



“Planta de Tratamiento de Líquidos Cloacales, para la localidad de La Merced y San Agustín, Salta”

Alumno: Ing. Pablo Bautista Luna

Director: Mg. Ing. Guillermo José Méndez

AÑO 2025



1. Índice

1.1. Índice de contenidos

1. ÍNDICE	2
1.1. ÍNDICE DE CONTENIDOS	2
1.1. ÍNDICE DE CUADROS	3
1.2. ÍNDICE DE FIGURAS	4
2. DESCRIPCIÓN GENERAL	6
3. UBICACIÓN	7
4. CLIMA.....	9
5. SITUACIÓN ACTUAL DE SERVICIOS PÚBLICOS	10
6. RECONOCIMIENTO VISUAL Y FOTOGRÁFICO	11
7. ESTUDIOS URBANÍSTICOS.....	17
7.1. PLAN ESTRATÉGICO TERRITORIAL.....	17
7.1.1. Vacíos Urbanos.....	17
7.1.2. Cobertura cloacal	18
8. CARACTERIZACIÓN DEL LÍQUIDO CLOACAL.....	19
8.1. LIQUIDO CLOACAL	19
8.2. CUERPO RECEPTOR	22
9. ESTUDIOS DEMOGRÁFICOS DE LA POBLACIÓN	33
9.1. INFORMACIÓN DE CENSOS.....	33
9.2. MÓDULO HABITACIONAL	33
9.3. PROYECCIÓN FUTURA – MÉTODOS.....	34
9.3.1. Tasas geométricas decrecientes:.....	34
9.3.2. Tasas geométricas constante:.....	35
9.3.3. Relación-Tendencia:	35
9.4. PROYECCIÓN DE POBLACIÓN FUTURA	37
9.5. POBLACIÓN TURÍSTICA	38
10. CAUDALES DE DISEÑO	39
10.1. CÁLCULO DEL CAUDAL MEDIO DIARIO DE UN SERVICIO DE CLOACAS.....	39
10.2. CAUDALES DE INFILTRACIÓN	39
10.3. COEFICIENTE DE PICO DIARIO O COEFICIENTE ESTACIONAL.....	39
10.4. COEFICIENTE DE PICO HORARIO	39
10.5. DOTACIÓN DE CÁLCULO	40
10.5.1. Situación actual	40
10.5.2. Situación futura	40
10.6. CAUDALES DE DISEÑO DE LA PLANTA	41
11. EFLUENTES INDUSTRIALES O ESPECIALES	43
11.1. CALIDAD DEL EFLUENTE	43
12. ALTERNATIVAS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO CLOACAL	44
12.1. ALTERNATIVA A. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	47
12.2. ALTERNATIVA B. BARROS ACTIVADOS	48



13.	CÓMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE CADA UNA DE LAS ALTERNATIVAS.....	50
13.1.	LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	50
13.2.	BARROS ACTIVADOS	50
14.	SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS CONVENIENTE PARA CADA COMPONENTE DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO	52
15.	DIAGRAMA DE FLUJO	53
16.	DISEÑO DE UNIDADES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	55
16.1.	TRINCHERA	55
16.2.	CANAL DE ADUCCIÓN	56
16.3.	REJAS	58
16.3.1.	<i>Rejas gruesas</i>	59
16.3.2.	<i>Rejas finas</i>	60
16.4.	CANAleta PARSHALL.....	60
16.5.	DESARENADOR	66
16.6.	ESTACIÓN ELEVADORA	70
16.6.1.	<i>Equipo de bombeo E.E.</i>	71
16.6.2.	<i>Cañería de impulsión cloacal</i>	72
16.7.	SEDIMENTADOR PRIMARIO	75
16.7.1.	<i>Sistema de extracción y transporte de lodos</i>	76
16.8.	BARROS ACTIVADOS	77
16.9.	SEDIMENTADOR SECUNDARIO	80
16.9.1.	<i>Sistema de extracción y transporte de lodos</i>	84
16.10.	DESINFECCIÓN	84
16.11.	DIGESTOR DE BARROS.....	86
16.12.	PLAYAS DE SECADO	90
17.	CONCLUSIONES	92
17.1.	CONCLUSIONES DEL PROYECTO	92
17.2.	CONCLUSIONES PERSONALES	92
18.	BIBLIOGRAFÍA	93
19.	ANEXO 1 – LAYOUT PLANTA DE TRATAMIENTO	94

1.1. Índice de cuadros

CUADRO 1.	RESULTADOS DE ANÁLISIS DE LÍQUIDOS CLOCALES.....	21
CUADRO 2.	ANÁLISIS DE LIQUIDO CLOACAL CRUDO.....	22
CUADRO 3.	RED FLUVIAL RIO ARIAS - ARENALES.....	23
CUADRO 4.	RESUMEN DE CAUDALES AFORADOS DURANTE EL PERIODO DE ESTIAJE; AGOSTO – NOVIEMBRE.....	25
CUADRO 5.	DATOS DE CAUDALES RIO ARENALES	26
CUADRO 6.	DATOS DE CAUDALES RIO ARENALES	27
CUADRO 7.	ANÁLISIS DE RIO ARENALES EN PUNTO 6	31
CUADRO 8.	ANÁLISIS DE RIO ARENALES EN PUNTO 7	32
CUADRO 9.	DATOS CENSALES PARA LA PCIA, EL DEPARTAMENTO Y LAS LOCALIDADES DE ESTUDIO – 1RA PARTE.	33
CUADRO 10.	DATOS CENSALES PARA LA PCIA, EL DEPARTAMENTO Y LAS LOCALIDADES DE ESTUDIO – 2DA PARTE.	33
CUADRO 11.	CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE PONDERACIÓN.	36
CUADRO 12.	PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN PARA LAS LOCALIDADES DE LA MERCED Y SAN AGUSTÍN.	37
CUADRO 13.	PROYECCIÓN DE POBLACIÓN POR CADA AÑO – TASA GEOMÉTRICA CONSTANTE.....	38
CUADRO 14.	COEFICIENTES PICOS DIARIOS Y ESTACIONAL ESPECIFICADOS POR EL ENOHS.....	40



CUADRO 15.	DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN RESIDENCIAL Y NO RESIDENCIAL PONDERADA ACTUAL.....	40
CUADRO 16.	DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN RESIDENCIAL Y NO RESIDENCIAL PONDERADA FUTURA.....	41
CUADRO 17.	DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN DIARIA CLOACAL.....	41
CUADRO 18.	DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO.....	42
CUADRO 19.	PARÁMETROS DE VUELCO SALTA, RESOLUCIÓN 011.....	44
CUADRO 20.	CALCULO SUPERFICIE LAGUNAS.....	47
CUADRO 21.	PRESUPUESTO PDLC – LAGUNAS DE ESTABILIZACION.....	50
CUADRO 22.	COSTO OPER. Y MANT. PDLC – LAGUNAS DE ESTABILIZACION.....	50
CUADRO 23.	PRESUPUESTO PDLC – BARROS ACTIVADOS.....	51
CUADRO 24.	COSTO OPER. Y MANT. PDLC – BARROS ACTIVADOS.....	51
CUADRO 25.	RESUMEN DE COSTOS DE ALTERNATIVAS.....	51
CUADRO 26.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS ALTERNATIVAS.....	52
CUADRO 27.	RETENCIÓN DE SÓLIDOS POR REJA.....	55
CUADRO 28.	VOLUMEN DE SÓLIDOS RETENIDOS POR PERIODO DE DISEÑO.....	55
CUADRO 29.	CAUDALES DE DISEÑO.....	56
CUADRO 30.	VALORES DE BETA PARA DIFERENTES BARROTES. FUENTE: FUNDAMENTOS ENOHS.	59
CUADRO 31.	PERDIDA DE CARGA EN REJAS GRUESAS.....	60
CUADRO 32.	PERDIDA DE CARGA EN REJAS FINAS.....	60
CUADRO 33.	CAUDALES DE DISEÑO CANALETA PARSHALL.....	61
CUADRO 34.	TABLA DE DIMENSIONES Y CAUDALES PARA CANALETA PARSHALL.....	62
CUADRO 35.	CALCULO DE SUMERGENCIA CANALETA PARSHALL – PARTE 1.....	63
CUADRO 36.	CALCULO DE SUMERGENCIA CANALETA PARSHALL – PARTE 2.....	64
CUADRO 37.	CAUDALES PARA CADA LECTURA.....	66
CUADRO 38.	DISEÑO DESARENADOR.....	67
CUADRO 39.	VALORES DE VERTEDERO PROPORCIONAL.....	69
CUADRO 40.	CAUDALES DE DISEÑO PARA E.E.....	70
CUADRO 41.	DISEÑO CÁMARA HÚMEDA – E.E.....	70
CUADRO 42.	POTENCIA DE BOMBAS EN E.E.....	71
CUADRO 43.	RESULTADOS NUDOS CAÑERÍA DE IMPULSION.....	74
CUADRO 44.	RESULTADOS DE TUBERIAS.....	74
CUADRO 45.	CALCULO DE DIMENSIONES SEDIMENTADOR PRIMARIO.....	76
CUADRO 46.	FACTOR FV.....	81
CUADRO 47.	FACTOR FTX.....	81
CUADRO 48.	FACTOR Vo.....	82
CUADRO 49.	FACTOR CSS.....	83
CUADRO 50.	CALCULO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO.....	84
CUADRO 51.	DOSIS CLORO.....	85
CUADRO 52.	CUADRO 11.16.1.....	87
CUADRO 53.	CUADRO 11.16.2.....	87
CUADRO 54.	CUADRO 11.16.2.....	88
CUADRO 55.	PARÁMETROS DE DISEÑO DIGESTORES ANAERÓBICOS.....	88
CUADRO 56.	FACTORES DE CARGA.....	89
CUADRO 57.	FACTOR POBLACIONAL.....	90
CUADRO 58.	ÁREA PLAYAS DE SECADO POR HABITANTE.....	91
CUADRO 59.	CALCULO PLAYAS DE SECADO.....	91
CUADRO 60.	EFICIENCIAS DE CADA ELEMENTO DE LA PLANTA. FUENTE: GUIAS ENOHS.....	92

1.2. Índice de figuras

FIGURA 1.	PROVINCIA DE SALTA, REPÚBLICA ARGENTINA.....	7
FIGURA 2.	UBICACIÓN DE LAS LOCALIDADES DE LA MERCED Y SAN AGUSTÍN.....	8



FIGURA 3.	UBICACIÓN DE LAS LOCALIDADES DE LA MERCED Y SAN AGUSTIN, Y PDLC	8
FIGURA 4.	PRECIPITACIONES Y TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES PROVINCIA DE SALTA	9
FIGURA 5.	AVENIDA F. SARMIENTO EN LA LOCALIDAD LA MERCED	11
FIGURA 6.	AVENIDA F. SARMIENTO EN LA LOCALIDAD LA MERCED	11
FIGURA 7.	AVENIDA F. SARMIENTO EN LA LOCALIDAD DE SAN AGUSTIN	12
FIGURA 8.	CALLE S/N DE LA LOCALIDAD LA MERCED	12
FIGURA 9.	CANALES EXISTENTES EN CALZADAS EN LA LOCALIDAD LA MERCED	13
FIGURA 10.	DESAGÜES PLUVIALES DE LA LOCALIDAD LA MERCED	13
FIGURA 11.	AVENIDA F. SARMIENTO EN LA LOCALIDAD DE SAN AGUSTIN	14
FIGURA 12.	CAMINO VECINAL EN LA LOCALIDAD DE SAN AGUSTIN	14
FIGURA 13.	CALLE DE INGRESO A LA LOCALIDAD DE SAN AGUSTIN E INGRESO A ESCUELA	15
FIGURA 14.	AVENIDA F. SARMIENTO EN LA LOCALIDAD SAN AGUSTIN	15
FIGURA 15.	CALLE PRINCIPAL S/N EN LA LOCALIDAD DE SAN AGUSTIN	16
FIGURA 16.	SITUACION ACTUAL DE LA LOCALIDAD DE LA MERCED RESPECTO DE VACIOS URBANOS A INCORPORAR. FUENTE: PLAN ESTRATÉGICO TERRITORIAL – LA MERCED 2018.	17
FIGURA 17.	SITUACION FUTURA EN LA LOCALIDAD DE LA MERCED CON LA INCORPORACION DE LOS VACIOS URBANOS. FUENTE: PLAN ESTRATÉGICO TERRITORIAL – LA MERCED 2018.	18
FIGURA 18.	COBERTURA CLOACAL DESEADA EN EL PLAN ESTRATEGICO. TODO PERIMETRO URBANO CON COBERTURA. FUENTE: PLAN ESTRATÉGICO TERRITORIAL.	18
FIGURA 19.	P1 - PUNTO DE TOMA DE MUESTRAS PARA ANÁLISIS DE LÍQUIDOS CLOACALES.....	19
FIGURA 20.	RESULTADOS DE ANÁLISIS DE LÍQUIDOS CLOACALES.....	21
FIGURA 21.	CUENCA RIO ARENALES	24
FIGURA 22.	UBICACIÓN PUNTO DE DESCARGA EN RIO ARENALES.....	29
FIGURA 23.	PUNTO 6 Y 7 DE TOMA DE TOMA DE MUESTRAS EN RIO ARENALES	30
FIGURA 24.	MÉTODOS DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN PARA LAS LOCALIDADES DE LA MERCED Y SAN AGUSTÍN.	36
FIGURA 25.	ALTERNATIVAS DE UBICACIÓN DE PREDIOS PARA PDLC	45
FIGURA 26.	MATRICULA Nº 353	46
FIGURA 27.	DIAGRAMA DE FLUJO PDLC	54
FIGURA 28.	CAUDALES DE DISEÑO CANAL DE ADUCCIÓN.	56
FIGURA 29.	VISTA EN PLANTA DEL CANAL DE ADUCCIÓN.	57
FIGURA 30.	CALCULO DE TIRANTE PARA AÑO 2028. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	57
FIGURA 31.	CALCULO DE TIRANTE PARA AÑO 2048. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	57
FIGURA 32.	ESQUEMA DE REJAS. FUENTE: FUNDAMENTACIONES ENOHS.	58
FIGURA 33.	ESQUEMA DE REJAS DE DESBASTE. FUENTE: FUNDAMENTACIONES ENOHS.	59
FIGURA 34.	GEOMETRÍA DE LA CANALETA PARSHALL.	61
FIGURA 35.	DIMENSIONES CANALETA PARSHALL.	62
FIGURA 36.	CALCULO DE CAUDALES EN CANALETA PARSHAL. FUENTE: HIDRAULICA RUIZ TOMO II.	65
FIGURA 37.	VERTEDERO PROPORCIONAL.....	68
FIGURA 38.	FORMULA DE CALCULO VERTEDERO PROPORCIONAL. FUNDAMENTACIONES ENOHS.	68
FIGURA 39.	ABACO DE ESTIMACIÓN COEFICIENTE C. FUNDAMENTACIONES ENOHS.	69
FIGURA 40.	NIVELES CÁMARA HÚMEDA E.E.....	71
FIGURA 41.	DIÁMETRO INTERNO Y PRESIONES	73
FIGURA 42.	VELOCIDADES Y PRESIONES.....	73
FIGURA 43.	ESQUEMA SEDIMENTADOR PRIMARIO.....	75
FIGURA 44.	CORTE SEDIMENTADOR PRIMARIO.....	75
FIGURA 45.	CUADRO Nº11.B.A “NORMAS DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y PRESENTACIÓN DE PROYECTOS DE DESAGÜES CLOACALES - ENOHS”	77
FIGURA 46.	CÁMARA DE CONTACTO CLORO	85



2.Descripción General

La provincia de Salta cuenta con 1.440.000 habitantes distribuidos en todo su territorio. En la cercanía de la ciudad capital de la provincia se encuentran las localidades de La Merced y San Agustín que cuentan con aproximadamente 15.000 habitantes (INDEC, 2022). Estas dos localidades cuentan con sistemas de recolección de efluentes domiciliarios estáticos, es decir, cámara séptica y pozo absorbente, en el mejor de los casos, mientras que algunas viviendas solo tienen un pozo negro. Esto genera diversos problemas en los habitantes que residen en estas localidades ya que los pozos absorbentes de cada una de las viviendas se ven colapsados muy a menudo debido a las características del suelo en la zona.

