador Parshall*: construido en hormigón armado y situado a una profundidad aproximada de 2.3 m debajo de la superficie del terreno. Presenta un ancho de garganta de 0.445 m.
- *Laguna anaeróbica nº 1*: excavada en el terreno y con diques de tierra, con 3.5 m de ancho de coronamiento. En esta laguna, impermeabilizada con arcilla, el agua ingresa mediante una estructura de hormigón armado que protege al canal conductor del agua residual, y además sirve de plataforma de acceso. Cabe destacar que el ingreso del agua residual es efectuado por encima de la lámina de agua. Las dimensiones de esta laguna son:
  - Largo: 194.5 m
  - Ancho: 166.5 m
  - Profundidad: 4 m
  - Tirante de agua: 3.5 m
- *Laguna anaeróbica nº 2*: de similares características constructivas a la laguna anaeróbica 1, pero con las siguientes dimensiones:
  - Largo: 210.5 m
  - Ancho: 142.5 m
  - Profundidad: 4 m
  - Tirante de agua: 3.5 m
- *Laguna facultativa*: presenta similares características constructivas a las lagunas anaeróbicas. Las interconexiones de ingreso y salida están constituidas por canales protegidos por una estructura de hormigón armado, en esta última el agua es recogida por un vertedero rectangular. Las dimensiones de esta laguna son las siguientes:
  - Largo: 286 m
  - Ancho: 190 m
  - Profundidad: 3 m
  - Tirante de agua: 2 m

- *Laguna de maduración*: también excavada en el terreno, con diques de tierra, coronamiento de 3,5 m e impermeabilizada con arcilla. Las estructuras de ingreso y salida son similares a la anterior. Las dimensiones de esta laguna son:
  - Largo: 287 m
  - Ancho: 158 m
  - Profundidad: 3 m
  - Tirante de agua: 2 m



**Figura 5.3.** De arriba abajo y de izquierda a derecha. a) Laguna anaeróbica nº 1. b) Laguna anaeróbica nº 2. c) Entrada a la laguna anaeróbica nº 2. d) Laguna facultativa. Fuente: elaboración propia

El hecho de que la planta no cuente con un desarenador determina que las lagunas se colmaten de sedimentos en menores tiempos. La laguna anaeróbica nº 1 fue limpiada en el año 2007, retirándose de su base una capa de lodo y arena de aproximadamente 0.85 m de espesor, acumulada en un periodo de 17 años de operación, y desde entonces no se ha vuelto a realizar otra operación de remoción de sedimentos, por lo que la laguna presenta de nuevo una capa de depósitos de gran espesor.

Como se ha indicado anteriormente, el ingreso de las aguas residuales a las lagunas anaeróbicas se realiza por encima de la lámina de agua. Esto agita las aguas, incrementando

la generación de olores. La estructura de hormigón armado que constituye el ingreso del agua residual a las lagunas anaeróbicas se halla totalmente corroída (figura 5.3 c).

Además, la planta de San Luis genera olores desagradables debido a la presencia de las lagunas anaeróbicas, pero también al hecho de que la laguna facultativa esté operando a una carga muy superior a la que indica la normativa boliviana (la norma boliviana recomienda para las condiciones ambientales de Tarija que las lagunas facultativas operen con una carga de 150 kg/ha\*d, mientras que lo están haciendo con una carga superficial de 560 kg/ha\*d, lo que determina que opere en condiciones anóxicas).

Debido a que no recibe el mantenimiento adecuado y que opera bajo unas condiciones mucho más desfavorables respecto a las que fue diseñada, la EDAR de San Luis realiza un tratamiento deficiente de las aguas residuales. En la tabla 5.1 se recogen las concentraciones de los principales parámetros del efluente de las lagunas de San Luis.

**Tabla 5.1. Comparación de la calidad del efluente de la EDAR con las normativas boliviana y europea.**

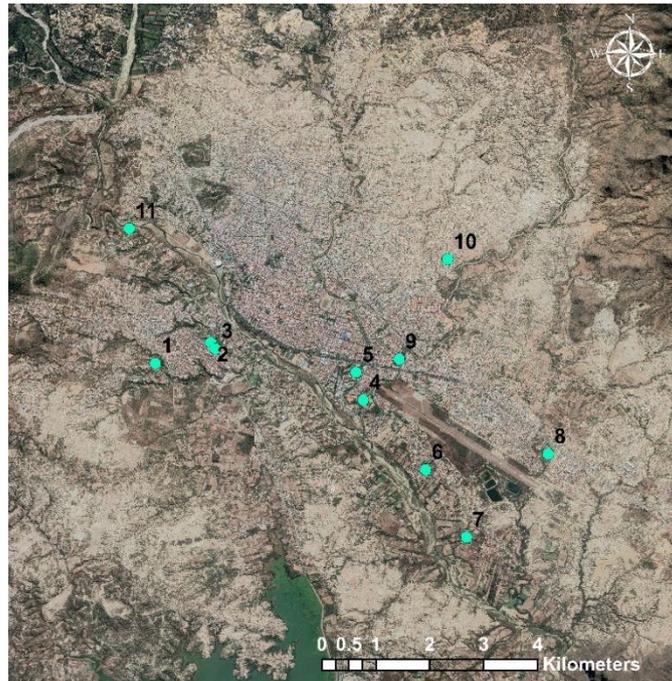
Parámetro	Valor	Normativa boliviana	Normativa europea
DQO (mg O <sub>2</sub> /l)	300	250	125
DBO <sub>5</sub> (mg O <sub>2</sub> /l)	85	80	25
SST (mg SST/l)	23	60	35
N <sub>T</sub> (mg N/l)	47.5	4 (NH <sub>4</sub> )	10*
Ortofosfatos (mg P/l)	1.31	-	2* (P <sub>T</sub> )

\*Se ha considerado vertido a zona sensible

**Fuente: elaboración propia**

## 5.2.- Cámaras sépticas

Las aguas residuales que no son tratadas en la EDAR de San Luis se vierten directamente al Guadalquivir sin tratamiento previo o tras recibir un tratamiento primario insuficiente en cámaras sépticas. Existen 11 sectores (figura 5.4) conformados por nuevas urbanizaciones cuyos efluentes reciben únicamente este tipo de tratamiento. El tratamiento primario consiste solamente en hacer pasar el agua residual a través de cámaras sépticas para luego ser descargada a quebradas afluentes del río Guadalquivir. Dada la ubicación de las cámaras sépticas, las cuales han sido construidas en su mayoría en lugares de poca accesibilidad, se dificulta que reciban un mantenimiento adecuado, especialmente las localizadas en la zona suroeste de la ciudad.



**Figura 5.4. Ubicación de las cámaras sépticas en Tarija. Fuente: elaboración propia**

A continuación pasan a detallarse algunas características constructivas de las cámaras sépticas de la ciudad así como la población servida estimada de cada una de ellas:

**Tabla 5.2. Descripción y población servida estimada de cada una de las cámaras sépticas**

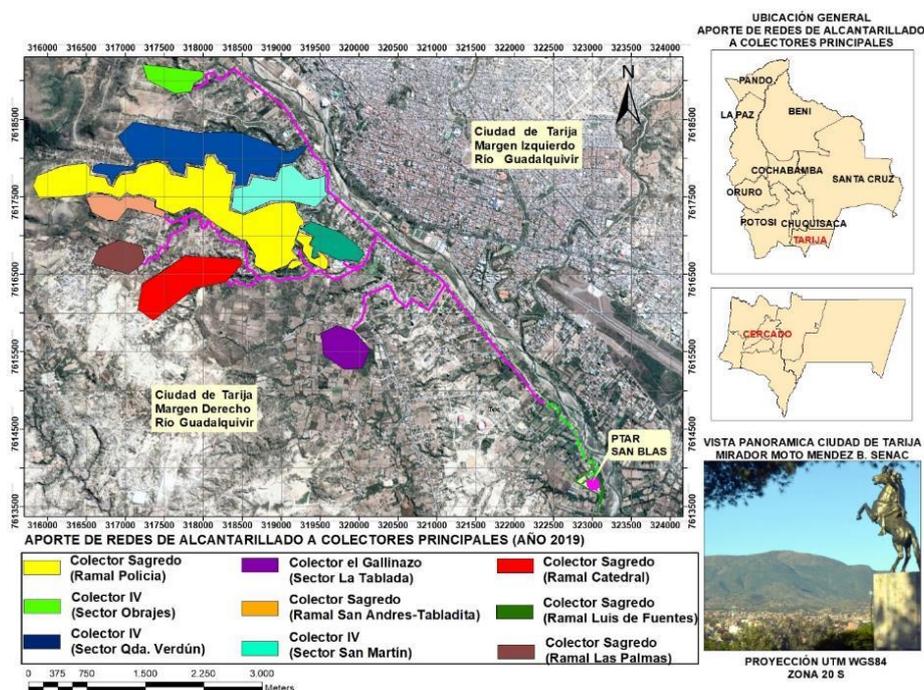
nº	Barrio	Descripción	Población servida estimada
1	Catedral	Cámara séptica de 42 m <sup>3</sup> de capacidad y de 3m de profundidad. Su efluente recibe un tratamiento adicional por medio de un pequeño reactor anaeróbico de flujo ascendente, cuyo efluente final es descargado a la quebrada que desemboca en el río Guadalquivir. Presta servicio a 13 Ha.	905 hab
2	Barrio Luis de Fuentes. Sector SENAC	Cámara séptica de 100 m <sup>3</sup> de capacidad construida en hormigón armado, con dimensiones de 4.5m x 10m x 3m de profundidad. Presta servicio a 164.9 Ha.	11540 hab
3	Luis de Fuentes. Viviendas COSAALT	Cámara séptica de 60 m <sup>3</sup> de capacidad, con dimensiones de 8m x 4m x 2m construida en mampostería de piedra. Presta servicio a 7.5 Ha.	640 hab
4	El Tejar	Cámara séptica de 40 m <sup>3</sup> de capacidad construida en hormigón convencional. El efluente es descargado al río Guadalquivir. Presta servicio a 5.45 Ha.	410 hab
5	Viviendas del LAB	Cámara séptica de 18 m <sup>3</sup> de capacidad y 3 m de profundidad, construida en mampostería de piedra. Su descarga es efectuada a la quebrada San Pedro. Presta servicio a 2.26 Ha.	135 hab
6	Barrio Petrolero	Tiene 100 m <sup>3</sup> de capacidad, construida en hormigón armado, con dimensiones 10m x 4m x 2.5m. Sirve a 5.66 Ha.	310 hab
7	Barrio San Luis	Cuenta con una pequeña cámara séptica de 35 m <sup>3</sup> de capacidad, construida en mampostería de piedra y losa de hormigón armado.	-
8	Barrio San Jorge	Cuenta con una pequeña cámara séptica de 40 m <sup>3</sup> de volumen y sus dimensiones son 6m x 3m x 2.5m. Sirve a 126.3 Ha.	6985 hab

9	Barrio San Gerónimo	Pequeña cámara séptica construida en mampostería de piedra y losa de hormigón armado. Tiene una capacidad de 18 m <sup>3</sup> y el efluente es vertido a la quebrada San Pedro de la que se encuentra a unos 30 m. Presta servicio a 1.3 Ha.	195 hab
10	Barrio Luis Espinal	Es una cámara séptica de 100 m <sup>3</sup> de capacidad construida en hormigón armado con dimensiones de 4.5m x 10m x 3m, el efluente es descargado a la Quebrada El Gringo. Sirve aproximadamente a 3.5 Ha.	305 hab
11	Urbanización El Carmen de Aranjuez	Es una cámara séptica de 42 m <sup>3</sup> de capacidad construida en mampostería de piedra. Sirve aproximadamente a 5,9 Ha.	215 hab
<b>Población total servida estimada</b>			<b>21,640 hab</b>

Fuente: Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija (Bolivia)

### 5.3.- EDAR de San Blas

Como se ha indicado anteriormente, desde el mes de junio de 2019 se está llevando a cabo la construcción de una EDAR en el barrio de San Blas de Tarija, que prestará servicio a los distritos 12 y 13, es decir, los situados en el margen derecho de la ciudad (figura 5.5 a). La planta, proyectada para un caudal de diseño de 210 l/s, prestará servicio en un inicio a 31,715 habitantes, llegando a los 97,428 según la proyección a 30 años planteada en el proyecto de la EDAR. Éste también incluye la construcción de una serie de colectores: los colectores de Villa Olímpica, que recogerán las aguas servidas de este sector; y la continuación del colector principal del margen derecho, que será el colector de entrada a la EDAR (figura 5.5 b). En los años siguientes está previsto conectar a la red principal los barrios del margen derecho que falten tras la construcción de estos nuevos colectores.



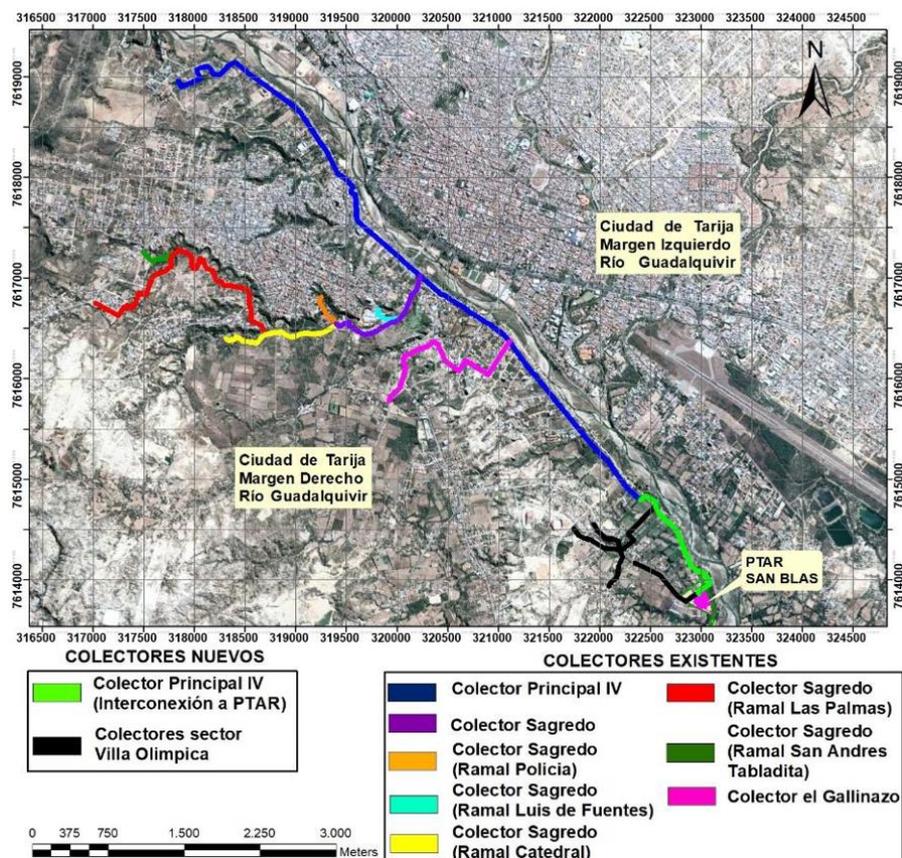


Figura 5.5. a) Área de aporte de la red de alcantarillado a cada colector b) Colectores existentes y de nueva construcción. Fuente: Cortez A., 2020

Debido a que el caudal se irá incrementando con la incorporación de las conexiones al colector principal, se ha decidido realizar la construcción de 4 líneas de tratamiento que operarán en paralelo para el 25% del caudal de entrada cada una. Se estima arrancar la puesta en servicio con el funcionamiento de una línea, y a medida que se vaya incrementando el caudal, se incorporará una nueva línea de acuerdo con los requerimientos del proceso.

Más en detalle, cabe destacar que el tratamiento biológico de la EDAR de San Blas consiste en un proceso convencional de fangos activados que consta de los siguientes elementos (figuras 5.6 y 5.7):

- **Línea de agua:** está constituida por un sistema de enrejados en el pretratamiento y a continuación un sistema de cuatro líneas que operan en paralelo, formada cada una de ellas por un decantador primario, un reactor aerobio y un decantador secundario. Por último, existe un tratamiento terciario de desinfección mediante radiación ultravioleta. El tratamiento biológico no cuenta ni con rectores anóxicos ni anaerobios para la desnitrificación y la eliminación de fósforo soluble respectivamente.
- **Línea de fango:** conformada por un espesador, un digester anaerobio con salida de biogás y un deshidratador mecánico.

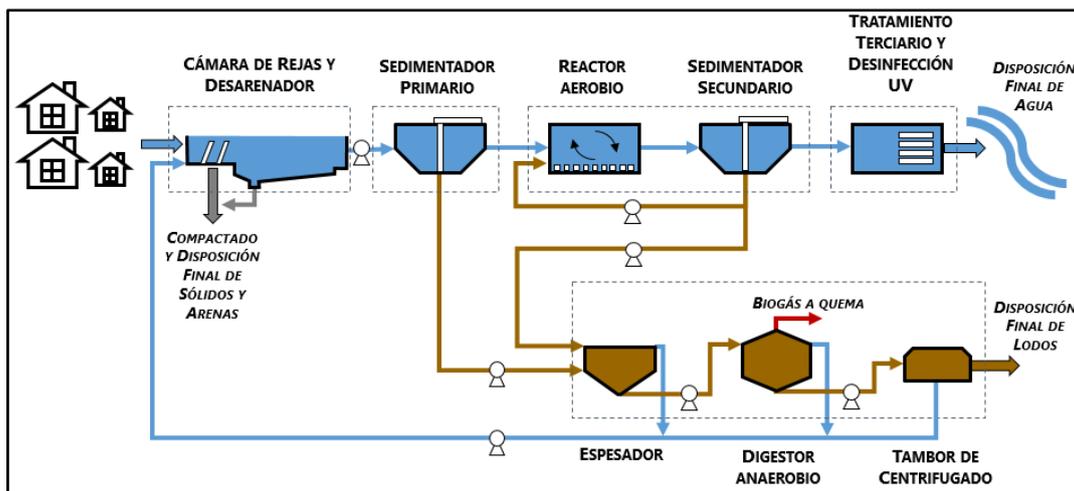


Figura 5.6. Esquema de tratamiento de la EDAR de San Blas. Fuente: Cortez A., 2020

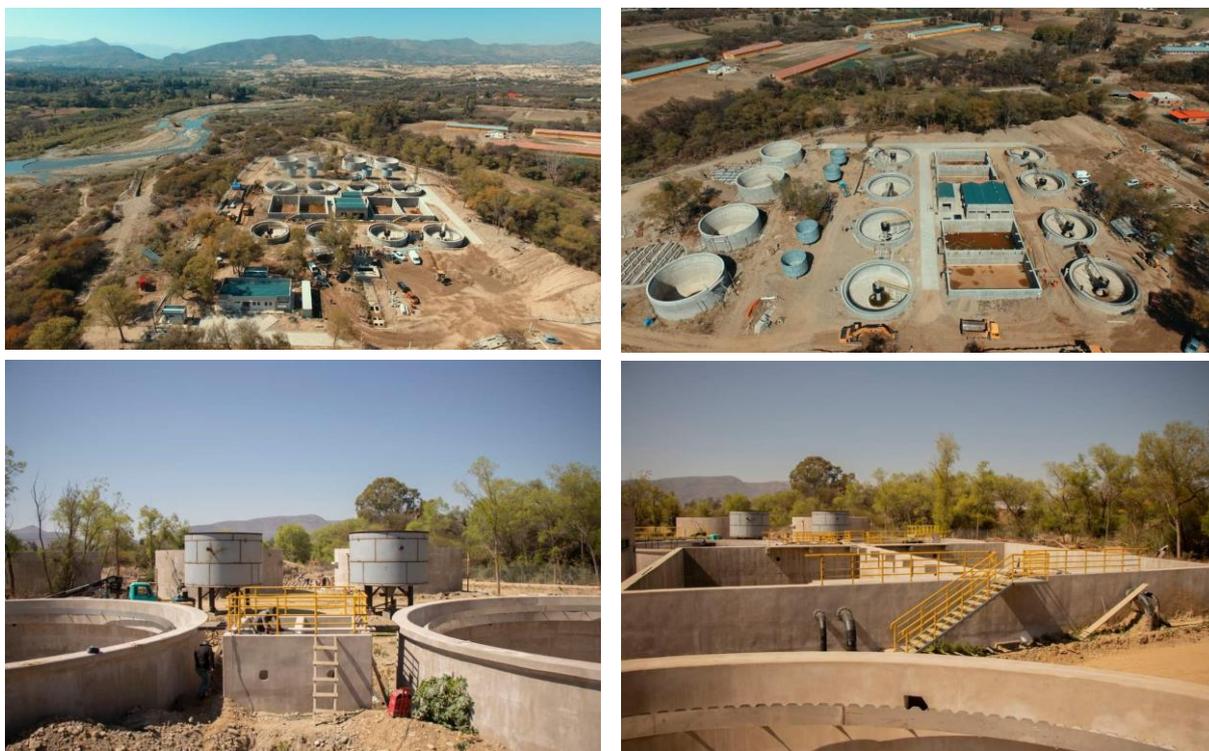


Figura 5.7. Estado actual de la obra de la EDAR de San Blas. Fuente: Cortez A., 2020

Con respecto a la eficiencia del proceso, en la tabla 5.3 se presenta un resumen de la concentración de las principales sustancias del agua al ingreso y la salida de la EDAR. Además, los valores obtenidos del efluente se han comparado con las normativas boliviana y europea para discutir la eficiencia del proceso y comprobar si se ajusta o no a las diferentes normativas que se están utilizando.

**Tabla 5.3. Caracterización del influente y efluente a la EDAR de San Blas y comparativa con las normativas boliviana y europea.**

Parámetro	Valor influente	Valor efluente	Nivel de remoción	Normativa boliviana	Normativa europea
DQO (mg O <sub>2</sub> /l)	544.3	91.3	83%	250	125
DBO <sub>5</sub> (mg O <sub>2</sub> /l)	330	35.5	89%	80	25
SST (mg SST/l)	260	49.9	81%	60	35
NKT (mg N/l)	32.3	6.8	79%	4 (NH <sub>4</sub> )	-

**Fuente: Adaptado de Cortez A. 2020**

Como se observa en la tabla 5.3, las cargas de los diferentes parámetros que se obtendrán en el efluente cumplirían con la normativa boliviana para la DQO, DBO<sub>5</sub> y sólidos suspendidos, pero no con la normativa europea. Con la información de la que se dispone no se puede afirmar que la EDAR en construcción vaya a cumplir con el límite para el amonio en el efluente, ya que el valor proporcionado es de nitrógeno Kjeldahl y se desconoce la carga de nitrógeno orgánico. Además, dado que la normativa boliviana no incluye límites en el efluente para el nitrógeno total ni para el fósforo, el diseño de la EDAR se ha realizado sin tener en cuenta la remoción de estos parámetros. De esta manera los problemas de contaminación en el río Guadalquivir están lejos de solucionarse.

## 6.- Ubicación de la nueva EDAR

Una vez contextualizada la problemática de la depuración de las aguas residuales en Tarija, se pasa a describir las características de la planta que se propone para tratar adecuadamente el efluente del margen izquierdo de la ciudad. En primer lugar, va a definirse el emplazamiento de esta nueva EDAR.

La EDAR que se va a diseñar en este TFM recogería todas las aguas residuales generadas en el margen izquierdo de Tarija. Como ya se ha indicado, en la actual EDAR de San Luis no se trata todo el efluente de esta parte de la ciudad. Esto se debe a que, por su emplazamiento, parte de las aguas residuales no pueden ser conducidas por gravedad hasta la entrada a planta. Otros aspectos negativos de la ubicación de la actual EDAR es que ya se encuentra dentro del núcleo urbano, y dificulta el normal crecimiento urbanístico de la ciudad. Todas estas razones, unidas al descontento de la población con la ubicación de la planta, hacen necesario buscar un nuevo emplazamiento para la EDAR que se va a diseñar. Se debe buscar una ubicación donde se recojan por gravedad la totalidad de las aguas residuales generadas en el margen izquierdo, y a su vez no se limite el crecimiento de la ciudad.

Para determinar el emplazamiento, se va a hacer uso de la información cartográfica de las microcuencas del río Guadalquivir proporcionada por el ingeniero Javier Figueroa. Con esta información cartográfica superpuesta al mapa de Tarija, se puede observar la superficie de la ciudad que recoge cada una de las microcuencas, así como su punto de drenaje (figura 6.1).

Conociendo esto se puede elegir un emplazamiento donde se recojan todas las aguas residuales generadas en el margen izquierdo de la ciudad. Dado que la dirección que sigue el río Guadalquivir es noroeste – sureste, es lógico pensar que la nueva planta se emplazará en el sureste de la ciudad, ya que el efluente generado en el margen izquierdo puede ser conducido por gravedad hacia esa zona.

En una primera aproximación, se ha considerado establecer la ubicación de la planta al sureste de la ciudad, en las inmediaciones del río Guadalquivir, tras la desembocadura del río Tolomosa y la quebrada Torrecillas. A este emplazamiento se podría conducir mediante gravedad todo el efluente generado en el margen izquierdo de Tarija, y, además, situando la planta junto al río se permite la devolución directa del efluente a éste sin tener que construir una conducción demasiado larga. La parte negativa de esta ubicación es que la adquisición de los terrenos en esta zona es cara, no existe mucho espacio disponible y ya existen algunas construcciones privadas, por lo que habría que realizar expropiaciones, lo que podría entorpecer la adquisición de los terrenos. Además, esta zona se encuentra cerca del núcleo urbano, lo que podría dificultar el crecimiento de la ciudad hacia el sur en unos años.

Por todas estas razones, se ha considerado el emplazamiento en la zona llamada Ancón Grande, situada también en el sureste de la ciudad, pero aguas debajo de la ubicación antes propuesta (figura 6.1). Este terreno es más escarpado que el anterior y no tiene acceso por carretera, por lo que el coste de inversión sería más elevado. Sin embargo, las ventajas que presenta respecto a la otra ubicación son que permite que la ciudad siga creciendo hacia el sur, sin problema de que la nueva zona no pueda ser servida por la planta, por lo que a largo plazo se cree conveniente emplazar la EDAR en este lugar. (Villena J., 2020).

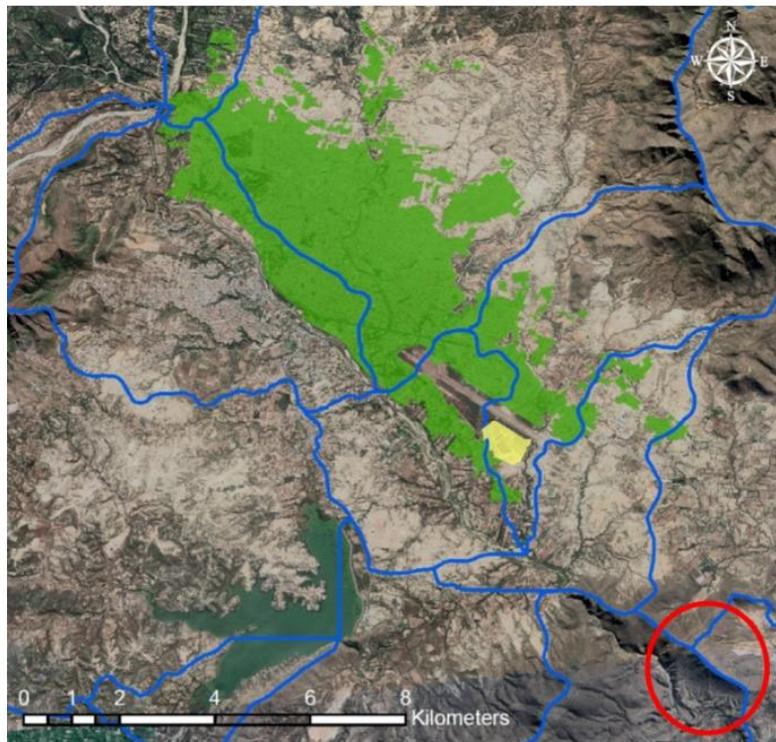


Figura 6.1. Ubicación de la nueva EDAR y microcuencas hidrológicas. Fuente: Adaptado de Figueroa J., 2019

## 7.- Caracterización del agua residual

### 7.1.- Toma de muestras

Para diseñar adecuadamente una EDAR, es fundamental disponer de una correcta caracterización lo más completa posible del influente a la planta, para así identificar los elementos y procesos que van a conformar el tratamiento de las aguas residuales.

Como se ha indicado en varias ocasiones, la EDAR objeto de diseño prestaría servicio a la totalidad de las aguas residuales generadas en el margen izquierdo de Tarija. Actualmente estas aguas residuales no son tratadas conjuntamente, sino que su gestión se divide entre las lagunas de oxidación de San Luis, cámaras sépticas o son vertidas sin ningún tratamiento previo a diferentes quebradas que desembocan en el río Guadalquivir. Dada la complejidad de analizar todas estas aguas residuales, se ha optado por caracterizar el agua de entrada a la planta de San Luis, donde se tratan la mayor parte de las aguas residuales del margen izquierdo, y por tanto extrapolar la caracterización de estas aguas al conjunto de las que se van a tratar en la futura EDAR. También se ha comprobado que la mayoría de las industrias del margen izquierdo, especialmente aquellas que generan un mayor caudal efluente, ya vierten a las lagunas de San Luis, por tanto, con la hipótesis asumida no se está obviando ninguna industria que genere un efluente que pueda alterar significativamente las concentraciones que se van a obtener.

A continuación se va a explicar detalladamente el proceso de recogida de muestras y los análisis realizados para la caracterización de las aguas residuales que se tratarían en la planta que se va a diseñar:

- La muestra analizada corresponde a una muestra compuesta constituida por una serie de muestras simples tomadas durante 24 horas.
- Dichas muestras simples fueron tomadas desde las 8 a.m. del día 13 de diciembre de 2019 hasta las 7 a.m. del día siguiente (ambas horas incluidas), con intervalos de una hora desde las 8 a.m. hasta las 7 p.m., y de ahí en adelante con intervalos de dos horas.
- Las muestras fueron recogidas en el canal Parshall de entrada a las lagunas de oxidación que existen actualmente. El canal presenta sección rectangular. Dado que no se encuentra aforado, se midió el caudal de entrada en cada toma de muestra, haciendo uso de un molinete para la velocidad y un metro de madera para el tirante de agua. La anchura del canal es de 1 metro. Estas medidas de caudales serán necesarias tanto para la elaboración de la muestra compuesta como para elaborar la curva de caudales diarios y establecer caudales medios y punta, como se desarrollará más adelante.
- Se recogió un litro de cada una de las muestras simples empleando para ello botellas estériles para la recogida de muestras de agua, y todas ellas se guardaron en una caja isotérmica de poliestireno hasta su traslado al laboratorio de química de la

Universidad Católica Boliviana – Regional Tarija, donde se integró la muestra compuesta y se realizaron las correspondientes determinaciones de laboratorio.

## 7.2.- Elaboración de la muestra compuesta

Una vez en el laboratorio, se realizaron los siguientes cálculos necesarios para la elaboración de la muestra compuesta:

- Por medio de la ecuación 7.1 se determina en cada hora el caudal de entrada a las lagunas de oxidación con los datos de las dimensiones del canal Parshall (ancho fijo de 1m y tirante) y la velocidad del agua.

$$Q_i = v * A \quad (\text{Ec. 7.1})$$

Donde:

- $Q_i$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ): caudal de entrada
  - $v$  ( $\text{m}/\text{s}$ ): velocidad
  - $A$  ( $\text{m}^2$ ): sección del canal
- Con los valores de los caudales se halla el volumen de cada una de las submuestras que entra a la planta en una hora, por medio de la ecuación 7.2.

$$V_{sb} = Q_i * T_i \quad (\text{Ec. 7.2})$$

Donde:

- $V_{sb}$  ( $\text{m}^3$ ): volumen de la submuestra
  - $Q_i$  ( $\text{m}^3/\text{h}$ ): caudal de entrada
  - $T_i$  (h): intervalo de tiempo
- Con el cálculo de los volúmenes de entrada a la planta y fijando en 5 litros el volumen de la muestra compuesta que se desea obtener, se puede calcular el volumen de cada una de las muestras simples que va a integrar la muestra compuesta (ecuación 7.3).

$$V_i = V_m * \frac{V_{sb}}{V_t} \quad (\text{Ec. 7.3})$$

Donde:

- $V_i$  (ml): volumen de cada submuestra que va a constituir la muestra compuesta
- $V_m$  (ml): volumen de muestra compuesta que se desea obtener
- $V_{sb}$  ( $\text{m}^3$ ): volumen de la submuestra
- $V_t$  ( $\text{m}^3$ ): volumen total (suma de las submuestras)

- Como se comentó anteriormente, a partir de las 7:00 p.m. la recogida de muestras se hizo cada dos horas. Por tanto, para la elaboración de la muestra compuesta, se va a dividir el volumen que correspondería a cada una de las horas en las que no se tomó muestra, entre la hora anterior y posterior. De esta manera se pretende elaborar la muestra compuesta intentando salvar las limitaciones que se presentaron y alterando lo menos posible las concentraciones de los contaminantes que existan en el agua residual.

**Tabla 7.1. Cálculo de los volúmenes de las submuestras que integran la muestra compuesta**

Muestra	Hora	T <sub>i</sub> (h)	Calado (m)	Área (m <sup>2</sup> )	v <sub>i</sub> (m/s)	Q <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> /h)	V <sub>sb</sub> (m <sup>3</sup> ) = Q <sub>i</sub> * T <sub>i</sub>	V <sub>i</sub> (ml)	Volumen para muestra compuesta (ml)
1	8:00	1	0.52	0.52	0.75	1404.00	1404.00	224	224
2	9:00	1	0.56	0.56	0.82	1653.12	1653.12	263	263
3	10:00	1	0.6	0.6	0.81	1749.60	1749.60	279	279
4	11:00	1	0.6	0.6	0.89	1922.40	1922.40	306	306
5	12:00	1	0.59	0.59	0.86	1826.64	1826.64	291	291
6	13:00	1	0.58	0.58	0.85	1774.80	1774.80	283	283
7	14:00	1	0.58	0.58	0.865	1806.12	1806.12	288	288
8	15:00	1	0.56	0.56	0.82	1653.12	1653.12	263	263
9	16:00	1	0.57	0.57	0.83	1703.16	1703.16	271	271
10	17:00	1	0.55	0.55	0.8	1584.00	1584.00	252	252
11	18:00	1	0.55	0.55	0.825	1633.50	1633.50	260	260
12	19:00	1	0.53	0.53	0.8	1526.40	1526.40	243	359
*	20:00	1				1451.70	1451.70	231	0
13	21:00	1	0.51	0.51	0.75	1377.00	1377.00	219	440
*	22:00	1				1314.54	1314.54	209	0
14	23:00	1	0.47	0.47	0.74	1252.08	1252.08	200	392
*	0:00	1				1105.74	1105.74	176	0
15	1:00	1	0.41	0.41	0.65	959.40	959.40	153	298
*	2:00	1				719.46	719.46	115	0
16	3:00	1	0.36	0.36	0.37	479.52	479.52	76	173
*	4:00	1				490.68	490.68	78	0
17	5:00	1	0.34	0.34	0.41	501.84	501.84	80	172
*	6:00	1				664.20	664.20	106	0
18	7:00	1	0.41	0.41	0.56	826.56	826.56	132	185
							<b>31,379.58</b>		<b>5000</b>

\*Las filas resaltadas en amarillo hacen referencia a submuestras que no se recogieron, pero se han empleado de manera auxiliar para realizar los cálculos de los volúmenes que conforman la muestra compuesta.

**Fuente: elaboración propia**

- Una vez calculado el volumen de cada submuestra que va a constituir la muestra compuesta, se procede a su elaboración. Para ello se vierte parte de cada una de las submuestras en diferentes vasos de precipitado, los cuales se agitan para homogeneizar la muestra. A continuación, se vierte el contenido del vaso a una probeta para medir el volumen correspondiente de cada una de las submuestras (según los volúmenes indicados en la última columna de la tabla 7.1). Una vez medido el volumen correspondiente, se pasa de la probeta a una botella estéril de 5 litros que es donde se va a conservar la muestra compuesta. Se repite el proceso con cada una

de las submuestras hasta añadir a la botella de 5 litros todos los volúmenes que van a constituir la muestra final.

Una vez preparada la muestra compuesta tal y como se ha explicado, se procede a realizar los análisis y mediciones necesarios para la correcta y completa caracterización del agua residual.

### 7.3.- Ensayos de laboratorio

Para plantear el diseño de una EDAR es necesario disponer de una caracterización completa del agua residual de entrada a planta. Los parámetros que se deben conocer para tener correctamente caracterizada un agua residual son:

- DQO (soluble y suspendida)
- DBO<sub>líim</sub> (soluble y suspendida)
- Sólidos suspendidos (SS, SSV)
- Nitrógeno
  - Total (soluble y suspendido)
  - Amonio y nitrato
- Fósforo
  - Total (soluble y suspendido)
  - Ortofosfatos
- pH, conductividad, temperatura, alcalinidad
- Ácidos grasos volátiles

A continuación se van a describir los ensayos de laboratorio realizados detallando el material y reactivos utilizados, el procedimiento y los resultados experimentales obtenidos. Algunos de los parámetros indicados anteriormente no se pudieron determinar por falta de material de laboratorio. Éstos serán estimados más adelante haciendo uso de valores y ratios típicos a partir de los parámetros obtenidos en los siguientes ensayos:

#### 7.3.1.- Parámetros in situ (pH, conductividad)

Los parámetros in situ (pH, conductividad, temperatura) se determinan en el momento de recoger las muestras. En este caso, al tratarse de una muestra compuesta, el pH y la conductividad han sido medidos en el laboratorio justo después de elaborar esta muestra. La medición de la temperatura no se realizó dado que se vería alterado el valor real; por tanto, se van a emplear valores de temperatura obtenidos de la bibliografía como se explicará más adelante.

### Material

- Equipo multiparámetro
- Sondas de pH y de conductividad

### Procedimiento experimental

1. Tras verificar la calibración del equipo multiparámetro se conecta a éste la sonda de pH o la sonda de conductividad según el parámetro que se desee determinar.
2. Tras unos segundos aparece en la pantalla el valor del parámetro que se está midiendo.

### Resultados

Se realizaron tres mediciones con cada sonda, obteniéndose tres datos experimentales de pH y conductividad. En el caso del pH también se han incorporado resultados de mediciones in situ realizadas en septiembre de 2019, así como valores tomados de otros estudios (Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija); todo esto con el objetivo de obtener un valor medio más representativo que el que se pueda obtener en una única campaña de muestreo. El valor final de cada parámetro se determina como la media aritmética de todos los valores de los que se dispone (tabla 7.2).

**Tabla 7.2. pH y conductividad. Valores experimentales, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
pH	7.59*	7.22	0.29
	7.17*		
	7.57**		
	7.15**		
	7.16**		
	7.32**		
	6.70**		
	7.08**		
Conductividad ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )	902	903	1
	904		
	903		

\*Media de las mediciones realizadas por el autor en septiembre y diciembre de 2019 respectivamente.

\*\*Valores obtenidos de estudios anteriores.

**Fuente: elaboración propia**

### 7.3.2.- Turbidez

#### Material

- Turbidímetro
- Cubetas de vidrio

#### Procedimiento experimental

1. Se rellena una cubeta de vidrio con la muestra hasta la marca.
2. Se limpia el exterior de la cubeta y se introduce en el hueco del turbidímetro haciendo coincidir la flecha de la cubeta con la marca del aparato.
3. Se realiza la medición apareciendo el valor de la turbidez en pantalla.

#### Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.3. El valor de turbidez considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.3. Turbidez. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
Turbidez (NTU)	220	217	2.52
	217		
	215		

Fuente: elaboración propia

### 7.3.3.- Alcalinidad

Para la determinación de la alcalinidad del agua residual, se va a seguir el método de fenolftaleína mediante titulación con ácido sulfúrico (Hach C., 2000).

#### Material

- Titulador
- Tubo de alimentación
- Matraz Erlenmeyer de 250 ml
- Agitador magnético
- Bureta
- Imán de agitación
- Vidrio de laboratorio

- Cartucho de titulación de ácido sulfúrico
- Bolsa de polvo de indicador de fenolftaleína
- Bolsa de polvo de indicador rojo de metil – verde de bromocresol

### Procedimiento experimental

1. Se selecciona el volumen de la muestra y el cartucho de titulación de ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ) correspondiente a la concentración de alcalinidad esperada como mg/l de carbonato de calcio ( $CaCO_3$ ) de la tabla 7.4. Dado que se estima una alcalinidad dentro del rango 100 – 400 mg  $CaCO_3/l$ , se va a emplear un volumen de 100 ml de muestra y un cartucho de titulación de ácido sulfúrico de 1.600.

**Tabla 7.4. Valores empleados en el procedimiento en función de la alcalinidad estimada.**

Rango (mg/l como $CaCO_3$ )	Volumen de la muestra (ml)	Cartucho de titulación ( $H_2SO_4$ )	Número de Catálogo	Factor de Multiplicación
10-40	100	0.1600	14388-01	0.1
40-160	25	0.1600	14388-01	0.4
100-400	100	1.600	14389-01	1.0
200-800	50	1.600	14389-01	2.0
500-2000	20	1.600	14389-01	5.0
1000-4000	10	1.600	14389-01	10.0

Fuente: Manual de análisis de agua de Hach, 2000.

2. Se inserta un tubo de alimentación limpio en el cartucho de titulación. Se ajusta el cartucho al cuerpo del titulador.
3. Se gira la perilla de descarga para expulsar unas gotas de titulante. Se reinicia el contador a cero y se limpia la punta.
4. Haciendo uso de una probeta se miden los 100 ml de volumen de muestra y se transfieren a un matraz Erlenmeyer limpio de 250 ml. Se introduce también un imán de agitación.
5. Se coloca el matraz sobre el agitador magnético y se enciende.
6. Se añade al matraz Erlenmeyer el contenido de una bolsa de polvo de fenolftaleína.
7. Dado que la solución mantiene su color original, se agrega el contenido de una bolsa de polvo de indicador rojo de metil - verde de bromocresol al matraz.
8. Se ajusta el cuerpo del titulador en la bureta sumergiendo el tubo de titulación en la solución.
9. Se realiza la titulación con ácido sulfúrico hasta observar el viraje de color de verde a violeta/rosa claro.
10. El valor alcanzado que aparece en el cuerpo del titulador corresponde con la alcalinidad de la solución. Esto es así ya que el factor de multiplicación que se le aplica al número obtenido es 1.0, por suponerse un rango de alcalinidad de 100 – 400 mg  $CaCO_3/l$ .

## Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.5. El valor de alcalinidad considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.5. Alcalinidad. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica.**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
Alcalinidad (mg CaCO <sub>3</sub> /l)	192	197	5.03
	202		
	196		

Fuente: elaboración propia

### 7.3.4.- Sólidos

En cuanto a los sólidos, para la completa caracterización de un agua residual, es necesario determinar sólidos totales, sólidos suspendidos y sólidos suspendidos volátiles. No fue posible determinar éstos últimos dado que no se contaba con un horno de mufla, por tanto, se midieron únicamente los sólidos totales y los sólidos suspendidos (Mengual J., 2019). La fracción volátil se calculará más adelante a partir de ratios típicos.

#### 7.3.4.1.- Sólidos totales

### Material

- Cápsula de porcelana
- Estufa de desecación
- Recipiente desecador
- Balanza de precisión

### Procedimiento experimental

1. Se seca la cápsula a 105°C durante un mínimo de dos horas hasta masa constante. Se saca de la estufa, se deja enfriar en el desecador y se pesa.
2. Se vierte en la cápsula un volumen de 100 ml de la muestra y se deposita en la estufa, a 95°C, hasta su total evaporación.
3. Cuando toda el agua se ha evaporado, se eleva la temperatura de la estufa hasta 105°C, y se mantiene durante 4 horas.
4. A continuación, se saca la cápsula de la estufa y se deja enfriar en el desecador, pesando seguidamente. La diferencia entre las dos pesadas representa los sólidos totales contenidos en el agua evaporada.

## Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.6. El valor de sólidos totales considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.6. Sólidos totales. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
ST (mg ST/l)	1360	1198	145.09
	1154		
	1080		

Fuente: elaboración propia

### *7.3.4.2.- Sólidos suspendidos*

#### Material

- Equipo de filtración
- Bomba de vacío
- Estufa de desecación
- Filtro de  $\phi 47$  mm y tamaño de poro  $1.2 \mu\text{m}$
- Cápsula de porcelana
- Balanza de precisión
- Recipiente desecador

#### Procedimiento experimental

1. Se deseca el filtro y la cápsula a  $105^{\circ}\text{C}$  (durante un mínimo de 2 horas) hasta pesada constante. Se sacan de la estufa, se enfrían en el desecador y se pesan.
2. Se acopla el filtro en el equipo de filtración y posteriormente se enrosca el embudo con cuidado de no dañar el filtro.
3. Se conecta el equipo de filtración a la bomba de vacío.
4. Se llena el embudo con el agua problema y se pone en funcionamiento la bomba de vacío. Se filtra progresivamente el volumen que se desee. Se debe mantener el vacío hasta que el filtro comience a secarse.
5. Una vez se haya filtrado completamente la muestra se detiene el vacío, se desenrosca el embudo y se retira el filtro.
6. El filtro que se ha retirado del equipo se coloca sobre la cápsula de porcelana y se pone a desecar en la estufa a  $105^{\circ}\text{C}$ .
7. Una vez seco y enfriado se pesa la cápsula en el desecador. La masa de los sólidos suspendidos es la diferencia entre este valor y la masa inicial del filtro seco más la cápsula vacía.

## Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.7. El valor de sólidos suspendidos considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.7. Sólidos suspendidos. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
SS (mg SS/l)	140	163	20.82
	180		
	170		

Fuente: elaboración propia

### 7.3.5.- DQO<sub>total</sub>, DQO soluble y DBO<sub>5 total</sub>

Para determinar estos parámetros se va a seguir el procedimiento indicado en el Manual de análisis de agua de Hach, 2000.

#### 7.3.5.1.- DQO<sub>total</sub>

### Material

- Reactor de DQO
- Espectrofotómetro
- Tubo de reactivo para digestión de DQO
- Vidrio de laboratorio

### Procedimiento experimental

1. Se conecta el reactor de DQO y se precalienta a 150 °C.
2. Se coge un tubo de reactivo para digestión de la DQO y se añaden lentamente 2 ml de muestra previamente homogeneizada.
3. Se cierra el tubo de reactivo y se invierte suavemente varias veces. Se coloca en el reactor de DQO precalentado.
4. Con otro tubo de reactivo se prepara un blanco de igual manera que se ha hecho con la muestra, pero añadiendo en su lugar 2 ml de agua desionizada.
5. Este segundo tubo se coloca también en el reactor de DQO y se procede a la digestión durante 2 horas.
6. Una vez transcurrido el tiempo se desconecta el reactor y se espera hasta que los tubos se enfríen.
7. Se conecta el espectrofotómetro y se selecciona el programa para DQO.

8. Se limpia la parte exterior del tubo del blanco y se introduce en el adaptador del espectrofotómetro. Éste lo reconocerá como la puesta a cero.
9. Posteriormente se repite el proceso con el tubo de la muestra. Tras ser reconocido aparecerá en la pantalla el valor de DQO de la muestra.

### Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.8. El valor de DQO considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.8. DQO. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
DQO (mg O <sub>2</sub> /l)	620	621	6.03
	627		
	615		

Fuente: elaboración propia

#### *7.3.5.2.- DQO soluble*

Para calcular la fracción soluble de la DQO en primer lugar se realiza el filtrado de la muestra y posteriormente se realiza la determinación de la DQO como se ha detallado en el punto anterior.

### Material

- Equipo de filtración
- Bomba de vacío
- Filtro de  $\phi 47$  mm y tamaño de poro 1.2  $\mu\text{m}$ .
- Reactor de DQO
- Espectrofotómetro
- Tubo de reactivo para digestión de DQO
- Vidrio de laboratorio

### Procedimiento experimental

1. Para el filtrado de la muestra se sigue el procedimiento para la determinación de los sólidos suspendidos desde el punto 2 al 5, ambos incluidos.
2. Una vez se tenga la muestra filtrada, para obtener el valor de DQO soluble se sigue el procedimiento desarrollado anteriormente para la determinación de la DQO total.

### Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.9. El valor de DQO soluble considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.9. DQO<sub>sol</sub>. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
DQO soluble (mg O <sub>2</sub> /l)	364	362	2.52
	359		
	362		

Fuente: elaboración propia

#### 7.3.5.3.- DBO<sub>5 total</sub>

### Material

- Incubadora DBO
- DBOmetro
- Botella de incubación
- Tapones de caucho con receptáculo para el hidróxido
- Imán de agitación
- Cuchara de espátula
- Termómetro
- Vidrio de laboratorio
- Sobre con solución tampón de nutrientes
- 2 - 3 lentejas de NaOH

### Procedimiento experimental

1. Se calienta o enfría la muestra hasta que se encuentra a una temperatura entre 19 y 21 °C.
2. Se coloca un imán de agitación en el interior de una botella de incubación.
3. En función del valor de DBO<sub>5</sub> que se espera obtener, se elige el volumen que se va a emplear de la muestra, tal y como se indica en la tabla 7.10. Para estar del lado de la seguridad y evitar que la medida se saliera de rango se estimó un intervalo de 0 a 700 mg O<sub>2</sub>/l, tomándose 95 ml de la muestra.

**Tabla 7.10. Volumen de muestra empleado en el procedimiento en función de la DBO<sub>5</sub> estimada**

Escala de medición de DBO en mg/L	Volumen de la muestra en ml
0 a 35	420
0 a 70	355
0 a 350	160
0 a 700	95

Fuente: Manual de análisis de agua de Hach

4. Tras homogeneizar la muestra se mide el volumen necesario en una probeta graduada y se transfiere el contenido a la botella de incubación.
5. También se agrega a la botella de incubación el contenido de un sobre de solución tampón de nutrientes.
6. Se coloca el tapón de caucho en el cuello de la botella y con una cuchara de espátula se añaden 2 o 3 lentejas de hidróxido de sodio.
7. Se coloca la botella en el DBOmetro.
8. Se ajusta el tubo correspondiente con el emplazamiento de la botella al cuello de ésta.
9. Se coloca el DBOmetro en el interior de la incubadora.
10. Se conecta y enciende el instrumento asegurándonos de que el imán agitador está rotando.
11. Se selecciona el programa elegido (escala de medición de 0 a 700 mg O<sub>2</sub>/l) en el canal en el que se encuentre la botella y se presiona la tecla ON.
12. Tras 5 días se obtiene en pantalla la curva de DBO<sub>5</sub> obtenida junto con el valor correspondiente.

### Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.11. El valor de DBO<sub>5</sub> considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.11. DBO<sub>5</sub>. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
DBO <sub>5</sub> (mg O <sub>2</sub> /l)	400	402	4.73
	398		
	407		

Fuente: elaboración propia

### 7.3.6.- Nutrientes

#### 7.3.6.1.- Nitrógeno total, NKT, $NO_2 + NO_3$

##### Material

- Reactor
- Espectrofotómetro
- Kit método simplificado NKT - TNT 880
  - o Vial 1
  - o Vial 2
  - o Solución A
  - o Tableta B
  - o Microcápsulas C
  - o Solución D
- Tubo de reacción
- Matraz aforado de 50 ml.
- Vidrio de laboratorio

##### Procedimiento experimental

1. Dado que el programa que se va a emplear mide concentraciones de nitrógeno máximas de 16 mg N/l, se va a realizar una dilución 1/10 de la muestra original.
2. Para ello se añade con una pipeta 5 ml de muestra en un matraz aforado de 50 ml y se enrasa hasta el aforo con agua desionizada.
3. Se precalienta el reactor a 100 °C.
4. Se añade de manera sucesiva y rápida a un tubo de reacción vacío: 1.3 ml de la dilución preparada, 1.3 ml de la solución A y una tableta de B.
5. Se cierra inmediatamente el tubo de reacción.
6. Se introduce el tubo en el reactor y se procede a la digestión a 100 °C durante una hora.
7. Tras la digestión y después de que se atempere el tubo de reacción, se añade una microcápsula C.
8. Se cierra el tubo de reacción y se invierte varias veces hasta que el contenido de la microcápsula se haya disuelto por completo.
9. Una vez disuelta la microcápsula se pipetea 0.5 ml de la muestra digerida en el vial 1 y seguidamente 0.2 ml de la solución D.
10. Se cierra el vial 1, se invierte varias veces y se reserva para la medición
11. Se toma el vial 2 y se pipetea en él sucesivamente 1 ml de la muestra diluida sin digerir y 0.2 ml de la solución D.
12. Se cierra el vial 2 y se invierte varias veces.
13. Comienza un tiempo de reacción de 15 minutos.

14. Transcurridos los 15 minutos se limpia bien el exterior de los viales y se introducen en el espectrofotómetro, en primer lugar el vial 1 y después el vial 2.
15. Aparecen en la pantalla del espectrofotómetro los valores de nitrógeno total, NKT y  $\text{NO}_2 + \text{NO}_3$  de la muestra diluida. Dado que se ha realizado inicialmente una dilución 1/10, se multiplica por 10 los valores obtenidos para obtener las concentraciones reales de la muestra original.

### Resultados

Debido a la escasez de reactivos, el procedimiento se realizó dos veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.12. Los valores considerados de nitrógeno total, NKT y  $\text{NO}_2 + \text{NO}_3$  para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.12.  $\text{N}_T$ , NKT y  $\text{NO}_2 + \text{NO}_3$ . Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
$\text{N}_T$ (mg N/l)	53.06	54.13	1.51
	55.20		
NKT (mg N/l)	52.60	53.65	1.48
	54.70		
$\text{NO}_2 + \text{NO}_3$ (mg N/l)	0.46	0.48	0.03
	0.50		

Fuente: elaboración propia

Debido a la inestabilidad del nitrito ( $\text{NO}_2$ ) y a las concentraciones tan bajas en las que se suele presentar en el agua residual urbana, se va a considerar que su concentración es cero y que el valor obtenido de  $\text{NO}_2 + \text{NO}_3$  corresponde únicamente al nitrato.

#### 7.3.6.2.- Nitrógeno total soluble

##### Material

- Equipo de filtración
- Bomba de vacío
- Filtro de  $\phi 47$  mm y tamaño de poro 1.2  $\mu\text{m}$ .
- Reactor
- Espectrofotómetro
- Kit método simplificado NKT - TNT 880
  - Vial 1
  - Vial 2
  - Solución A
  - Tableta B

- Microcápsulas C
- Solución D
- Tubo de reacción
- Matraz aforado de 50 ml.
- Vidrio de laboratorio

### Procedimiento experimental

1. Se siguen los pasos del 1 al 4 del procedimiento experimental para la determinación de la DQO y DBO<sub>5</sub> solubles, referentes al filtrado de la muestra.
2. Se siguen los pasos del 1 al 14 del procedimiento experimental del nitrógeno total referentes a la dilución de la muestra original, su preparación y digestión.
3. Aparece en la pantalla del espectrofotómetro varios valores, escogiéndose únicamente el primero, que corresponde con el nitrógeno total soluble. Igual que en la determinación anterior, se multiplica por 10 el valor que aparece en la pantalla para obtener la concentración de nitrógeno total soluble de la muestra.

### Resultados

Debido a la escasez de reactivos, el procedimiento se realizó dos veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.13. El valor considerado de nitrógeno total soluble para la caracterización del agua fue la media de los dos resultados obtenidos.

**Tabla 7.13. N<sub>T soluble</sub>. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
N <sub>T soluble</sub> (mg N/l)	48.6	49.3	0.99
	50.0		

Fuente: elaboración propia

#### 7.3.6.3.- NH<sub>4</sub>

### Material

- Espectrofotómetro
- Matraz aforado de 100 ml
- 2 cubetas de reacción
- Vidrio de laboratorio
- 2 sobres de cianuro de amonio en polvo
- 2 sobres de salicilato de amonio en polvo

### Procedimiento experimental

1. Dado que el programa que se va a emplear mide concentraciones de amonio máximas de 1 mg N/l, se va a realizar una dilución 1/50 de la muestra original.
2. Para ello se añade con una pipeta 2 ml de muestra en un matraz aforado de 100 ml y se enrasa hasta el aforo con agua desionizada.
3. Se selecciona el programa correspondiente en el espectrofotómetro. En este caso el programa 385 N, Ammonnia, Salic.
4. Se rellena una de las cubetas con 10 ml de la dilución elaborada y la otra cubeta con 10 ml de agua desionizada.
5. Se añade el contenido de un sobre de salicilato de amonio a cada una de las cubetas.
6. Se tapan las cubetas y se agitan hasta que se disuelva el reactivo.
7. Una vez disuelto el reactivo comienza un tiempo de reacción de 3 minutos.
8. Cuando acabe el tiempo de reacción se añade el contenido de un sobre de cianuro de amonio a cada una de las cubetas.
9. Igual que antes, se tapan las cubetas, se agitan hasta que se disuelva el reactivo y comienza un tiempo de reacción de 15 minutos.
10. Al finalizar el tiempo de reacción se limpia el exterior de la cubeta del blanco y se inserta en el hueco del espectrofotómetro, estableciendo el cero.
11. A continuación se repite el mismo proceso con la cubeta que contiene la muestra diluida. En la pantalla del espectrofotómetro aparece el valor de amonio en la muestra diluida en mg N/l.
12. Se deshace la dilución multiplicando por 50 la concentración de amonio obtenida.

### Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.14. El valor de nitrógeno amoniacal considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.14. NH<sub>4</sub>. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
NH <sub>4</sub> (mg N/l)	44	43	5.03
	40		
	45		

Fuente: elaboración propia

#### 7.3.6.4.- Fósforo total

##### Material y reactivos

- Matraz aforado de 100 ml
- Matraces Erlenmeyer
- Placa calefactora
- Cabina extractora de gases
- Agitador magnético
- Imán de agitación
- Espectrofotómetro
- 2 cubetas de reacción
- Vidrio de laboratorio
- 1 sobre de PhosVer 3
- Ácido sulfúrico concentrado
- Ácido nítrico concentrado
- Bolsa de polvo de indicador de fenolftaleína
- Ácido sulfúrico 5N
- NaOH 6N

##### Procedimiento experimental

1. Para la determinación del fósforo total, se va a realizar en primer lugar la digestión de la muestra para oxidar todas las especies del fósforo a ortofosfato, y posteriormente determinar la concentración de ortofosfato por el método del ácido ascórbico.
2. Dado que el programa que se va a emplear mide concentraciones máximas de ortofosfato de 2.5 mg  $\text{PO}_4^{3-}/\text{l}$ , se va a realizar una dilución 1/20 de la muestra original.
3. Para ello se añade con una pipeta 5 ml de muestra en un matraz aforado de 100 ml y se enrasa hasta el aforo con agua desionizada.
4. Para la digestión, la muestra diluida se reparte entre dos matraces Erlenmeyer de 250 ml, añadiendo a cada uno 50 ml de la dilución y adicionando 1 ml de ácido sulfúrico concentrado y 5 ml de ácido nítrico concentrado.
5. Se colocan los dos matraces sobre una plancha calefactora en la cabina extractora de gases.
6. Se enciende la plancha calefactora y comienza la digestión vigilando constantemente que la muestra no se evapore totalmente. Cuando comiencen a salir humos blancos es el momento de finalizar la digestión hasta un volumen final de 1 ml. La muestra se encuentra bien digerida si no se ha formado un precipitado ni existen sólidos finos. En el caso de que alguna de estas dos cosas suceda es necesario diluir la muestra y realizar de nuevo la digestión.
7. Una vez finalice la digestión se dejan enfriar las muestras dentro de la cabina extractora de gases.

8. Una vez se hayan enfriado se retiran de la cabina y con un frasco lavador de orificio fino se enjuagan las paredes de los Erlenmeyer con agua desionizada hasta un volumen que no sobrepase los 30 ml.
9. Se toma el Erlenmeyer al que se le vaya a adicionar posteriormente el reactivo y se coloca sobre un agitador magnético. Se introduce en él un imán de agitación.
10. Se añade al matraz una bolsa de polvo de indicador de fenolftaleína y se neutraliza con NaOH 6N y posteriormente, si es necesario con H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 5N, hasta que la muestra se vuelva incolora.
11. Se llevan ambas muestras hasta un volumen de 50 ml inicial añadiendo agua desionizada.
12. Para la determinación del fósforo total mediante espectrofotometría se selecciona el programa 490P React. PP en el espectrofotómetro.
13. Se rellenan las dos cubetas cada una con 10 ml de cada uno de los Erlenmeyer: el que no se ha neutralizado para el blanco de muestra, y el otro para el reactivo.
14. A la cubeta que se va a emplear para el reactivo se le añade un sobre de polvo de reactivo PhosVer 3.
15. Inmediatamente se cierra esta cubeta y se agita durante 20 -30 segundos.
16. Posteriormente se dejan reposar las cubetas durante un tiempo de reacción de 2 minutos.
17. Al finalizar el tiempo de reacción se limpia el exterior de la cubeta del blanco y se inserta en el hueco del espectrofotómetro, estableciendo el cero.
18. A continuación se repite el mismo proceso con la otra cubeta. En la pantalla del espectrofotómetro aparecerá el valor del fósforo total de la muestra diluida expresado en mg PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>/l.
19. Se deshace la dilución multiplicando por 20 la concentración obtenida y así se obtiene el valor de fósforo total presente en la muestra.

### Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.15. El valor de fósforo total considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.15. P<sub>T</sub>. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
P <sub>T</sub> (mg PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> /l)	28.2	30.0	1.96
	29.8		
	32.1		

Fuente: elaboración propia

En la caracterización del agua, la concentración de fósforo total se expresa en unidades de mg P/l, por tanto, se va a formular de esta manera haciendo uso de los pesos moleculares:

$$P_T \left( \frac{\text{mg P}}{\text{l}} \right) = 30 \frac{\text{mg PO}_4^{3-}}{\text{l}} * \frac{1 \text{ mmol PO}_4^{3-}}{95 \text{ mg PO}_4^{3-}} * \frac{31 \text{ mg P}}{1 \text{ mmol PO}_4^{3-}} = 9.79 \text{ mg P/l}$$

La concentración de fósforo total en el agua residual es de 9.79 mg P/l.

### 7.3.6.5.- Ortofosfatos

#### Material y reactivos

- Espectrofotómetro
- Matraz aforado de 50 ml
- Vidrio de laboratorio
- 2 cubetas de reacción
- 1 sobre de PhosVer 3

#### Procedimiento experimental

1. Dado que el programa que se va a emplear mide concentraciones máximas de ortofosfato de 2.5 mg PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>/l, se va a realizar una dilución 1/5 de la muestra original.
2. Para ello se añade con una pipeta 10 ml de muestra en un matraz aforado de 50 ml y se enrasa hasta el aforo con agua desionizada.
3. Se selecciona el programa correspondiente en el espectrofotómetro. En este caso el programa 490P React. PP.
4. Se rellenan las dos cubetas cada una con 10 ml de la dilución elaborada.
5. A una de las cubetas se le añade un sobre de polvo de reactivo PhosVer 3.
6. Inmediatamente se cierra esta cubeta y se agita durante 20 -30 segundos.
7. Posteriormente se dejan reposar las cubetas durante un tiempo de reacción de 2 minutos.
8. Al finalizar el tiempo de reacción se limpia el exterior de la cubeta del blanco y se inserta en el hueco del espectrofotómetro, estableciendo el cero.
9. A continuación se repite el mismo proceso con la otra cubeta. En la pantalla del espectrofotómetro aparecerá el valor de ortofosfato de la muestra diluida expresado en mg PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>/l.
10. Se deshace la dilución multiplicando por 5 la concentración obtenida y así se obtiene el valor de ortofosfato presentes en la muestra.

## Resultados

El procedimiento se realizó tres veces, obteniéndose los valores experimentales que aparecen en la tabla 7.16. El valor de ortofosfato considerado para la caracterización del agua fue la media de los tres resultados obtenidos.

**Tabla 7.16. Ortofosfatos. Valores experimentales obtenidos, valor medio y desviación típica**

Parámetro	Valores experimentales	Media	Desviación típica
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> (mg PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> /l)	11.4	10.9	0.5
	10.4		
	10.9		

Fuente: elaboración propia

En la caracterización del agua, la concentración de ortofosfato se suele expresar en unidades de mg P/l, por tanto, se va a expresar de esta manera haciendo uso de los pesos moleculares:

$$\text{PO}_4^{3-} \left( \text{mg} \frac{\text{P}}{\text{l}} \right) = 10.9 \frac{\text{mg PO}_4^{3-}}{\text{l}} * \frac{1 \text{ mmol PO}_4^{3-}}{95 \text{ mg PO}_4^{3-}} * \frac{31 \text{ mg P}}{1 \text{ mmol PO}_4^{3-}} = 3.56 \text{ mg P/l}$$

La concentración de ortofosfatos en el agua residual es de 3.56 mg P/l.

## 7.4.- Resultados obtenidos

A continuación se muestran agrupados en la tabla 7.17 los resultados obtenidos en los análisis de laboratorio realizados para la caracterización del agua.

**Tabla 7.17. Resultados obtenidos en la caracterización del agua residual de entrada a la EDAR**

Parámetro	Valor	Unidad
pH	7.22	
Conductividad	903	μS/cm
Turbidez	217	NTU
Alcalinidad	197	mg CaCO <sub>3</sub> /l
Sólidos Totales	1198	mg ST/l
Sólidos Susp. Totales	163	mg SST/l
DQO total	621	mg O <sub>2</sub> /l
DQO soluble	362	mg O <sub>2</sub> /l
DBO <sub>5</sub>	402	mg O <sub>2</sub> /l
N <sub>T</sub>	54.13	mg N/l
NKT	53.65	mg N/l
N-NH <sub>4</sub>	43	mg N/l
N-NO <sub>3</sub>	0.48	mg N/l
N <sub>T</sub> soluble	49.3	mg N/l
P <sub>T</sub>	9.79	mg P/l
Ortofosfatos	3.56	mg P/l

Fuente: elaboración propia

Estos valores obtenidos se van a comparar con los típicos de un agua residual urbana (tabla 7.18) para discutir si el agua analizada puede considerarse como tal, y si pueden emplearse valores propios de un agua residual urbana para determinar las concentraciones de los contaminantes que no han podido ser determinados en el laboratorio.