Cuando los pozos se ven desbordados, se recurre a la recolección de los líquidos cloacales con camión atmosférico, que está a cargo del municipio y en algunos casos es un servicio que es costeado por los mismos habitantes de las localidades. El problema se ha visto intensificado a tal punto que, de acuerdo a comentarios del municipio, existen domicilios que requieren el vaciado diario de su pozo absorbente, camión atmosférico mediante. Debido a esto, se puede observar, al recorrer las calles de ambas localidades, el vertido de líquidos cloacales en la calzada producto del desborde de los pozos absorbentes.

Otro de los aspectos importantes es la disposición final de estos líquidos recolectados con camión atmosférico, los cuales son dispuestos en una laguna en la localidad de La Merced sin ningún tipo de tratamiento, generando problemas ambientales muy graves.

Estos problemas se solucionarían con la ejecución de un nuevo sistema de efluentes cloacales, que cuente con redes colectoras, estaciones de bombeo, sistemas de impulsión, planta de tratamiento y vuelco final. La propuesta de este trabajo final se enfoca en el diseño y dimensionamiento de una nueva planta de tratamiento de líquidos cloacales para las localidades de La Merced y San Agustín, como parte de un proyecto integral de saneamiento cloacal.

3.Ubicación

La provincia de Salta se ubica en el noroeste de la República Argentina, cuenta con 23 departamentos y 60 municipios.

La localidad de La Merced, ubicada en el Departamento Cerrillos en la provincia de Salta (ver Figura 1), se encuentra estratégicamente ubicada a la vera de la Ruta Nacional 68, a 23 km al sur de la ciudad de Salta, la capital provincial, la localidad de San Agustín se encuentra vinculada mediante la Avenida F. Sarmiento con la localidad de La Merced (ver Figura 2 y 3).



Figura 01. Provincia de Salta, República Argentina

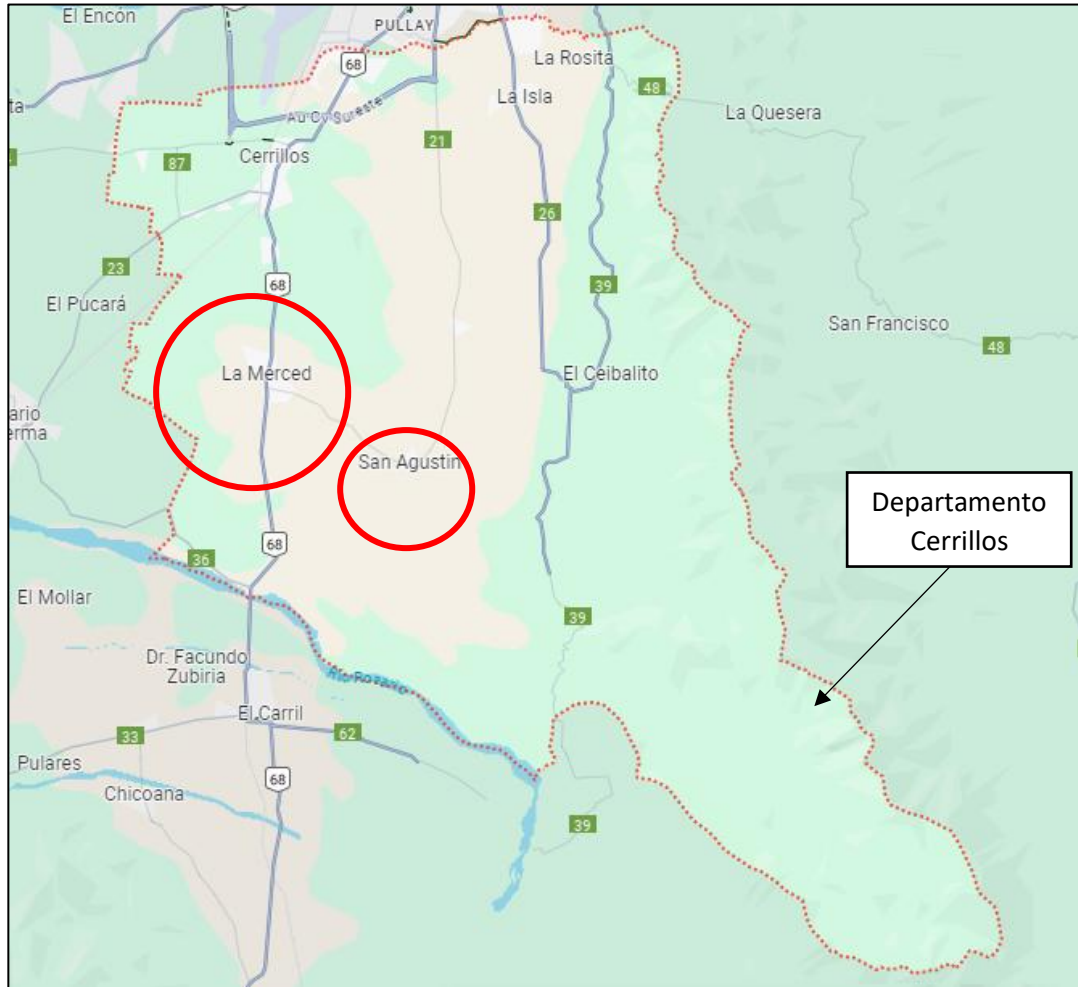


Figura 02. Ubicación de las localidades de La Merced y San Agustín



Figura 03. Ubicación de las localidades de La Merced y San Agustín

4.Clima

Las localidades de La Merced y San Agustín poseen un clima de tipo serrano subandino, con una marcada estación seca que se prolonga desde mayo hasta inicios de octubre. La precipitación media es de 724 mm anuales y el 80% se concentran en los meses de diciembre a marzo. Siendo los meses de enero y febrero los de mayor cantidad de precipitaciones.

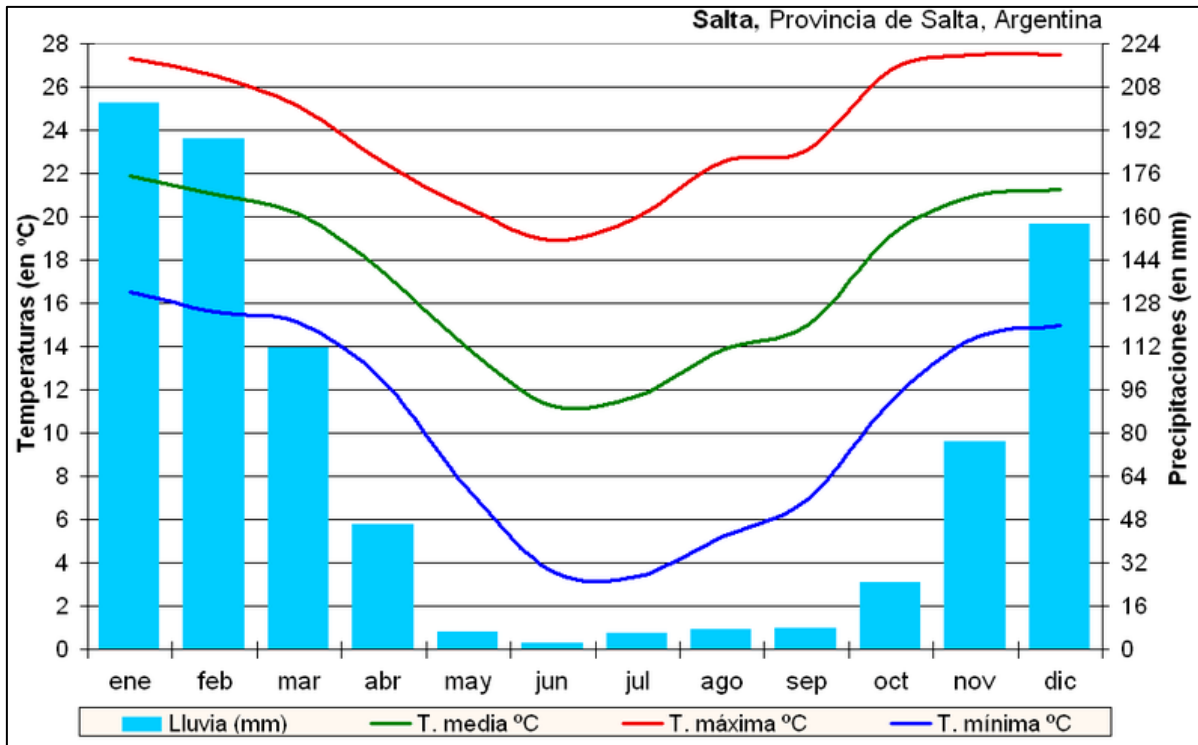


Figura 04. Precipitaciones y temperaturas medias mensuales provincia de Salta

En cuanto a las temperaturas se puede agregar lo siguiente:

- Temperatura media anual: 16.7°C
- Temperatura media máxima anual: 21.8°C (enero)
- Temperatura media mínima anual: 10.4°C (Julio)
- La dirección predominante de los vientos corresponde al cuadrante E-SE.



5.Situación actual de servicios públicos

Como se mencionó anteriormente las localidades de La Merced y San Agustín no cuenta con un sistema centralizado de recolección de efluentes cloacales (redes colectoras y planta de tratamiento de líquidos cloacales). Cada vivienda tiene un sistema estático de cámara séptica y pozo, y la recolección de los líquidos cloacales se realiza mediante camión atmosférico, viéndose este tipo de sistema totalmente colapsado.

En lo referido al servicio de agua potable, en ambas localidades la empresa Aguas del Norte presta el servicio de producción y distribución. El abastecimiento de agua potable se da mediante pozos profundos que gestiona la empresa prestataria y son estos mismos que se encuentran conectados directo a red mediante variadores de frecuencia.

La cobertura de red de agua brindada por la empresa prestadora de servicio Aguas del Norte, en la localidad de La Merced es de 95%, y con respecto a la cobertura de agua potable en la localidad de San Agustín es de 66%.

En relación al suministro de energía eléctrica, tanto la localidad de La Merced como San Agustín cuentan con red de energía eléctrica (EDESA). De acuerdo al diseño que se proponga en el desarrollo del sistema de tratamiento se definirá la potencia requerida de la planta y con esta información se deberá solicitar a la empresa prestataria del servicio de energía eléctrica su correspondiente el pedido de factibilidad.

6.Reconocimiento visual y fotográfico



Figura 05.Avenida F. Sarmiento en la Localidad La Merced

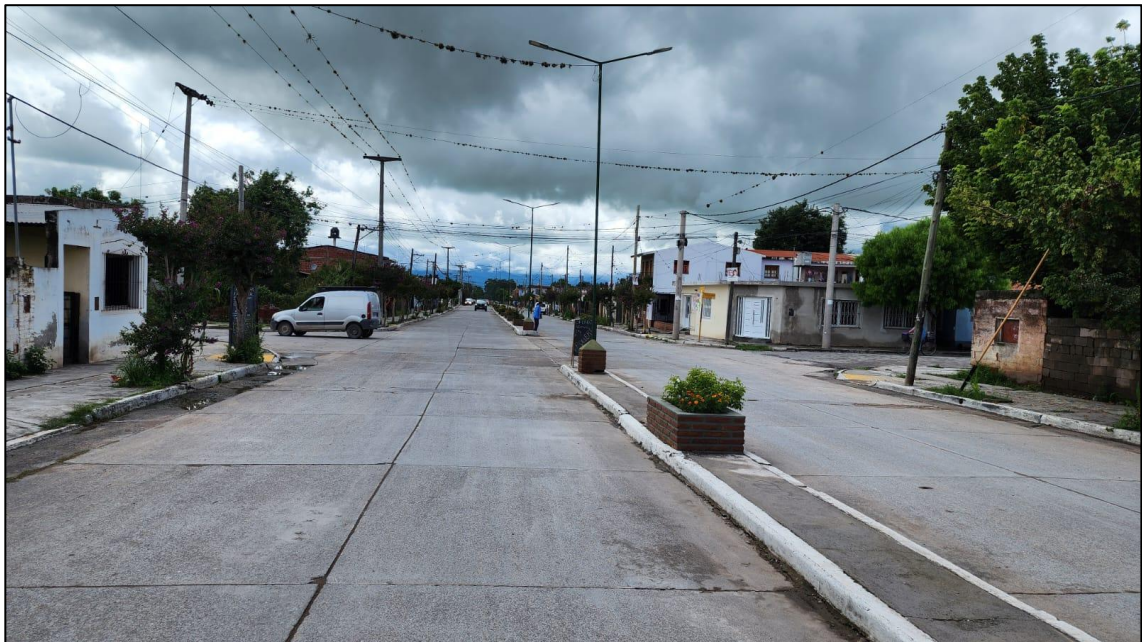


Figura 06.Avenida F. Sarmiento en la Localidad La Merced



Figura 07. Avenida F. Sarmiento en la Localidad de San Agustín



Figura 08. Calle S/N de la Localidad La Merced



Figura 09. Canales existentes en calzadas en la Localidad La Merced



Figura 10. Desagües pluviales de la Localidad La Merced



Figura 11. Avenida F. Sarmiento en la Localidad de San Agustín



Figura 12. Camino vecinal en la localidad de San Agustín



Figura 13. Calle de ingreso a la localidad de San Agustín e ingreso a escuela



Figura 14. Avenida F. Sarmiento en la Localidad San Agustín



Figura 15. Calle principal S/N en la localidad de San Agustín

7. Estudios urbanísticos.

7.1. Plan Estratégico territorial

La localidad de La Merced cuenta con un Plan Estratégico Territorial elaborado en 2018 dentro del marco del Programa de Fortalecimiento Institucional de la Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de la Obra Pública. El mencionado documento cuenta con un capítulo IV llamado Modelo territorial deseado. A partir del mismo se pueden destacar los siguientes Ítems de Interés.