**Tabla 7.18. Composición típica de aguas residuales municipales crudas con aportes menores de efluentes industriales (en mg/l)**

Parámetro	Alto	Medio	Bajo
DQO <sub>total</sub>	1200	750	500
DBO <sub>sol.</sub>	480	300	200
DBO <sub>5</sub>	560	350	230
AGV (como acetato)	80	30	10
N <sub>total</sub>	100	60	30
N <sub>amoniaco</sub>	75	45	20
P <sub>total</sub>	25	15	6
Ortho-P	15	10	4
SST	600	400	250

Fuente: Henze et al., 2017

**Tabla 7.19. Comparación entre los valores del agua problema y valores típicos**

Parámetro	Unidad	Valor medido	Valor bibliografía		
			Carga alta	Carga media	Carga baja
Sólidos Susp. Totales	mg SST/l	163	600	400	250
DQO total	mg O <sub>2</sub> /l	621	1200	750	500
DQO soluble	mg O <sub>2</sub> /l	362	480	300	200
DBO <sub>5</sub>	mg O <sub>2</sub> /l	402	560	350	230
N <sub>T</sub>	mg N/l	54.13	100	60	30
N-NH <sub>4</sub>	mg N/l	43	75	45	20
P <sub>T</sub>	mg P/l	9.79	25	15	6
Ortofosfatos	mg P/l	3.56	15	10	4

Fuente: Adaptado de Henze et al., 2017

Una vez realizada la comparación con datos bibliográficos (Henze, 2017), se puede concluir que el agua problema efectivamente se trata de un agua residual urbana y que presenta cargas medias de materia orgánica y nitrógeno y concentraciones bajas de sólidos suspendidos y fósforo (tabla 7.19). Los parámetros no medidos en laboratorio se van a calcular haciendo uso de relaciones entre los valores de los que se dispone.

### 7.5.- Cálculo del resto de parámetros del agua residual

Como ya se ha indicado, algunos parámetros del agua problema no han podido ser determinados en el laboratorio por limitaciones técnicas. Debido a esto, los parámetros que no se han podido definir se van a calcular haciendo uso de ratios típicos obtenidos de la bibliografía (Henze, 2017), así como de parámetros que sí se han determinado experimentalmente (tablas 7.18 y 7.19). Las ratios son valores típicos que se obtienen de establecer relaciones entre los contaminantes de un agua residual. Los parámetros que no se

han podido medir en el laboratorio son: los ácidos grasos volátiles (AGV), los sólidos suspendidos volátiles (SSV) y el fósforo soluble ( $P_{sol}$ ). Además de estos parámetros es necesario determinar también la DBO límite ( $DBO_{lim}$ ) y sus fracciones.

A continuación se van a determinar los parámetros indicados anteriormente:

- *Ácidos grasos volátiles (AGV)*. Para determinar la concentración de los ácidos grasos volátiles presentes en el agua residual se va a establecer una relación entre los AGV y la  $DQO_{total}$ . El valor de la  $DQO_{total}$  medida es de 621 mg/l, es decir, el agua presenta una carga orgánica media según la composición típica en aguas residuales urbanas (tabla 6.17). Estableciendo una relación para valores medios de AGV y  $DQO_{total}$  se tiene:

$$\frac{30}{750} = \frac{x}{621}$$

$$x = 24.84 \text{ mg HAC/l}$$

- *Sólidos suspendidos volátiles (SSV)*. Para determinar la concentración de SSV en el agua residual se va a establecer una relación entre los SSV y los sólidos suspendidos totales (SST) en aguas con una concentración baja de éstos, según los valores de la tabla 7.17. Con la relación obtenida se determina la concentración estimada de SSV en el agua problema:

$$\frac{SSV}{SST} = \frac{200}{250} = 0.8$$

$$SST = 163 \text{ mg SST/l}$$

$$SSV = 0.8 * SST = 0.8 * 163 = 130.4 \text{ mg SSV/l}$$

- *Fósforo soluble ( $P_{sol}$ )*. Con respecto a la fracción soluble del fósforo, se va a calcular mediante la relación entre la fracción soluble y el fósforo total según los valores de concentraciones medias obtenidos de Henze, 2017. A partir de esta ratio y con el valor del fósforo total conocido se determina la concentración del fósforo soluble del agua problema:

$$\frac{P_{sol}}{P_T} = \frac{11}{15} = 0.733$$

$$P_T = 9.79 \text{ mg P/l}$$

$$P_{sol} = 0.733 * P_T = 0.733 * 9.79 = 7.18 \text{ mg P/l}$$

- $DBO_{lím}$ . Para calcular el valor de la  $DBO_{lím}$  se va a emplear un ratio típico de  $DBO_5/DBO_{lím}$ . Con esta relación y habiendo determinado previamente de manera experimental el valor de la  $DBO_5$  se obtiene la  $DBO_{lím}$ .

$$\frac{DBO_5}{DBO_{lím}} = 0.68$$

$$DBO_5 = 402 \text{ mg } O_2/l$$

$$DBO_{lím} = \frac{402}{0.68} = 591 \text{ mg } O_2/l$$

- $DBO_{lím \text{ sol}}$ . Para determinar la fracción soluble de la  $DBO_{lím}$  se va a calcular primeramente el porcentaje que representa la  $DQO_{sol}$  con respecto a la  $DQO_{total}$  para el caso del agua residual problema. Una vez calculado esta ratio se va a aplicar a la  $DBO_{lím}$  del agua para obtener la fracción soluble.

$$\frac{DQO_{sol}}{DQO_{total}} = \frac{362}{621} = 0.583$$

$$DBO_{lím \text{ total}} = 591 \text{ mg } O_2/l$$

$$DBO_{lím \text{ sol}} = 0.583 * DBO_{lím \text{ total}} = 345 \text{ mg } O_2/l.$$

## 7.6.- Caracterización completa del agua

Una vez determinados los parámetros que no se habían medido de manera experimental, ya se tiene la caracterización completa del agua residual de entrada a la EDAR que se va a diseñar (tabla 7.20).

**Tabla 7.20. Caracterización completa del agua influente a la EDAR de Tarija**

Parámetro	Valor	Unidad
DQO total	621	mg O <sub>2</sub> /l
DQO soluble	362	mg O <sub>2</sub> /l
DQO suspendida	259	mg O <sub>2</sub> /l
DBO <sub>lim.</sub> total	591	mg O <sub>2</sub> /l
DBO <sub>lim.</sub> soluble	345	mg O <sub>2</sub> /l
DBO <sub>lim.</sub> suspendida	246	mg O <sub>2</sub> /l
AGV	24.84	mg HAc/l
N <sub>T</sub>	54.13	mg N/l
N <sub>T</sub> soluble	49.3	mg N/l
NH <sub>4</sub>	43	mg N/l
NO <sub>3</sub>	0.48	mg N/l
P <sub>T</sub>	9.79	mg P/l
P <sub>T</sub> soluble	7.18	mg P/l
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>	3.56	mg P/l
SS	163	mg SS/l
SSV	130.4	mg SSV/l
pH	7.22	-
Conductividad	903	μS/cm
Turbidez	217	NTU
Alcalinidad	197	mg CaCO <sub>3</sub> /l

Fuente: elaboración propia

Estos parámetros de la caracterización del agua no se pueden introducir en el software DESASS tal cual aparecen en la tabla 7.20, sino que en algunos casos es necesario expresarlos con otras unidades. Más adelante se explicará detalladamente los datos de ingreso para realizar las simulaciones.

## 8.- Cálculos para el dimensionamiento de la EDAR

### 8.1.- Evolución de la población

Moore et al. (2010) recomienda un periodo de 20 años para el diseño de una EDAR, por tanto, se va a realizar una proyección de la población para este intervalo de tiempo. Con el dato de la población y el consumo de agua por habitante y día se puede determinar el caudal de entrada medio diario a la planta. Para realizar la estimación de la población a 20 años se va a tener en cuenta tanto la proyección de la población censada como la población flotante.

#### 8.1.1- Población censada

Para realizar la proyección de la población a 20 años, se van a analizar los censos del municipio de Tarija realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), correspondientes con los años 1950, 1976, 1992, 2001 y 2012. En estos censos también se desglosa la población urbana, dato de interés, pues es a la población urbana del margen izquierdo a la que prestará servicio la nueva EDAR. Asimismo, se ha constatado la existencia de publicaciones oficiales que apuntan que el censo del año 1992 presenta un 10% de omisión censal, cifra que aparece citada en la publicación del año 2006 titulada “La omisión censal en América Latina, 1950-2000”. También se ha verificado que el dato de población no registrada en los censos del INE de 2001 y 2012 es del orden del 10%, por tanto, se ha añadido este porcentaje a los datos oficiales de todos los censos de los que se dispone para que la estimación de población a futuro sea lo más realista posible.

**Tabla 8.1. Datos de censos históricos y población urbana corregida**

Año	Población total censada	Población urbana censada	Población urbana corregida (+10%)
1950	-	16398	18038
1976	57475	38916	42808
1992	108241	90113	99124
2001	153457	135783	149361
2012	205346	191491	210641

Fuente: Adaptado del INE - Bolivia

Dado que la EDAR que se va a proyectar va a prestar servicio tan solo al margen izquierdo de la ciudad, se va a calcular la evolución de la población en los distritos del 1 al 11 (ambos incluidos), que son los situados en este margen. De todos los censos existentes, tan solo los correspondientes con los años 2001 y 2012 están disgregados por distritos (tabla 8.2).

**Tabla 8.2. Distribución por distritos de la población registrada en los censos de 2001 y 2012**

Distrito	Población 2001	Población 2012
1	3326	4618
2	5976	7892
3	5127	7465
4	5544	7770
5	7087	9572
6	17452	18889
7	16926	21482
8	20143	31519
9	20623	31331
10	17388	25333
11	8705	14022
12	5594	5070
13	15470	25676
<b>Total</b>	<b>149361</b>	<b>210641</b>

Fuente: Instituto Nacional de Estadística. Censo Nacional de Población y Vivienda del 2001 y 2012

Sin embargo, para aplicar algunos métodos de estimación de la población a futuro, no es suficiente contar con dos censos, sino que se necesitan al menos tres. Por esto, se ha realizado una estimación de la población asentada en el margen izquierdo en el año 1992 con base en el siguiente mapa de crecimiento de la mancha urbana (figura 8.1). Tras el análisis de dicho mapa, se ha decidido establecer la población del margen izquierdo para el año 1992 en un 90% del total de la población urbana.

Para los años 2001 y 2012, la población urbana del margen izquierdo se calcula sumando la población de los distritos del 1 al 11. De este modo ya se tiene la población urbana correspondiente con tres censos históricos: 1992, 2001 y 2012 (tabla 8.3).

**Tabla 8.3. Población histórica asentada en el margen izquierdo de la ciudad de Tarija en los años 1992, 2001 y 2012**

	1992	2001	2012
<b>Población margen izquierda</b>	89212	128297	179893

Fuente: elaboración propia

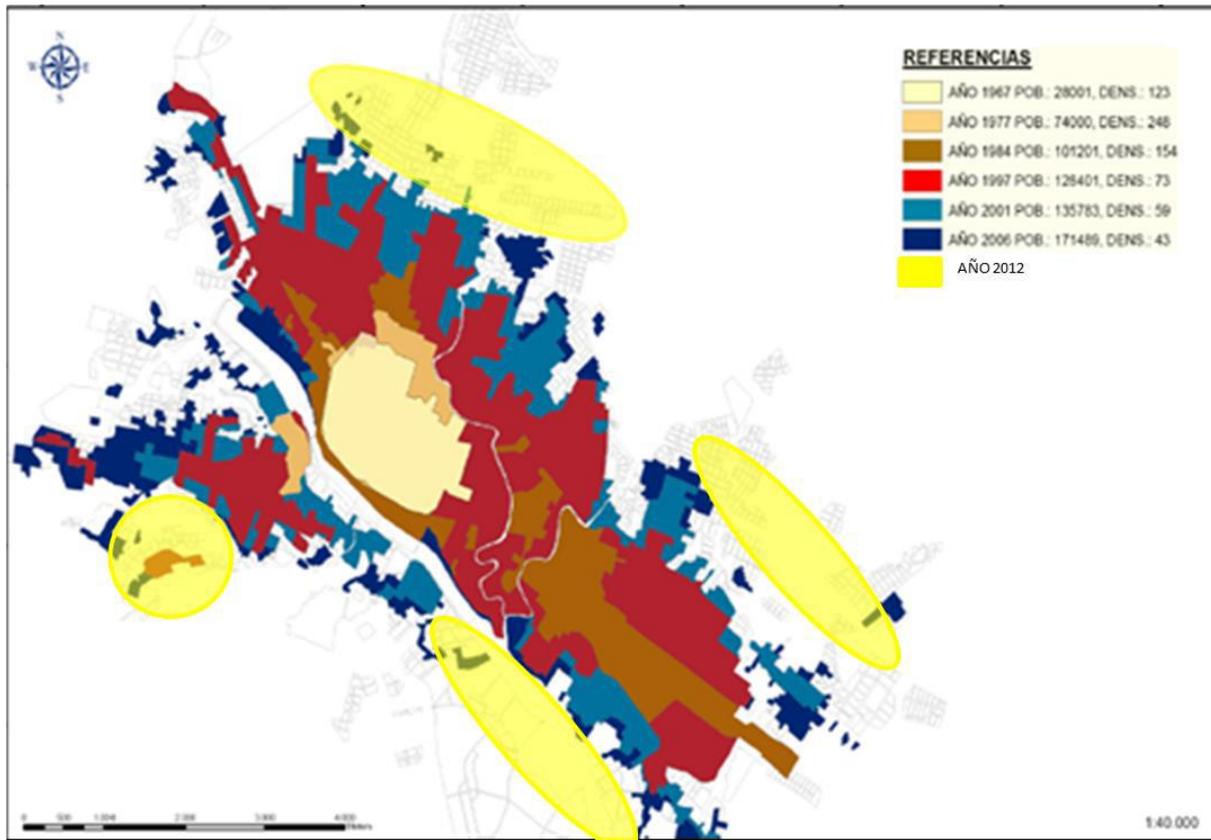


Figura 8.1. Crecimiento histórico de la mancha urbana en Tarija. Fuente: Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija (Bolivia)

Con base en estos valores de población obtenidos, se van a realizar cuatro proyecciones poblacionales a 20 años empleando los siguientes modelos:

- *Modelo aritmético*: el modelo aritmético o modelo de crecimiento lineal considera que el crecimiento de la población es constante e independiente de su tamaño. Este modelo de evolución de la población es válido para cortos espacios de tiempo y no suele ser el tipo de crecimiento que presenta una población.

$$P = P_2 + r * (t - t_2) \quad (\text{Ec. 8.1})$$

$$r = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (\text{Ec. 8.2})$$

Donde:

- P: población que se desea calcular
- t: año en el que se desea calcular
- r: tasa de crecimiento

- $P_1$ : población del primer censo que se emplea para el cálculo
  - $P_2$ : población del segundo censo que se emplea para el cálculo
  - $t_1$ : año del primer censo
  - $t_2$ : año del segundo censo
- *Modelo geométrico*: este modelo considera que a iguales intervalos de tiempo se produce el mismo incremento de la población, es decir, corresponde con un crecimiento exponencial de la misma. Para calcular el incremento del crecimiento es preciso conocer al menos tres censos en espacios de tiempo relativamente cortos, con el objetivo de obtener un valor promedio de la tasa de crecimiento.

$$P = P_2 * (1 + r)^{(t-t_2)} \quad (\text{Ec. 8.3})$$

$$r = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{\frac{1}{t_2-t_1}} - 1 \quad (\text{Ec. 8.4})$$

- *Modelo logarítmico*: este método considera que el crecimiento de la población es proporcional a su tamaño. Se aplica en censos poblacionales con intervalos de tiempo pequeños, de esta manera se puede comprobar qué tendencia presenta el crecimiento poblacional. La tasa de crecimiento se debe calcular para cada año en el que se tenga datos. Se calcula el promedio de estos valores y el resultado es la tasa de crecimiento que se utilizará para calcular el crecimiento poblacional.

$$r = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (\text{Ec. 8.5})$$

$$P = P_2 * e^{r*(t-t_2)} \quad (\text{Ec. 8.6})$$

- *Modelo logístico*: este modelo guarda similitudes con el modelo logarítmico, ya que en ambos se emplea una función exponencial para modelar el crecimiento de la población; sin embargo, en el método logístico se incluyen ciertas limitaciones al crecimiento poblacional como es el factor de población máxima que puede ocupar cierta superficie. El crecimiento se ralentiza conforme se va aproximando a este valor máximo.

$$P = \frac{m}{1 + e^{-a-b*t}} \quad (\text{Ec. 8.7})$$

Donde:

- $m$ : máximo de población que puede establecerse en el margen izquierdo de la ciudad.
- $a, b$ : parámetros propios del lugar donde se quiere estimar la evolución de la población.

Como se ha indicado,  $m$  correspondería con el máximo de población que se puede asentar en el margen izquierdo de Tarija. Para calcular el máximo de población se ha utilizado una densidad máxima de 250 habitantes por hectárea (Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija) y esto se ha multiplicado por el área urbanizable del margen izquierdo (2800.35 Ha). Los factores  $a$  y  $b$  son parámetros propios del lugar donde se quiere estimar la evolución de la población. Haciendo uso de los censos de 2001 y 2012, se ha obtenido un sistema de dos ecuaciones que tiene como incógnitas  $a$  y  $b$ . Resolviendo dicho sistema se obtienen los valores de ambos parámetros. Posteriormente se han reemplazado sus valores en la ecuación de la población y se han calculado las estimaciones para los siguientes años.

Tabla 8.4. Proyecciones demográficas de Tarija y del margen izquierdo de la ciudad

	TARIJA			
	Aritmético	Geométrico	Logarítmico	Logístico
<b>2020</b>	255207	270474	286398	265500
<b>2030</b>	310916	369706	405722	345306
<b>2040</b>	366625	505344	585128	434302

	MARGEN IZQUIERDO			
	Aritmético	Geométrico	Logarítmico	Logístico
<b>2020</b>	217417	230026	239070	225025
<b>2030</b>	264322	312774	333001	288729
<b>2040</b>	311227	425289	469462	356918

Fuente: elaboración propia

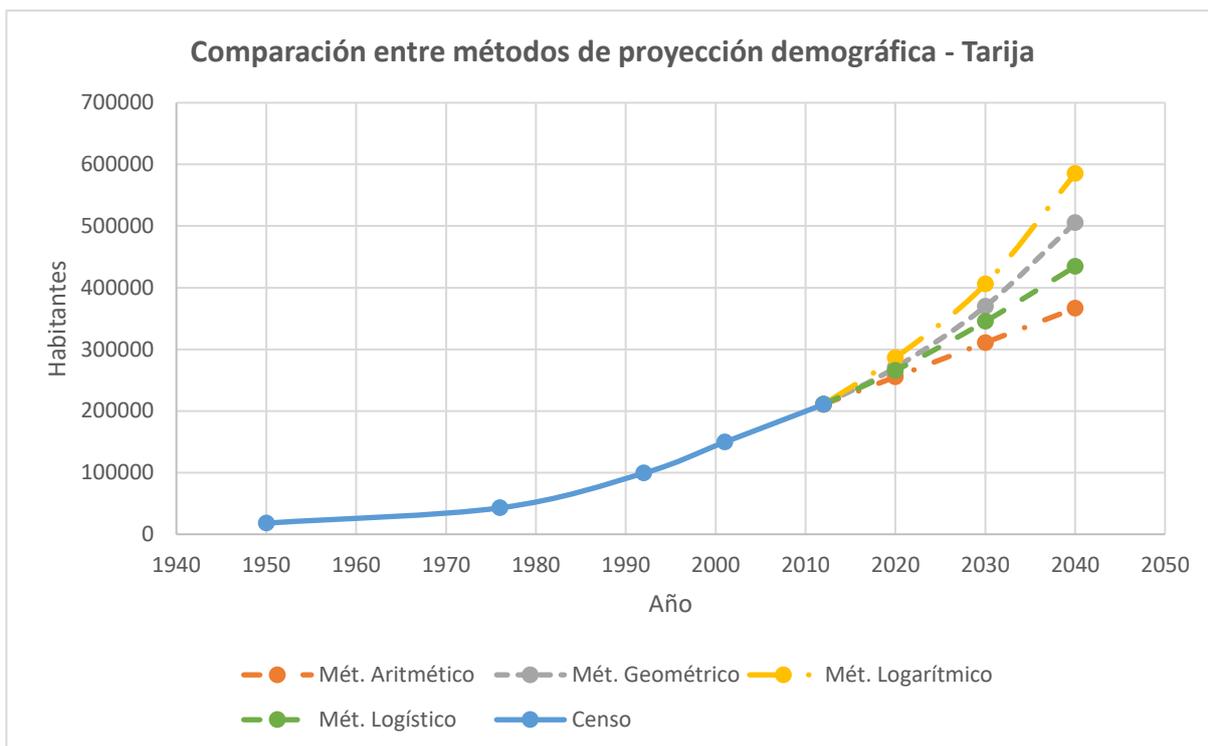


Figura 8.2. Población censal de Tarija y proyección demográfica. Fuente: elaboración propia

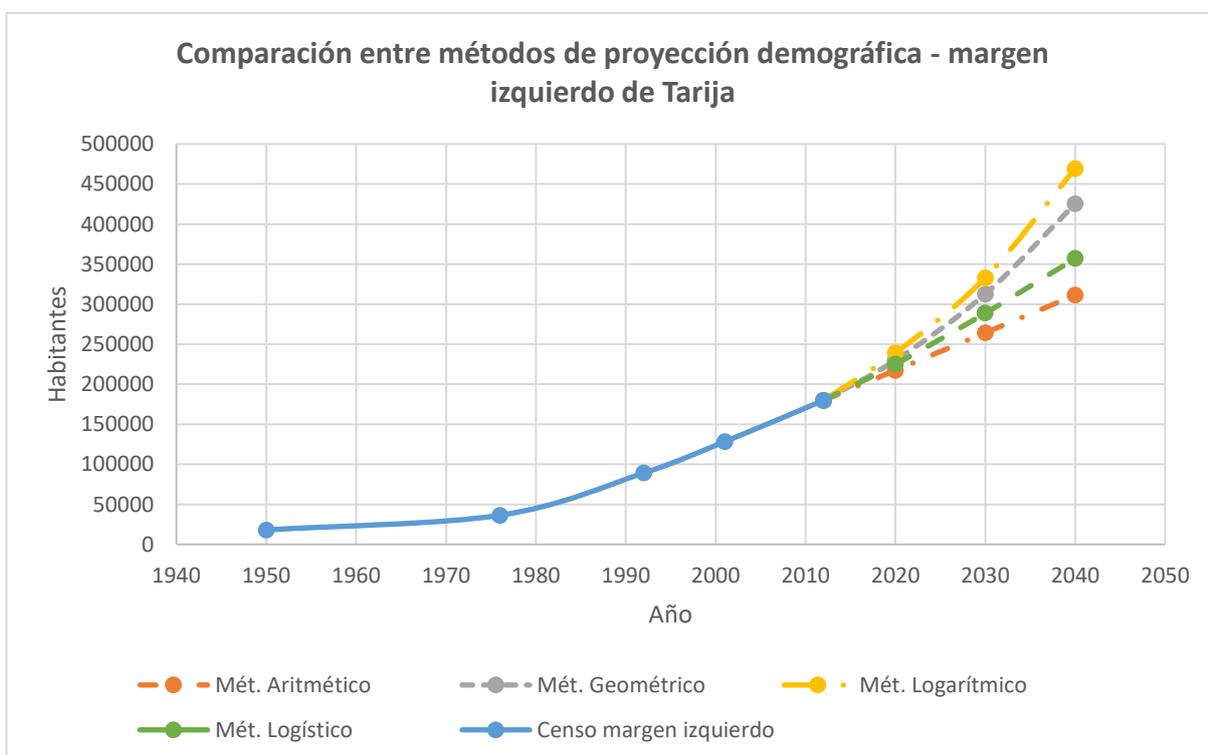


Figura 8.3. Población censal de la margen izquierda de Tarija y proyección demográfica. Fuente: elaboración propia

De entre todos los métodos de proyección demográfica empleados para calcular la población en el 2040, se ha de elegir uno para diseñar la EDAR según la población estimada. Para la elección del método, se han comparado las cuatro proyecciones realizadas con la que aparece en el Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija (Bolivia). La estimación que aparece en dicho documento ha sido calculada para el año 2036, por lo tanto, se va a calcular la población en este año mediante los cuatro métodos ya empleados para poder realizar la comparación.

**Tabla 8.5. Proyecciones demográficas de Tarija calculadas para el 2036**

		<b>TARIJA</b>			
		<b>Aritmético</b>	<b>Geométrico</b>	<b>Logarítmico</b>	<b>Logístico</b>
<b>2036</b>		344341	445959	505408	397920

Fuente: elaboración propia

**Tabla 8.6. Estimación de la población censada en Tarija en el año 2036**

	<b>Población</b>
<b>2021</b>	277249
<b>2026</b>	326591
<b>2031</b>	381124
<b>2036</b>	<b>447,472</b>

Fuente: Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija (Bolivia)

Con la proyección demográfica para el año 2036 mediante los diferentes métodos (tabla 8.5), ya se puede establecer una comparación entre los valores obtenidos y el que aparece en el Plan Maestro (tabla 8.6). Como se observa en la tabla 8.6, la población estimada en el 2036 es de 447,472 habitantes en toda la ciudad de Tarija, un valor muy cercano a los 445,959 habitantes estimados mediante el método geométrico (tabla 8.5).

Por tanto, se va a elegir el método geométrico para estimar la población censada en el año 2040 en el margen izquierdo de la ciudad, puesto que es la población a la que prestará servicio la EDAR que se va a diseñar. La población estimada para el año 2040 según el método geométrico es de 425,289 habitantes (tabla 8.4).

### 8.1.2.- Población flotante

Para el cálculo de la población flotante se ha recopilado la información referente a los turistas que recibe mensualmente Tarija, puesto que el turismo es la actividad que más población adicional aporta a la censada. También se han querido tener en cuenta los estudiantes universitarios que residen en Tarija durante el curso académico y no contabilizan como empadronados; sin embargo, no se ha podido obtener información de este grupo poblacional, aunque sí se ha constatado que la población universitaria procede prácticamente en su totalidad de la ciudad de Tarija.

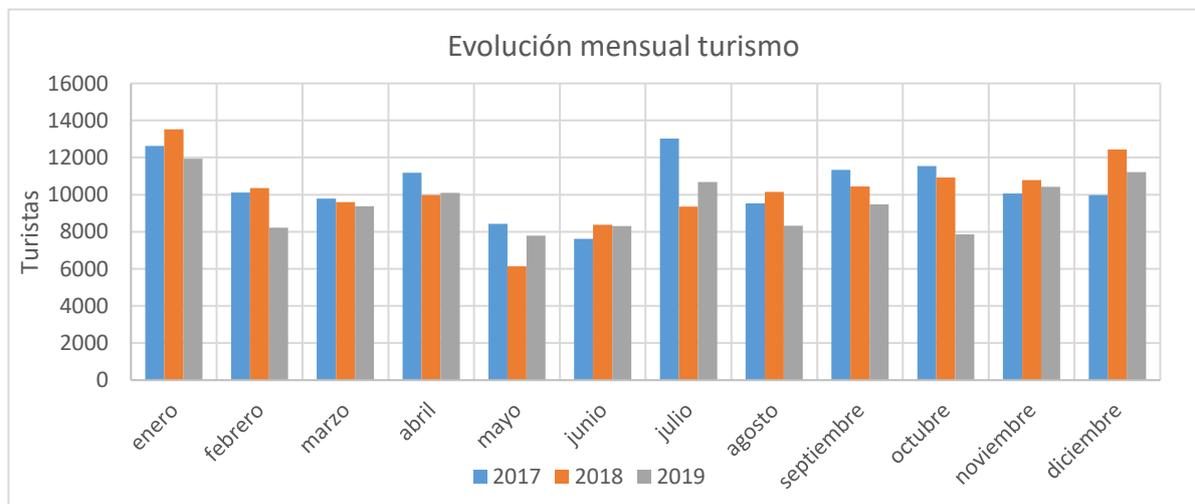
Para determinar la población flotante que hay que añadir a la población censada estimada a 20 años se ha hecho uso de la información proporcionada por la Cámara Hotelera de Tarija y por la Secretaría de Turismo del Gobierno Autónomo de Tarija.

La Cámara Hotelera ha proporcionado el número de clientes por mes de cada uno de los alojamientos adscritos a la institución (60 son los hoteles, hostales y residencias pertenecientes a la Cámara Hotelera de un total de 76 existentes en la ciudad). Estos datos recogen la ocupación desde enero de 2017 (cuando se comenzó a elaborar el registro) hasta octubre de 2019, ambos meses incluidos (tabla 8.7, figura 8.4). De los 60 alojamientos de los que se han reportado datos, se han estudiado aquellos que se encuentran en el margen izquierdo del río, al ser la parte de la ciudad a la que prestará servicio la EDAR que se va a diseñar. En esta parte de Tarija se localizan 57 de los 60 alojamientos de los que se tiene información, es decir, casi todos ellos, puesto que el margen izquierdo es la parte en la que se localiza el centro, así como los barrios históricos y los principales puntos de interés turístico de la ciudad.

**Tabla 8.7. Turistas mensuales registrados en el margen izquierdo de Tarija**

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL
<b>Año 2017</b>	12626	10111	9792	11185	8433	7625	13030	9525	11337	11549	10068	9982	125262
<b>Año 2018</b>	13528	10352	9594	9979	6133	8374	9352	10145	10433	10916	10791	12439	122035
<b>Año 2019</b>	11937	8228	9372	10092	7786	8306	10676	8330	9469	7852			92048

Fuente: Adaptado de la Cámara Hotelera de Tarija



**Figura 8.4. Turistas mensuales registrados en el margen izquierdo de Tarija. Fuente: Adaptado de la Cámara Hotelera de Tarija**

Como se ha indicado anteriormente, no se ha tenido acceso a todos los datos turísticos de la ciudad, tan solo los correspondientes con 60 alojamientos de un total de 76. Además, existen otras formas de hospedaje que no se contabilizan en la Cámara Hotelera, como son las reservas a través de diferentes plataformas turísticas on-line, así como aquellas visitas de familiares y amigos a la ciudad. Este conjunto de población flotante, unido a los estudiantes

universitarios no empadronados que residen en Tarija durante el curso escolar, se ha estimado en un 30% adicional a los datos de turismo recogidos, por lo que se ha aplicado un factor de ponderación de 1.3 a los datos de los que se dispone (tabla 8.8).

**Tabla 8.8. Población flotante mensual corregida**

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL
<b>Año 2017</b>	16414	13144	12729	14540	10962	9912	16939	12383	14738	15013	13089	12976	162841
<b>Año 2018</b>	17587	13458	12472	12972	7972	10886	12158	13189	13563	14190	14029	16170	158646
<b>Año 2019</b>	15518	10696	12184	13120	10122	10798	13879	10829	12310	10208			119662

Fuente: Elaboración propia

Operando con estos datos, multiplicando los turistas mensuales por las pernoctaciones medias, y dividiendo entre los días de cada mes, se obtiene la población flotante diaria. El dato de pernoctaciones medias por turista es de 2.5 días, según la información proporcionada por la Secretaría de Turismo del Gobierno Autónomo de Tarija. Realizando estos cálculos, se obtienen los siguientes datos de población flotante por día en cada uno de los meses en los que se tienen registros (tabla 8.9):

**Tabla 8.9. Población flotante/día alojada en el margen izquierdo**

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	MÁX.
<b>Año 2017</b>	1324	1174	1027	1212	884	826	1366	999	1228	1211	1091	1046	1366
<b>Año 2018</b>	1418	1202	1006	1081	643	907	980	1064	1130	1144	1169	1304	<b>1418</b>
<b>Año 2019</b>	1251	955	983	1093	816	900	1119	873	1026	823			1251

Fuente: elaboración propia

Puesto que se disponen de datos de muy pocos años para establecer una tendencia, se va a tomar el valor máximo de entre los calculados como valor de la población flotante para la proyección a futuro. Este valor máximo se registra en el mes de enero de 2018, con una población flotante de 1418 personas/día. Tiene sentido que este valor corresponda con un mes de enero, pues se trata de un mes de verano en el que un mayor porcentaje de la población del país tiene vacaciones y suele viajar. Se justifica la elección de este valor por ser el caso más desfavorable, es decir, un mayor número de turistas deriva en un mayor consumo de agua y por tanto mayor caudal de entrada a planta.

### 8.1.3.- Población de diseño.

Finalmente, para fijar la población de diseño de la EDAR que prestará servicio a la población del margen izquierdo de Tarija, se va a sumar la población censal proyectada para el año 2040 y la población flotante estimada para dicho año. El valor de la población proyectada para el 2040 - según el método geométrico - es de 425,289 habitantes, y el valor de la población flotante, de 1,418. Sumando ambos datos se tiene una población de diseño de 426,707 habitantes.

## 8.2.- Temperatura

Como ya se ha indicado con anterioridad, el valor de temperatura no podía medirse sobre la muestra compuesta, puesto que el valor obtenido no correspondería con la temperatura real del agua de entrada a planta. Aunque se podrían haber realizado mediciones puntuales, se ha preferido usar datos de otros estudios para disponer de valores de temperatura media mensual en verano y en invierno. De esta manera se han escogido los datos de temperaturas medias mensuales recogidos en el Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija. De entre todas estas temperaturas se escogen las que presentan unos valores máximo y mínimo, que en este caso corresponden con los meses de enero y julio respectivamente. Los valores obtenidos son 23°C y 17°C, las cuales serán consideradas como la temperatura del agua del influente a planta para las estaciones de verano e invierno.

## 8.3.- Cálculo del caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de entrada a la EDAR que se desea diseñar, se ha procedido en primer lugar al análisis de los valores de dotación y consumo correspondientes con el año 2012, pues son los más actuales a los que se ha tenido acceso.

Según los datos facilitados por COSAALT, la población abastecida en 2012 ascendía a 191.856 habitantes, suministrados con una demanda de 14 millones de metros cúbicos anuales de agua. Con estos datos se establece la dotación en el año 2012 en 245 l/hab d (litros por habitante y día), dato que según la tabla 8.10 resulta algo bajo dado el tamaño de la población, pero que se justifica por el bajo desarrollo industrial de la ciudad.

**Tabla 8.10. Dotaciones en función del tamaño de la población**

Habitantes	Dotación (l/hab d)
<20.000	150 - 200
20.000 – 50.000	200 - 250
>50.000	250 - 300

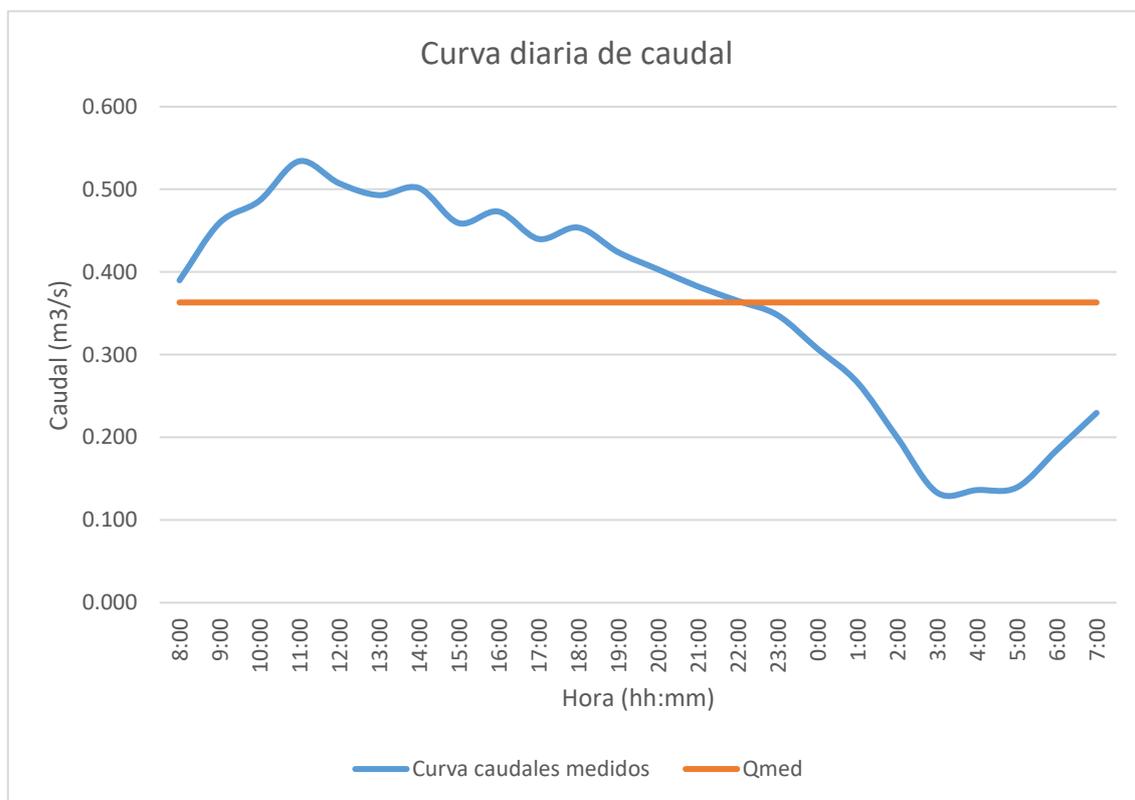
Fuente: Ferrer y Seco (2012)

Por otra parte, la empresa COSAALT realiza el cálculo de consumo mediante el análisis del agua facturada, que para el año 2012 asciende a 7.7 millones de metros cúbicos. Con este dato, el consumo medio por habitante se estima en 136 l/hab d.

Dado que COSAALT no cuenta con un programa de control de pérdidas, éstas se han establecido analizando los datos de la cantidad de agua suministrada versus la facturada, obteniéndose un IANC (Índice de Agua No Contabilizada) del 45.4%. Este índice incluye toda el agua potable que ingresa a la red de distribución y que no es registrada en los medidores de los usuarios, ya sea por imprecisión de los instrumentos, fugas en la red de distribución, filtraciones o por consumos fraudulentos y conexiones ilegales.

Teniendo en cuenta el alto nivel de incertidumbre en los datos, con un IANC tan elevado y unos datos de consumo por habitante y día tan bajos en una población de más de 200.000 habitantes, no parece prudente considerar el dato de consumo calculado como válido para extrapolarlo al cálculo del caudal de entrada a la EDAR que se va a proyectar. Por todo esto, se ha decidido calcular el consumo por habitante y día a partir de las mediciones de caudales tomadas a la entrada de las lagunas.

Como ya se expuso en el capítulo 7, para conformar la muestra compuesta se realizaron una serie de mediciones de caudal de entrada a planta. Con estos datos se ha elaborado una curva de caudales de entrada diarios (figura 8.5), donde también se ha representado el caudal medio diario ( $Q_{med}$ ). Este  $Q_{med}$  tiene un valor de  $0.362 \text{ m}^3/\text{s}$ , y el caudal máximo horario medido ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) es de  $0.534 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 8.5. Curva de caudal de entrada diario a las lagunas de oxidación de San Luis. Fuente: elaboración propia**

A partir de estos datos se puede obtener el factor punta mediante la ecuación 8.8. El factor punta se define como la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario. Es necesario conocer este valor para el diseño de la depuradora.

$$F = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q_{med}} \quad (\text{Ec. 8.8})$$

Donde:

- F: factor punta
- $Q_{\text{máx}}$ : caudal máximo horario medido
- $Q_{\text{med}}$ : caudal medio diario

Aplicando esta relación se obtiene un factor punta de 1.47, el cual se encuentra dentro del rango considerado normal para ciudades grandes (tabla 8.11).

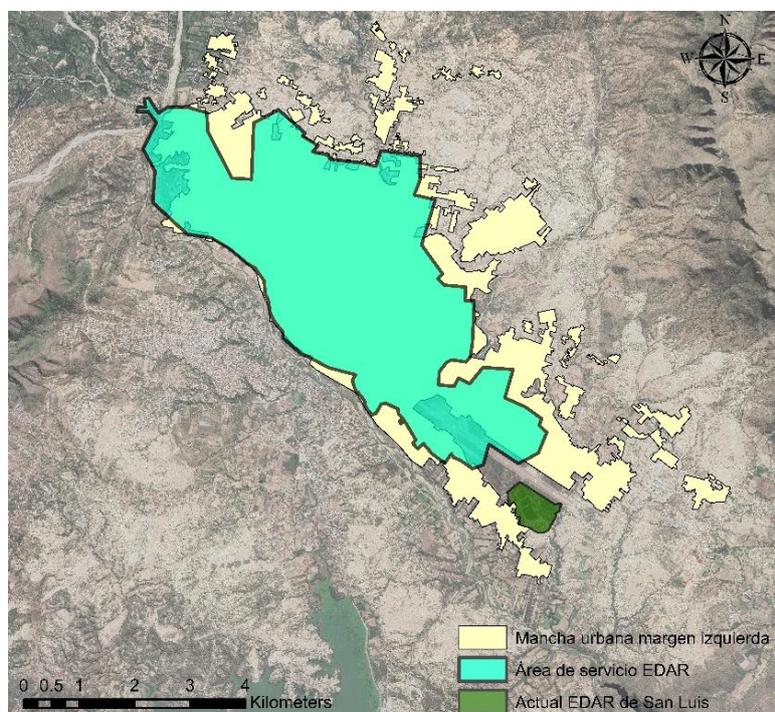
**Tabla 8.11. Rango típico del factor punta para distintos tipos de ciudades**

Tipo de ciudad	F
Grande	1.3 – 1.7
Pequeña	1.7 – 2.4

Fuente: Henze et. al (2008)

Haciendo uso del dato del caudal medio de entrada, se ha podido calcular la dotación de agua residual por habitante y día. Para ello, ha sido necesario determinar la población a la que actualmente presta servicio la EDAR, para dividir el caudal de entrada registrado entre la población servida y obtener así el valor de la dotación de agua residual por habitante y día.

Para averiguar la población abastecida, se ha comparado la superficie urbana actual del margen izquierdo de la ciudad, y la superficie a la que prestan servicio las lagunas. Suponiendo igual densidad de población en todo el territorio urbanizado, se ha podido hallar la población abastecida mediante el cálculo y la comparación de áreas.



**Figura 8.6. Área de servicio de la actual EDAR de San Luis comparada con la superficie urbanizada del margen izquierdo de Tarija. Fuente: elaboración propia.**

Se puede asumir la simplificación adoptada de igualdad de densidad de población en toda la ciudad, ya que la gran mayoría de los habitantes de Tarija viven en construcciones similares en toda la mancha urbana: casas unifamiliares o bloques de viviendas de máximo tres alturas, siendo muy escasos los de una altura mayor.

Comparando la superficie urbanizada del margen izquierdo y el área de servicio de la EDAR de San Luis, se determina que el 75% de la población asentada en esta parte de la ciudad recibe el tratamiento de sus aguas residuales en las lagunas de oxidación. Con este porcentaje, se estima en 164,298 habitantes la población residente cuyas aguas reciben tratamiento en la EDAR. Para mayor exactitud, a esta población se le suman los turistas/día que se encontrarían en la zona de influencia de la EDAR. Para este dato de población flotante se asume la correspondiente con un día del mes de diciembre, dado que las medidas de caudales se realizaron en este mes. La población flotante se estima en 1175 turistas/día, que sumados a la población residente da un total de 165,473 habitantes. Con el dato de caudal medio de 0.362 m<sup>3</sup>/s anteriormente indicado y aplicando la ecuación 8.9, se obtiene un valor de dotación de agua residual de 190 l/hab d.

$$Dotación_{AR} = \frac{Q_{med}}{Población} \quad (\text{Ec. 8.9})$$

Donde:

- Dotación<sub>AR</sub> (l/hab\*d): agua residual producida por habitante y día.
- Q<sub>med</sub> (l/d): caudal medio de entrada a la EDAR de San Luis.
- Población: habitantes totales (censados + flotantes) abastecidos por la EDAR.

Como ya se ha indicado, los datos de caudal utilizados para este cálculo fueron recogidos en diciembre, que coincide con el mes más caluroso, lo que repercute en un mayor consumo de agua. Este mes pertenece a la época lluviosa en la región; sin embargo, los caudales registrados fueron medidos después de varios días sin lluvias. Debido a esto no se van a considerar aportes de caudal por conexiones erradas en la red, pero sí aporte por infiltración, ya que se considera que el suelo está saturado por ser época lluviosa. También cabe destacar que, aunque se ha incluido la población flotante para el cálculo del consumo diario, el turismo no es una actividad muy relevante en la ciudad, por tanto, no supondría incrementos significativos en el caudal de entrada a la EDAR que se va a diseñar.

Aunque, como ya se ha comentado, la red de saneamiento de Tarija es separativa, para el cálculo del caudal de entrada a planta también es preciso tener en cuenta la fracción de caudal por aporte de aguas pluviales que pasa a la red sanitaria por infiltraciones y conexiones erradas. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales (Plan Maestro Metropolitano de Agua Potable y Saneamiento del Valle Central de Tarija). De acuerdo con la normativa boliviana vigente (NB688), el caudal por conexiones erradas se estima como un 5-10 % del caudal máximo horario de aguas residuales

domésticas. Para quedar del lado de la seguridad, y teniendo en cuenta las deficiencias de la red de Tarija, se va a considerar el aporte de caudal por conexiones erradas como el 10% del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas.

Por tanto, para el cálculo del caudal de entrada a la EDAR, se va a considerar el caudal aportado por las aguas residuales generadas en el margen izquierdo de la ciudad, el caudal por infiltraciones en la red y el caudal procedente de las aguas pluviales que ingresa a la red por fallos en las conexiones de ésta (ecuación 8.10). Para quedar del lado de la seguridad, se va a considerar aporte por infiltraciones durante todo el año, y aporte de caudal por conexiones erradas tan solo en estación lluviosa (verano).

Haciendo uso de la ecuación 8.11, se calcula el caudal de las aguas residuales multiplicando la dotación de agua residual hallada anteriormente (190 l/hab\*d) por la población total proyectada del margen izquierdo para el año 2040 (426,707 habitantes). Aplicando el correspondiente factor de conversión, se obtiene un caudal de agua residual de 81075 m<sup>3</sup>/d (incluyendo infiltraciones).

Para el cálculo del caudal de pluviales que ingresa a la red por fallos en las conexiones, se multiplica el caudal de agua residual por el factor punta horario ya calculado (1.47) y por 0.1. Aplicando la ecuación 8.12 se obtiene un caudal por conexiones erradas de 11918 m<sup>3</sup>/d.

$$Q_D = Q_{AR} + Q_{CE} \quad (\text{Ec. 8.10})$$

$$Q_{AR} = \frac{\text{Dotación}_{AR} * P_{obest}}{1000} \quad (\text{Ec. 8.11})$$

$$Q_{CE} = 0.1 * F * Q_{AR} \quad (\text{Ec. 8.12})$$

Donde:

- Q<sub>D</sub> (m<sup>3</sup>/d): caudal de diseño de la EDAR.
- Q<sub>AR</sub> (m<sup>3</sup>/d): caudal de aporte por aguas residuales.
- Q<sub>CE</sub> (m<sup>3</sup>/d): caudal de aporte por conexiones erradas.
- Dotación<sub>AR</sub> (l/hab\*d): agua residual producida por habitante y día.
- P<sub>obest</sub>: población estimada para el año 2040.
- F: factor punta.

Sumando los dos caudales calculados, se obtiene que el caudal de diseño en verano de la EDAR que se va a diseñar es de 92993 m<sup>3</sup>/d, es decir, 1076.31 l/s.

Una vez calculado el caudal de entrada a planta, se va a comparar el factor punta determinado previamente de manera experimental con el obtenido mediante la fórmula empírica (ecuación 8.13).

$$F = 1.15 + \frac{2.575}{Q_{med}^{0.25}} \quad (\text{Ec. 8.13})$$

Donde:

- F: factor punta a determinar empíricamente
- $Q_{med}$  ( $m^3/h$ ): caudal de diseño de la EDAR.

Para ello se ingresan en la ecuación 8.13 los valores de caudal medio de entrada a planta para invierno y verano expresados como  $m^3/h$ . Expresando  $81075 m^3/d$  y  $92993 m^3/d$  en las unidades correspondientes se obtienen unos valores de factor punta de 1.49 y 1.48 respectivamente. Estos valores son muy próximos al factor punta de 1.47 determinado en campo, por lo que se va a emplear este valor experimental para elaborar los diseños de la EDAR.

También se va a calcular los habitantes equivalentes para los que se va a diseñar la EDAR. Éste es un concepto típico en depuración y se define como la cantidad de materia orgánica biodegradable de entrada a planta considerando que un habitante genera 60 g/d. Para el cálculo de este parámetro se va a emplear el valor de  $DBO_5$  determinado experimentalmente ( $402 mg/l$ ) y el caudal medio de entrada a planta en verano ( $92993 m^3/d$ ), por ser la situación más desfavorable.

$$h - eq = \frac{DBO_5(g/m^3) * Q_{med}(m^3/d)}{60} \quad (\text{Ec. 8.14})$$

Donde:

- H-eq: habitantes equivalentes
- $DBO_5$ : Demanda biológica de oxígeno a 5 días ( $mg/l$ )
- $Q_{med}$ : caudal medio de entrada a planta en verano ( $m^3/d$ )

Sustituyendo en la ecuación 8.14 se obtiene un resultado de 543,203 h - eq.

En la tabla 8.12 se recogen los datos de habitantes equivalentes, temperatura, caudal y factor punta para los que se va a proyectar la EDAR.

**Tabla 8.12. Recopilación datos de diseño de la EDAR**

Parámetro	Unidad	Valor	
h-eq	habitantes	543,203	
		<b>Invierno</b>	<b>Verano</b>
Temperatura	°C	17	23
Caudal de diseño	$m^3/d$	81075	92993
	l/s	938.37	1076.31
Factor punta	-	1.47	1.47

Fuente: elaboración propia

## 9.- Simulaciones de DESASS

Para plantear las diferentes alternativas de diseño de la EDAR objeto de este TFM, se va a emplear el software DESASS versión 7.1. Se trata de un software desarrollado por el grupo CALAGUA, capaz de simular estaciones depuradoras de aguas, pudiendo emplearse para nuevos diseños de plantas o para simular el funcionamiento de plantas existentes. DESASS incorpora el modelo matemático BNRM2, que considera un total de 71 procesos, tanto biológicos como fisicoquímicos.

### 9.1.- Datos de ingreso a DESASS

Para ingresar en DESASS los datos correspondientes con la caracterización del agua residual y los caudales de entrada, es necesario expresarlos mediante unas unidades determinadas o estableciendo ciertas relaciones entre ellos, según requiere el software. Para ello es necesario conocer adecuadamente la nomenclatura que utiliza DESASS.

Los componentes presentes en el agua son definidos mediante una letra (S o X) y un subíndice. La "S" se utiliza para los compuestos solubles y la "X" para los compuestos suspendidos. El subíndice que acompaña a la "S" o a la "X" indica el componente del que se trata, por ejemplo: " $\zeta_s$ " hace referencia a la materia orgánica biodegradable, " $\zeta_{O_2}$ " al oxígeno disuelto, " $\zeta_I$ " a la materia orgánica no biodegradable, etc.

Así, la  $X_S$  se define como materia orgánica suspendida, es decir, particulada o lentamente biodegradable. Hace referencia a compuestos que no pueden ser usados directamente por las bacterias como nutrientes, sino que previamente han de ser transformados mediante el proceso de hidrólisis a  $S_S$ . Esta  $S_S$  se define como materia orgánica soluble o biodegradable, es decir, compuestos más sencillos que pueden ser utilizados directamente por las bacterias para producir biomasa. A partir de la  $X_S$ , la  $S_S$  y las fracciones soluble y suspendida de la DQO, se puede obtener la  $X_I$  y la  $S_I$ , es decir, la materia orgánica no biodegradable suspendida y soluble respectivamente. La  $S_S$  también puede ser considerada materia orgánica fermentable ( $S_F$ ) que puede ser transformada en ácidos grasos volátiles: ácido acético ( $S_A$ ) y ácido propiónico ( $S_{PRO}$ ).

Dada la dificultad de determinar la  $X_S$  y  $S_S$  experimentalmente se van a adoptar las siguientes simplificaciones:

- Se va a asumir toda la materia orgánica biodegradable suspendida ( $DBO_{lim\ susp}$ ) como  $X_S$ .
- Se va a adoptar toda la materia orgánica biodegradable soluble ( $DBO_{lim\ sol}$ ) como  $S_S$ .
- Se va a considerar el ácido propiónico ( $S_{PRO}$ ) de entrada como nulo.

### 9.1.1.- Cargas del agua residual

A continuación se van a expresar los parámetros analizados en el influente en las unidades en las que se deben de ingresar en DESASS:

- $X_S$  (mg DQO/l) =  $DBO_{lím\ susp} = 246$  mg DQO/l
- $X_I$  (mg DQO/l) =  $DQO_{susp} - X_S = 259 - 246 = 13$  mg DQO/l
- $S_I$  (mg DQO/l) =  $DQO_{sol} - DBO_{lím\ sol} = 362 - 345 = 17$  mg DQO/l
- $S_{PRO}$  (mg DQO/l) = 0
- $S_A$  (mg  $\frac{DQO}{l}$ ) =  $24.84 \frac{mg\ CH_3COOH}{l} * \frac{1\ mmol\ CH_3COOH}{60\ mg\ CH_3COOH} * \frac{2\ mmol\ O_2}{1\ mmol\ CH_3COOH} * \frac{32\ mg\ O_2}{1\ mmol\ O_2} = 26.5\ mg\ \frac{DQO}{l}$
- $S_F$  (mg DQO/l) =  $DBO_{lím\ sol} - S_{PRO} - S_A = 345 - 0 - 26.5 = 318.5$  mg DQO/l

El ácido acético ( $S_A$ ) está expresado en unidades diferentes a como se deben ingresar en DESASS. Por tanto, haciendo uso de los pesos moleculares, se expresa como mg DQO/l.

El resto de parámetros de la caracterización del agua ( $S_{NH4}$ ,  $S_{NO3}$ ,  $S_{PO4}$ ,  $X_{SST}$ ,  $X_{NV}$ ,  $S_{ALK}$ ) se introducen en DESASS en las unidades en las que ya estaban expresados.

**Tabla 9.1. Parámetros de entrada a DESASS**

Parámetro	Valor	Unidades
$S_{NH4}$	43	mg N/l
$S_{NO3}$	0.48	mg N/l
$S_{PO4}$	3.56	mg P/l
$S_A$	26.5	mg DQO/l
$X_S$	246	mg DQO/l
$X_I$	13	mg DQO/l
$S_F$	318.5	mg DQO/l
$S_I$	17	mg DQO/l
$S_{PRO}$	0	mg DQO/l
$X_{SST}$	163	mg/l
$X_{NV}$	32.6	mg/l
$S_{ALK}$	197	mg $CaCO_3$ /l
pH	7.22	-

Fuente: elaboración propia

### 9.1.2- Constantes estequiométricas

Una vez definidos los parámetros del agua residual que hay que ingresar en DESASS, es necesario asignar los valores correspondientes a las constantes estequiométricas. Como su nombre indica, son unas constantes que verifican las ecuaciones estequiométricas que se pueden establecer entre los diferentes contaminantes a lo largo del proceso de depuración de las aguas residuales. DESASS asigna por defecto unos valores a dichas constantes estequiométricas; sin embargo, para representar con mayor exactitud las reacciones que tienen lugar, se calculan unos nuevos valores. Éstos se establecen dando valores típicos a algunas constantes, y despejando de las ecuaciones 9.1 a 9.5 para obtener el resto. Para verificar que los valores asignados son correctos, se tienen que cumplir las condiciones que se indican a continuación de los factores de conversión.

Factores de conversión:

- $N_{Total, sol} = S_{NH4} + S_{NO3} + S_F * i_{NSF} + S_I * i_{NSI}$  (Ec. 9.1)
- $P_{Total, sol} = S_{PO4} + S_F * i_{PSF} + S_I * i_{PSI}$  (Ec. 9.2)
- $N_{Total} - N_{total, sol} = X_S * i_{NXS} + X_I * i_{NXI}$  (Ec. 9.3)
- $P_{Total} - P_{total, sol} = X_S * i_{PXS} + X_I * i_{PXI}$  (Ec. 9.4)
- $SST = X_{NV} + X_S * i_{SSTXS} + X_I * i_{SSTXI}$  (Ec. 9.5)

Condiciones:

- $i_{NXS} \geq i_{NSF}$
- $i_{PXS} \geq i_{PSF}$

Tabla 9.2. Constantes estequiométricas de entrada a DESASS y verificación de condiciones

Constantes	Valor de referencia	Valores obtenidos
$i_{NSI}$	0.01	0.01
$i_{NSF}$	0.03	0.0177
$i_{NXI}$	0.03	0.03
$i_{NXS}$	0.04	0.018
$i_{PSI}$	0	0.0239
$i_{PSF}$	0.01	0.0101
$i_{PXI}$	0.01	0.0098
$i_{PXS}$	0.01	0.0101
$i_{SSTXS}$	0.7	0.502
$i_{SSTXI}$	0.7	0.5314
	<b>Valores fijados</b>	
	<b>Valores calculados</b>	
<b>Condición</b>		<b>Estado</b>
$i_{NXS} \geq i_{NSF}$		CUMPLE
$i_{PXS} \geq i_{PSF}$		CUMPLE

Fuente: elaboración propia

## 9.2.- Alternativas de diseño

Una vez caracterizada el agua residual de entrada a planta expresada en las unidades que requiere DESASS, y calculadas las constantes estequiométricas, así como habiendo definido el caudal medio de entrada y el factor punta; se va a plantear las diferentes alternativas de diseño de la EDAR. Se ha definido una alternativa según los límites de vertido de la normativa boliviana - Ley del Medio Ambiente nº 1333 de 27 de abril de 1992 – descrita anteriormente, así como varios diseños que cumplen con los límites de la directiva europea 91/271/CEE, legislación más exigente que la boliviana en la que se aborda la eliminación de nutrientes aparte de sólidos suspendidos y materia orgánica.

Para cada una de las alternativas propuestas se han planteado dos escenarios: un diseño para invierno y otro para verano. Esto es así dada la marcada variación estacional en Tarija, tanto en temperaturas como en precipitaciones, lo que afecta a los procesos biológicos de la depuración y al caudal de entrada a planta, respectivamente.

Aunque más adelante se va a describir con detalle cada uno de los diseños planteados, existen algunos aspectos comunes a todas las alternativas que se van a comentar a continuación:

- *Fangos activados*: todas las alternativas planteadas constan de un proceso de fangos activados para el tratamiento biológico. Las principales ventajas de este proceso son la obtención de efluentes con mayores niveles de depuración, así como la capacidad de tratamiento de elevados caudales en una superficie reducida.
- *Proceso convencional*: debido al elevado caudal que se va a tratar y a las características del influente, en todas las alternativas se va a plantear un proceso convencional, existiendo una sedimentación primaria previa al tratamiento biológico.
- *Digestión anaerobia*: todos los diseños propuestos incluyen una digestión anaerobia para la estabilización del fango. A pesar de su elevado coste, se justifica el uso de este proceso por tratarse de una planta grande. A partir de 35,000 h-e se justifica el empleo de la digestión anaerobia en una EDAR (Ferrer y Seco at al, 2012). Además, la digestión anaerobia lleva asociado una producción de biogás, persiguiendo de esta manera la reducción del consumo de energía eléctrica de la red.
- *Fango estabilizado*: junto con la digestión anaerobia, todos los diseños que se van a describir a continuación incluyen una deshidratación mecánica. El resultado que se busca en la línea de fango es la obtención de un fango estabilizado (con un porcentaje inferior al 35% de sólidos suspendidos volátiles biodegradables); de esta manera ya se podría utilizar el fango para agricultura o como relleno sanitario sin necesidad de un tratamiento previo.

Para el diseño de las alternativas se van a realizar una serie de simulaciones en DESASS modificando algunas variables de operación, de manera que se cumplan los límites de vertido y a la vez se optimice el diseño con el objetivo de reducir costes. Las variables de operación sobre las que se va a actuar son: el número y las dimensiones de cada uno de los elementos, la elutriación del fango, el volumen total de los reactores biológicos y el volumen de cada uno de ellos sobre el total, el tiempo de retención celular (TRC), la recirculación interna, el caudal de purga en los decantadores y espesadores, y la cantidad de reactivo para la precipitación química. También se ha tenido en cuenta los elementos que componen los sistemas de agitación y aireación en los reactores que lo requieran, considerando la altitud a la que se va a construir la planta (1853 msnm), factor que afecta directamente a la aireación.

Aparte de cumplir con los límites de vertido en el efluente y con el porcentaje de SSVB en el fango procedente de la deshidratación mecánica, se han planteado las alternativas de manera que las concentraciones de sólidos suspendidos se mantengan dentro de rangos típicos en todos los elementos del diseño y que el manto de fangos se mantenga en niveles aceptables en los decantadores y espesadores sin que exista riesgo de desbordamiento.

A continuación, se plantean los diferentes esquemas de tratamiento detallando los parámetros de diseño, así como las concentraciones de las sustancias en el efluente y en otros elementos de interés:

#### 9.2.1.- Alternativa 1. Normativa boliviana.

Como ya se ha indicado en el capítulo 4 de justificación de las normativas, la boliviana presenta unos límites de vertido mucho más permisivos que la normativa europea, lo que se traduce en un esquema de tratamiento más sencillo y, como se verá en el análisis económico, más barato. Esto va a repercutir en unas concentraciones de contaminantes mayores en el efluente, lo que no acabaría con el problema de contaminación en el río Guadalquivir.

Haciendo foco en el diseño, el esquema de tratamiento planteado consta en la línea de agua de un tratamiento primario con 5 decantadores primarios, un proceso biológico aerobio y 8 decantadores secundarios. El proceso biológico está compuesto por tres reactores aerobios simulando un flujo de pistón, con el objetivo de mejorar la eliminación de materia orgánica y la nitrificación. Dado que la normativa boliviana no plantea límites de vertido para el nitrógeno total, no se ha incluido un reactor anóxico para la desnitrificación. De igual manera, esta normativa tampoco establece límite para el fósforo total, por lo que no se ha incorporado un reactor anaerobio al diseño (figura 9.1).

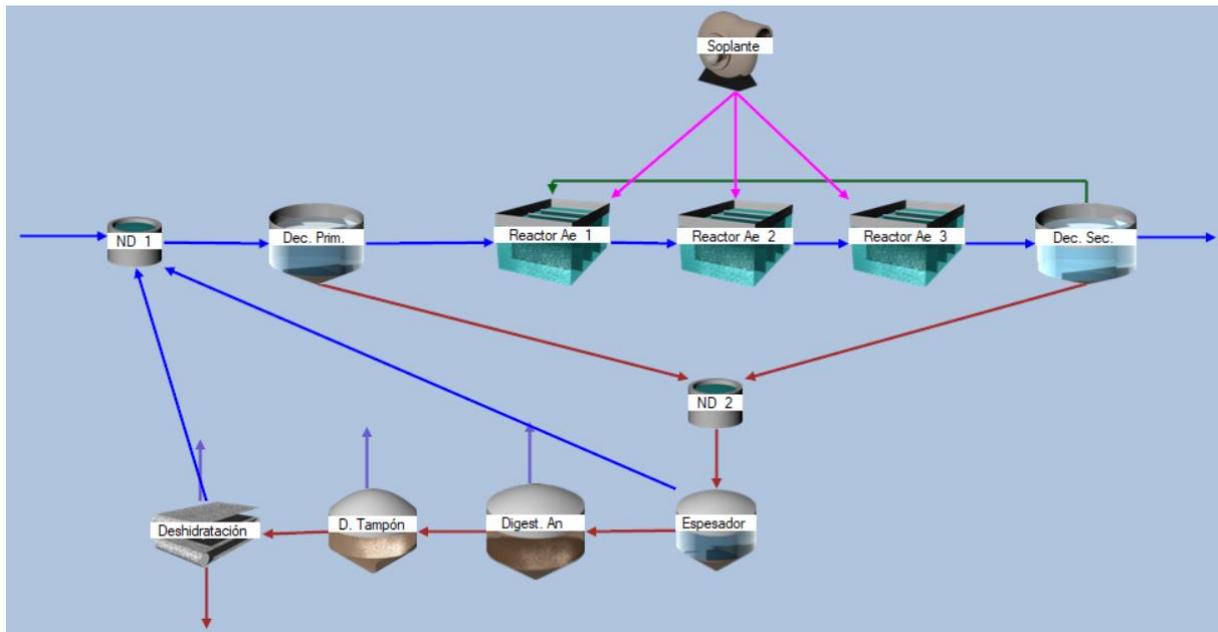


Figura 9.1. Esquema de diseño. Alternativa 1. Fuente: DESASS 7.1, 2018

Como se puede ver en la tabla 9.3, para el tratamiento biológico se ha empleado un volumen de 17.000 m<sup>3</sup> y un tiempo de retención de 6 días para invierno y 5 para verano. El volumen del reactor biológico se ha repartido de manera equitativa entre las tres unidades (34 - 33 - 33). De esta manera se ha conseguido la remoción de los contaminantes por debajo de los límites establecidos por la normativa. Con este diseño, la concentración de sólidos suspendidos en el reactor es de 3442.69 mg/l y 3237.42 mg/l para invierno y verano respectivamente, valores dentro del rango admisible.

El esquema de tratamiento incluye una recirculación de fangos desde el decantador secundario al primero de los reactores aerobios, del 86% y del 76% (en invierno y verano respectivamente) del caudal de entrada al tratamiento biológico. El objetivo de recircular la biomasa activa es el de conseguir una concentración adecuada de microorganismos en los reactores biológicos, de manera que tengan lugar los procesos por los que se consigue la remoción de la materia orgánica y nutrientes.