7.1.1. Vacíos Urbanos

Se identifica en la localidad un importante vacío urbano coincidente con un predio del ferrocarril, como se presenta en la Figura 16 marcado de color violeta. La importancia de este vacío no es solo por la necesidad de incorporación del mismo a la dinámica urbana sino también, por representar una barrera y corte físico y social, segregando una de las zonas más carenciadas de la localidad al noroeste de las vías del ferrocarril.

La propuesta para este predio es la incorporación a través de la prolongación de la malla vial a partir de dos vías actualmente secundarias.



Figura 16. Situación actual de la localidad de La Merced respecto de Vacíos Urbanos a Incorporar. Fuente: Plan Estratégico Territorial – La Merced 2018.



Figura 17. Situación Futura en la localidad de la Merced con la incorporación de los Vacíos Urbanos. Fuente: Plan Estratégico Territorial – La Merced 2018.

7.1.2. Cobertura cloacal

El mencionado plan destaca que la localidad carece de red de cloacas.

Se propone la inmediata cobertura de la mancha urbana consolidada. Se observa es que la mancha urbana consolidada coincide con la incorporación de los vacíos urbanos mencionados en el punto anterior.

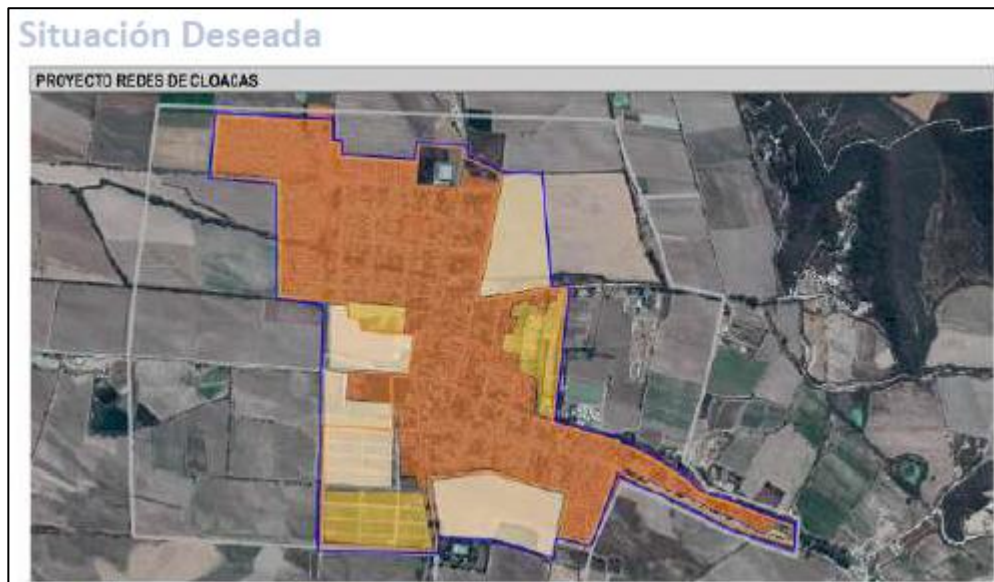


Figura 18. Cobertura cloacal deseada en el Plan estratégico. Todo perímetro Urbano con Cobertura. Fuente: Plan Estratégico Territorial.

8. Caracterización del líquido cloacal

8.1. Líquido cloacal

Para lograr caracterizar el líquido cloacal que sería tratado por la planta depuradora de líquidos cloacales a proyectar es necesario contar con muestras y análisis fisicoquímicos y bacteriológicos de los afluentes cloacales, y debido a que las localidades de La Merced y San Agustín no cuentan con redes colectoras se procedió a considerar los análisis de muestras tomadas en la Planta Depuradora Sur perteneciente a la localidad de Salta Capital y Cerrillos (localidad colindante con La Merced), por considerar que los líquidos cloacales de ambas localidades presentarán características similares.



Figura 19.P1 - Punto de toma de muestras para análisis de líquidos cloacales

Las coordenadas del punto de toma de muestras (P1) es el siguiente:

- 24°50'46.55"S
- 65°22'53.47"O

Una vez definido el lugar, se procedió a solicitar a la empresa Aguas del Norte (empresa prestataria del servicio de saneamiento de la provincia de Salta) el análisis de los líquidos cloacales, y los parámetros y límites máximos del efluente cloacal doméstico susceptible de ser descargado en la red colectora pública.

Los análisis realizados a cada una de las muestras son los siguientes:

- Análisis fisicoquímicos:
 - pH
 - Sól.Sed.10'

- Sól.Sed.2 hs
- DQO
- Oxígeno Consumido
- Oxígeno Disuelto
- DBO5
- Nitrógeno Amoniacal
- Nitrógeno Orgánico
- Nitrógeno Total Kjeldalh
- Fósforo Total
- Sulfuros
- Fenoles
- Aceites y grasas
- Conductividad
- Análisis bacteriológicos:
 - Bacterias Coliformes Totales
 - Bacterias Coliformes Fecales Sól.Sed.2 hs

De acuerdo a los análisis de líquidos cloacales recibidos por la empresa Aguas del norte que se presentan en la Tabla 1, se adoptan como parámetros de diseño los siguientes valores medios de DBO (mg/lt) = 151 y una DQO (mg/lt) = 309:

Tabla 1. Resultados de análisis de líquidos cloacales (valores medios)

Año	2014				2015				2016				2017				2018			
Trimestre	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°
DQO	217		169		313	284	178	411	243	250	531	235	342	275	262	392	317	386	232	325
DBO	126	149	131		135	136	94	171	94	155	182	143	154	124	140	195	129	174	124	193
DQO Máx	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
DBO Máx	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50

Año	2019				2020				2021				2022				2023				2024
Trimestre	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1°
DQO	263	329	317	584	345	492		129	266	324	269	401	174	437	261	314	175	362	236	409	245
DBO	257	159	115	209	276	297	140	50	203	139	145	227	58	137	112	149	104	148	87.1	128	88
DQO Máx	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
DBO Máx	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50

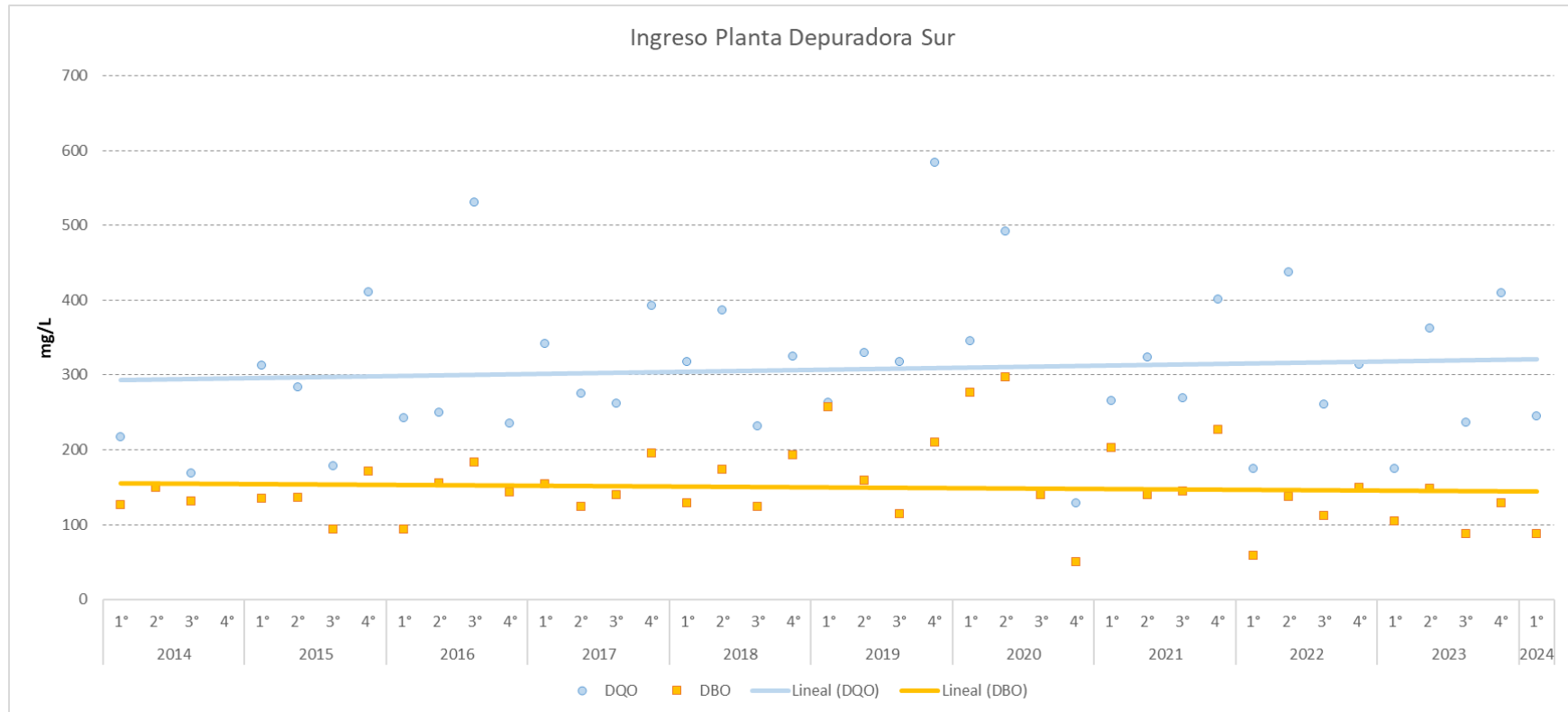


Figura 20. Resultados de análisis de líquidos cloacales y valores medios

A continuación, se presenta uno de los últimos análisis físico-químicos y bacteriológicos realizados por la empresa prestadora del servicio.

Tabla 2. Analisis de liquido cloacal crudo

Aguas del Norte <small>Co.S.A.yBa. Compañía Salteña de Agua y Saneamiento S.A.</small>		Laboratorio De Aguas Residuales Planta De Tratamiento De Aguas Residuales Sur Finca San Javier S/N-Tel: 3875848689 Cp:4400-Salta	
Muestra N° 9			Fecha
DATOS DE LA MUESTRA:			
Distrito:	SALTA	Localidad:	1-CAPITAL - SALTA
Punto de Extracción:	Planta Depuradora Sur-Entrada		
Sist. de Tratamiento:			
Curso Receptor			
Fecha de Muestra:	10/01/2024	Hora de muestreo	11:50:00
Color	Gris	Olor	Moderado
Muestreador:	RUIZ DIAZ, LUIS ALEXANDER	Motivo:	PEDIDO INTERNO
RESULTADOS: Parámetros Físicos - Químicos básicos			
PARAMETRO	METODOS	Resultado	UNID.
TEMPERATURA AMBIENTE	SM Nro. 2550B	31.9	C°
TEMPERATURA MUESTRA	SM Nro. 2550B	28.8	C°
SOLIDOS SEDIMENTABLES 10 MIN	SM Nro. 2540F	1.4	mL/l
SOLIDOS SEDIMENTABLES 2HS	SM Nro. 2540F	2.0	mL/l
CONDUCTIVIDAD	Metodo de Laboratorio - SM Nro. 2510B	495	umho
pH	Metodo Electrometrico - SM Nro. 4500B	7.15	Uph
RESULTADOS: Parametros Biológicos			
PARAMETRO	METODOS	Resultado	UNID.
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	SM Nro. 5220 D	245	mg/l
OXIGENO CONSUMIDO	Metodo del Permanganato	35.0	mg/l
OXIGENO DISUELTO	SM Nro. 4500 O C (Winkler)		mg/l
DEMANDA BIOQUIMICA OXIGENO	SM Nro. 5210 B	87.5	mg/l
NITROGENO TOTAL KJELDALH	SM Nro. 4500 NH3+Norg	28.6	mg/l
NITROGENO AMONIACAL	SM Nro. 4500 NH3 C/F	26.5	mg/l
NITROGENO ORGANICO	SM Nro. 4500 Norg	2.1	mg/l
FOSFORO TOTAL	SM Nro. 4500 E	4.25	mg/l
SULFURO	SM Nro. 4500 S D	1.7	mg/l
FENOLES	SM Nro. 5530 C	0.18	mg/l
ACEITES Y GRASAS	EPA Nro. 1664 A	76.0	mg/l
RESULTADOS: Bacteriológicos			
PARAMETRO	METODOS	Resultado	UNID.
COLIFORMES FECALES	SM Nro. 9221 C - Fermentación en Tubos Múltiples	1.7x10 ⁷	NMP/10
COLIFORMES TOTALES	SM Nro. 9221 B - Fermentación en Tubos Múltiples		NMP/10

8.2. Cuerpo receptor

Se define como cuerpo receptor de los afluentes tratados en la nueva Planta de Tratamiento el río Arenales ubicado hacia el sureste de las localidades de La Merced y San Agustín.

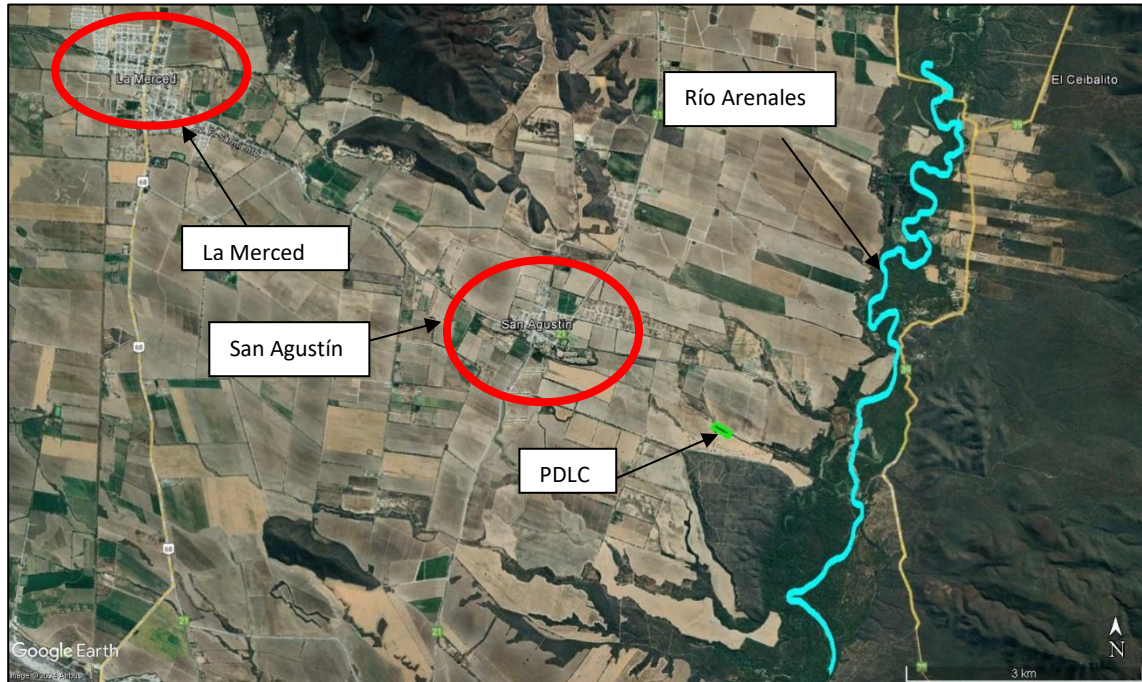


Figura 21. Ubicación de la PDLC

Según la “Caracterización de las cuencas hídricas de las provincias de Salta y Jujuy” realizada por el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), el sistema hídrico drena gran parte del Valle de Lerma y de las serranías que lo conforman. Los desagües generados en finca Las Costas son recogidos por el río Peñalva que, a partir de la confluencia con del río San Lorenzo, forma el río Arias.

El río Arias se dirige con dirección sur - este hasta las serranías que limitan el sector este del Valle de Lerma. Se une con el río Arenales y luego de recibir al río Ancho, continúa hacia el sur con el nombre de río Arias, hasta desembocar en el dique Cabra Corral.

Tabla 3. Red fluvial Río Arias - Arenales

Río Arias - Arenales	Potreros	Río Arenales
	Peñalva	
	Río San Lorenzo	Río Arias
	Arenales	
Río Ancho		

A su paso por la ciudad de Salta, el río Arenales divide numerosos barrios, interconectados entre sí por siete puentes, recibiendo descargas de fuentes puntuales y difusas de contaminación, estando el sistema ribereño modificado por acción humana (gaviones, zonas de rellenos, basurales, extracción de ripio y leña).

RÍO	ESTACIÓN ALTURA s.n.m.	CICLO TRATADO	Q Medios Anuales (m ³ /s)			Q Med. Mes Estiaje (m ³ /s)			Q Máximo (m ³ /seg.)		Q Min. Diario (m ³ /s)
			Med	Min.	Max	Med	Min.	Max	Diario	Instant	
Arenales	Salamanca 2.000 m	1948-62 Cierre 04/62	2,7	1,9	3,8	Julio a Octubre			108,0	--	0,4
						0,9	0,6	1,4			
	Potrero de Díaz 1.249 m	1945-67 Cierre 09/67	7,0	3,4	12,5	Julio a Octubre			260,0	356,0	0,5
						1,7	0,8	3,1			

Tabla 4. Resumen de Caudales Aforados durante el periodo de estiaje; Agosto – Noviembre

Como la mayor parte de los cursos de aguas de la región, los ríos que forman parte de esta subcuenca desarrollan sus primeras crecidas anuales entre la segunda quincena de noviembre y la primera de diciembre. Son ríos de régimen estival, con estiaje muy marcado que ocurre frecuentemente durante el cuatrimestre crítico: agosto - noviembre. A continuación, se muestran valores de caudales del río arenales en la estación Salamanca y Potrero Díaz.



RÍO: ARENALES													SISTEMA: Río Salado			LATITUD: 24 49 00		
LUGAR: POTRERO DE DIAZ (Cód.0601)													LONGITUD: 65 35 00					
PROVINCIA: Salta													ALTITUD (msnm): 1249					
CUENCA: Alta Cuenca del Juramento													AREA (km2): 230					
CAUDALES MEDIOS MENSUALES m3/s													DERRAME ANUAL	CAUDAL ESPEC.	ESCURR. SOBRE LA CUENCA	CAUDALES m3/s		
AÑO	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	hm3	l/s/km2	mm	MÁXIMO DIARIO	MÍNIMO DIARIO	MEDIO ANUAL
44-45						17.50	23.10	12.60	6.80	3.70	2.90	2.80						
45-46	3.10	2.70	3.20	11.60	9.00	15.30	26.70	7.20	4.60	3.00	3.00	2.60	243.1	33.52	1057	97.00	2.00	7.71
46-47	1.80	1.70	2.10	6.70	38.90	28.40	20.60	16.60	7.20	4.80	1.90	1.60	344.8	47.54	1499	260.00	1.00	10.93
47-48	1.60	1.90	2.20	2.60	3.20	14.70	17.50	4.50	3.00	2.30	2.00	1.60	149.5	20.55	649.9	62.00	1.50	4.73
48-49	1.00	1.10	1.00	4.80	35.20	59.10	26.90	10.80	5.10	3.40	2.80	2.40	394.7	54.41	1716	135.00	1.00	12.52
49-50	2.30	2.60	7.60	21.10	19.50	39.70	19.10	10.60	4.60	3.00	2.30	1.70	346.9	47.82	1508	150.00	1.50	11.00
50-51	1.50	1.30	1.60	3.10	12.70	31.50	11.90	6.00	3.40	2.40	1.70	1.40	201.1	27.72	874.3	125.00	1.00	6.38
51-52	1.20	1.30	1.60	6.50	18.60	24.20	16.80	5.70	3.20	2.40	2.10	1.90	223.9	30.78	973.4	160.00	1.00	7.08
52-53	1.60	1.50	3.00	15.30	7.40	27.30	13.80	8.30	3.80	2.60	2.20	1.60	228.4	31.48	992.8	98.00	1.50	7.24
53-54	1.50	1.30	3.40	4.30	9.60	31.00	11.40	6.00	3.10	2.00	1.60	1.30	196.3	27.06	853.4	64.00	1.00	6.22
54-55	1.00	1.00	3.10	2.90	6.40	28.90	23.30	4.00	3.00	2.20	1.80	1.50	203.5	28.05	884.7	55.00	1.00	6.45
55-56	1.30	1.00	1.20	2.70	9.30	19.50	6.60	2.50	2.20	1.80	1.50	1.40	132.6	18.24	576.7	62.00	1.00	4.19
56-57	1.10	2.20	4.00	5.70	5.30	12.30	10.10	4.00	2.60	1.90	1.50	1.30	135.1	18.63	587.6	32.00	1.00	4.29
57-58	1.00	1.10	1.10	1.60	17.20	19.80	8.50	4.70	3.20	2.20	2.00	1.60	155.8	21.48	677.5	56.00	1.00	4.94
58-59	1.40	1.70	2.00	4.10	19.30	59.60	30.10	5.70	3.20	2.60	2.10	1.70	341.1	47.03	1483	204.00	1.00	10.92
59-60	1.50	1.50	2.30	17.00	34.00	18.70	11.30	10.60	5.70	3.00	2.70	1.90	290.4	39.93	1263	66.00	1.00	9.18
60-61	1.40	1.70	2.20	3.20	5.60	16.60	15.70	7.20	6.20	3.60	2.60	1.90	176.3	24.31	766.6	60.00	1.00	5.59
61-62	1.60	1.90	2.80	3.80	6.90	10.30	15.60	6.80	5.10	3.30	2.00	1.50	161.1	22.21	700.3	60.00	1.00	5.11
62-63	1.40	1.20	1.60	3.50	7.80	35.30	27.40	8.30	4.80	3.00	2.50	2.00	249.4	34.38	1084	79.00	1.10	7.91
63-64	1.30	1.40	1.50	2.20	5.00	28.10	32.60	9.00	5.40	3.50	2.80	2.50	249.1	34.25	1083	150.00	1.20	7.88
64-65	2.10	2.00	2.50	3.70	15.00	23.10	10.40	2.20	2.80	2.00	1.80	1.60	178.6	24.62	776.5	74.00	1.40	5.66
65-66	1.20	1.10	2.70	4.00	6.80	10.10	10.70	10.90	3.60	1.60	1.70	1.50	145.7	20.09	633.4	17.00	1.00	4.62
66-67	0.80	0.80	1.10	3.20	5.80	8.80	7.60	5.50	1.90	3.00	1.70	1.40	108.2	14.92	470.6	13.00	0.50	3.43
FROM	1.49	1.55	2.45	6.07	13.57	24.95	17.29	7.38	4.11	2.79	2.15	1.77	220.7	30.41	959.6	94.90	1.12	6.99
MAX	3.10	2.70	7.60	21.10	38.90	59.60	32.60	16.60	7.20	4.80	3.00	2.80	394.7	54.41	1716	260.00	2.00	12.52
MIN	0.80	0.80	1.00	1.60	3.20	8.80	6.60	2.20	1.90	1.60	1.50	1.30	106.2	14.92	470.6	13.00	0.50	3.43
DURACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES - PERÍODO 1944-45/1966-67 ** 23 AÑOS **																		
	Máximo	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	Minimo			
CAUDALES m3/s:	59.60	27.75	19.10	10.70	8.30	6.60	4.00	3.10	2.50	2.00	1.80	1.60	1.40	1.15	0.80			
% DEL MODULO:	852.1	396.7	273.1	153.0	118.7	94.36	57.19	44.32	35.74	28.59	25.73	22.88	20.02	16.44	11.44			

Tabla 5. Datos de caudales Río Arenales



RÍO: ARENALES													SISTEMA: Río Salado			LATITUD: 24 42 30		
LUGAR: SALAMANCA (Cód.0602)													LONGITUD: 65 37 30					
PROVINCIA: Salta													ALTITUD (msnm): 1770					
CUENCA: Alta Cuenca del Juramento													AREA (km2): 150					
CAUDALES MEDIOS MENSUALES m3/s													DERRAME ANUAL hm3	CAUDAL ESPEC. l/s/km2	ESCURR. SOBRE LA CUENCA mm	CAUDALES m3/s		
AÑO	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO				MÁXIMO MEDIO DIARIO	MÍNIMO MEDIO DIARIO	MEDIO ANUAL
48-49										1.20	1.00							
49-50	0.80	0.90	2.10	4.50	6.30	15.60	7.50	3.40	1.70	1.30	1.00	0.90	118.5	25.05	790.0	108.00	0.70	3.76
50-51	0.80	0.70	0.80	1.30	4.90	8.10	5.10	3.30	1.50	1.10	0.90	0.90	78.13	16.09	507.5	29.00	0.60	2.41
51-52	0.80	0.80	0.80	1.10	6.00	13.30	7.20	4.90	1.60	1.20	1.00	0.80	102.8	21.68	685.6	50.00	0.50	3.25
52-53	0.80	0.70	2.10	2.40	2.40	5.30	6.00	3.50	2.00	1.30	1.10	1.00	74.56	15.76	497.1	21.00	0.60	2.36
53-54	0.70	0.70	1.00	2.10	7.70	1.30	5.90	3.70	1.80	1.20	1.10	0.90	74.36	15.72	495.7	72.00	0.60	2.36
54-55	0.80	0.80	1.90	1.30	3.10	7.00	6.60	3.00	1.90	1.70	1.00	0.90	77.90	16.47	519.3	19.00	0.60	2.47
55-56	0.70	0.70	0.80	1.70	2.40	7.70	3.50	1.50	1.10	0.90	0.90	0.80	59.13	12.47	394.2	20.00	0.60	1.87
56-57	0.70	1.00	1.60	2.70	3.20	6.00	5.60	2.90	1.50	1.20	1.00	0.90	73.69	15.58	491.3	13.00	0.60	2.34
57-58	0.80	0.70	0.80	1.20	10.50	9.20	5.90	3.80	2.20	1.20	1.00	0.80	99.09	20.95	660.6	38.00	0.60	3.14
58-59	0.70	0.80	1.00	1.50	7.30	15.40	10.40	3.60	2.00	1.00	0.80	0.70	116.5	24.63	776.9	34.00	0.60	3.70
59-60	0.60	0.60	0.90	4.50	7.80	5.30	4.90	5.00	2.90	1.80	1.40	1.00	96.66	20.38	644.4	17.00	0.40	3.06
60-61	0.80	0.90	0.80	1.20	5.30	5.40	4.70	2.60	1.90	1.50	1.10	0.90	70.69	14.94	471.3	55.00	0.60	2.24
61-62	0.80	0.80	1.00	1.20	4.50	6.40	4.80	2.50										
PROM	0.75	0.78	1.20	2.05	5.49	8.15	6.01	3.36	1.84	1.28	1.02	0.88	86.67	18.31	577.8	39.70	0.58	2.75
MÁX	0.80	1.00	2.10	4.50	10.50	15.60	10.40	5.00	2.90	1.80	1.40	1.00	118.5	25.05	790.0	108.00	0.70	3.76
MÍN	0.60	0.60	0.80	1.10	2.40	1.30	3.50	1.50	1.10	0.90	0.80	0.70	59.13	12.47	394.2	13.00	0.40	1.87
DURACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES - PERÍODO 1948-49/1961-62 ** 14 AÑOS **																		
	Máximo	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	Mínimo			
CAUDALES m3/s:	15.60	7.74	6.37	4.90	3.67	3.01	1.90	1.35	1.10	1.00	0.90	0.80	0.80	0.70	0.60			
% DEL MODULO:	568.0	281.6	231.9	178.4	133.8	109.6	69.18	49.15	40.05	36.41	32.77	29.13	29.13	25.49	21.85			

Tabla 6. Datos de caudales Río Arenales

La empresa Aguas del Norte toma muestras del río Arenales periódicamente a fin de realizar un monitoreo del cuerpo receptor y verificar el cumplimiento de las normas en relación al vertido conforme que estipula el Marco Regulatorio.