**Tabla 9.3. Valores de diseño. Alternativa 1.**

Parámetros diseño reactor						Licor mezcla	
Volumen reactores (m <sup>3</sup> )	TRC (d)		Reactor 1	Reactor 2	Reactor 3	X <sub>SST</sub> (mg/l)	
	Invierno	Verano	% volumen	% volumen	% volumen	Invierno	Verano
17000	6	5	34	33	33	3442.69	3237.42
Decantador primario							
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada						
5	Invierno			Verano			
	0.005			0.005			
Decantador secundario							
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada						
8	Invierno			Verano			
	0.47			0.44			
Espesador							
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada						
2	Invierno			Verano			
	0.5			0.5			

Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018

En cuanto al sistema de aireación, en el primer reactor aerobio se cuenta con 4624 difusores, en el segundo con 1296 difusores y en el tercero con 1122 difusores. Para las soplantes se dispone de tres en funcionamiento y una de reserva (marca LIGP, modelo 29.10) que operan a una potencia de 475 kW.

Para la línea de fango se cuenta con dos espesadores circulares de 14.98 m de diámetro y 3 m de altura cada uno. En la digestión anaerobia se ha empleado un digestor anaerobio de 19.383 m<sup>3</sup> con un TRC de 20 días y un depósito tampón de 5.286 m<sup>3</sup> con un TRC de 6 días. Con estos elementos se ha conseguido generar biogás con un porcentaje de metano de 54.88% y 54.95% para invierno y verano respectivamente. El fango obtenido en la purga de la deshidratación mecánica presenta un porcentaje de sólidos suspendidos volátiles biodegradables de 13.7% y 15.1% para invierno y verano, en ambos casos se trata de un porcentaje inferior al 35%, lo que indica que el fango se encuentra estabilizado (tabla 9.4).

Además de la recirculación de fangos en la línea de agua, en la línea de fango se recircula a cabecera de planta el sobrenadante del espesador y de la deshidratación mecánica. Estos sobrenadantes, que presentan elevadas concentraciones de NO<sub>3</sub><sup>-</sup> y PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>, se integran en la línea de agua para ser eliminados junto con el agua influente a la planta y que, de esta manera, el proceso de depuración sea circular.

Tras simular por medio de DESASS 7.1 el diseño que se acaba de describir, se han obtenido los siguientes valores de contaminantes en el efluente, los cuales cumplen con los límites de vertido que indica la normativa y que se recogen en la figura 9.2 y en la tabla 9.4, junto con el porcentaje de remoción y los valores de estas sustancias en el influente a planta.

**Tabla 9.4. Concentraciones en el efluente y porcentaje de remoción. Alternativa 1.**

Resultados efluente						
Parámetro	Influente	Valor efluente		% remoción		Límite normativa boliviana
		Invierno	Verano	Invierno	Verano	
DQO (mg O <sub>2</sub> /l)	621	51.62	52.22	91.69	91.59	250
DBO <sub>5</sub> (mg O <sub>2</sub> /l)	402	14.84	15.42	96.31	96.16	80
SST (mg SS/l)	163	16.81	17.52	89.69	89.25	60
NH <sub>4</sub> (mg N/l)	43	2.84	2.76	93.4	93.58	4
Fango purga deshidratador						
Parámetro	Invierno	Verano	Límite digestión fango			
% SSVB	13.7	15.1	< 35 %			
Vol. fango (m <sup>3</sup> /d)	24.76	28.69	-			
Generación metano - digestión anaerobia						
Parámetro	Invierno	Verano	Valor referencia (%)			
% CH <sub>4</sub>	54.88	54.95	60			
Volumen gas (m <sup>3</sup> /d)	12601	13944	-			

Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018

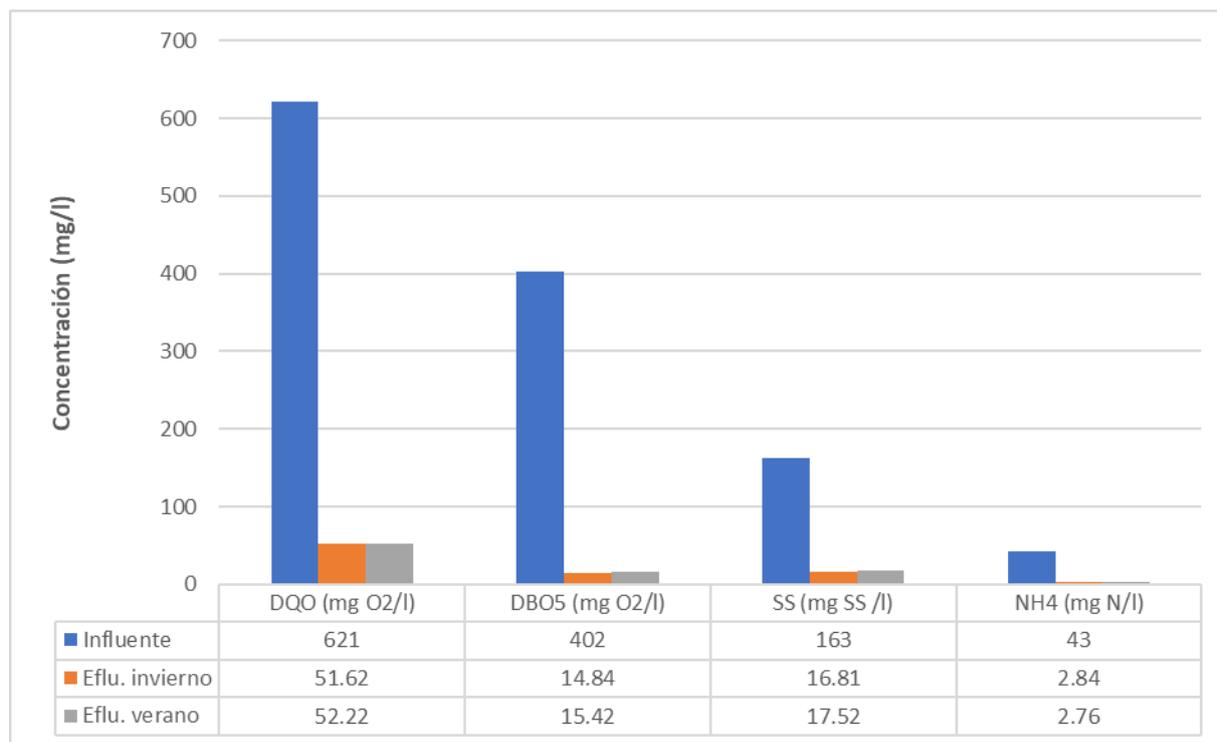


Figura 9.2. Comparación entre el influente y efluente a planta. Alternativa 1. Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018

En las figuras 9.3 – 9.5 se incluye el perfil de sólidos suspendidos totales en el decantador primario, decantador secundario y espesador en las dos estaciones simuladas. Se observa una altura correcta del manto de fangos en los tres elementos sin existir riesgo de desbordamiento:

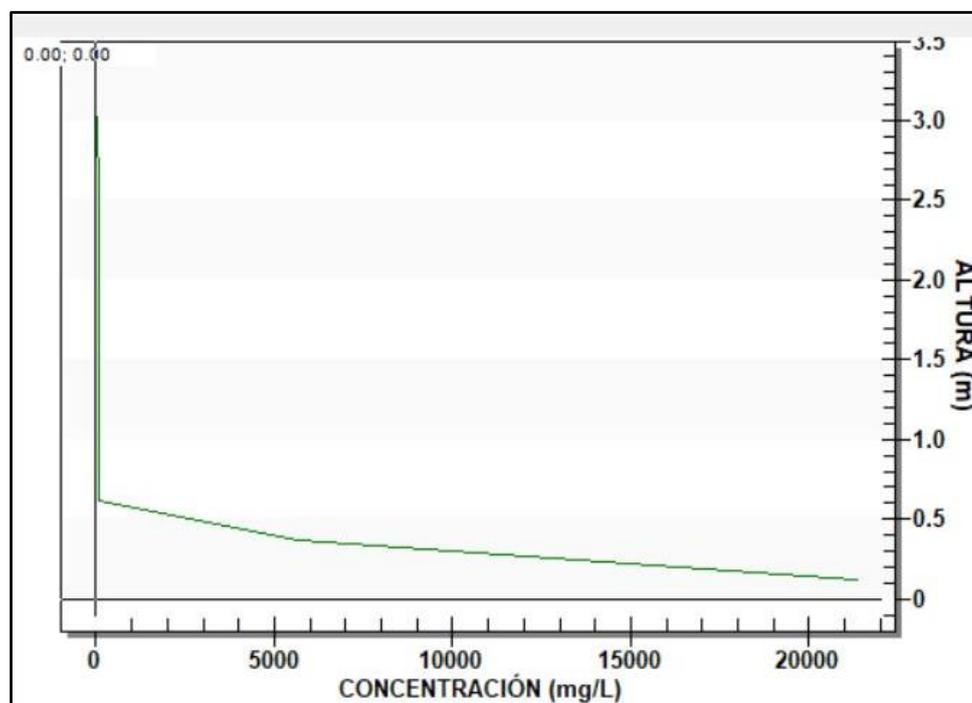
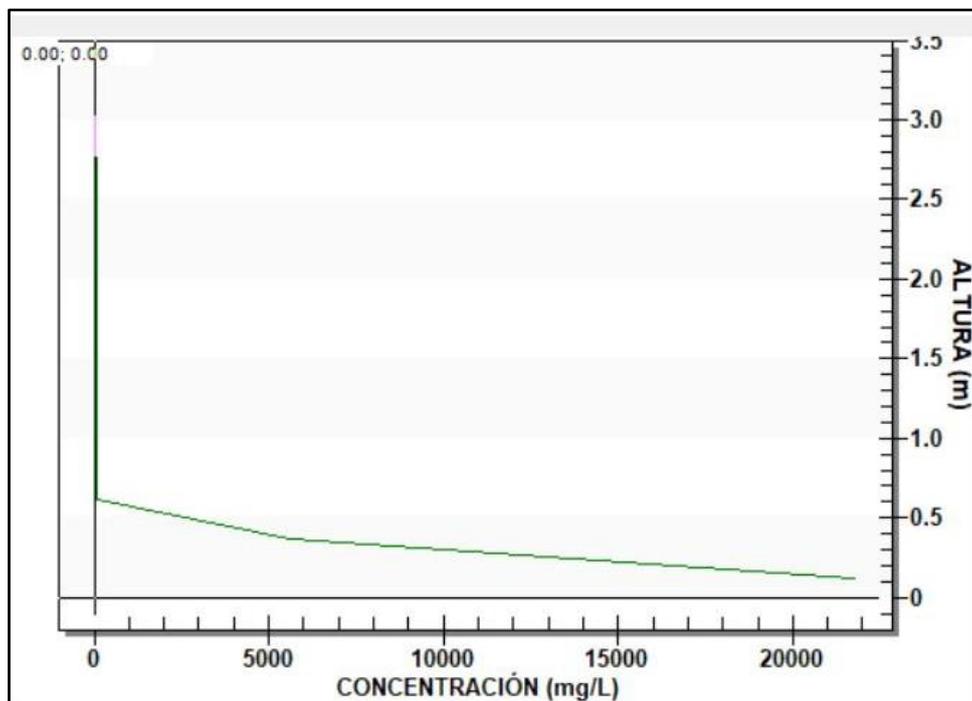
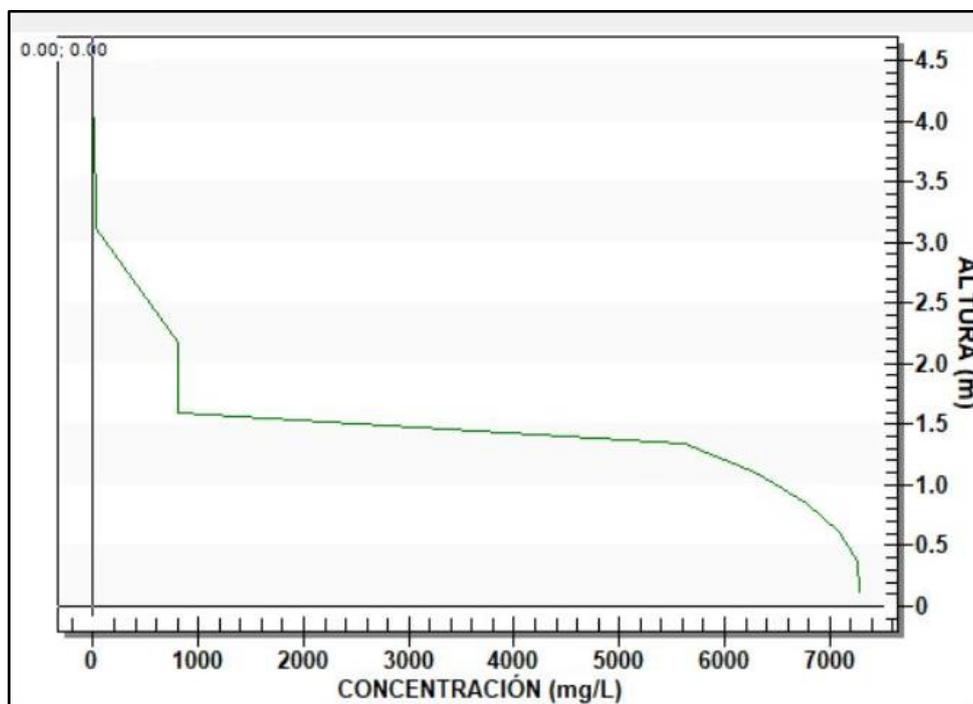
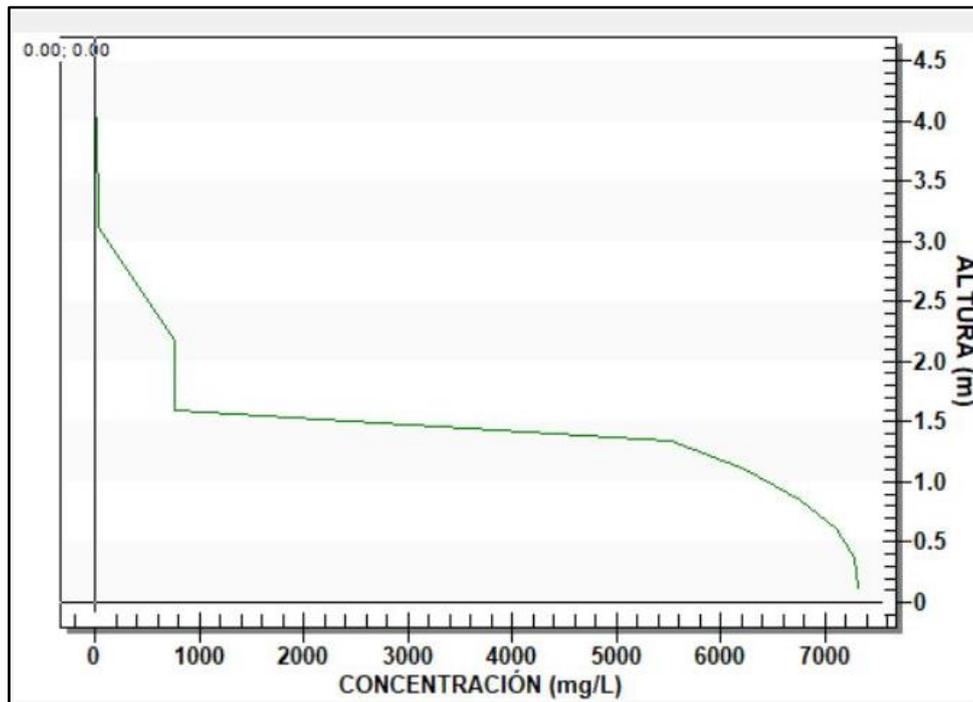


Figura 9.3. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador primario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 1. Fuente: DESASS 7.1, 2018



**Figura 9.4. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador secundario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 1. Fuente: DESASS 7.1, 2018**

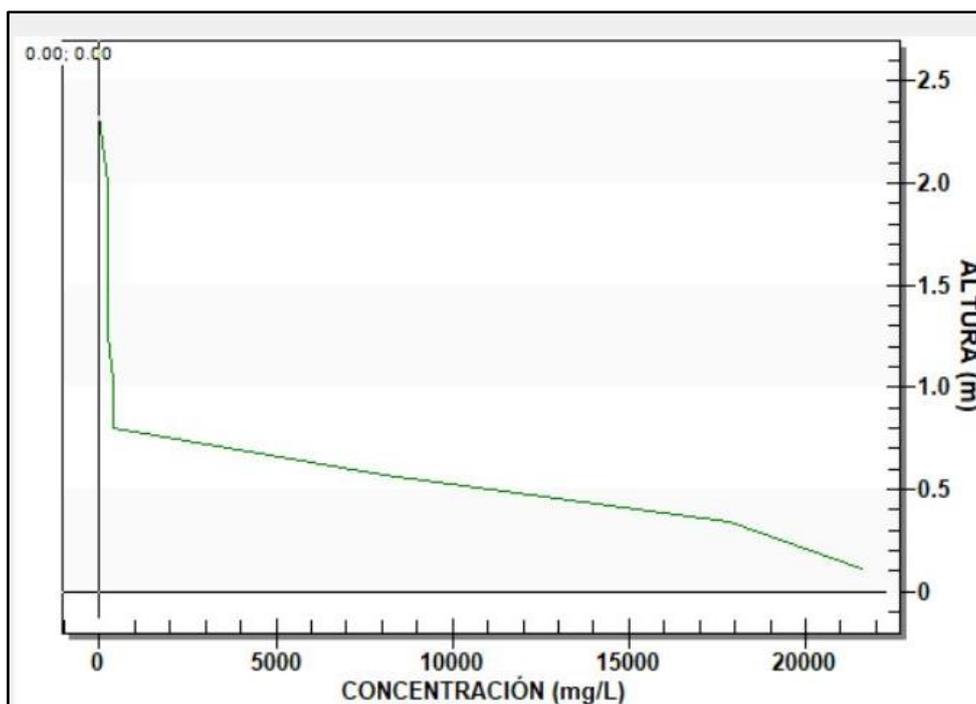
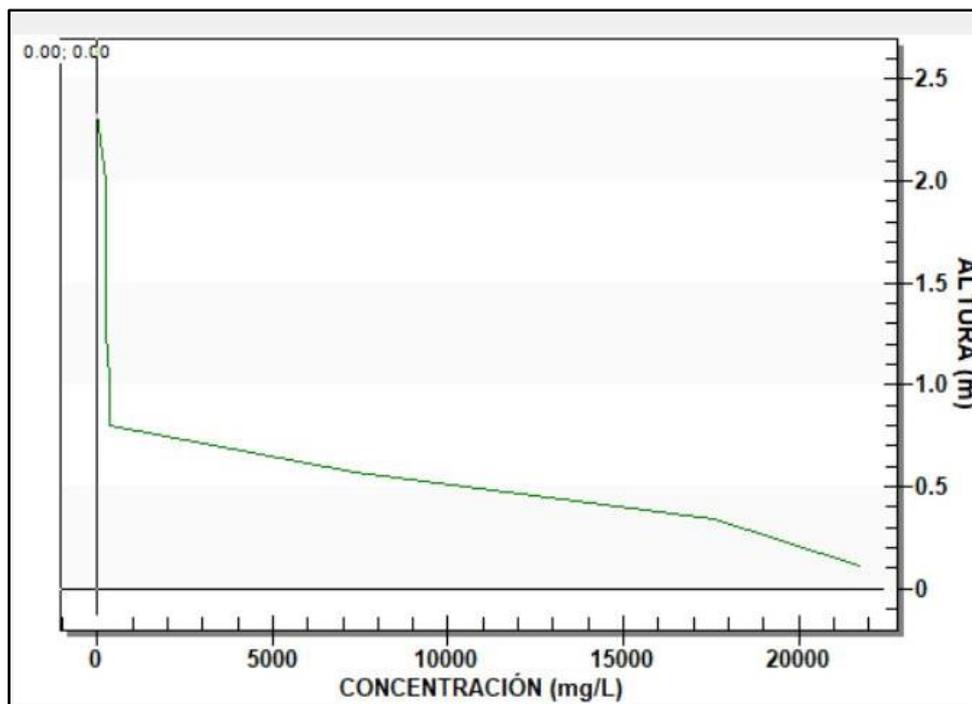


Figura 9.5. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del espesador en invierno (arriba) y verano (abajo).  
 Alternativa 1. Fuente: DESASS 7.1, 2018

### 9.2.2.- Alternativa 2. Esquema A<sup>2</sup>/O.

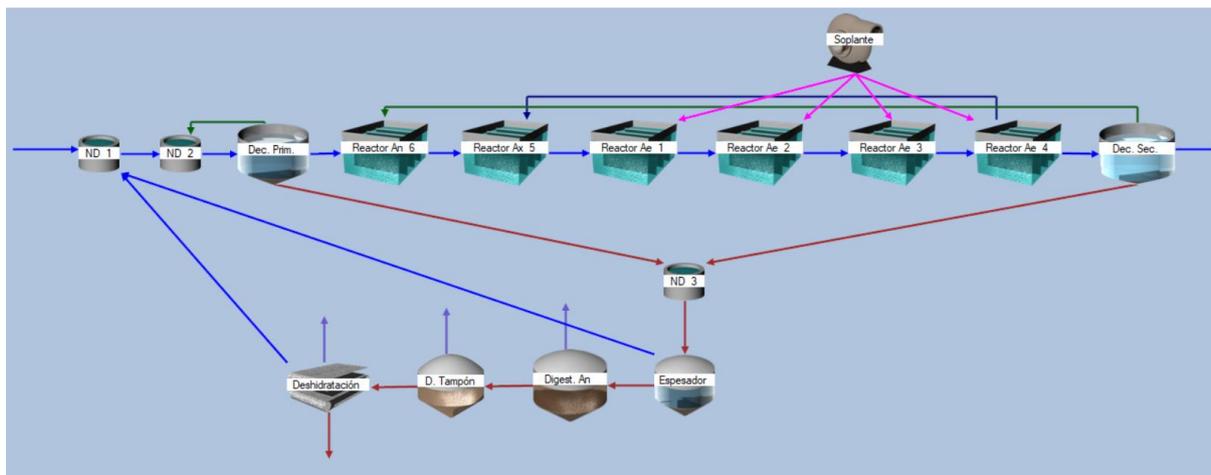
Tanto en esta alternativa como en la siguiente se van a plantear esquemas de tratamiento de acuerdo con la normativa europea para vertido a zona sensible. De este modo se va a conseguir un efluente con unas concentraciones de contaminantes mucho menores que en la alternativa 1, ya que, aparte de la remoción de materia orgánica y sólidos suspendidos, la normativa europea exige una reducción de las concentraciones de nutrientes hasta los valores que se detallan en el capítulo 4.

Si nos centramos en la descripción del esquema de tratamiento, este diseño, al igual que el anterior, consta en la línea de agua de 5 decantadores primarios y 8 decantadores secundarios. Se ha empleado un esquema A<sup>2</sup>/O para la eliminación biológica simultánea de nitrógeno y fósforo, por lo que el tratamiento biológico se compone de un reactor anaerobio, un reactor anóxico y cuatro reactores aerobios de mezcla completa simulando un sistema de flujo de pistón. De esta manera se mejora la eliminación de materia orgánica y la nitrificación (figura 9.6).

Dado que la concentración de ácido acético (Sa) de entrada a planta es baja (26.5 mg/l), en el decantador primario se ha incluido un proceso de fermentación-elutriación con el objetivo de aumentar la concentración de entrada al reactor anaerobio. En condiciones anaerobias, la Sa es utilizada, junto con otros compuestos orgánicos, por las bacterias acumuladoras de fosfato – bacterias PAO - para acumular fósforo en su interior en forma de PHA (polihidroxialcanoatos). Posteriormente, en condiciones aerobias, las bacterias PAO oxidan el PHA para producir biomasa y proporcionar la energía necesaria para la acumulación de fósforo (PO<sub>4</sub>) y otros compuestos (Mg, K) en forma de polifosfato (Poly-P). La oxidación del PHA puede ser realizada por diferentes aceptores de electrones como el oxígeno (O<sub>2</sub>), nitrato (NO<sub>3</sub>) y nitrito (NO<sub>2</sub>), en este orden de preferencia.

Tras la acumulación de fósforo en el reactor anaerobio, en el reactor anóxico tiene lugar la desnitrificación, proceso por el cual se oxida la materia orgánica utilizando el nitrato (NO<sub>3</sub>) como aceptor de electrones y generado nitrógeno gas (N<sub>2</sub>).

A continuación, en el tratamiento aerobio se produce el proceso de nitrificación. En esta reacción tiene lugar la oxidación del nitrógeno desde su forma más reducida - amonio (NH<sub>4</sub>) - hasta su forma más oxidada – nitrato (NO<sub>3</sub>) -. Parte de este nitrato generado es recirculado al reactor anóxico para que pueda producirse la desnitrificación. En el reactor aerobio también se elimina el N<sub>2</sub> procedente del reactor anóxico, evitando posteriormente problemas de sedimentabilidad por flotación de fangos.



**Figura 9.6. Esquema de diseño. Alternativa 2. Fuente: DESASS 7.1, 2018**

Como se puede ver en la tabla 9.5, para el tratamiento biológico se ha empleado un volumen de 37.000 m<sup>3</sup> y un tiempo de retención de 10 días para invierno y 6 para verano. El volumen de los reactores biológicos se ha repartido de la siguiente manera: un 35% (12.950 m<sup>3</sup>) del volumen total para el reactor anaerobio, un 15% correspondería al anóxico (5.550 m<sup>3</sup>) y un 50% del volumen (18.500 m<sup>3</sup>) a los cuatro reactores aerobios (12-12-13-13) De esta manera se ha conseguido la remoción de los contaminantes por debajo de los límites establecidos por la normativa europea. Con este diseño, la concentración de sólidos suspendidos en el reactor aerobio es de 3478.46 mg/l y 2611.72 mg/l para invierno y verano respectivamente, valores dentro del rango admisible.

De acuerdo con la configuración A<sup>2</sup>/O, el esquema de tratamiento incluye una recirculación interna del reactor aerobio al anóxico, que se ha fijado en tres veces el caudal de entrada al tratamiento biológico. Como se ha comentado antes, con esta recirculación se moviliza parte del nitrato generado en el aerobio hasta el reactor anóxico, para ser utilizado como aceptor de electrones en el proceso de desnitrificación.

Además, al igual que en la alternativa 1, también existe una recirculación de fangos desde el espesador secundario al reactor anaerobio, del 75% y del 46% (en invierno y verano respectivamente) del caudal de entrada al tratamiento biológico.

**Tabla 9.5. Valores de diseño. Alternativa 2.**

Parámetros diseño tratamiento biológico									
Volumen reactores (m <sup>3</sup> )	TRC (d)		Reactor anaerobio	Reactor anóxico	Reactor aerobio 1	Reactor aerobio 2	Reactor aerobio 3	Reactor aerobio 4	Recirculación interna
	Invierno	Verano	% volumen	% volumen	% volumen	% volumen	% volumen	% volumen	
37000	10	6	35	15	12	12	13	13	3
Licor mezcla									
X <sub>SST</sub> (mg/l)									
Invierno					Verano				
3478.46					2611.72				
Decantador primario (fermentación - elutriación)									
Unidades	Qrecirculación fangos /Qentrada			TRC (d)					
5	Invierno	Verano		Invierno	Verano				
	0.09	0.06		6	6				
Decantador secundario									
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada								
8	Invierno	Verano							
	0.44	0.33							
Espesador									
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada								
2	Invierno	Verano							
	0.45	0.45							

Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018

En cuanto al sistema de aireación, en el primer reactor aerobio se cuenta con 2652 difusores, 1560 en el segundo, 1196 difusores en el tercero y 992 en el cuarto. Para las soplantes se dispone de tres en funcionamiento y una de reserva (marca LIGP, modelo 29.10) que operan a una potencia de 475 kW.

Para el reactor anaerobio se cuenta con 25 agitadores y para el reactor anóxico se van a emplear un total de 10. Para el cálculo del consumo energético se va a hacer uso de la potencia sugerida en la bibliografía (Metcalf & Eddy, 2007). Esta potencia se estima en función del volumen del reactor en el que se vaya a realizar la agitación. La potencia recomendada es de 20 W/m<sup>3</sup>. Con este valor se calcula una potencia de 259 kW y 111 kW para la agitación del reactor anaerobio y anóxico respectivamente, generando un consumo energético diario de 8880 kW h.

Para la línea de fango se cuenta con dos espesadores circulares de 16.56 m de diámetro y 3 m de altura cada uno. En la digestión anaerobia se ha empleado un digestor anaerobio de 21310 m<sup>3</sup> con un TRC de 20 días y un depósito tampón de 6393 m<sup>3</sup> con un TRC de 6 días. Con estos elementos se ha conseguido generar biogás con un porcentaje de metano de 52.17% y 52.62% para invierno y verano respectivamente. El fango obtenido en la purga de la deshidratación mecánica presenta un porcentaje de sólidos suspendidos volátiles biodegradables de 13.8% y 17% para invierno y verano, en ambos casos se trata de un porcentaje inferior al 35%, lo que indica que el fango se encuentra estabilizado.

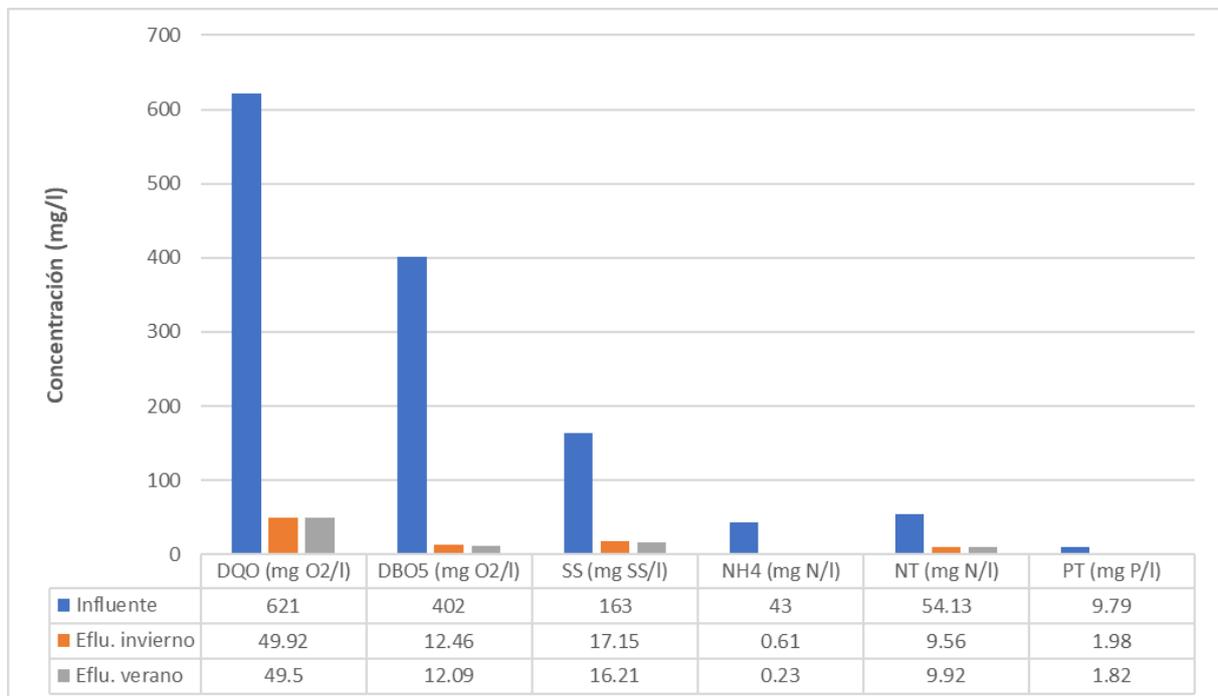
Al igual que en la primera alternativa, en este esquema de diseño también se recircula a cabecera de planta el sobrenadante del espesador y de la deshidratación mecánica.

Tras simular por medio de DESASS 7.1 el diseño que se acaba de describir, se han obtenido los siguientes valores de contaminantes en el efluente, los cuales cumplen con los límites de vertido que indica la normativa y que se recogen en la tabla 9.6 y en la figura 9.7, junto con el porcentaje de remoción y los valores de estas sustancias en el influente a planta.