Los análisis realizados a cada una de las muestras son los siguientes:

- Análisis fisicoquímicos:
 - pH
 - Sól.Sed.10'
 - Sól.Sed.2 hs
 - DQO
 - Oxígeno Consumido
 - Oxígeno Disuelto
 - DBO/5
 - Nitrógeno Amoniacal
 - Nitrógeno Orgánico
 - Nitrógeno Total Kjeldalh
 - Fósforo Total
 - Sulfuros
 - Fenoles
 - Aceites y grasas
 - Conductividad
- Análisis bacteriológicos:
 - Bacterias Coliformes Totales
 - Bacterias Coliformes Fecales Sól.Sed.2 hs

El punto de descarga de la planta de tratamiento del presente proyecto se localiza en el río arenales, en las siguientes coordenadas, tal como se presenta en la Figura 23:

- 24°51'36.41"S
- 65°22'7.63"O

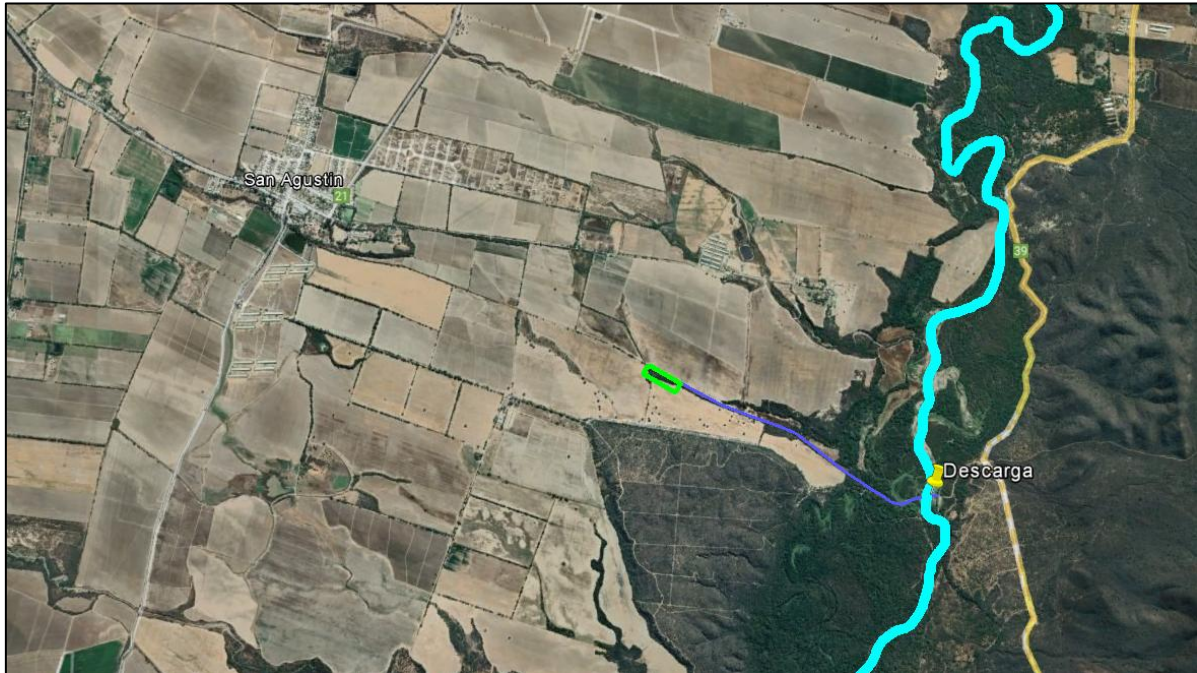


Figura 23. Ubicación punto de descarga en rio arenales

Aguas abajo del punto de descarga definido para la planta de tratamiento se encuentran establecidos diferentes usos para esta fuente Rio Arenales, como ser, usos agrícolas hasta su desembocadura en el dique Cabra Corral, el cual tiene como principales usos la generación de energía hidroeléctrica, irrigación y usos recreativos.

En la actualidad la empresa Aguas del Norte se encuentra en una campaña de monitoreo del Rio Arenales en donde se realizan toma de muestras en diferentes puntos del mismo.

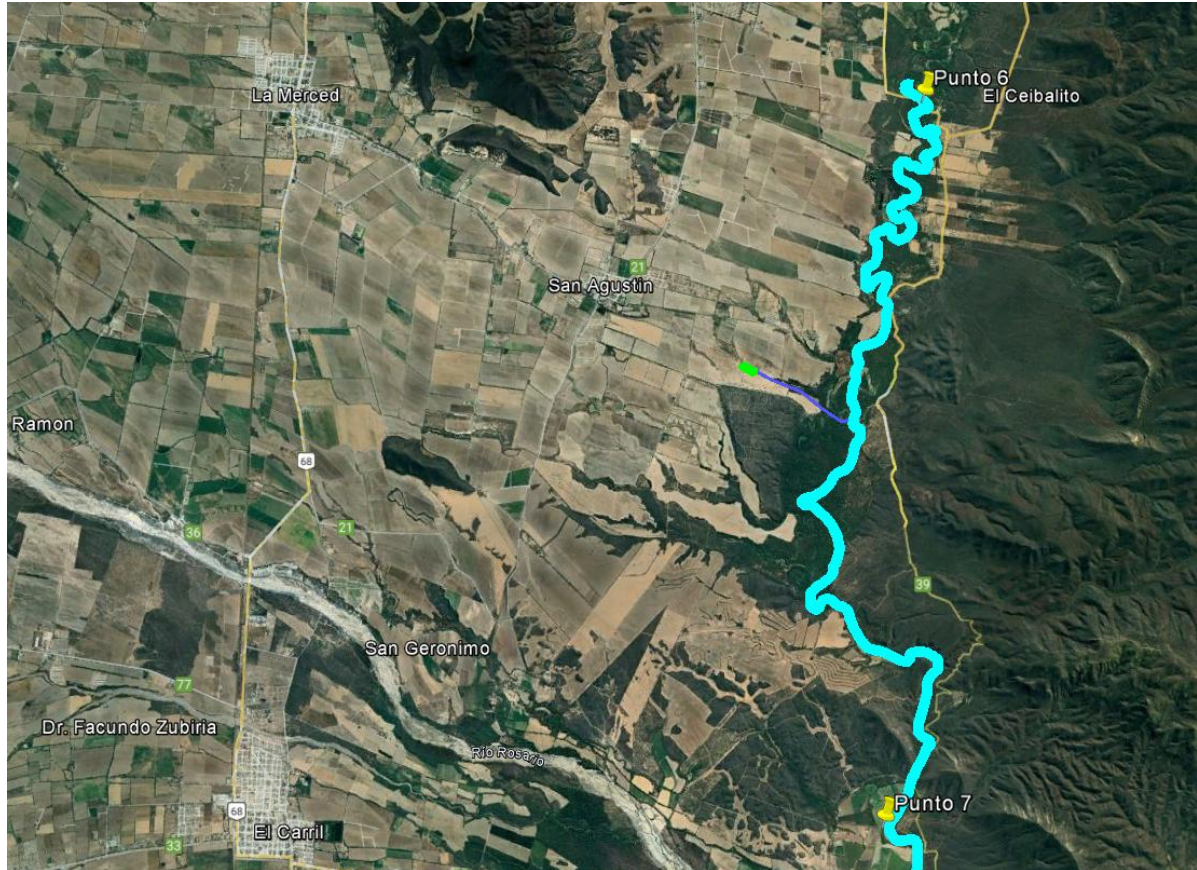


Figura 24. Punto 6 y 7 de toma de muestra en río Arenales

La empresa Aguas del Norte remite dichos análisis de los puntos 6 y 7, denominados Paso Sarmiento y Sumalao, ya que nos darían una visión real de la calidad del río arenales, debido a que nuestro punto de descarga futuro de la planta depuradora se encuentra en el punto medio de ambas zonas de tomas de muestras.

A continuación, en las Tabla 7 y 8 se presenta uno de los últimos análisis físico-químicos y bacteriológicos de cada uno de los puntos 6 y 7 realizados por la empresa prestadora del servicio.



Tabla 7. Analisis de Rio Arenales en Punto 6



 Aguas del Norte <small>Co.S.AySa, Compañía Salteña de Agua y Saneamiento S.A.</small>		Laboratorio De Aguas Residuales Planta De Tratamiento De Aguas Residuales Sur Finca San Javier S/N-Tel: 3875848689 Cp:4400-Salta	Pag. 1/1
Muestra N° 211		Fecha de Informe: 6-MAY-2024	
DATOS DE LA MUESTRA:			
Distrito:	SALTA	Localidad:	1-CAPITAL - SALTA
Punto de Extraccion:	-Después Del Vuelco PTLC SUR-Localidad de Sumalao a 33Km		
Sist. de Tratamiento:			
Curso Receptor:	RIO ARENALES		
Fecha de Muestra:	16/04/2024	Hora de muestreo:	09:15:00
Color:	Gris Claro	Olor:	Libre
Muestreador:	LEGUIZAMON, NESTOR GABRIEL	Motivo:	CRONOGRAMA
RESULTADOS: Parámetros Físicos - Químicos básicos			
PARAMETRO	MÉTODOS	Resultado	UNIDAD
TEMPERATURA AMBIENTE	SM Nro. 2550B	17.0	C°
TEMPERATURA MUESTRA	SM Nro. 2550B	20.2	C°
SOLIDOS SEDIMENTABLES 10 MIN	SM Nro. 2540F	0.1	mL/L
SOLIDOS SEDIMENTABLES 2HS	SM Nro. 2540F	0.2	mL/L
CONDUCTIVIDAD	Metodo de Laboratorio - SM Nro. 2510B	343	umho/cm
pH	Metodo Electrometrico - SM Nro. 4500B	7.87	UjPH
RESULTADOS: Parametros Biológicos			
PARAMETRO	MÉTODOS	Resultado	UNIDAD
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	SM Nro. 5220 D	35	mg/L
OXIGENO CONSUMIDO	Metodo del Permanganato	3.1	mg/L
OXIGENO DISUELTO	SM Nro. 4500 O C (Winkler)	6.8	mg/L
DEMANDA BIOQUIMICA OXIGENO	SM Nro. 5210 B	15.9	mg/L
NITROGENO TOTAL KJELDALH	SM Nro. 4500 NH3+Norg	3.4	mg/L
NITROGENO AMONIACAL	SM Nro. 4500 NH3 C/F	3.4	mg/L
NITROGENO ORGANICO	SM Nro. 4500 Norg		mg/L
FOSFORO TOTAL	SM Nro. 4500 E	0.45	mg/L
SULFURO	SM Nro. 4500 S D		mg/L
FENOLES	SM Nro. 5530 C		mg/L
ACEITES Y GRASAS	EPA Nro. 1664 A		mg/L
RESULTADOS: Bacteriológicos			
PARAMETRO	MÉTODOS	Resultado	UNIDAD
COLIFORMES FECALES	SM Nro. 9221 C - Fermentación en Tubos Múltiples	2.4x10^4	NMP/100 mL
COLIFORMES TOTALES	SM Nro. 9221 B - Fermentación en Tubos Múltiples		NMP/100 mL



Tabla 8. Análisis de Rio Arenales en Punto 7

 Aguas del Norte <small>Co.S.A.ySa. Compañía Salteña de Agua y Saneamiento S.A.</small>		Laboratorio De Aguas Residuales Planta De Tratamiento De Aguas Residuales Sur Finca San Javier S/N-Tel: 3875848689 Cp:4400-Salta	Pag. 1/1 Fecha de Informe: 6-MAY-2024
Muestra N° 230			
DATOS DE LA MUESTRA:			
Distrito:	SALTA	Localidad:	1-CAPITAL - SALTA
Punto de Extracción:	-Después Del Vuelco PTLC SUR-Paso Sarmiento a16Km		
Sist. de Tratamiento:	RÍO ARENALES		
Curso Receptor:	RÍO ARENALES		
Fecha de Muestra:	16/04/2024	Hora de muestreo:	08:10:00
Color:	Gris Claro	Olor:	Libre
Muestreador:	RUIZ DIAZ, LUIS ALEXANDER	Motivo:	CRONOGRAMA
RESULTADOS: Parámetros Físicos - Químicos básicos			
PARAMETRO	MÉTODOS	Resultado	UNIDAD
TEMPERATURA AMBIENTE	SM Nro. 2550B	15.5	C°
TEMPERATURA MUESTRA	SM Nro. 2550B	20.8	C°
SOLIDOS SEDIMENTABLES 10 MIN	SM Nro. 2540F	0.1	mL/L
SOLIDOS SEDIMENTABLES 2HS	SM Nro. 2540F	0.1	mL/L
CONDUCTIVIDAD	Metodo de Laboratorio - SM Nro. 2510B	260	umho/cm
pH	Metodo Electrometrico - SM Nro. 4500B	7.60	UpH
RESULTADOS: Parametros Biológicos			
PARAMETRO	MÉTODOS	Resultado	UNIDAD
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	SM Nro. 5220 D	23	mg/L
OXIGENO CONSUMIDO	Metodo del Permanganato	4.2	mg/L
OXIGENO DISUELTO	SM Nro. 4500 O C (Winkler)	2.5	mg/L
DEMANDA BIOQUIMICA OXIGENO	SM Nro. 5210 B	7.0	mg/L
NITROGENO TOTAL KJELDALH	SM Nro. 4500 NH3+Norg	4.5	mg/L
NITROGENO AMONIAICAL	SM Nro. 4500 NH3 C/F	4.5	mg/L
NITROGENO ORGANICO	SM Nro. 4500 Norg		mg/L
FOSFORO TOTAL	SM Nro. 4500 E	0.51	mg/L
SULFURO	SM Nro. 4500 S D		mg/L
FENCLES	SM Nro. 5630 C		mg/L
ACEITES Y GRASAS	EPA Nro. 1664 A		mg/L
RESULTADOS: Bacteriológicos			
PARAMETRO	MÉTODOS	Resultado	UNIDAD
COLIFORMES FECALES	SM Nro. 9221 C - Fermentación en Tubos Múltiples	4x10 ⁴	NMP/100 mL
COLIFORMES TOTALES	SM Nro. 9221 B - Fermentación en Tubos Múltiples		NMP/100 mL

9. Estudios demográficos de la población

9.1. Información de censos

El análisis demográfico a realizarse se basa en los datos de los censos nacionales del INDEC disponibles a la fecha de elaboración del presente Informe. Se han considerado en este análisis la información de los últimos cuatro censos, correspondientes a los años 1991, 2001, 2010 y 2022.

A continuación, en la Tabla 9 y Tabla 10, se presentan los valores de dichos censos tanto para la provincia como para el departamento de Cerrillos y las localidades tanto de la Merced como de San Agustín.

Tabla 9. Datos Censales para la Pcia, el departamento y las localidades de estudio – 1ra parte.

Sector de estudio	Población en Censos								
	1991			Representatividad en el Dpto	2001			Representatividad en el Dpto	Variación relativa 1990-2001
	Población	Superficie	Densidad		Población	Superficie	Densidad		
TOTAL PROVINCIA SALTA	866.153	155.341	5,58		1.079.051	155.341	6,95		25%
TOTAL DEPARTAMENTO CERRILLOS	20.099	540	37,22		26.320	540	48,74		31,0%
TOTAL LOCALIDAD LA MERCED	3.594			18%	5.084			19%	41,5%
TATAL LOCALIDAD SAN AGUSTIN	659			3%	691			3%	4,9%

Tabla 10. Datos Censales para la Pcia, el departamento y las localidades de estudio – 2da parte.

Sector de estudio	Población en Censos									
	2010			Representatividad en el Dpto	Variación relativa 2001-2010	2022			Representatividad en el Dpto	Variación relativa 2010-2022
	Población	Superficie	Densidad			Población	Superficie	Densidad		
TOTAL PROVINCIA SALTA	1 214 441	155 341	7.82		13%	1 441 351	155 341	9.28		19%
TOTAL DEPARTAMENTO CERRILLOS	35 789	540	66.28		36.0%	55 949	540	103.61		56.3%
TOTAL LOCALIDAD LA MERCED	7 708			22%	51.6%	12 050			22%	56.3%
TATAL LOCALIDAD SAN AGUSTIN	746			2%	8.0%	1 166			2%	56.3%

Los valores en rojo se calculan en base a la “representatividad” del total del departamento Cerrillos del censo 2010 para las localidades de La Merced y San Agustín.

9.2. Módulo habitacional

Según se pudo determinar a partir del censo realizado en el año 2022, para el departamento de Cerrillos, el módulo habitacional es de 3,744 habitantes/vivienda.

9.3. Proyección futura – métodos

Todo proyecto debe incluir un estudio demográfico a través del cual se defina la evolución de la población a servir durante el período de diseño (2028-2048) y la distribución espacial de la misma dentro de la planta urbana de la localidad.

El estudio demográfico y de distribución espacial incluye, los siguientes aspectos:

- Población urbana del departamento según los últimos cuatros censos nacionales. Cabe destacar que no se encuentra disponible el censo por localidad para el año 2022.
- Distribución espacial actual de la población en la planta urbana, determinada según censos de viviendas, fotografías aéreas, datos catastrales, etc.
- Proyección demográfica para cada año del período de diseño por diferentes métodos, incluyendo la justificación de la estimación considerada como válida.
- Análisis de consistencia entre la proyección demográfica, la distribución espacial adoptada y otros elementos vinculados, como por ejemplo reglamentos sobre uso del suelo, códigos de edificación, planes de desarrollo.
- Plano de la planta urbana futura, con la debida justificación de las hipótesis de expansión geográfica adoptadas y con zonificación según la densidad de población prevista para el último año del período de diseño.

Los métodos a utilizar para efectuar la proyección son:

9.3.1. Tasas geométricas decrecientes:

El método de la Tasa Geométrica Decreciente utiliza la fórmula del interés compuesto para la proyección de población, adoptando la tasa de crecimiento en función de los datos de población de la localidad de los últimos dos censos nacionales.

$$P_n = P_0 \cdot (1 + i)^n$$

- P_0 : Población Inicial de la localidad.
- P_n : Población Futura de la localidad.
- n : Período de diseño.
- i : Tasa de crecimiento de la localidad.

Se calculan las tasas intercensales de los dos últimos censos y la tasa (i) adoptada será la última en caso de que esta sea la menor de las dos, caso contrario se adoptara el promedio de las mismas.

Apto para localidades que han sufrido un aporte inmigratorio o un incremento poblacional significativo en el pasado reciente y cuyo crecimiento futuro previsible sea de menor importancia.

9.3.2. Tasas geométricas constante:

En este método es muy parecido al de la tasa geométrica decreciente, ya que también utiliza la fórmula del interés compuesto para la proyección de población. La diferencia radica en la tasa media anual que se define basándose en un análisis de las tasas medias anuales de los dos últimos períodos intercensales, y luego se adopta aquella tasa que resulte más consistente en función de la tendencia que presente el crecimiento de la localidad. Teniendo en cuenta que el método anterior por su definición selecciono la tasa del último censo, en este caso se decidió adoptar el promedio de los dos últimos censos.

$$P_n = P_0 \cdot (1 + i)^n$$

- P0: Población Inicial de la localidad.
- Pn: Población Futura de la localidad.
- n: Período de diseño.
- i: Tasa de crecimiento de la localidad.

9.3.3. Relación-Tendencia:

Se basa en el análisis de las relaciones entre la población total del país, de la Provincia, del Municipio y de cada localidad. Como datos de base se han utilizado los datos de los últimos tres Censos y la proyección de población hasta el año 2040 para el total del país realizado por el INDEC.

Para proyectar la población de la provincia, población departamental y población de la localidad para los años 2020, 2030 y 2040, se siguen los siguientes pasos:

Se calcula la relación entre la provincia y el país para los años correspondientes a los tres últimos censos.

$$R = \frac{P_1}{PT_1}$$

Luego se calcula el logaritmo natural de las relaciones R.

Se determina el incremento de los logaritmos a través de la diferencia entre ellos.

$$I_1 = \log R_2 - \log R_1 \text{ (para } N_1 = \text{ años del 1}^\circ \text{ período intercensal)}$$

$$I_2 = \log R_3 - \log R_2 \text{ (para } N_2 = \text{ años del 2}^\circ \text{ período intercensal)}$$

A continuación, se proyecta la relación entre la provincia y el país en períodos de 10 años partiendo del año cero en la forma siguiente:

Se calculan los coeficientes de ponderación, que son iguales a la inversa del número de años transcurridos entre el punto medio del período proyectado y el punto medio del período observado.

$$C_{ij} = \frac{1}{n_j} - N_i$$

- Cij = coeficiente de ponderación
- nj = punto medio del período proyectado
- Ni = punto medio del período observado

Periodos intercensales (años)	Período desde el último censo hasta el año inicial	Subperíodo de diseño	
	$n0 = B0 - A3$	$n1 = B1 - B0$	$n2 = B2 - B1$
$N1 = A2 - A1$	$C10 = \frac{1}{(A3+n0/2) - (A1+N1/2)}$	$C11 = \frac{1}{(B0+n1/2) - (A1+N1/2)}$	$C12 = \frac{1}{(B1+n2/2) - (A1+N1/2)}$
	$C20 = \frac{1}{(A3+n0/2) - (A2+N2/2)}$	$C21 = \frac{1}{(B0+n1/2) - (A2+N2/2)}$	$C22 = \frac{1}{(B1+n2/2) - (A2+N2/2)}$

Tabla 11. Cálculo de los coeficientes de ponderación.

- $n0 = 2020 - 2010$
- $n1 = 2030 - 2020$
- $n2 = 2040 - 2030$
- $A1 =$ año en que se realizó el antepenúltimo censo nacional (1991)
- $A2 =$ año en que se realizó el penúltimo censo nacional (2001)
- $A3 =$ año en que se realizó el último censo nacional (2010)
- $B0 =$ año previsto para la habilitación de la obra (2028)
- $B1 =$ año en que finaliza el primer subperíodo de $n1$ (2038)
- $B2 =$ año final del período de diseño (2048)

Este método es utilizado en localidades más asentadas y cuyo crecimiento futuro esté más relacionado con el crecimiento de la Provincia y del País en su conjunto que con las condiciones locales.

Finalmente se analizó y se comparó las proyecciones demográficas proyectadas y de dicho análisis se tomó una decisión en cuanto a cuál será la proyección a utilizar.

En la Figura 25 se muestra la proyección demográfica al año 2048 de la población sumada de las localidades de la Merced y de San Agustín.

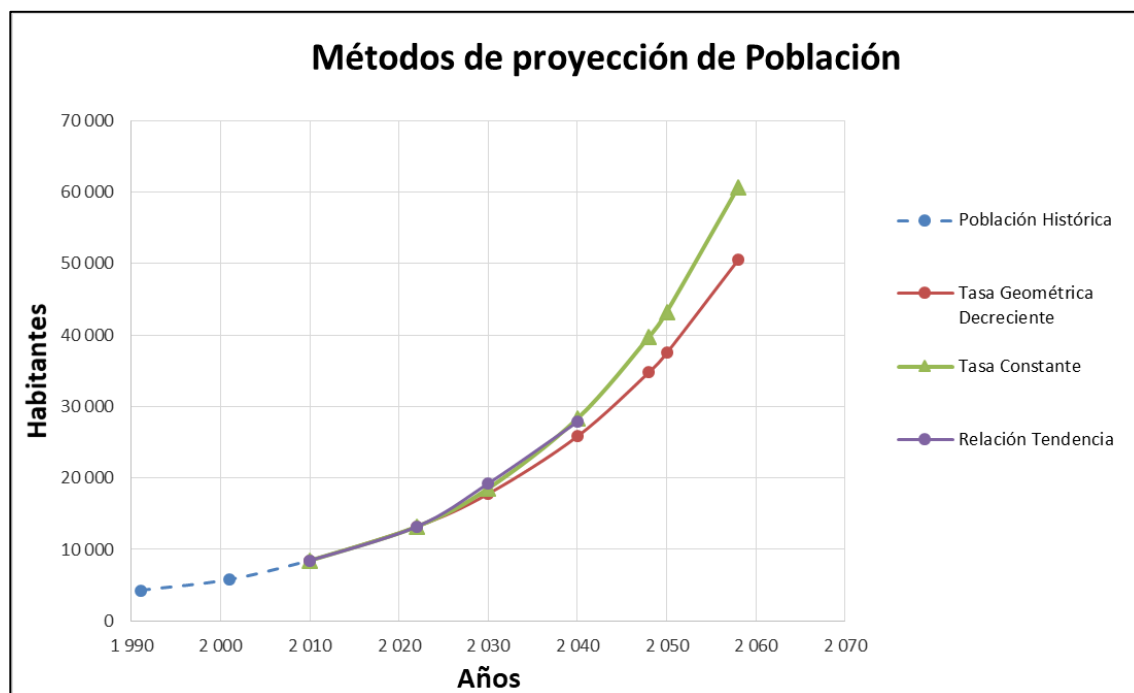


Figura 25. Métodos de proyección de población para las localidades de La Merced y San Agustín.

Tabla 12. Proyección de la población para las localidades de La Merced y San Agustín.

Proyección de Población				
Año	Población Histórica	Tasa Geométrica Decreciente	Tasa Constante	Relación Tendencia
1 991	4 253			
2 001	5 775			
2 010	8 454	8 454	8 454	8 454
2 022		13 216	13 216	13 216
2 030		17 802	18 545	19 246
2 040		25 833	28 322	27 863
2 048		34 796	39 742	
2 050		37 486	43 254	
2 058		50 493	60 694	

9.4. Proyección de población futura

Se observa que los métodos de Tasa Geométrica constante y Relación – Tendencia, arrojan resultados muy similares.

El método de relación-tendencia, se descarta porque no se dispone de datos necesarios para realizar la proyección futura al horizonte del proyecto.

Se selecciona para la determinación de la población de diseño, el método de tasa geométrica constante debido a que es una estimación conservadora y se aproxima a la estimación determinada por el método relación-tendencia en el período desde 2010 hasta el 2040. (período donde se cuenta con los datos del INDEC.) A continuación, en la Tabla 13 se presenta un resumen de la proyección de población para las localidades de la Merced y San Agustín correspondiente a cada año del período de diseño con el método de Tasa Geométrica Constante.

Tabla 13. Proyección de población por cada año – Tasa Geométrica Constante.

Año	Población
2001	5 775
2010	8 454
2022	13 216
2023	13 788
2024	14 384
2025	15 006
2026	15 655
2027	16 333
2028	17 039
2029	17 776
2030	18 545
2031	19 347
2032	20 184
2033	21 057
2034	21 968
2035	22 918
2036	23 909
2037	24 943
2038	26 022
2039	27 148
2040	28 322
2041	29 547
2042	30 825
2043	32 158
2044	33 549
2045	35 001
2046	36 515
2047	38 094
2048	39 742

La población proyectada para el año 2048 según el método de tasa geométrica constante es de **39.742** habitantes.

9.5.Población turística

No se considerará una población turística para la proyección demográfica futura ya que es baja la incidencia del turismo en los consumos de agua en toda la zona de estudio, y por lo tanto no generara incremento en los caudales de diseño.

10. Caudales de diseño

Mediante la información obtenida en el estudio poblacional, la superficie generada por el Modelo digital de elevaciones obtenido a partir del relevamiento topográfico se realiza el cálculo de los caudales de diseño para la planta de tratamiento.

10.1. Cálculo del caudal medio diario de un servicio de cloacas

Para el estudio de demanda de los caudales medios diarios del servicio de cloacas, se utilizará un coeficiente de descarga cloacal del 80%, el cual afectará a la suma de caudales de consumo residencial y no residencial de agua potable. Luego se le deberá adicionar los caudales de infiltración.

10.2. Caudales de infiltración

Aunque no sea deseable la intromisión pluvial en la red cloacal es menester aclarar, merced a una realidad que se impone, que existe una costumbre local de conectar los desagües pluviales a la red de efluentes. Cabe destacar que, bajo ningún aspecto se aprueba el funcionamiento mixto pluvio-cloacal de la red y debe ser controlado por el operador.

De todos modos, se deberá sumar un caudal de infiltración a la red de efluentes cloacales. Esto contemplará ingreso de agua pluvial por rotura de caños y juntas; y por un eventual ingreso de agua por bocas de registro durante eventos de tormenta.

El incremento del caudal se contemplará mediante la adición de un caudal de infiltración equivalente a un 20% del caudal medio diario, siendo este un valor característico usado en la zona.