**Tabla 9.6. Concentraciones en el efluente y porcentaje de remoción. Alternativa 2**

Resultados efluente						
Parámetro	Influente	Valor efluente		% remoción		Límite normativa europea
		Invierno	Verano	Invierno	Verano	
DQO (mg O <sub>2</sub> /l)	621	49.92	49.5	91.96	92.03	125
DBO <sub>5</sub> (mg O <sub>2</sub> /l)	402	12.46	12.09	96.9	96.99	25
SST (mg SS/l)	163	17.15	16.21	89.48	90.06	35
NH <sub>4</sub> (mg N/l)	43	0.61	0.23	98.58	99.47	-
N <sub>T</sub> (mg N/l)	54.13	9.56	9.92	82.34	81.67	10
P <sub>T</sub> (mg P/l)	9.79	1.98	1.82	79.78	81.41	2
Fango purga deshidratador						
Parámetro	Invierno	Verano	Límite digestión fango			
% SSVB	13.8	17	< 35 %			
Vol. fango (m <sup>3</sup> /d)	25.42	29.9	-			
Generación metano - digestión anaerobia						
Parámetro	Invierno	Verano	Valor referencia (%)			
% CH <sub>4</sub>	52.17	52.62	60			
Volumen gas (m <sup>3</sup> /d)	10495	12073	-			

Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018



**Figura 9.7. Comparación entre el influente y efluente a planta. Alternativa 2. Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018**

En las figuras 9.8 – 9.10 se observa el perfil de sólidos suspendidos totales en el decantador primario, el decantador secundario y el espesador, tanto para invierno como para verano. En las seis gráficas se aprecia una altura correcta del manto de fangos, por lo que no existe riesgo de desbordamiento:

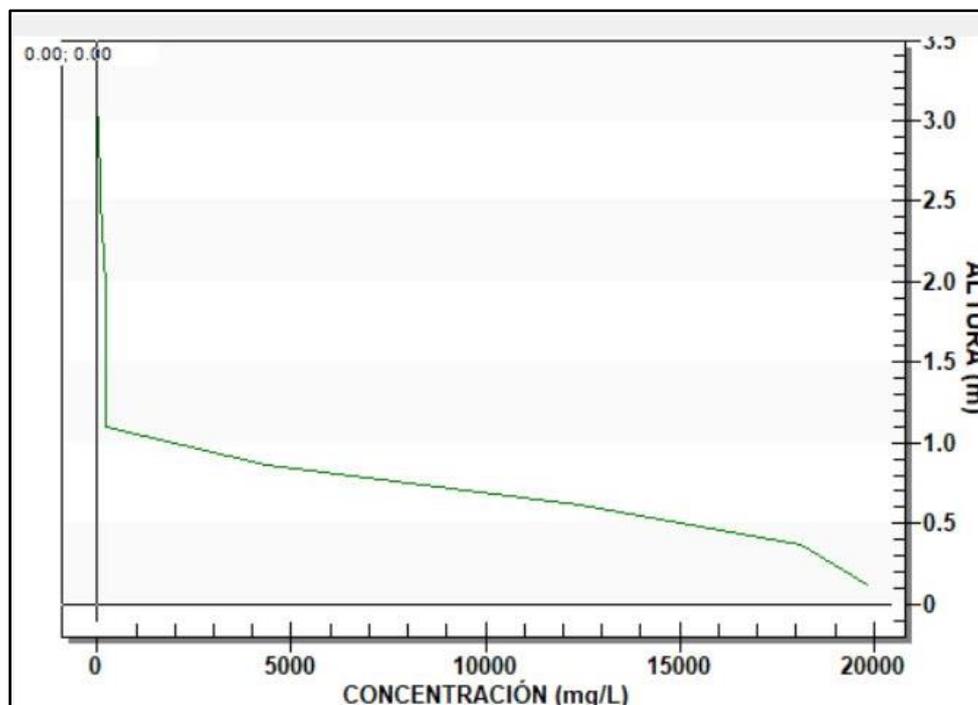
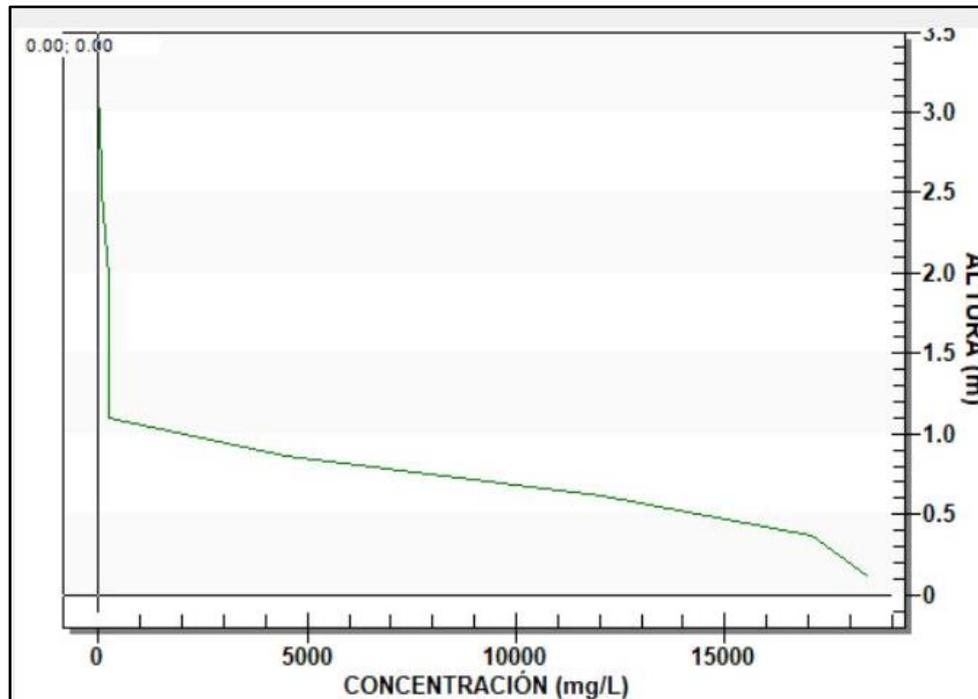
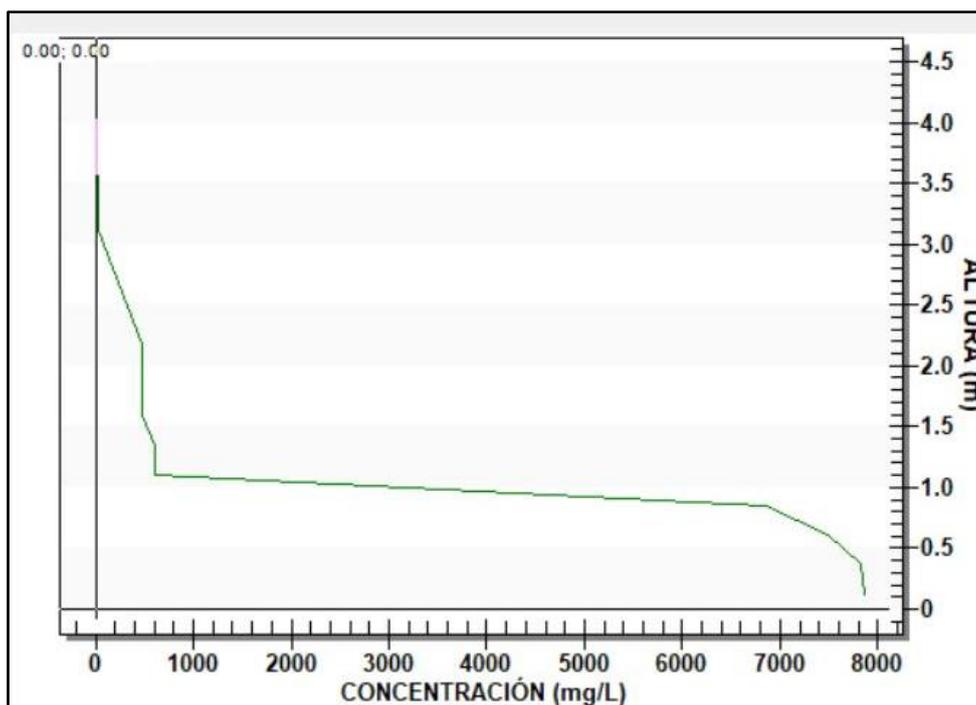
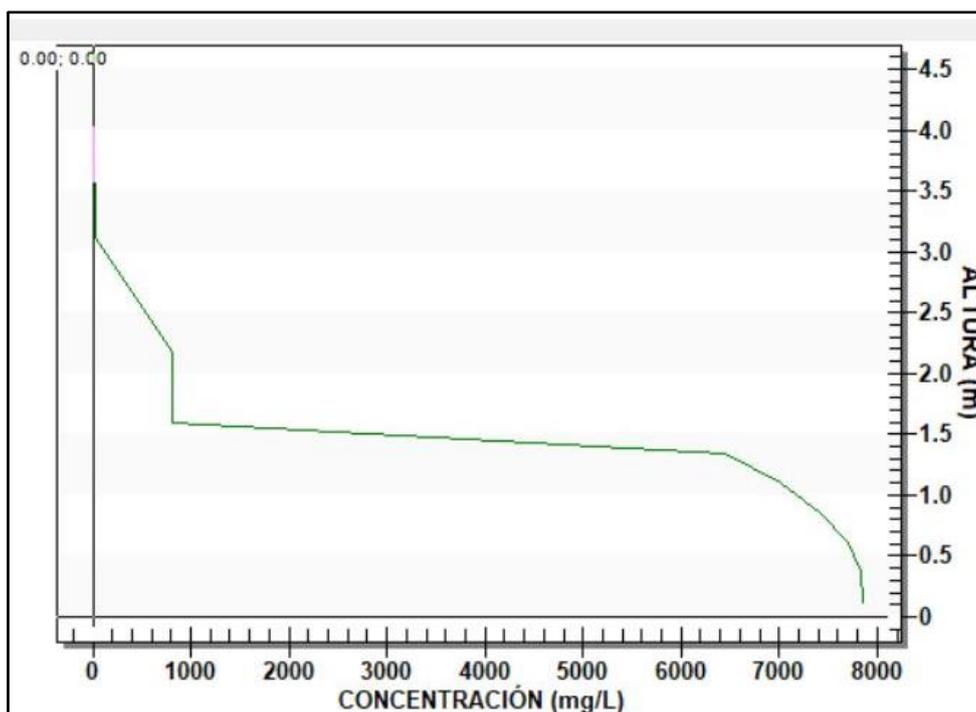


Figura 9.8. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador primario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 2. Fuente: DESASS 7.1, 2018



**Figura 9.9.** Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SS}$ ) del decantador secundario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 2. Fuente: DESASS 7.1, 2018

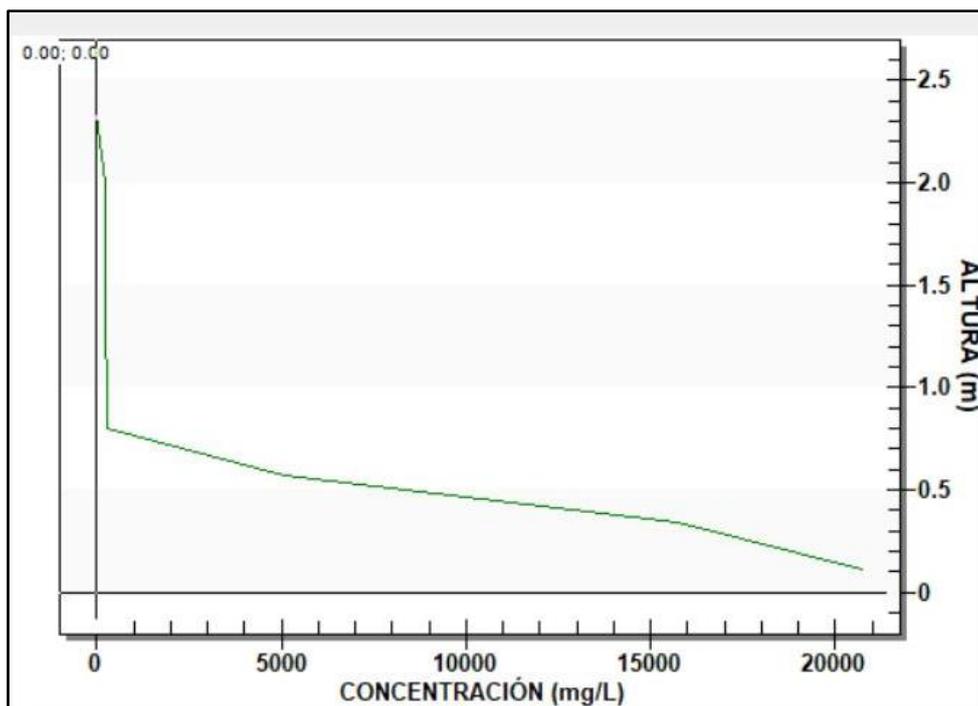
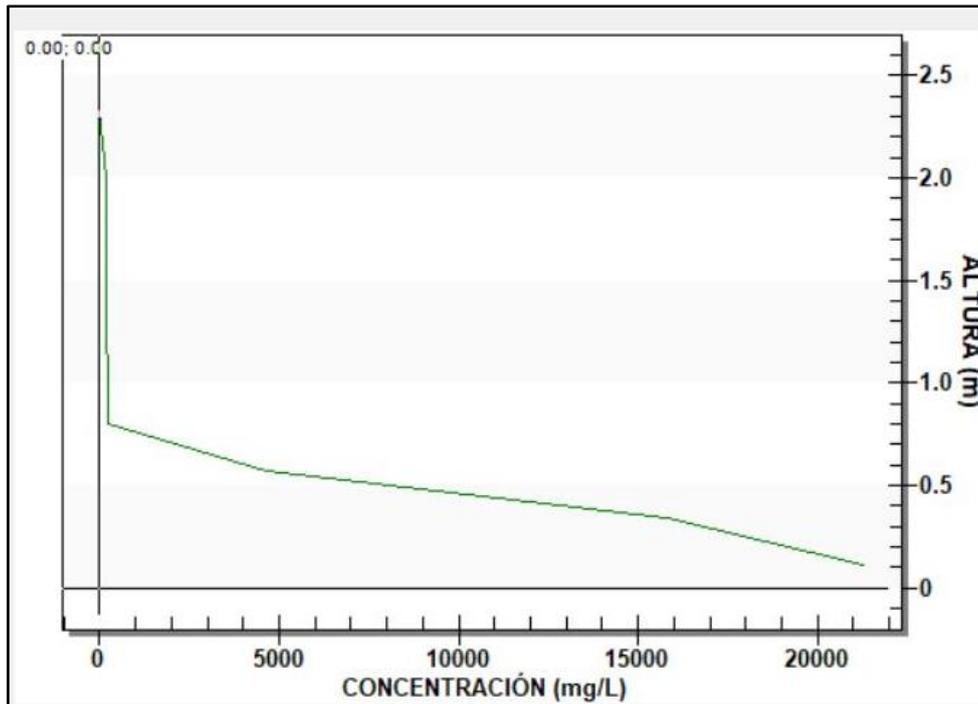
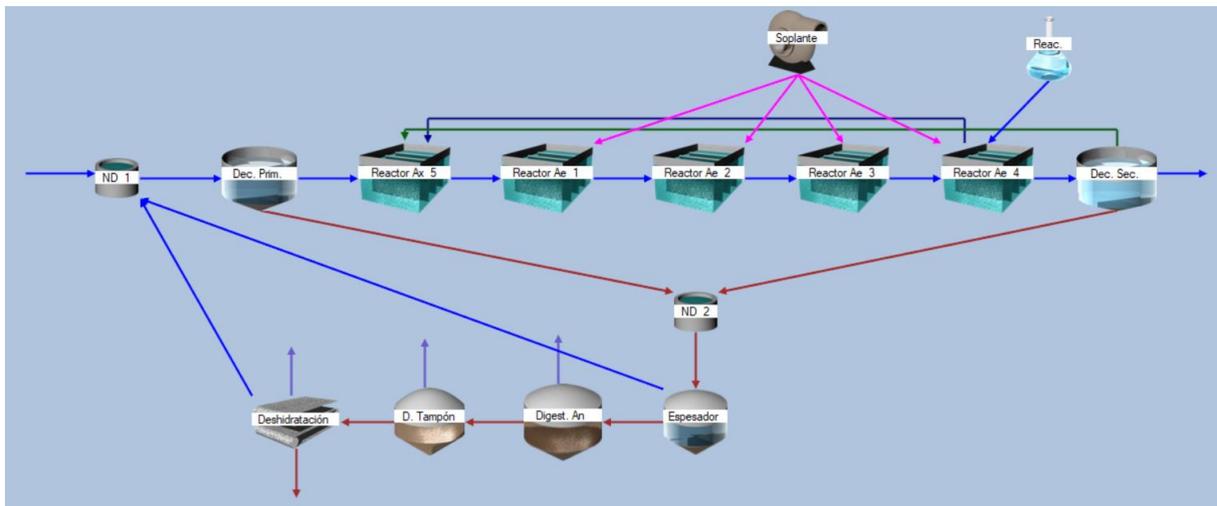


Figura 9.10. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del espesador en invierno (arriba) y verano (abajo).  
Alternativa 2. Fuente: DESASS 7.1, 2018

### 9.2.3.- Alternativa 3. Esquema AO con precipitación química

Como se ha indicado anteriormente, también esta alternativa se va a diseñar de manera que se cumplan los estándares de calidad en el efluente según la normativa europea para zona sensible.

Pasando a la descripción del esquema de tratamiento, al igual que en las alternativas anteriores, también en ésta se han empleado en la línea de agua 5 elementos para la decantación primaria y 8 en la decantación secundaria. Se ha empleado un esquema AO (anóxico-óxico) para la eliminación de materia orgánica y nitrógeno, incluyendo los procesos de nitrificación y desnitrificación, por lo que el tratamiento biológico se compone de un reactor anóxico y cuatro reactores aerobios de mezcla completa simulando un flujo de pistón. La eliminación de fósforo, por su parte, no se va a realizar de manera biológica, sino que se va a conseguir por medio de precipitación química adicionando cloruro férrico ( $\text{FeCl}_3$ ) como reactivo (figura 9.11). Por este motivo no se ha incluido un reactor anaerobio en el diseño; además, tampoco se ha planteado el proceso de fermentación-elutriación en el decantador primario, puesto que no es necesario aumentar la concentración de ácidos grasos volátiles de entrada al tratamiento biológico.



**Figura 9.11. Esquema de diseño. Alternativa 3. Fuente: DESASS 7.1, 2018**

Como se puede ver en la tabla 9.12, para el tratamiento biológico se ha empleado un volumen de  $37.000 \text{ m}^3$  y un tiempo de retención de 10 días para invierno y 7 para verano. El volumen de los reactores biológicos se ha repartido de la siguiente manera: un 45% ( $16.650 \text{ m}^3$ ) del volumen total para el reactor anóxico y un 55% del volumen ( $20.350 \text{ m}^3$ ) a los cuatro reactores aerobios (13-14-14-14). De esta manera se ha conseguido la remoción de los contaminantes por debajo de los límites establecidos por la normativa europea. Con este

diseño, la concentración de sólidos suspendidos en el reactor aerobio es de 3514.6 mg/l y 2789.21 mg/l para invierno y verano respectivamente, valores dentro del rango admisible.

Al igual que con la configuración A<sup>2</sup>/O, también este esquema de tratamiento incluye una recirculación interna del reactor aerobio al anóxico, fijada en 3.2 veces el caudal de entrada al tratamiento biológico. Además, también existe una recirculación desde el espesador secundario al reactor anaerobio, del 75% y del 46% (en invierno y verano respectivamente) del caudal de entrada al tratamiento biológico.

Para la eliminación de fósforo mediante precipitación química se adiciona cloruro férrico (FeCl<sub>3</sub>) en el reactor aerobio, consiguiendo de esta manera la precipitación de los fosfatos (PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>). La cantidad de reactivo empleada es de 63 m<sup>3</sup>/d, tanto en invierno como en verano, con una concentración 50000 mg/l, una alcalinidad de 5 mg/l y un pH de 4 (tabla 9.7).

**Tabla 9.7. Valores de diseño. Alternativa 3.**

Parámetros diseño tratamiento biológico								
Volumen reactores (m <sup>3</sup> )	TRC (d)		Reactor anóxico	Reactor aerobio 1	Reactor aerobio 2	Reactor aerobio 3	Reactor aerobio 4	Recirculación interna
	Invierno	Verano	% volumen	% volumen	% volumen	% volumen	% volumen	
37000	10	7	45	13	14	14	14	3.2
Licor mezcla								
X <sub>SST</sub> (mg/l)								
Invierno			Verano					
3514.6			2789.21					
Decantador primario								
Unidades	Qrecirculación fangos /Qentrada							
5	Invierno				Verano			
	0.0045				0.0045			
Decantador secundario								
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada							
8	Invierno				Verano			
	0.46				0.36			
Espesador								
Unidades	Qextracción fangos /Qentrada							
2	Invierno				Verano			
	0.5				0.5			
Precipitación química								
Caudal (m <sup>3</sup> /d)		Concentración (mg/l)		Temperatura (°C)		Alcalinidad (mg/l)		pH
Invierno	Verano	50000		20		5		4
63	63							

Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018

En cuanto al sistema de aireación, en el primer reactor aerobio se cuenta con 2916 difusores, 1600 difusores en el segundo, 1330 en el tercero y 1224 difusores en el cuarto. Para las soplantes se dispone de tres en funcionamiento y una de reserva (marca LIGP, modelo 29.10) que operan a una potencia de 530 kW. Para el reactor anóxico se cuenta con 30 agitadores que operan a 333 kW, generando un consumo diario de 7992 kW h.

Para la línea de fango se cuenta con dos espesadores circulares de 16.49 m de diámetro y 3 m de altura cada uno. En la digestión anaerobia se ha empleado un digestor anaerobio de 23487 m<sup>3</sup> con un TRC de 20 días y un depósito tampón de 6406 m<sup>3</sup> con un TRC de 6 días. Con estos elementos se ha conseguido generar biogás con un porcentaje de metano de 56.07% y 56.23% para invierno y verano respectivamente. El fango obtenido en la purga de la deshidratación mecánica presenta un porcentaje de sólidos suspendidos volátiles biodegradables de 13.7% y 15.6% para invierno y verano, en ambos casos se trata de un porcentaje inferior al 35%, lo que indica que el fango se encuentra estabilizado.

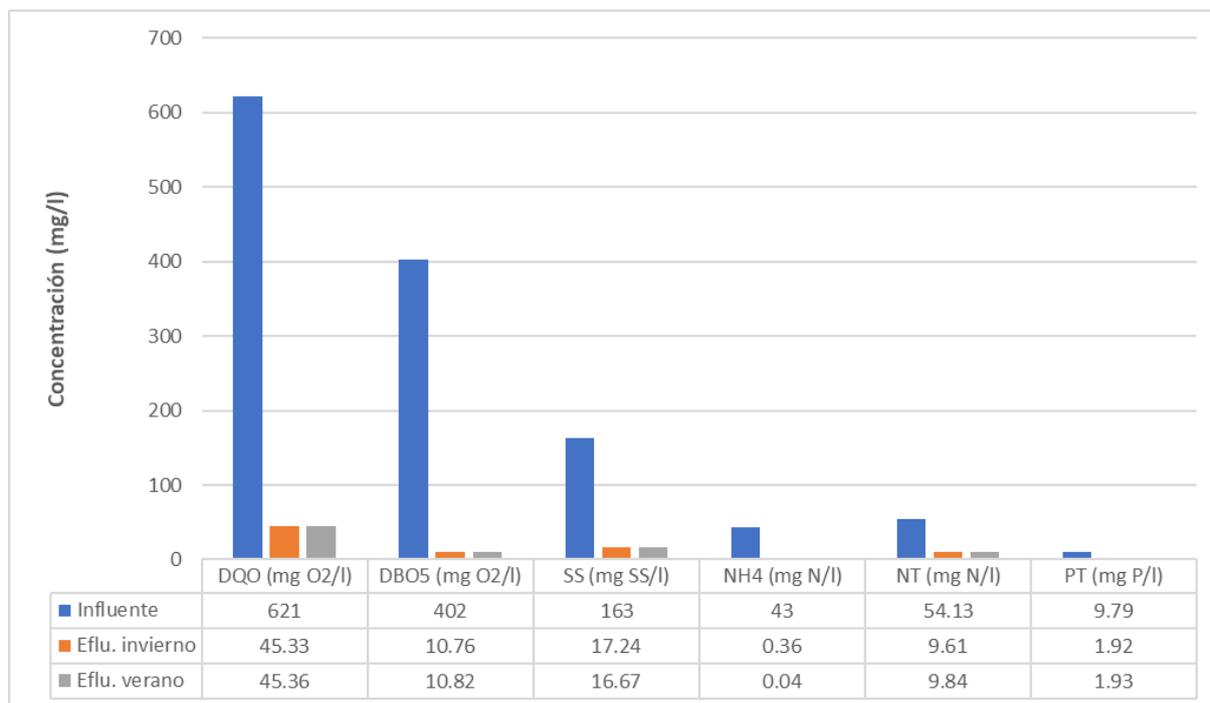
Además de las dos recirculaciones que forman parte del diseño en la línea de agua, al igual que en las otras dos alternativas, también en ésta se recircula a cabecera de planta el sobrenadante del espesador y de la deshidratación mecánica.

Tras simular por medio de DESASS 7.1 el diseño que se acaba de describir, se han obtenido los siguientes valores de contaminantes en el efluente, los cuales cumplen con los límites de vertido que indica la normativa y que se recogen en la tabla 9.8 y en la figura 9.12, junto con el porcentaje de remoción y los valores de estas sustancias en el influente a planta.

**Tabla 9.8. Concentraciones en el efluente y porcentaje de remoción. Alternativa 3**

<b>Resultados efluente</b>						
<b>Parámetro</b>	<b>Influente</b>	<b>Valor efluente</b>		<b>% remoción</b>		<b>Límite normativa europea</b>
		<b>Invierno</b>	<b>Verano</b>	<b>Invierno</b>	<b>Verano</b>	
DQO (mg O <sub>2</sub> /l)	621	45.33	45.36	92.7	92.7	125
DBO <sub>5</sub> (mg O <sub>2</sub> /l)	402	10.76	10.82	97.32	97.31	25
SST (mg SS/l)	163	17.24	16.67	89.42	89.77	35
NH <sub>4</sub> (mg N/l)	43	0.36	0.04	99.16	99.91	-
N <sub>T</sub> (mg N/l)	54.13	9.61	9.84	82.25	81.82	10
P <sub>T</sub> (mg P/l)	9.79	1.92	1.93	80.39	80.29	2
<b>Fango purga deshidratador</b>						
<b>Parámetro</b>		<b>Invierno</b>	<b>Verano</b>	<b>Límite digestión fango</b>		
% SSVB		13.7	15.6	< 35 %		
Vol. fango (m <sup>3</sup> /d)		39.37	43.85	-		
<b>Generación metano - digestión anaerobia</b>						
<b>Parámetro</b>		<b>Invierno</b>	<b>Verano</b>	<b>Valor referencia (%)</b>		
% CH <sub>4</sub>		56.07	56.23	60		
Volumen gas (m <sup>3</sup> /d)		12069	13735	-		

Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018



**Figura 9.12. Comparación entre el influente y efluente a planta. Alternativa 3. Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018**

En las figuras 9.13 – 9.15 se observa el perfil de sólidos suspendidos totales en el decantador primario, el decantador secundario y el espesador, tanto para invierno como para verano. En las seis gráficas se aprecia una altura correcta del manto de fangos, algo más elevado en el decantador secundario en invierno, pero aun así sin presentar riesgo de desbordamiento:

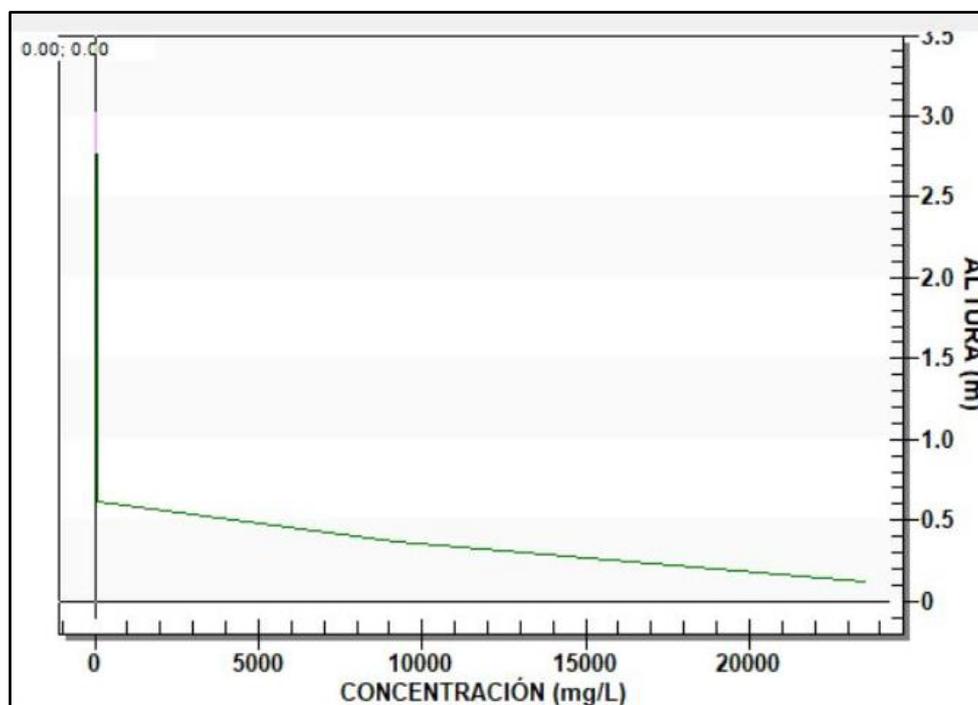
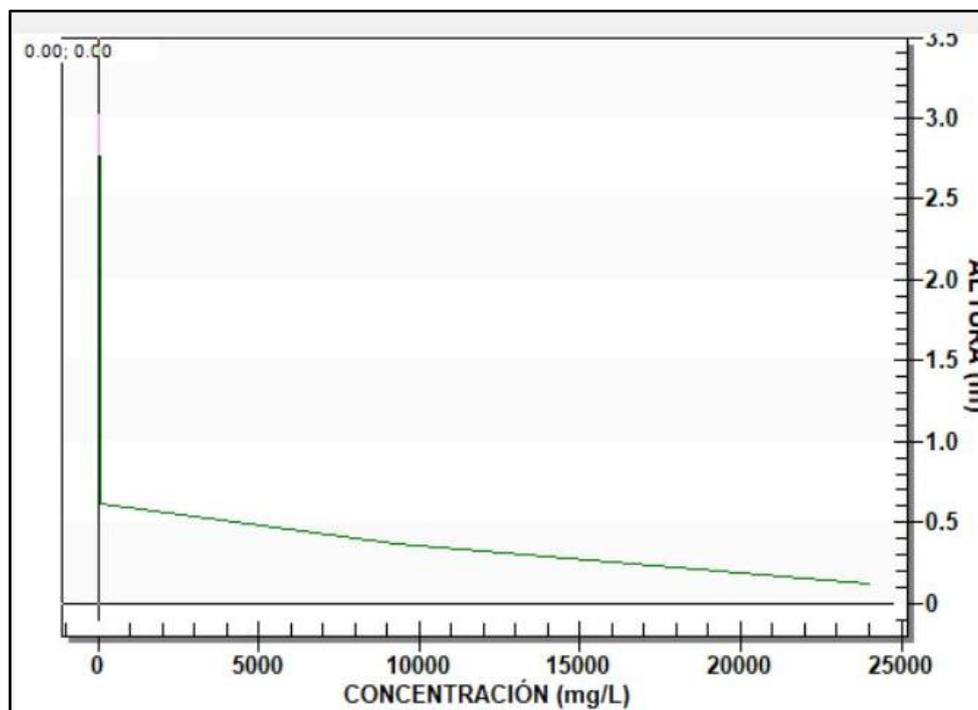
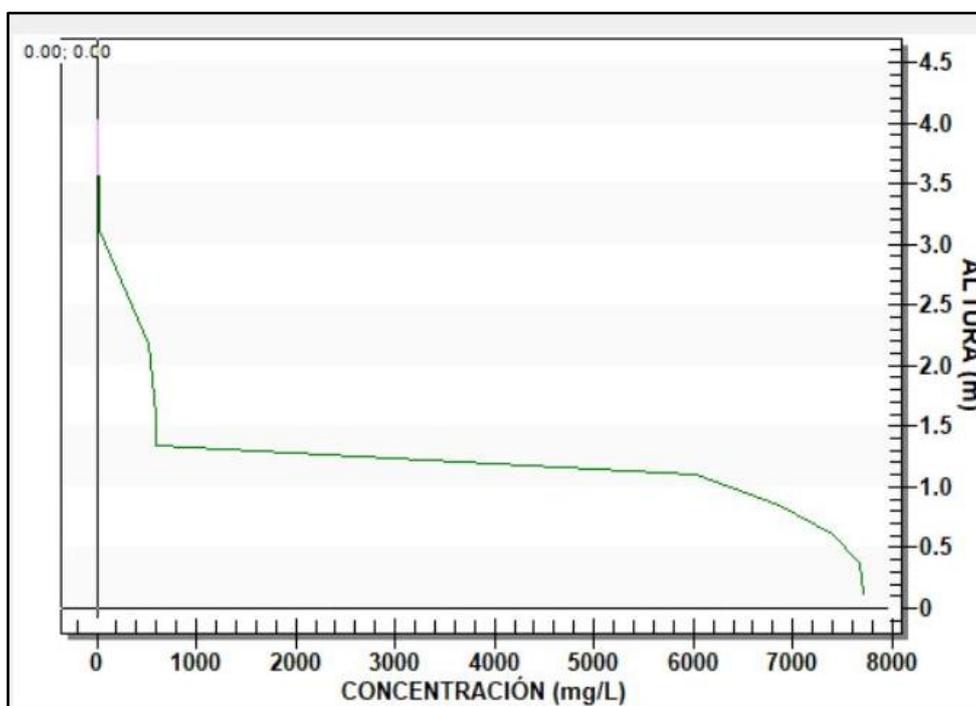
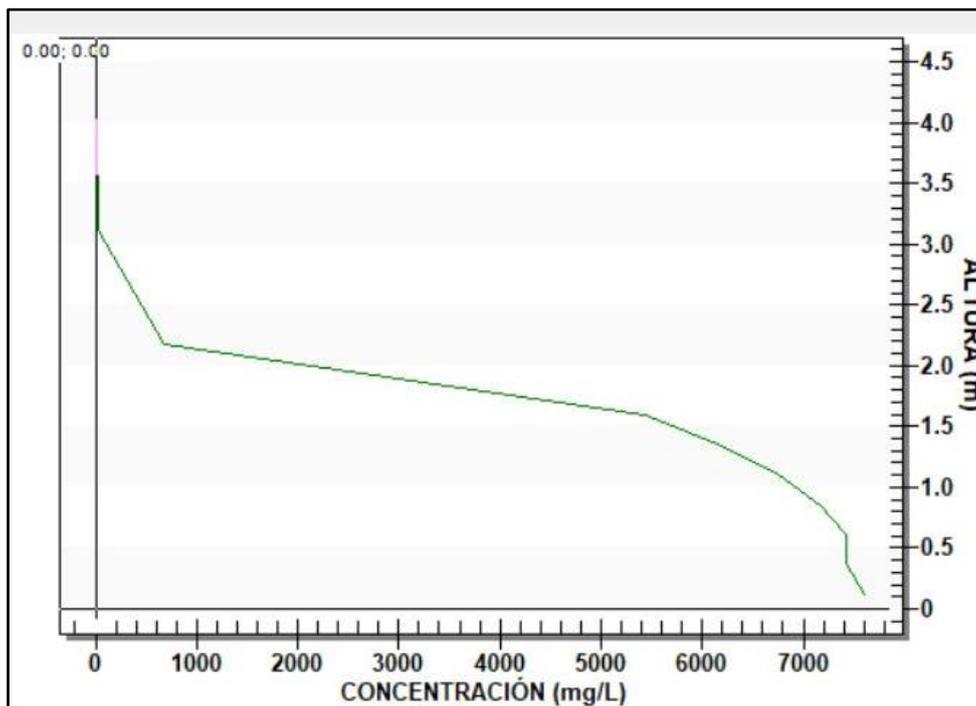
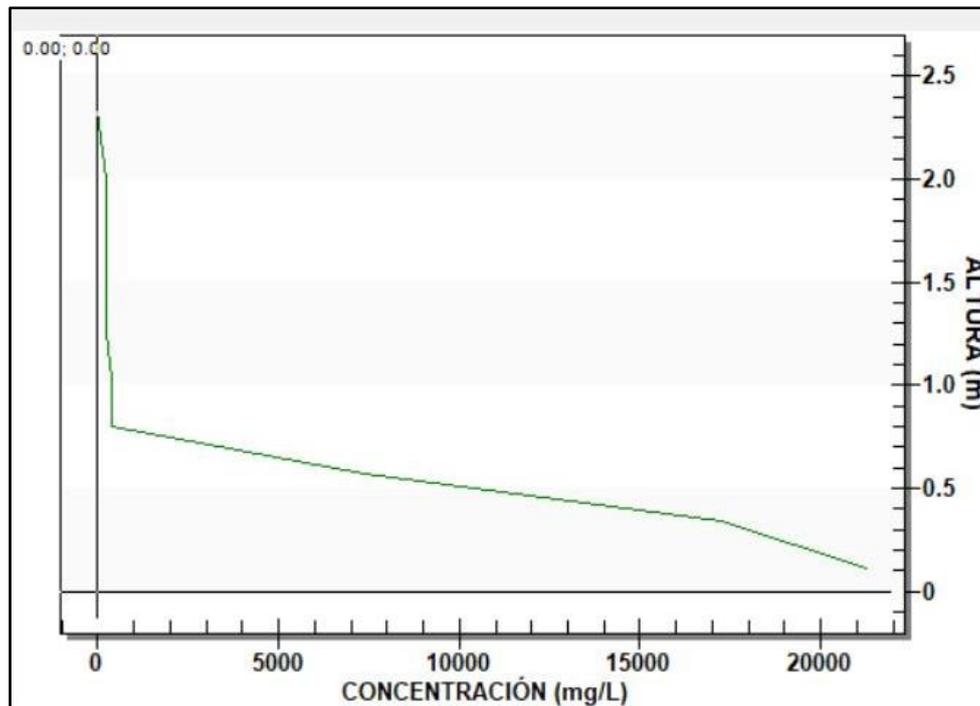
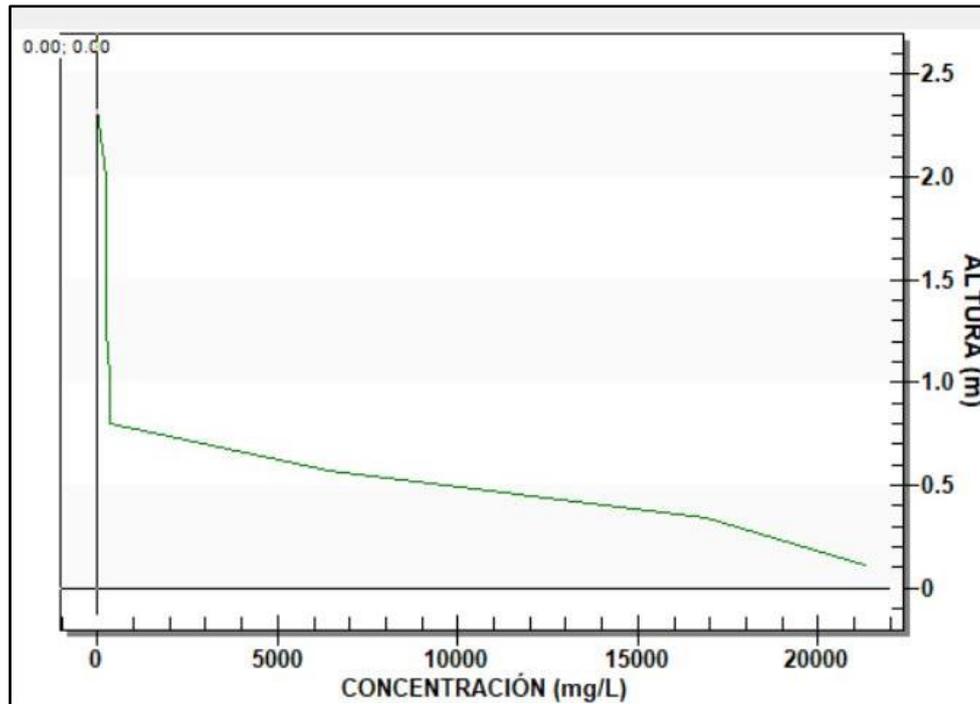