10.3. Coeficiente de pico diario o coeficiente estacional

Es el coeficiente que se aplicará sobre el caudal medio diario para calcular el caudal máximo diario. Este coeficiente será el especificado por las Normas ENOHSA según el tamaño de las poblaciones, pero en ningún caso inferior a 1,3. No aplicará sobre el caudal de infiltración en las cañerías.

10.4. Coeficiente de pico horario

Es el coeficiente que se aplicará sobre el caudal máximo diario para calcular el caudal máximo horario. Este coeficiente será el especificado por las Normas ENOHSA según el tamaño de las poblaciones, pero en ningún caso inferior a 1,5. No se aplicará al caudal de infiltración en las cañerías.

A continuación, en la Tabla 14, se presentan los coeficientes pico diario y pico estacional de acuerdo al tamaño de la población.

Tabla 14. Coeficientes picos diarios y estacional especificados por el ENOHA.

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 h < P _s ≤ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < P _s < 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < P _s	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

10.5. Dotación de cálculo

10.5.1. Situación actual

En base a la información del sistema de abastecimiento de agua, se realizan las siguientes observaciones:

- Las localidades de la Merced y San Agustín tienen un 9% de servicio medido y el resto es con servicio de renta fija.
- A partir del servicio medido se estimó que en promedio a lo largo del año cada usuario consume aproximadamente 24 m³ por cada mes. Y teniendo en cuenta el módulo habitacional del departamento de Cerrillos de 3,74 habitantes/lote; se estimó una dotación de consumo para el servicio medido de 214 litros/habitantedía.
- Cuando el servicio no es medido, el consumo residencial y no residencial (no existen grandes consumos en la actualidad y en un futuro tampoco se prevén) es aproximadamente el doble según lo indica la normativa ENHOSA, por lo que se adopta una dotación de consumo de 400 litros/habitantedía.

Tabla 15. Determinación de la dotación residencial y no residencial ponderada actual.

Usuarios actuales entre La Merced y San Agustín	3 495	
Usuarios con servicio medido	306	9%
Usuarios con renta fija	3 189	91%
Dotación residencial y no residencial con servicio medido	214	litros/hab.día
Dotación residencial y no residencial con renta fija	400	litros/hab.día
Dotación residencial y no residencial ponderado	383.7	litros/hab.día

10.5.2. Situación futura

Se analiza la dotación de consumo futura para el año 2048 de acuerdo a lo descrito anteriormente, y se obtienen las siguientes planillas. Algunos comentarios:

- De acuerdo a la proyección demográfica futura se estimó una población total de 39.742 para toda el área de proyecto, y recordando que el módulo habitacional de 3,74 habitantes/lote; por lo que se estima 10.626 usuarios futuros.
- Se prevé que Las localidades de la Merced y San Agustín tendrán un 40% de servicio medido en el año 2.048 y el resto seguirá con servicio de renta fija.
- Para los usuarios medidos se considerará la dotación de 214 litros/habitantedía obtenida anteriormente, y la misma se mantendrá constante a lo largo de todo el

periodo de diseño.

- Cuando el servicio no es medido, el consumo residencial y no residencial es aproximadamente el doble según lo indica la normativa ENHOSA, por lo que se adopta una dotación de consumo de 400 litros/habitantes.día.

Tabla 16. Determinación de la dotación residencial y no residencial ponderada futura.

Usuarios futuros entre La Merced y San Agustín	10 615	
Usuarios con servicio medido	4 246	40%
Usuarios con renta fija	6 369	60%
Dotación residencial y no residencial con servicio medido	214	litros/hab.día
Dotación residencial y no residencial con renta fija	400	litros/hab.día
Dotación residencial y no residencial ponderado	325.6	litros/hab.día

Luego, aplicando todos los coeficientes antes indicados, resulta del siguiente modo:

Tabla 17. Determinación de la dotación diaria cloacal.

Dotación de consumo de agua residencial y no residencial	325.6	litros/hab.día
Coef. Vuelco cloacal	0.8	
Dotación diaria cloacal	260.5	litros/hab.día

La dotación diaria cloacal, al final del periodo de diseño, será de 260,5 litros/habitantesdía.

10.6.Caudales de diseño de la planta

Las distintas unidades de la planta depuradora se deben diseñar con un periodo de diseño de 20 años. Cabe destacar que algunas unidades deberán dimensionarse con el caudal medio diario, otras con el caudal máximo diario y algunas otras con el caudal máximo horario.

A continuación, en la Tabla 18, presentan los caudales de diseño para cada una de las unidades de acuerdo a lo explicado anteriormente.

Tabla 18. Determinación de los caudales de diseño.

Cálculo de caudales para el diseño de las unidades		
Población al Inicio (año 2028)	17 039	habitantes
Población a 20 años (año 2048)	39 742	habitantes
Población a 30 años (año 2058)	60 694	habitantes
Dotación media diaria cloacal	260.5	litros/hab.día
Caudal de infiltración	20%	litros/hab.día
Coefficiente estacional α_1	1.30	
Coefficiente horario α_2	1.50	
Coefficiente pico	1.95	
Para el diseño de la Planta (Inicio del Período de diseño):		
Período de diseño	0	años
Año	2028	
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q medio diario (incluye infiltración)	221.92	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo diario (incluye infiltración)	277.39	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo horario (incluye infiltración)	397.60	m ³ /hr
Para el diseño de la Planta (Período de diseño):		
Período de diseño	20	años
Año	2048	
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q medio diario (incluye infiltración)	517.60	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo diario (incluye infiltración)	647.00	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo horario (incluye infiltración)	927.37	m ³ /hr



11. Efluentes industriales o especiales

11.1. Calidad del efluente

Es necesario destacar que la “Guía complementaria para la elaboración de proyectos de Agua Potable y Cloaca” enuncia que la empresa Aguas del Norte de la provincia de Salta podrá autorizar el vuelco de los desagües provenientes de establecimientos industriales o especiales a las redes colectoras siempre que las instalaciones internas sanitarias se adecúen a la normativa vigente y los efluentes se ajusten a las características de un líquido cloacal tipo doméstico. La mencionada autorización de volcamiento de los líquidos residuales, deberá gestionarse posterior a la presentación y aprobación de los planos sanitarios y demás documentación.

Por otro lado, la compañía podrá denegar el vuelco de los efluentes industriales o especiales cuando la composición de los mismos transgreda la normativa vigente, y afecten la prestación del servicio público, o importen riesgo eventual para el medio ambiente o la salud pública; ello en los términos de lo dispuesto por el art. 13 inciso b) del decreto provincial N° 3652/10.

12. Alternativas de plantas de tratamiento cloacal

El objeto de este punto es plantear alternativas al tratamiento de los líquidos cloacales, identificando la solución técnica, económica y ambiental más conveniente.

A fin de arribar a ello, se desarrolla cada una de las alternativas planteadas a un nivel de prefactibilidad con el motivo de poder definir los costos, las implicancias ambientales y los beneficios de las mismas.

De acuerdo a la reglamentación provincial vigente (Decreto N° 11/01, ver Tabla 19), en lo que se refiere al vuelco de efluentes cloacales en cursos de agua (que para el proyecto será el Río Arenales), se estipula que en cuanto a la eficiencia bacteriológica el tratamiento al que se someterán las aguas servidas debe permitir que las mismas alcancen una concentración máxima de 2.000 NPM (número más probable) de coliformes fecales por 100 ml al ser volcadas al curso receptor, entre otros parámetros definidos en dicha normativa de vuelco.

Tabla 19. Parámetros de vuelco Salta, Resolución 011.

RESOLUCION N° SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE Y DESARROLLO SUSTENTABLE			
ANEXO I Resolución AGOSBA 389/98			
Parámetro	Unidad	Cond. pluvial o cuerpo de agua superficial	Absorción por suelo(l)
Temperatura	°C	≤ 45	≤ 45
pH	upH	6,5-10	6,5-10
Sólidos Sed. 10'	ml/l	ausente	ausente
Sólidos Sed. 2hs	ml/l	≤ 1,0	≤ 5,0
Sulfuros	mg/l	≤ 1,0	≤ 5,0
S.S.E.E. (d)	mg/l	≤ 50	≤ 60
Nit. Amoniacal	mg/l	≤ 25	≤ 75
Cianuros	mg/l	≤ 0,1	ausentes
Hidroc. Totales	mg/l	≤ 5,0	ausentes
Cloro Libre	mg/l	≤ 0,5	≤ 0,5
Colif. Fecales (l)	NMP/100 ml	≤ 2000	≤ 2000
D.B.O.5	mg/l	≤ 50	≤ 200
D.Q.O. (f)	mg/l	≤ 250	≤ 500
S.A.A.M.	mg/l	≤ 2,0	≤ 2,0
S.Fenólicas	mg/l	≤ 0,5	≤ 0,1
Sulfatos	mg/l	N.E.	≤ 1000
Carbono Orgán. Total (g)	mg/l	N.E.	N.E.
Hierro (soluble)	mg/l	≤ 2,0	≤ 0,1
Manganeso (soluble)	mg/l	≤ 0,5	≤ 0,1
Cinc	mg/l	≤ 2,0	≤ 1,0
Niquel	mg/l	≤ 2,0	≤ 1,0
Cromo Total	mg/l	≤ 0,5	ausentes
Cadmio	mg/l	≤ 0,1	ausente
Mercurio	mg/l	≤ 0,005	ausentes
Cobre	mg/l	≤ 1,0	ausentes
Aluminio	mg/l	≤ 5,0	≤ 1,0
Arsénico	mg/l	≤ 0,5	≤ 0,1
Bario	mg/l	≤ 2,0	≤ 1,0
Boro	mg/l	≤ 2,0	≤ 1,0
Cobalto	mg/l	≤ 2,0	≤ 1,0
Selenio	mg/l	≤ 0,1	ausente
Plomo	mg/l	≤ 0,1	ausente
Plaguicidas Org. Clorados (k)	mg/l	≤ 0,05	ausentes
Plaguicidas Org. Fosforados (k)	mg/l	≤ 0,1	ausente
Nitrógeno Total Kjeldahl	mg/l	≤ 10 (h)	≤ 30
Fósforo Total	mg/l	≤ 10 (h)	≤ 10

En lo que respecta a eficiencia orgánica, el valor máximo permitido en el efluente final es de 50 mg DBO5/lit, tanto para la legislación provincial como nacional.

A fin de la evaluación técnica de las diferentes alternativas, solo se realizó un análisis multicriterio de acuerdo a las características de cada uno de los sistemas de tratamiento y un análisis presupuestario de cada una de las alternativas.

Desde el punto de vista de la ubicación de la planta depuradora se plantean dos alternativas de ubicación, las dos alternativas ubicadas en la localidad de San Agustín, tal como se muestra en la Figura 26:

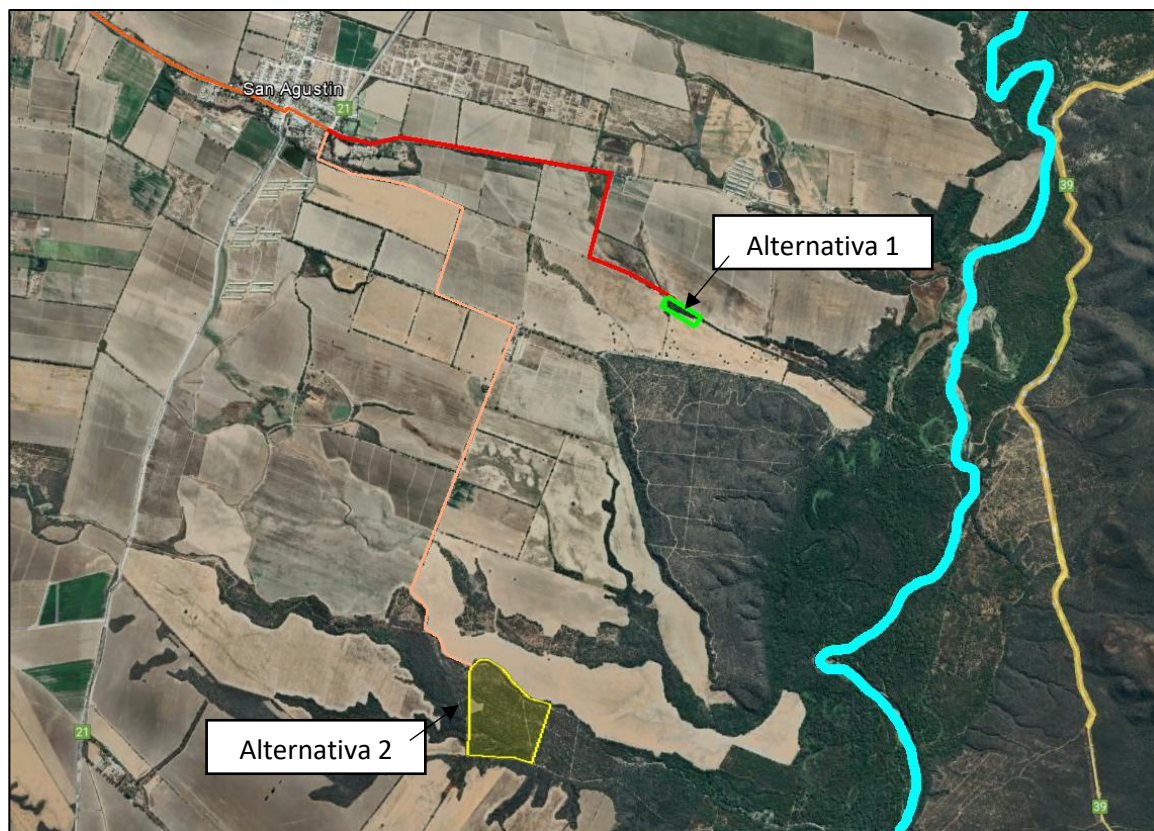


Figura 26. Alternativas de ubicación de predios para PDLC

Estas dos alternativas de predios disponibles para emplazar la planta depuradora corresponden a la misma matrícula N° 353, según se puede ver en la Figura 26. Estas dos ubicaciones fueron presentadas por parte del propietario de la matrícula ya que el manifestó estas dos posiciones como disponibles para el emplazamiento de la planta de tratamiento de líquidos cloacales.