Figura 9.13. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador primario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 3. Fuente: DESASS 7.1, 2018



**Figura 9.14. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{SST}$ ) del decantador secundario en invierno (arriba) y verano (abajo). Alternativa 3. Fuente: DESASS 7.1, 2018**



**Figura 9.15. Perfil de sólidos suspendidos totales ( $X_{sST}$ ) del espesador en invierno (arriba) y verano (abajo).  
 Alternativa 3. Fuente: DESASS 7.1, 2018**

## 10.- Análisis económico de las alternativas

Definidas las alternativas de diseño de la EDAR, queda resuelto el problema de depuración en Tarija desde el punto de vista técnico; sin embargo, es necesario plantear un análisis económico para realizar una comparación a nivel de costes entre los diferentes diseños.

Para el análisis económico se han considerado costes de construcción, costes energéticos, costes de reactivos y costes de gestión de fangos. No se han tenido en cuenta algunos costes que serían comunes a todas las alternativas planteadas o que se sitúan en un rango de magnitud similar, y que no supondrían una diferencia económica significativa a la hora de realizar una comparación. Estos costes son: los costes de personal y mantenimiento, los costes de construcción del deshidratador, y los costes energéticos en la purga de fangos en los decantadores primario y secundario y en la recirculación del sobrenadante procedente del espesador y de la deshidratación.

A continuación, se van a desglosar las diferentes partidas de costes empleando precios unitarios propios de Bolivia. Estos costes se van a expresar en dólares estadounidenses (\$); divisa que, aunque no es la propia del país, es empleada con frecuencia en diferentes ámbitos, entre ellos la ingeniería civil.

### 10.1.- Costes de construcción

Para el cálculo de los costes de construcción de cada una de las alternativas, se van a emplear los costes de ejecución unitarios obtenidos del libro *“Recomendaciones para la elección de plantas de tratamiento de agua residual aptas para Bolivia”* (Wagner W., 2013). Estos costes de ejecución se basan en los cuadros unitarios de precios en territorio boliviano e incluyen los trabajos de replanteo y movimiento tierras, materiales de construcción, transporte y mano de obra. No se incluyen los costes de personal ni mantenimiento. En la tabla 10.1 se muestran los componentes de los diferentes esquemas de tratamiento planteados, incluyendo los costes de ejecución unitarios y totales:

**Tabla 10.1. Costes de construcción de las alternativas de diseño de la EDAR**

Alternativa	Elemento	Coste unitario (\$/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Coste total (\$)
Alternativa 1. Normativa boliviana	Decantador primario	250	11542	2885500
	Dec. secundario	250	25429	6357250
	Reactores biológicos	300	17000	5100000
	<i>R. anaerobios</i>	300		
	<i>R. anóxicos</i>	300		
	<i>R. aerobios</i>	300	17000	5100000
	Espesador	150	1058	158700
	Digestor anaerobio	260	19383	5039580
	Depósito tampón	330	5286	1744380
	<b>Total</b>			

<b>Alternativa 2. Esquema A<sup>2</sup>/O</b>	Decantador primario	250	11575	2893750
	Dec. secundario	250	24648	6162000
	Reactores biológicos	300	37000	11100000
	<i>R. anaerobios</i>	300	12950	3885000
	<i>R. anóxicos</i>	300	5550	1665000
	<i>R. aerobios</i>	300	18500	5550000
	Espesador	150	1293	193950
	Digestor anaerobio	260	21310	5540600
	Depósito tampón	330	6393	2109690
	<b>Total</b>			<b>27,999,990</b>
<b>Alternativa 3. Esquema AO+PQ</b>	Decantador primario	250	11583	2895750
	Decantador secundario	250	24666	6166500
	Reactores biológicos	300	37000	11100000
	<i>R. anaerobios</i>	300		
	<i>Reactores anóxicos</i>	300	16650	4995000
	<i>Reactores aerobios</i>	300	20350	6105000
	Espesador	150	1282	192300
	Digestor anaerobio	260	23487	6106620
	Depósito tampón	330	6406	2113980
	<b>Total</b>			<b>28,575,150</b>

Fuente: elaboración propia

En la tabla 10.1 se establece la comparación entre los costes de ejecución de las tres alternativas. Se observa que la alternativa 1 es más económica en cuanto a costes de construcción, si bien es la que presenta un esquema más sencillo por diseñarse para cumplir con los límites de vertido que contempla la ley boliviana, más permisiva en las concentraciones de efluente que la normativa europea. Las alternativas 2 y 3, diseñadas siguiendo la normativa europea, presentan un mayor coste de ejecución y muy similar entre sí. (figura 10.1).

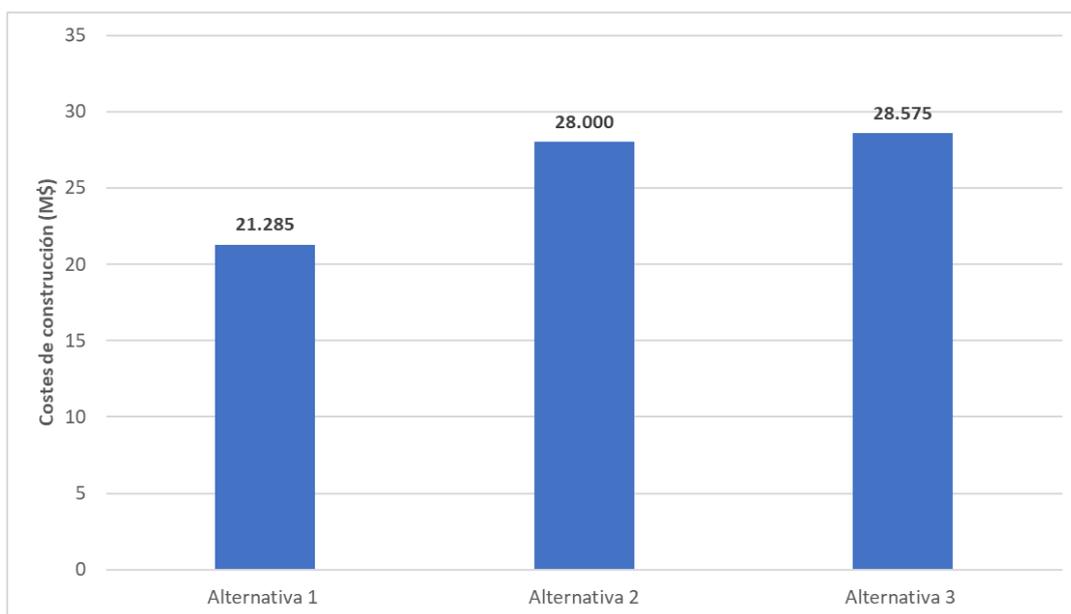


Figura 10.1. Comparación de los costes de construcción de las 3 alternativas. Fuente: elaboración propia

## 10.2.- Costes de energía eléctrica

Para el cálculo de los costes de energía eléctrica se va a tener en cuenta el consumo eléctrico en la aireación de los reactores aerobios, la agitación en los reactores anóxicos y anaerobios y la energía eléctrica consumida en los bombeos para recircular fango o agua residual de un elemento del tratamiento a otro.

Se va a determinar la potencia consumida en cada uno de estos procesos y luego se va a calcular el coste aplicando una tarifa orientativa para las plantas de tratamiento de aguas residuales en Bolivia, que se estima en 0.1 \$/ kW h (Wagner W., 2013).

Dado que las simulaciones se han realizado contemplando dos escenarios (invierno y verano), para el cálculo de la potencia consumida en los bombeos se va a asumir la simplificación de que durante 6 meses la planta opera en condiciones de invierno y otros 6 meses en condiciones de verano. Una vez calculada la potencia consumida en cada escenario, se va a establecer una potencia de consumo media horaria entre los dos escenarios, para posteriormente hacer el cálculo de potencia anual.

La potencia para la aireación viene dada por DESASS, y para los sistemas de agitación se va a hacer uso de la potencia sugerida en la bibliografía (Metcalf & Eddy, 2007), que se establece en 20 W/m<sup>3</sup> de reactor que se vaya a agitar.

Para el cálculo de la potencia de los bombeos se va a aplicar la siguiente fórmula.

$$P = \frac{Q_B \cdot H_D \cdot \rho \cdot g}{n} \quad (\text{Ec. 10.1})$$

Donde:

- P: potencia (W)
- Q<sub>B</sub>: caudal recirculado (m<sup>3</sup>/s)
- H<sub>D</sub>: altura dinámica (m)
- ρ: densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>)
- g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- n: eficiencia de la bomba

El caudal recirculado en cada tramo se obtiene de las alternativas planteadas mediante DESSAS. La densidad del agua y la gravedad son constantes conocidas y la eficiencia del bombeo se va a fijar en 0.7.

Se desconoce la altura dinámica (H<sub>D</sub>), por lo que es necesario calcular las pérdidas de carga que se presentan en un tramo de tubería: las pérdidas por fricción y las pérdidas por accesorios. La altura dinámica será la suma de estas dos componentes:

$$H_D = h_{f-tub} + h_{f-Acc} \quad (\text{Ec. 10.2})$$

Previamente es necesario seleccionar el tipo de tubería que se va a emplear. Se va a trabajar con tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE), de uso extendido en saneamiento por su alta resistencia a presiones internas y externas. Para quedar del lado de la seguridad, dentro de las tuberías de este material se van a escoger modelos con una presión nominal 10 (PN10), de manera que se resistan las presiones internas. Los modelos se van a escoger del Catálogo técnico TIGRE, 2019 (figura 10.2).

Presión Nominal	PN 4		PN 6		PN 8		PN 10	
SDR	Esesor [mm]	Peso [Kg/m]	SDR 26		SDR 21		SDR 17	
Diámetro Nominal (mm)	e mín (mm)	Peso (Kg/m)	e mín (mm)	Peso (Kg/m)	e mín (mm)	Peso (Kg/m)	e mín (mm)	Peso (Kg/m)
20	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-	2,0	0,207
40	-	-	-	-	2,0	0,263	2,4	0,316
50	-	-	2,0	0,332	2,4	0,400	3,0	0,479
63	-	-	2,5	0,526	3,0	0,612	3,8	0,762
75	-	-	2,9	0,715	3,6	0,878	4,5	1,077
90	-	-	3,5	1,039	4,3	1,260	5,4	1,546
110	-	-	4,2	1,525	5,3	1,885	6,6	2,293
125	-	-	4,8	1,951	6,0	2,394	7,4	2,926
140	-	-	5,4	2,274	6,7	2,786	8,3	3,402
160	-	-	6,2	3,234	7,7	3,932	9,5	4,783
180	-	-	6,9	3,727	8,6	4,589	10,7	5,628
200	-	-	7,7	4,616	9,6	5,686	11,9	6,950
225	-	-	8,6	5,796	10,8	7,191	13,4	8,799
250	-	-	9,6	7,182	11,9	8,803	14,8	10,797
280	-	-	10,7	8,961	13,4	11,092	16,6	13,556
315	7,7	7,527	12,1	11,390	15,0	13,965	18,7	17,171
355	8,7	9,576	13,6	14,421	16,9	17,723	21,2	21,922
400	9,8	12,138	15,3	18,271	19,1	22,556	23,7	27,619
450	11	15,306	17,2	23,098	21,5	28,553	26,7	34,991
500	12,3	19,055	19,1	28,925	23,9	35,778	29,7	43,856
560	13,7	23,727	21,4	36,278	26,7	44,754	33,2	54,897
630	15,4	30,018	24,1	45,938	30,0	56,554	37,4	69,545
710	17,4	38,261	27,2	58,402	33,9	71,986	42,1	88,209
800	19,6	48,515	30,6	74,008	38,1	91,146	47,4	111,883
900	22	61,193	34,4	93,570	42,9	115,422	53,3	141,510
1000	24,5	75,769	38,2	115,424	47,7	142,561	59,3	174,889
1200	29,4	109,074	45,9	166,353	57,2	205,087	67,9	240,989

Figura 10.2. Catálogo de productos HDPE para conducción de agua potable y riego. Fuente: Catálogo técnico TIGRE, 2019

### ***Pérdidas de carga por fricción***

Viene definida por la siguiente fórmula:

$$h_{f-tub} = L \cdot J \quad (\text{Ec. 10.3})$$

Donde:

- L: longitud de la tubería (m)
- J: pérdida de carga por metro de tubería (mca/m)

Para el cálculo de las pérdidas de carga por metro de longitud se va a emplear la fórmula de Darcy:

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ec. 10.4})$$

Donde:

- J: pérdida de carga por metro de tubería (mca/m)
- f: coeficiente de pérdida de carga (adims)
- D: diámetro interior de la tubería (m)
- v: velocidad (m/s)
- g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Mediante la ecuación general de Colebrook – White (Ec. 10.5) se puede calcular el coeficiente “f” de pérdida de carga para régimen de transición o turbulento:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (\text{Ec. 10.5})$$

Donde:

- f: coeficiente de pérdida de carga (adims)
- ε: rugosidad absoluta de la tubería (m)
- D: diámetro interior de la tubería (m)
- Re: número de Reynolds (adims)

Se aplica la ecuación 10.6 para hallar el número de Reynolds, y se comprueba que se obtiene un valor superior a 2000 – 4000, verificando de este modo que se trata de un régimen turbulento:

$$Re = \frac{v \cdot D_{int}}{\mu} \quad (\text{Ec. 10.6})$$

Donde:

- Re: número de Reynolds (adims)
- v: velocidad (m/s)
- $D_{int}$ : diámetro interior de la tubería (m)
- $\mu$ : viscosidad cinemática (m<sup>2</sup>/s)

Para la elección del diámetro de tubería que se va a emplear, debe considerarse el criterio de la velocidad, de manera que ésta se mantenga en la instalación en un rango entre 0.6 y 1 m/s. El diámetro exterior y el espesor vienen fijados por el modelo de tubería seleccionado, que se escoge del catálogo del que se dispone (figura 10.2).

$$D_{int} = D_{ext} - 2 \cdot e \quad (\text{Ec. 10.7})$$

Donde:

- $D_{int}$ : diámetro interior de la tubería (m)
- $D_{ext}$ : diámetro exterior de la tubería (m)
- e: espesor de la tubería (m)

$$v = \frac{4 \cdot Q_B}{\pi \cdot D_{int}} \quad (\text{Ec. 10.8})$$

Donde:

- v: velocidad (m)
- $Q_B$ : caudal bombeado (m<sup>3</sup>/s)
- $D_{int}$ : diámetro interior de la tubería (m)

### ***Pérdidas localizadas por accesorios***

Junto con las pérdidas por fricción, en las conducciones a presión también tienen lugar las pérdidas de carga por accesorios propios de la red como pueden ser: embocaduras, desembocaduras, válvulas, filtros, medidores, codos y estrechamientos, por citar algunos. Cada tipo de accesorio presenta un coeficiente de pérdida de carga (k) asociado.

Estas pérdidas de carga se van a calcular mediante la siguiente fórmula:

$$h_{f-Acc} = k \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ec. 10.9})$$

Donde:

- $h_{f-Acc}$ : pérdidas de carga hidráulica por accesorios (mca)

- k: coeficiente de pérdida de carga (adims)
- v: velocidad (m/s)
- g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

### **Caudales bombeados**

A continuación se van a indicar los caudales movilizados en cada tramo de bombeo de cada una de las alternativas. En algunos tramos el caudal recirculado presenta un orden de magnitud similar en los tres diseños, por lo que solo se van a calcular las pérdidas de carga para aquellos tramos en los que la recirculación de caudal varíe considerablemente entre las diferentes alternativas (tabla 10.2).

**Tabla 10.2. Tramos y caudales recirculados.**

TRAMOS	CAUDALES (m <sup>3</sup> /d)					
	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
	Invierno	Verano	Invierno	Verano	Invierno	Verano
1. Recirculación interna de nitratos			247463.53	284329.99	264389.6	303102.18
2. R.I. espesador - cabeza de planta	785.1	881.04	984.57	1183.9	948.16	1067.58
3. R.I. deshidratador - cabeza de planta	760.33	852.36	780.14	938.75	908.79	1023.73
4. Recirculación de fangos	70717.65	71754.93	62243.54	43974.24	67560.91	50612.05
5. Purga de fangos. Decantador primario	413.1	473.63	351.86	338.99	373.19	427.88
6. Purga de fangos. Decantador secundario	1157.09	1288.45	1438.27	1813.56	1523.12	1707.28
7. Recirculación de elutriación de fangos			7455.57	5706.94		

**Fuente: Adaptado de DESASS 7.1, 2018.**

Como se ve en la tabla 10.2, en los bombeos de sobrenadante desde el espesador y el deshidratador mecánico hasta cabecera de planta, se recircula un caudal de un orden de magnitud similar en las tres alternativas, así como en la purga de fangos de los decantadores primario y secundario. Por tanto, se van a calcular las pérdidas de carga de los otros tramos restantes: la recirculación interna de nitratos, la recirculación de fangos y la recirculación en el proceso de fermentación – elutriación, que corresponden con los tramos 1, 4 y 7 respectivamente.

Los valores de las constantes que se van a emplear para el cálculo de las pérdidas de carga se recogen en la siguiente tabla:

**Tabla 10.3. Valor de los parámetros usados en los cálculos**

Parámetro	Valor
$\mu$ (m <sup>2</sup> /s)	1.01E-06
$\epsilon$ (m)	0.0015
$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.81
$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	1000
n	0.7

**Fuente: elaboración propia**

En cuanto a las pérdidas localizadas por accesorios, en la tabla 10.4 se recogen los coeficientes k de los accesorios presentes en los tramos en los que se van a calcular las pérdidas de carga.

**Tabla 10.4. Coeficientes k en cada tramo considerado para las pérdidas de carga**

Accesorio	k	Rec. Interna nitratos		Rec. fangos		Rec. Elutriación de fangos	
		Nº	Nº * k	Nº	Nº* k	Nº	Nº * k
Embocadura	0.5	1	0.5	1	0.5	1	0.5
Codo 90º	0.4	2	2	2	2	2	0.8
Válvula de retención	2.5	1	2.5	1	2.5	1	2.5
Desembocadura	1	1	1	1	1	1	1
<b>Sumatorio</b>			<b>4.8</b>		<b>4.8</b>		<b>4.8</b>

Fuente: elaboración propia

Una vez definidas todas las variables y ecuaciones que se van a emplear, se calcula la potencia de bombeo en cada una de las alternativas de diseño planteadas:

### **Alternativa 1**

De los tres tramos en los que se va a calcular la pérdida de carga, la alternativa 1 solo cuenta con el tramo de recirculación de fangos en su esquema de tratamiento; por tanto, se va a calcular la pérdida de carga en este tramo.

Dado el elevado caudal a bombear, empleando una única tubería DN 1200 (las mayores que se encuentran en el catálogo) se obtendría una velocidad en la conducción superior a 1 m/s, por lo que se ha decidido emplear dos tuberías de diámetro menor para tener una velocidad dentro del intervalo recomendado. Las tuberías elegidas son dos tuberías DN 900, con un espesor de 53.3 mm y un diámetro interior de 793.4 mm, cada una de las cuales impulsaría la mitad del caudal total que se recircula.

**Tabla 10.5. Caudal recirculado y características de las conducciones. Alternativa 1**

TRAMO	Caudal (m <sup>3</sup> /s)		nº tuberías	Tubería	Longitud (m)	D <sub>int</sub> (mm)	e (mm)
	Invierno	Verano					
Rec. de fangos	0.8185	0.8305	2	DN 900	40	793.4	53.3

Fuente: elaboración propia

Conociendo las características de la conducción en el tramo y aplicando las ecuaciones 10.1 – 10.9 se obtiene el siguiente resultado de potencia con el que posteriormente se calcularán los costes eléctricos de los bombeos:

**Tabla 10.6. Cálculo de pérdidas de carga y potencia del bombeo. Alternativa 1**

	Rec. Interna nitratos	
	Invierno	Verano
<b>Q tot (m<sup>3</sup>/s)</b>	0.8185	0.8305
<b>Q /tubería (m<sup>3</sup>/s)</b>	0.4092	0.4152
<b>velocidad (m/s)</b>	0.657	0.666
<b>f</b>	0.0234	0.0234
<b>Reynolds</b>	515398	522958
<b>J (mca/m)</b>	0.00065	0.00067
<b>Longitud tramo (m)</b>	40	40
<b>h<sub>f-tub</sub> (mca)</b>	0.02597	0.02673
<b>h<sub>f-Acc</sub> (mca)</b>	0.10552	0.10864
<b>H<sub>D</sub> (mca)</b>	0.13149	0.13537
<b>P<sub>tot</sub> (kW)</b>	1.508	1.576
<b>P<sub>tot</sub> media diaria (kW)</b>	<b>1.542</b>	

Fuente: elaboración propia

### Alternativa 2

La alternativa 2 presenta en su diseño los tres tramos indicados anteriormente en los que se van a considerar las pérdidas de carga, por lo que se va a calcular en todos ellos.

En esta alternativa se van a emplear cuatro tuberías con DN 1200 para la recirculación interna, cada una de las cuales bombearía un cuarto del caudal total, de manera que se cumpla con el rango de velocidades aceptadas en la conducción. Para la recirculación de fangos desde el decantador secundario y para el bombeo en la fermentación elutriación, se va a disponer de una tubería en cada bombeo de DN 1200 y DN 140, respectivamente. Las dimensiones de cada conducción, así como el caudal movilizado se indica en la tabla 10.7.

**Tabla 10.7. Caudal recirculado y características de las conducciones. Alternativa 2**

TRAMO	Caudal (m <sup>3</sup> /s)		nº tuberías	Tubería	Longitud (m)	D <sub>int</sub> (mm)	e (mm)
	Invierno	Verano					
<b>Rec. interna de nitratos</b>	2.8642	3.2909	4	DN 1200	40	1064.2	67.9
<b>Rec. de fangos</b>	0.7204	0.5090	1	DN 1200	40	1064.2	67.9
<b>Rec. elutriación de fangos</b>	0.0863	0.0661	1	DN 140	4	123.4	8.3

Fuente: elaboración propia

Conociendo las características de las conducciones en cada tramo y aplicando las ecuaciones 10.1 – 10.9 se obtienen los siguientes resultados de potencia con los que posteriormente se calcularán los costes eléctricos de los bombeos:

**Tabla 10.8. Cálculo de pérdidas de carga y potencia del bombeo. Alternativa 2**

	Rec. Interna nitratos		Rec. fangos		Rec. Elutriación fangos	
	Invierno	Verano	Invierno	Verano	Invierno	Verano
<b>Q tot (m<sup>3</sup>/s)</b>	2.8642	3.2909	0.7204	0.5090	0.0863	0.0661
<b>Q /tubería (m<sup>3</sup>/s)</b>	0.7160	0.8227	0.7204	0.5090	0.0863	0.0661
<b>velocidad (m/s)</b>	0.8567	0.9843	0.8619	0.6089	0.8904	0.6815
<b>f</b>	0.021637	0.021603	0.021635	0.021742	0.040987	0.041134
<b>Reynolds</b>	901771	1036115	907276	640979	108674	83186
<b>J (mca/m)</b>	0.000761	0.001002	0.000770	0.000386	0.013420	0.007891
<b>Longitud tramo (m)</b>	40	40	40	40	4	4
<b>h<sub>f-tub</sub> (mca)</b>	0.03042	0.04010	0.03079	0.01544	0.05368	0.03157
<b>h<sub>f-Acc</sub> (mca)</b>	0.17955	0.23704	0.18175	0.09072	0.19394	0.11364
<b>H<sub>D</sub> (mca)</b>	0.20997	0.27713	0.21254	0.10616	0.24762	0.14520
<b>P<sub>tot</sub> (kW)</b>	8.428	12.781	2.146	0.757	0.299	0.134
<b>P<sub>tot</sub> media diaria (kW)</b>	<b>10.6045</b>		<b>1.4515</b>		<b>0.2165</b>	

Fuente: elaboración propia

### Alternativa 3

De los tres tramos indicados, la alternativa 3 presenta en su diseño la recirculación interna de nitratos y la recirculación de fangos, dado que en este esquema no se ha incluido el proceso de fermentación – elutriación.

En esta alternativa se van a necesitar cinco tuberías con DN 1200 para la recirculación interna, cada una de las cuales transportaría una quinta parte del caudal a recircular, de manera que se cumpla el rango de velocidad aceptada en la conducción. Para la recirculación de fangos desde el decantador secundario se va a disponer de una tubería de DN 1200. Las dimensiones de cada conducción, así como el caudal movilizado se indica en la tabla 10.9.

**Tabla 10.9. Caudal recirculado y características de las conducciones. Alternativa 3**

TRAMO	Caudal (m <sup>3</sup> /s)		nº tuberías	Tubería	Longitud (m)	D <sub>int</sub> (mm)	e (mm)
	Invierno	Verano					
<b>Rec. interna de nitratos</b>	3.0601	3.5081	5	DN 1200	40	1064.2	67.9
<b>Rec. de fangos</b>	0.6120	0.7016	1	DN 1200	40	1064.2	67.9

Fuente: elaboración propia

Conociendo las características de las conducciones en cada tramo y aplicando las ecuaciones 10.1 – 10.9 se obtienen los siguientes resultados de potencia con los que posteriormente se calcularán los costes eléctricos de los bombeos:

**Tabla 10.10. Cálculo de pérdidas de carga y potencia del bombeo. Alternativa 3**

	Rec. Interna nitratos		Rec. fangos	
	Invierno	Verano	Invierno	Verano
<b>Q tot (m<sup>3</sup>/s)</b>	3.0601	3.5081	0.7820	0.5858
<b>Q /tubería (m<sup>3</sup>/s)</b>	0.6120	0.7016	0.7820	0.5858
<b>velocidad (m/s)</b>	0.7322	0.8394	0.9356	0.7009
<b>f</b>	0.021681	0.021642	0.021615	0.021694
<b>Reynolds</b>	770761	883617	984783	737733
<b>J (mca/m)</b>	0.000557	0.000730	0.000906	0.000510
<b>Longitud tramo (m)</b>	40	40	40	40
<b>h<sub>f-Tub</sub> (mca)</b>	0.02227	0.02922	0.03624	0.02041
<b>h<sub>f-Acc</sub> (mca)</b>	0.13117	0.17240	0.21413	0.12017
<b>H<sub>D</sub> (mca)</b>	0.15344	0.20161	0.25037	0.14058
<b>P<sub>tot</sub> (kW)</b>	6.580	12.031	3.330	1.401
<b>P<sub>tot</sub> media diaria (kW)</b>	<b>8.246</b>		<b>1.949</b>	

Fuente: elaboración propia

Una vez se ha calculado la potencia consumida por los bombeos, ya se dispone de todos los consumos eléctricos de cada una de las alternativas. Los datos de potencia consumida en la aireación han sido proporcionados por DESASS 7.1 en cada uno de los diseños. Con estos datos de consumo energético y el valor tarifario de 0.1 \$/kW h indicado anteriormente, se calculan los costes energéticos diarios y anuales:

**Tabla 10.11. Potencia y coste por consumo de energía eléctrica en cada alternativa**

Proceso	Potencia (KW)		
	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Recirculación interna de nitratos		10.6045	8.246
Recirculación de fangos	1.542	1.4515	1.949
Recirculación de elutriación de fangos		0.2165	
<b>Bombeo total (KW)</b>	<b>1.542</b>	<b>12.2725</b>	<b>10.195</b>
Reactor		Anaerobio	Anóxico
nº agitadores		25	10
Potencia agitadores (kW)		10.36	11.1
Agitación en reactor biológico (KW)		259	111
<b>Agitación en proceso biológico (KW)</b>		<b>370</b>	<b>333</b>
nº soplantes	3	3	3
Potencia soplante (KW)	475	475	530
<b>Aireación en proceso biológico (KW)</b>	<b>1425</b>	<b>1425</b>	<b>1590</b>
<b>Potencia total (KW)</b>	<b>1426.542</b>	<b>1807.2725</b>	<b>1933.195</b>
Potencia total (KW h)	34237.008	43374.54	46396.68
Coste unitario (\$/KW h)	0.1		
Coste diario (\$/d)	3423.7008	4337.454	4639.668
<b>Coste total anual (\$/año)</b>	<b>1,249,651</b>	<b>1,583,171</b>	<b>1,693,479</b>

Fuente: elaboración propia

Al comparar los costes energéticos en las 3 alternativas, se observa, al igual que en los costes de ejecución, que la alternativa 1 presenta menor coste por presentar un esquema de tratamiento con menos recirculaciones. Entre las alternativas 2 y 3, la alternativa 2 presenta un coste energético menor a pesar de incluir en su diseño la recirculación en el proceso de fermentación – elutriación, mientras que éste no forma parte del diseño 3. La alternativa 3 tiene un coste de aproximadamente 110,000 \$ más que la alternativa 2 (figura 10.3).

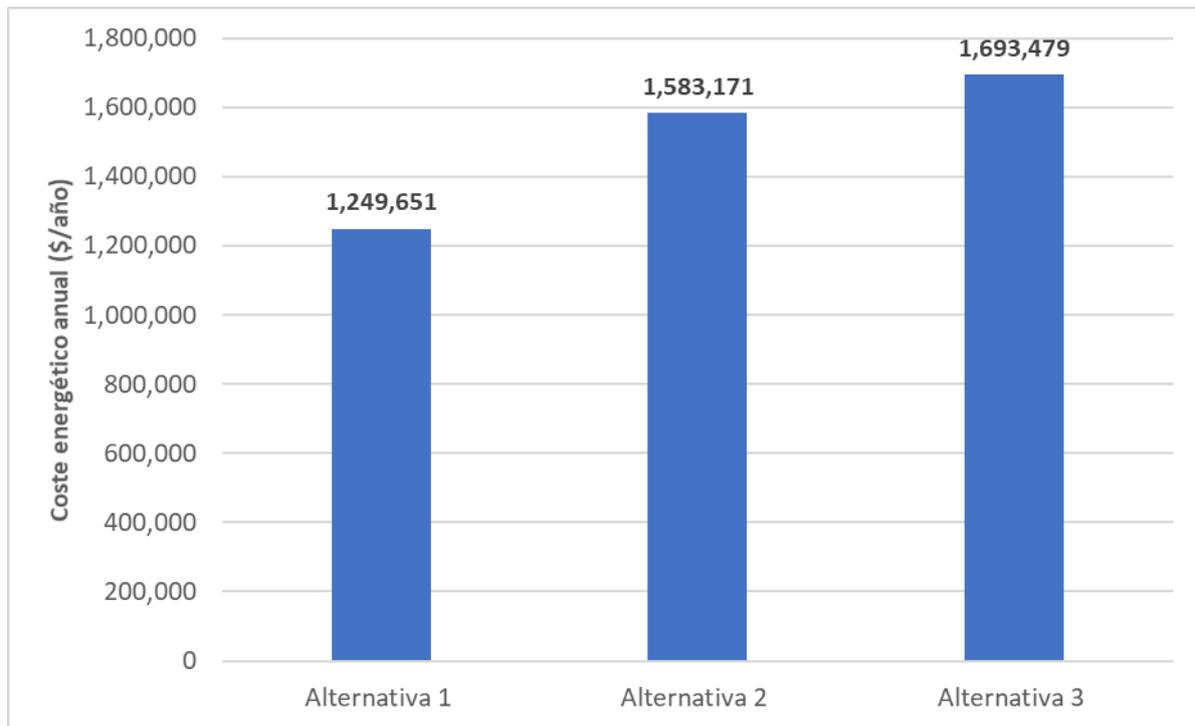


Figura 10.3. Comparación de los costes de energía eléctrica de las 3 alternativas. Fuente: elaboración propia

### 10.3.- Costes de reactivo

En la alternativa 3 se ha empleado la precipitación química para la eliminación del fósforo. Esto se consigue mediante la adición de cloruro férrico ( $\text{FeCl}_3$ ) como reactivo químico para conseguir la precipitación del fósforo en forma de fosfatos ( $\text{PO}_4^{3-}$ ). El reactivo se añade en el reactor aerobio con el objetivo de aprovechar la mezcla completa que se consigue mediante aireación.

El reactivo empleado tiene una alcalinidad de 5 mg/l, y un pH de 4. Se añade en una concentración de 50.000 mg/l y a 20°C de temperatura, para evitar producir variaciones significativas de la temperatura que puedan alterar los procesos que tienen lugar en la planta.

Se ha determinado el coste para la cantidad de cloruro férrico empleada en cada uno de los escenarios, invierno y verano.

Dado que no se ha tenido acceso a precios de venta de cloruro férrico en Bolivia, se ha hecho uso del precio de venta de la empresa Quimpac del vecino país de Perú (García J., 2018), que ofrece este reactivo por un precio de 350 \$/Tn. Con estos datos ya se puede realizar un análisis del coste del reactivo tanto diario como anual (tabla 10.12).

**Tabla 10.12. Coste diario y anual del reactivo. Alternativa 3.**

	Invierno	Verano
Caudal del reactivo (m <sup>3</sup> /d)	63	63
Concentración (mg/l)	50,000	50,000
Cantidad diaria consumida (Tn/d)	3.15	3.15
Coste diario (\$/d)	1102.5	1102.5
Coste anual (\$/año)	<b>402,413</b>	

Fuente: elaboración propia

Puesto que la cantidad de reactivo ha sido la misma en las dos estaciones, el coste diario es igual en invierno y en verano.

#### 10.4.- Costes de gestión de fangos

Los fangos generados en el proceso de depuración se emplearían como relleno sanitario en el vertedero de Pampa Galana, situado al noreste de la ciudad. Aunque existe una gran actividad agrícola en la zona, no se dispone de estudios sobre las características del suelo, de la misma manera que se desconoce la aceptación que tendría por parte de la población local el uso de estos fangos en sus cultivos. Por todo ello, se descarta a priori esta posibilidad de uso y se van a calcular los costes considerando que el fango se va a emplear como relleno sanitario, aunque el empleo de los fangos en la agricultura es una alternativa que se debería de estudiar a futuro. Por tanto, para el cálculo del coste de la gestión de los fangos generados se han tenido en cuenta las siguientes dos actividades: el transporte de los lodos y su depósito.

Como se ha indicado anteriormente en el desarrollo de las alternativas, los fangos obtenidos de la deshidratación mecánica se encuentran estabilizados por presentar un porcentaje de sólidos suspendidos volátiles biodegradables (SSVB) inferior al 35%, por lo que su gestión es inmediata y no requieren de ningún proceso de estabilización adicional.

Para el transporte de los fangos es necesario conocer, aparte de la cantidad generada, la capacidad de cada camión y la distancia que tienen que recorrer para efectuar el depósito. Con estos valores, junto con los costes unitarios del transporte y el depósito, se podrá calcular el coste de gestión de fangos para cada alternativa.

La distancia que se tendría que recorrer sería de 30 Km desde la ubicación de la nueva EDAR en Ancón Grande hasta el vertedero de Pampa Galana en Tarija (15 Km de ida y 15 Km de vuelta). Por su parte, la capacidad de cada camión se va a establecer en 10 m<sup>3</sup> y los costes

unitarios de transporte y depósito se van a fijar en 1 \$/km y 5 \$/m<sup>3</sup> respectivamente. (Wolfgang W., 2013).

Teniendo en cuenta toda esta información se puede calcular el coste de gestión de los fangos producidos en cada una de las alternativas (tabla 10.13).

**Tabla 10.13. Coste diario y anual de la gestión de fangos.**

	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
	Invierno	Verano	Invierno	Verano	Invierno	Verano
Qdiario fangos (m <sup>3</sup> /d)	24.76	28.69	25.42	29.9	39.37	43.85
Camiones necesarios (ud)	3	3	3	3	4	5
Coste transporte diario (\$/d)	90	90	90	90	120	150
Coste depósito diario (\$/d)	123.8	143.45	127.1	149.5	196.85	219.25
Coste total diario (\$/d)	213.8	235.45	217.1	239.5	316.85	369.25
Coste total anual (\$/año)	81,623		83,330		125,213	

Fuente: elaboración propia

Tanto la alternativa 1 como la 2 presentan una producción similar de fangos, por lo que también lo es el coste de su gestión. Por el contrario, en la alternativa 3 se produce de media un 50.3% más de fangos que en la alternativa 2. Esto es debido al empleo del cloruro férrico para la precipitación del fósforo en la alternativa 3.

### 10.5.- Comparación entre alternativas

Habiendo calculado los costes de ejecución, así como los costes energéticos, de reactivos y de gestión de fangos, se va a establecer una comparación de costes entre las tres alternativas. Para ello se va a calcular la cuota de amortización para cada una de ellas mediante el sistema de amortización francés:

$$a = \frac{C_0 \cdot i}{1 - (1+i)^{-n}} \quad (\text{Ec. 10.10})$$

Donde:

- a: cuota de amortización (\$/año)
- C<sub>0</sub>: coste total a amortizar (\$)
- i: tipo de interés (tanto por 1)
- n: número de años en los que se amortiza la obra

Para calcular la cuota de amortización se va a utilizar un tipo de interés del 5.5% indicado para obras de construcción en Bolivia, y un tiempo de 20 años, que es el tiempo para el que se ha proyectado la EDAR. El coste total por amortizar es el coste de construcción de cada alternativa. Sustituyendo en la ecuación 10.10 se obtienen las siguientes cuotas de amortización que se representan junto con el resto de los costes en la tabla 10.14.

**Tabla 10.14. Coste total anual para cada una de las alternativas.**

	Coste de construcción	Costes anuales (\$)				Total
		Construcción (a)	Energía eléctrica	Reactivos	Gestión de fangos	
<b>Alternativa 1</b>	21,285,410	1,781,149	1,249,651	0	81,623	3,112,423
<b>Alternativa 2</b>	27,999,990	2,343,020	1,583,171	0	83,330	4,009,521
<b>Alternativa 3</b>	28,575,150	2,391,149	1,693,479	402,413	125,213	4,612,254

Fuente: elaboración propia

De estos resultados se obtiene que la alternativa 1 es la más económica, tanto en los costes de construcción como en los costes energéticos y de gestión de fangos, unido a que no se emplean reactivos químicos. Este menor coste es debido a su diseño más sencillo, ya que tiene que satisfacer la normativa boliviana, menos restrictiva que la europea en las concentraciones en el efluente.

Pasando a las alternativas 2 y 3, la alternativa 2 presenta un menor coste que la 3. Esta diferencia es pequeña en los costes de construcción, pero los costes energéticos, de gestión de fangos y de reactivos, principalmente estos últimos, hacen que el coste de la alternativa 3 sea muy superior al de la 2 (figura 10.4).

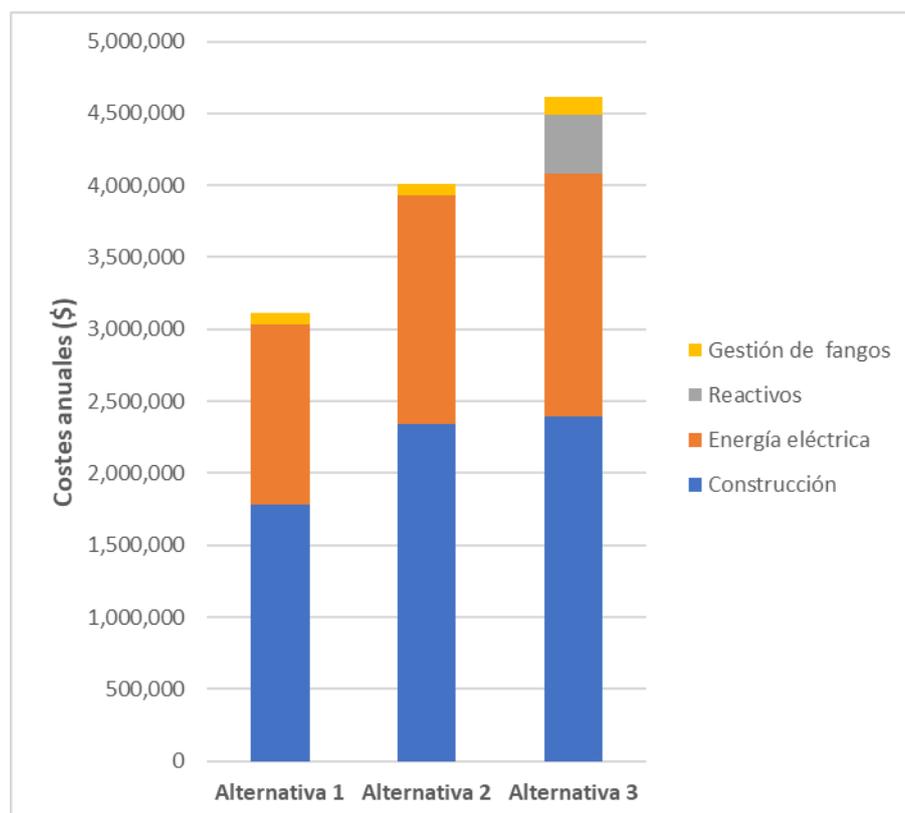


Figura 10.4. Coste anual de cada una de las alternativas. Fuente: elaboración propia

Tras haberse realizado el análisis técnico y económico, se va a escoger la alternativa más adecuada para el diseño de la EDAR:

- La alternativa 1, aunque más económica, cumpliría con las exigencias de la actual normativa ambiental de Bolivia; sin embargo, no garantiza la recuperación del río Guadalquivir ya que se mantienen elevadas concentraciones de nutrientes (nitrógeno y fósforo) en el efluente.
- Al poner el foco en las alternativas 2 y 3, se observa que la alternativa 2 presenta un coste inferior al diseño 3. Si se compara el esquema de diseño, ambas presentan un número similar de elementos, y la producción de metano es adecuada, presentando unos valores muy próximos en ambas alternativas. Además, en la alternativa número 2, la remoción de nutrientes se consigue por métodos biológicos, siendo ésta una planta autónoma. Por su parte, la alternativa de diseño 3, además de ser más cara, precisa de un aporte de reactivo diario para la eliminación de fósforo. Este hecho no sólo eleva los costes, sino que también introduce una serie de gestiones adicionales al proceso que, en caso de que alguna fallara, no se realizaría una correcta depuración de las aguas residuales. Estas gestiones comprenderían la adquisición del reactivo en cantidades adecuadas, la conservación de éste hasta su uso, su correcta dosificación, la presencia de personal cualificado para su manipulación, etc.

Por todo lo anteriormente expuesto, se concluye que la **ALTERNATIVA 2** es el diseño más adecuado para la EDAR, por ajustarse a la normativa europea, más exigente, y presentar un menor coste frente a la alternativa 3, que genera un efluente de calidad similar.

## 11.- Conclusiones

De todo lo expuesto a lo largo de este TFM se pueden extraer una serie de conclusiones:

- La situación de la gestión de las aguas residuales en Tarija es crítica. La actual planta de San Luis recibe un mantenimiento casi nulo, por lo que las lagunas de oxidación se encuentran colmatadas y prácticamente inoperativas. En consecuencia, el efluente generado presenta unas concentraciones de contaminantes que no cumplen con los límites de vertido fijados por la normativa boliviana ni con la europea.
- A raíz de esto, el río Guadalquivir presenta unos elevados niveles de contaminación, que, además de ocasionar daños ambientales, es un potencial generador de problemas sanitarios tanto para la población de la ciudad como para las comunidades asentadas aguas abajo.
- La construcción de la nueva EDAR de San Blas tan solo está solucionando el problema de una parte muy reducida de las aguas residuales generadas en la ciudad. Además, con base en los datos que se han proporcionado, no se puede asegurar que el diseño vaya a devolver un efluente que cumpla con la normativa boliviana. Aunque así lo fuera, el esquema de tratamiento de la nueva planta nos indica que no se ha tenido en cuenta la eliminación de nutrientes. Por tanto, en este escenario no cesarían los problemas de contaminación del Guadalquivir y, si se establece una comparación, no se cumpliría con estándares de calidad europeos.
- Se ha determinado el emplazamiento de la nueva EDAR en la zona conocida como Ancón Grande, al sureste de Tarija, ya que toda el agua residual generada en el margen izquierdo puede ser conducida por gravedad hasta esta ubicación. Además, la construcción de la EDAR en este lugar no afectaría al futuro crecimiento de la ciudad.
- Tras los procedimientos de laboratorio para la caracterización del agua a tratar en planta, se puede concluir que el agua de entrada a las lagunas de oxidación de San Luis corresponde con un agua residual típicamente urbana. Al representar el área servida por las lagunas un 75% del área total del margen izquierdo, parece lógico considerar a la totalidad del agua residual generada en esta zona como un agua residual típicamente urbana. Con base en esto se han planteado los diferentes esquemas de tratamiento.
- Tras plantear diferentes alternativas de diseño para la EDAR, se escoge la alternativa 2 como la más adecuada, puesto que es la que presenta un menor coste entre los diseños que se ajustan a la normativa europea. Aparte, es una planta autosustentable, puesto que la eliminación de todos los contaminantes, incluidos los nutrientes, se lleva a cabo mediante procedimientos biológicos, sin necesidad de añadir ningún reactivo químico.

## 12.- Bibliografía

- ✓ Adel Cortez, A (2020). Detalles de diseño y calidad del efluente de la EDAR de San Blas. Tarija. Bolivia.
- ✓ Atlas de Potencialidades Productivas del Estado Plurinacional de Bolivia - Tarija (2009). Ministerio de Desarrollo Productivo y Economía Plural. Tarija. Bolivia.
- ✓ Brito Naranjo, C. J. (2020). Estudio y evaluación de alternativas para mejorar el proceso del tratamiento biológico en la estación depuradora de aguas residuales Palandacocha del Cantón Tena-Ecuador
- ✓ Catálogo de productos polietileno de alta densidad para conducción de agua potable y riego. TIGRE (2019)
- ✓ Cuquerella, J. (2019). Determinación de sólidos. LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUAS. Valencia, Valencia, España: UPV.
- ✓ Delgadillo, O. (2010). Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales. Nelson Antequera.
- ✓ Departamento de Tarija. (2020, 27 de octubre). *Wikipedia, La enciclopedia libre*. Fecha de consulta: 21:45, noviembre 5, 2020 desde [https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Departamento\\_de\\_Tarija&oldid=130432333](https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Departamento_de_Tarija&oldid=130432333)
- ✓ Ekama, G., & Wentzel, M. (2008). Biological wastewater treatment: principles, modelling and design. IWA, pp 221244Ignatius R, Lehmann M, Miksits K, Regnath T, Arvand M, Engelmann E.
- ✓ Ferrer, J., & Seco, A. (2012). Tratamientos de aguas. Tomo I: Introducción a los tratamientos de aguas.
- ✓ Fósforo total en agua por digestión ácida, método del ácido ascórbico. (2014). Instituto de Hidrología y Estudios Ambientales. Subdirección de hidrología – Grupo programa de fisicoquímica ambiental.
- ✓ García Durand, J. A. (2017). Análisis y selección de alternativas para el diseño de una depuradora de aguas residuales urbanas en los distritos de Huánuco, Amarilis y Pillco Marca, provincia de Huánuco, Perú.
- ✓ Hach, C. (2000). Manual de análisis de agua. Loveland, Colorado, EE. UU.
- ✓ Henze, M., van Loosdrecht, M. C., Ekama, G. A., & Brdjanovic, D. (2017). Desarrollo del Tratamiento de Aguas Residuales. Tratamiento biológico de aguas residuales, 1.
- ✓ LEY N°1333. 1992. Ley 1333 de Medio Ambiente. Secretaría Nacional de Medio Ambiente, La Paz. Bolivia.
- ✓ Martin, C. (2018). Migración en el Sur boliviano: Contrastes entre valles andinos tradicionales y áreas orientales de colonización. IRD Éditions.
- ✓ Metcalf and Eddy, Inc, Asano, T., Burton, F. L., Leverenz, H., Tsuchihashi, R., & Tchobanoglous, G. (2007). Water reuse. McGraw-Hill Professional Publishing.
- ✓ NB688. Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial. Ministerio del agua. Viceministerio de servicios urbanos.
- ✓ PDA - Plan Departamental de Agua de Tarija 2013 -2025. Gobernación del Departamento de Tarija.

- ✓ Cobertura de Uso Actual de la Tierra (2015). Plan Director de la Cuenca Río Guadalquivir
- ✓ Plan Maestro Integral de agua potable y saneamiento del Valle Central de Tarija (2015). Ministerio de Medio Ambiente y Agua. Tarija. Bolivia.
- ✓ PLAN TERRITORIAL DESARROLLO INTEGRAL DE TARIJA. TOMO 1. (2016-2020). Gobierno Autónomo Departamental de Tarija. Tarija, septiembre de 2016.
- ✓ Redacción Central. (13 de enero, 2015). Gracias a San Jacinto se amplió frontera agrícola. El País EN. Recuperado de <https://www.elpaisonline.com/index.php/noticiastarija/item/155402-gracias-a-san-jacinto-se-amplio-frontera-agricola>
- ✓ REGLAMENTOS A LA LEY DEL MEDIO AMBIENTE D.S. Nº 24176. 1995. Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica. Viceministerio de Medio Ambiente, Biodiversidad, Cambios Climáticos y de Gestión y Desarrollo Forestal, La Paz. Bolivia
- ✓ Senante, M. M., Sancho, F. H., & Garrido, R. S. (2012). Estado actual y evolución del saneamiento y la depuración de aguas residuales en el contexto nacional e internacional. In Anales de geografía de la Universidad Complutense (Vol. 32, No. 1, p. 69). Universidad Complutense de Madrid.
- ✓ Wagner, W. (2013). Recomendaciones para la elección de plantas de tratamiento de agua residual aptas para Bolivia. MMAyA/GIZ.

## 13.- Anexo. Legislación boliviana

**Tabla 13.1. Clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso. Legislación boliviana**

ORDEN	USOS	CLASE A	CLASE B	CLASE C	CLASE D
<b>1</b>	Para abastecimiento doméstico de agua potable después de:				
	a) Sólo una desinfección y ningún tratamiento.	SÍ	NO	NO	NO
	b) Tratamiento solamente físico y desinfección	NO necesario	SÍ	NO	NO
	c) Tratamiento físico – químico, completo: coagulación, floculación, filtración y desinfección.	NO necesario	NO necesario	SÍ	SÍ
	d) Almacenamiento prolongado o presedimentación, seguidos de tratamiento, al igual que c).	NO necesario	NO necesario	NO necesario	NO
<b>2</b>	Para recreación de contacto primario: natación, esquí, inmersión.	SÍ	SÍ	SÍ	NO
<b>3</b>	Para protección de los recursos hidrobiológicos	SÍ	SÍ	SÍ	NO
<b>4</b>	Para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cáscaras delgada, que sean ingeridas crudas sin remoción de ella.	SÍ	SÍ	NO	SÍ
<b>5</b>	Para abastecimiento industrial	SÍ	SÍ	SÍ	NO
<b>6</b>	Para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana	SÍ	SÍ	SÍ	NO
<b>7</b>	Para abrevadero de animales	NO(*)	SÍ	SÍ	NO
<b>8</b>	Para la navegación (***)	NO(**)	SÍ	SÍ	SÍ

(SÍ) Es aplicable, puede tener todos los usos indicados en las clases correspondientes

(\*) No en represas usadas para abastecimiento de agua potable

(\*\*) No a navegación a motor

(\*\*\*) No aplicable a acuíferos

**Tabla 13.2. Valores máximos admisibles de parámetros en cuerpos receptores. Legislación boliviana**

Nº	PARÁMETRO	UNIDAD	CANCERÍGENOS	CLASE "A"	CLASE "B"	CLASE "C"	CLASE "D"
1	2	3	4	5	6	7	8
1	pH		No	6.0 a 8.5	6.0 a 9.0	6.0 a 9.0	6.0 a 9.0
2	Temperatura	°C		± 3 °C de c. receptor	± 3 °C de c. receptor	± 3 °C de c. receptor	± 3 °C de c. receptor
3	Sólidos disueltos totales	mg/l		1000	1000	1500	1500
4	Aceites y Grasas	mg/l	No	Ausentes	Ausentes	0.3	1
5	DBO5	mg/l	No	<2	<5	<20	<30
6	DQO	mg/l	No	<5	<10	<40	<60
7	NMP Colifecales	N/100ml	No	<50 y <5 en 80% de muestras	<1000 y <200 en 80% de muestras	<5000 y <1000 en 80% de muestras	<50000 y <5000 en 80% de muestras
8	Parásitos	N/l		<1	<1	<1	<1
9	Color mg Pt/l	mg/l	No	<10	<50	<100	<200
10	Oxígeno disuelto	mg/l	No	> 80% sat.	>70% sat.	>60% sat.	50% sat.
11	Turbidez	UNT	No	<10	<50	<100 - <2000***	<200 - 10000***
12	Sólidos Sedimentables	mg/l - ml/l	No	<10 mg/l	30 mg/l - 0.1 ml/l	<50 mg/l - <1 ml/l	100 - <1 ml/l
13	Aluminio	mg/l		0.2 c. Al	0.5 c. Al	1.0 c. Al	1.0 c. Al
14	Amoniaco	mg/l	No	0.05 c. NH	1.0 c. NH	2 c. NH	4 c. NH
15	Antimonio	mg/l	No	0.01 c. Sb	0.01 c. Sb	0.01 c. Sb	0.01 c. Sb
16	Arsénico total	mg/l	Si	0.05 As	0.05 c. As	0.05 c. As	0.1 c. As
17	Benceno	µg/l	Si	2.0 c. Be	6.0 c: Be	10.0 c. Be	10.0
18	Bario	mg/l	No	1.0 0.05 c. Ba	1.0 c. Ba	2.0 c. Ba	5.0 c. Ba
19	Berilio	mg/l	Si	0.001 c. Be	0.001 c. Be	0.001 c. Be	0.001 c. Be
20	Boro	mg/l		1.0 c. B	1.0 c. B	1.0 c. B	1.0 c. B
21	Calcio	mg/l	No	200	300	300	400

22	Cadmio	mg/l	No	0.005	0.005	0.005	0.005
23	Cianuros	mg/l	No	0.002	0.1	0.2	0.2
24	Cloruros	mg/l	No	250 c. Cl	300 c. Cl	400 c. Cl	500 c. Cl
25	Cobre	mg/l	No	0.05 c. Cu	1.0 c. Cu	1.0 c. Cu	1.0 c. Cu
26	Cobalto	mg/l		0.1 c. Co	0.2 c. Co	0.2 c. Co	0.2 c. Co
27	Cromo Hexavalente	mg/l	Si	0.05 c. Cr total	0.05 c. Cr <sup>+6</sup>	0.05 c. Cr <sup>+6</sup>	0.05 c. Cr <sup>+6</sup>
28	Cromo Trivalente	mg/l	No		0.6c. Cr <sup>+3</sup>	0.6c. Cr <sup>+3</sup>	1.1 c. Cr <sup>+3</sup>
29	1,2 Dicloroetano	µg/l	Si	10.0	10.0	10.0	10.0
30	1,1 Dicloroetileno	µg/l	Si	0.3	0.3	0.3	0.3
31	Estaño	mg/l	No	2.0 c. Sn	2.0 c. Sn	2.0 c. Sn	2.0 c. Sn
32	Fenoles	µg/l	No	1 c. C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> OH	1 c. C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> OH	5 c. C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> OH	10 c. C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> OH
33	Hierro soluble	mg/l	No	0.3 c. Fe	0.3 c. Fe	0.1 c. Fe	1.0 c. Fe
34	Floruros	mg/l	No	0.6 – 1.7 c. F			
35	Fosfato total	mg/l	No	0.4 c. Orthofosf.	0.5 c. Orthofosf.	1.0 c. Orthofosf.	1.0 c. Orthofosf.
36	Magnesio	mg/l	No	100 c. Mg	100 c. Mg	150 c. Mg	150 c. Mg
37	Manganeso	mg/l	No	0.5 c. Mn	1.0 c. Mn	1.0 c. Mn	1.0 c. Mn
38	Mercurio	mg/l	No	0.001 Hg	0.001 Hg	0.001 Hg	0.001 Hg
39	Litio	mg/l		2.5 c. Li	2.5 c. Li	2.5 c. Li	5 c. Li
40	Níquel	mg/l	Si	0.05 c. Ni	0.05 c. Ni	0.5 c. Ni	0.5 c. Ni
41	Nitrato	mg/l	No	20.0 c. NO <sub>3</sub>	50.0 c. NO <sub>3</sub>	50.0 c. NO <sub>3</sub>	50.0 c. NO <sub>3</sub>
42	Nitrito	mg/l	No	<1.0 c. N	<1.0 c. N	<1.0 c. N	<1.0 c. N
43	Nitrógeno Total	mg/l	No	5 c. N	12 c. N	12 c. N	12 c. N
44	Plomo	mg/l	No	0.05 c. Pb	0.05 c. Pb	0.05 c. Pb	0.1 c. Pb

45	Plata	mg/l	No	0.05 c. Ag	0.05 c. Ag	0.05 c. Ag	0.05 c. Ag
46	Pentaclorofenol	µg/l	Si	5.0	10.0	10.0	10.0
47	Selenio	mg/l	No	0.01 c. Se	0.01 c. Se	0.01 c. Se	0.05 c. Se
48	Sodio	mg/l	No	200	200	200	200
49	Sólidos flotantes			Ausentes	Ausentes	Ausentes	< red. malla 1 mm <sup>2</sup>
50	Sulfatos	mg/l	No	300 c. SO <sub>4</sub>	400 c. SO <sub>4</sub>	400 c. SO <sub>4</sub>	400 c. SO <sub>4</sub>
51	Sulfuros	mg/l	No	0.1	0.1	0.5	1.0
52	S.A.A.M. (detergentes)	mg/l		0.5	0.5	0.5	0.5
53	Tetracloroetano	µg/l	No	10	10	10	10
54	Tricloroetano	µg/l	Si	30	30	30	30
55	Tetracloruro de carbono	µg/l	Si	3	3	3	3
56	2,4,6 Triclorofenol	µg/l	Si	10	10	10	10
57	Uranio total	mg/l		0.02 c. U	0.02 c. U	0.02 c. U	0.02 c. U
58	Vanadio	mg/l	No	0.1 c. V	0.1 c. V	0.1 c. V	0.1 c. V
59	Zinc	mg/l	No	0.2 c. Zn	0.2 c. Zn	5.0 c. Zn	5.0 c. Zn
	PLAGUICIDAS:						
60	Aldrin-Dieldrin @	µg/l	Si	0.03	0.03	0.03	0.03
61	Clordano @	µg/l	Si	0.3	0.3	0.3	0.3
62	D.D.T. @	µg/l	Si	1.0	1.0	1.0	1.0
63	Endrin @	µg/l	No		@	@	@
64	Endosulfan @	µg/l	No	70	70	70	70
65	Heptacloro y Heptacloripoxido @	µg/l	Si	0.1	0.1	0.1	0.1
66	Lindano (Gama- BHC) @	µg/l	Si	3.0	3.0	3.0	3.0

67	Metoxicloro	µg/l	No	30	30	30	30
68	Bifenilos policlorados	µg/l		2.0			
69	(PCBs)	µg/l	Si		0.001	0.001	0.001
70	Toxafeno	µg/l	Si	0.01	0.01	0.01	0.05
71	Demetón	µg/l	No	0.1	0.1	0.1	0.1
72	Gutión	µg/l	No	0.01	0.01	0.01	0.01
73	Malation	µg/l	No	0.04	0.04	0.04	0.04
74	Paration	µg/l	No	@	@	@	@
75	Carbaril:	µg/l			0.02	0.02	0.02
	Comp. Organofosforados y carbamatos totales:						
76	2,4-D; Herbicida: Chlorophenoxy	µg/l	SI	100	100	100	100
77	2,4,5-TP; Herbicida: Chlorophenoxy	µg/l	Si	10.0	10.0	10.0	10.0
78	2,4,5-T @	µg/l	Si	2.0	2.0	2.0	2.0
	RADIACIÓN:						
79	Radiación alfa global	Bq/l	Si	0.1	0.1	0.1	0.1
80	Radiación beta global	Bq/l	Si	1.0	1.0	1.0	1.0

NE No Establece

@: Insecticidas de importación prohibida, no obstante siguen en uso

\*\*\* Río en crecida