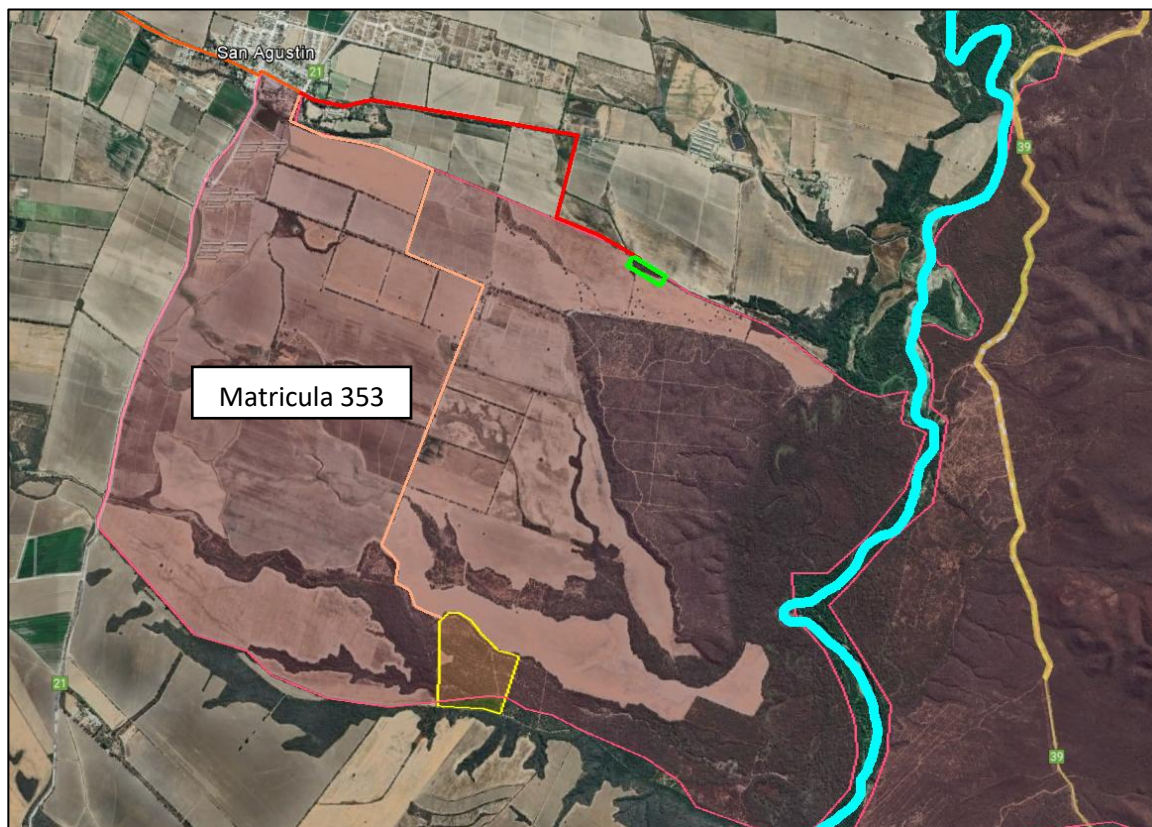


Figura 27. Matricula N° 353

Debido a que la zona de San Agustín y La Merced son zonas productivas el costo de la tierra resulta extremadamente alto, y por eso es que se buscaron zonas o predios en donde los propietarios tengan predisposición de ubicación de una planta de tratamiento de líquidos cloacales. En el caso del propietario de la matrícula N° 353 fue el único de los propietarios de la zona que manifestó la intención de aceptar la ejecución de una planta de tratamiento en sus tierras. En cuanto a la alternativa N° 1 es un predio de aproximadamente 2 Ha y haciendo imposible la ejecución de una planta de lagunas de estabilización debido a la superficie que esta conlleva.

Para el caso de la alternativa N° 2 en donde las tierras propuestas cubren una superficie de 35 Ha aproximadamente, es factible la ubicación de una planta de tratamiento con lagunas de estabilización, pero esto también conlleva una colectora más extensa ya que este predio se encuentra más al sur de la localidad de acuerdo a la imagen presentada en la Figura 27.

Desde el punto de vista técnico se estudiaron dos alternativas de diseño para la nueva planta depuradora:

- A. Lagunas de estabilización, en predio de implantación N° 2.
- B. Barros Activados, en predio de implantación N° 1.

Los beneficios derivados de cada una de las alternativas son aparentemente los mismos, sin embargo, se deben destacar algunos beneficios y desventajas particulares de algunas alternativas por sobre otras, las cuales serán destacadas a continuación.

La evaluación a efectuar en un primer momento contemplará solamente los costos totales de construcción, que incluyen los costos de construcción más los de conservación y mantenimiento.

Para determinar los costos de mantenimiento de cada alternativa se describen los trabajos característicos de conservación, fijando su frecuencia en base a la experiencia local y regional.

12.1. Alternativa A. Lagunas de estabilización

Se presenta como primera alternativa el diseño de tres lagunas facultativas primarias, seguida por dos series de tres lagunas de maduración (secundarias y terciarias) en serie.

El diseño preliminar de las lagunas se basa en la experiencia acumulada a partir de diversos proyectos en la región (ver Tabla 20). Para calcular el tamaño de los cuerpos de agua, se multiplica la proyección de la población futura para el año 2048 por 5 m² por habitante. Esta operación nos proporciona un estimado del área necesaria para las lagunas, que contará con una permanencia hidráulica de 20 días. Posteriormente, se aplica un factor de ajuste del 40 % para considerar aspectos adicionales como la estación de bombeo, los caminos internos, la cortina de árboles, los terraplenes con sus taludes y la casilla de vigilancia.

Tabla 20. Cálculo superficie Lagunas

habitantes año 2048	Tasa hab/m ²	Superficie (Ha)	Superficie +40% (Ha)
39,742.00	5.00	19.87	27.82

Como resultado, se obtiene un área aproximada de 28 hectáreas. Además, el cálculo del movimiento de suelo se realizó considerando la topografía de la zona y asumiendo un diseño de terraplenes con un talud de 1:1 y una relación de ancho y largo de 5.

Esta alternativa resulta en una ubicación diferente y más alejada de las alternativas restantes debido a la cantidad de superficie necesaria, en predio de implantación N°2.

Los principales componentes de la obra son:

- Cámara de bombeo en ingreso a planta.
- Previo al ingreso a la planta, se debe proyectar un canal que consta de una cámara de rejillas y aforador Parshall.
- Tres lagunas facultativas primarias en paralelo con sus respectivas cañerías de ingreso y salida.
- Tres lagunas secundarias de maduración, con sus respectivas cañerías de ingreso y salida.
- Dos lagunas terciarias de maduración, con sus respectivas cañerías de ingreso y salida.
- Trincheras para el residuo sólido de las rejillas.

- La impermeabilización de solera y taludes de las lagunas se logra con membrana de PEAD de 1,5mm de espesor, asentada sobre un suelo estabilizado con arcilla, ya que el terreno natural del lugar es arenoso.
- Obra de descarga al río.
- Instalaciones complementarias: casa de encargado, instalación eléctrica del mismo, alambrado perimetral, camino de acceso a planta desde ruta de ingreso a la localidad y caminos internos en el terreno de planta depuradora.
- Desinfección final con hipoclorito.

Esta alternativa resulta en una ubicación más alejada respecto de la alternativa en la implantación N°1.

12.2. Alternativa B. Barros Activados

La segunda alternativa a considerar corresponde a un sistema de Barros Activados. La ubicación de esta alternativa se emplazará en predio de implantación N°1.

El prediseño de esta alternativa incluye cuatro reactores de lodos activados, con dimensiones de 17 metros de largo, 22 metros de ancho y 5.5 metros de altura, diseñados para proporcionar un tiempo de residencia hidráulica de 8 horas. Además, se contemplan cuatro sedimentadores secundarios de forma cilíndrica, con un diámetro de 22 metros y una altura de 4 metros, los cuales están diseñados para ofrecer una permanencia hidráulica de 2 horas.

Las instalaciones previstas para el funcionamiento de esta planta son:

- Una Canaleta Parshall con cámara de rejillas.
- Una estación de bombeo con cámara seca y húmeda.
- Cuatro módulos que tienen cada uno:
 - Una reja estática.
 - Un Desarenador.
 - Un Sedimentador Primario
 - Un Reactor de Barros Activados.
 - Un Sedimentador Secundario que es un decantador laminar.
 - Desinfección mediante Hipoclorito de Sodio.
 - Playa de Secado.
- Prolongación de línea de media tensión hasta predio planta y subestación transformadora.
- Obra de descarga al río.



- Instalaciones complementarias: local para depósito y casa de encargado, instalación eléctrica del mismo, alambrado perimetral, camino de acceso a planta desde ruta de ingreso a la localidad y caminos internos en el terreno de planta depuradora. Trincheras para el residuo sólido de las rejillas.

13. Cómputos y presupuestos de cada una de las alternativas

Se analizaron las dos alternativas descritas anteriormente en cuanto a valor de construcción de la obra y sus respectivos costos de operación y mantenimiento.

Para cada alternativa se calculó el presupuesto de obra y sus respectivos costos de operación y mantenimiento.

En función de la necesidad de incorporación de la estación elevadora para todas las alternativas se calcula el costo de operación y mantenimiento de equipos como un porcentaje igual al 2% del costo de los equipos electromecánicos para la alternativa de lagunas y 4% para la otra alternativa y se considera un 0,40% del costo de las obras civiles para tareas de conservación.

13.1. Lagunas de estabilización

En base al cómputo general del predimensionado de las alternativas de lagunas de tratamiento, se elaboran los siguientes presupuestos que se presentan en la Tabla 21 y Tabla 22:

Tabla 21. Presupuesto PDLC – Lagunas de Estabilización

PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAGUNAS					
Item	Descripción	unidad	Cantidad	Subtotal	Total
1	Canaleta Parshal	gl	1	\$ 15,612,086.87	\$ 15,612,086.87
2	Estacion elevadora	gl	1	\$ 292,955,114.48	\$ 292,955,114.48
3	Tratamiento secundario	gl	1	\$ 11,102,182,269.31	\$ 11,102,182,269.31
4	Obras complementarias	gl	1	\$ 53,595,276.48	\$ 53,595,276.48
Total=					\$ 11,464,344,747.14

Tabla 22. Costo Oper. Y Mant. PDLC – Lagunas de Estabilización

PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAGUNAS					
Item	Descripción	unidad	Cantidad	Subtotal	Total
1	Costo anual de Operación y mantenimiento	gl	1	\$ 48,361,136.72	\$ 48,361,136.72
2	Mano de Obra anualizado	gl	1	\$ 23,977,460.00	\$ 23,977,460.00
Total=					\$ 72,338,596.72

13.2. Barros Activados

En base al cómputo general del predimensionado de las alternativas de lodos activados, se elaboran los siguientes presupuestos que se presentan en la Tabla 23 y Tabla 24:

Tabla 23. Presupuesto PDLC – Barros activados

PLANTA DE TRATAMIENTO DE BARROS ACTIVADOS					
Item	Descripción	unidad	Cantidad	Subtotal	Total
1	Canaleta Parshal	gl	1	\$ 15,612,086.87	\$ 15,612,086.87
2	Estacion elevadora	gl	1	\$ 292,955,114.48	\$ 292,955,114.48
3	Tratamiento secundario	gl	1	\$ 3,158,880,858.72	\$ 3,158,880,858.72
4	Obras complementarias	gl	1	\$ 440,511,139.22	\$ 440,511,139.22
Total=					\$ 3,907,959,199.29

Tabla 24. Costo Oper. Y Mant. PDLC – Barros activados

PLANTA DE TRATAMIENTO DE BARROS ACTIVADOS					
Item	Descripcion	unidad	Cantidad	Subtotal	Total
1	Costo anual de Operación y mantenimiento	gl	1	\$ 44,276,859.89	\$ 44,276,859.89
2	Mano de Obra anualizado	gl	1	\$ 57,127,460.00	\$ 57,127,460.00
Total=					\$ 101,404,319.89

En la Tabla 25 se presentan los valores resumen de los costos de cada una de las alternativas:

RUBRO	ALTERNATIVA	
	LAGUNAS	BARROS ACTIVADOS
Obra civil	\$ 11,464,344,747.14	\$ 3,907,959,199.29
Costos de Tierra	\$ 1,400,000,000.00	\$ 100,000,000.00
Costos operativos y mantenimiento (20 años)	\$ 1,446,771,934.40	\$ 2,028,086,397.80
Costos de energia electrica	\$ 1,681,920,000.00	\$ 3,196,617,158.52
TOTAL=	\$ 15,993,036,681.54	\$ 9,232,662,755.61

Tabla 25. Resumen de costos de alternativas

14. Selección de la alternativa más conveniente para cada componente del sistema de saneamiento

A partir de las alternativas seleccionadas para el análisis, pueden identificarse fácilmente las principales ventajas y desventajas de las opciones comparadas (ver Tabla 26). Una simple lista de ventajas y desventajas, es una forma adecuada de obtener resultados y sus conclusiones.

Tabla 26. Ventajas y desventajas de las alternativas.

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Lagunas	Costo inicial relativamente bajo para las obras civiles.	Requiere una gran superficie disponible para su implantación.
	Bajo consumo energético, disminuye el costo de operación y mantenimiento.	Elevados costos de inversión inicial en la compra de la tierra.
	Tratamiento biológico eficaz.	Posee un gran consumo de desinfectantes.
	Posse buena aceptabilidad social, la sociedad lo considera tratamiento normal.	Genera mucho lodo biológico y mal olor.
	No requiere mano de obra especializada.	Alta sensibilidad a las variaciones de carga orgánica y caudal.
		Elevado riesgo de emisiones a la atmósfera y al suelo.
Barros Activados	No requiere una gran superficie para la implantación de las unidades.	Elevados costos de inversión en cuanto a las obras civiles a ejecutar.
	El sistema es muy eficaz y fiable, ampliamente utilizado.	Generación de gran cantidad de lodos, que requieren su neutralización.
	Adecuado tratamiento biológico.	Posee un gran consumo de desinfectantes.
	Requiere bajo mantenimiento en lo referido a las obras civiles.	La gente puede rechazarlo por la posible producción de malos olores.
	Fácil adaptabilidad a las variaciones de carga orgánica y caudales.	

Consideramos que la segunda alternativa, que consiste en reactores de barros activados resulta ser la alternativa técnica-económica más conveniente para el tratamiento de aguas residuales, principalmente por la alta eficiencia de tratamiento en cuanto a la remoción de contaminantes.

Es de suma importancia considerar que una de las principales problemáticas que podría generarse con la implementación de barros activados es el elevado consumo energético debido a que los mismos dependen de una aireación continua para mantener la actividad biológica en óptimas condiciones y así obtener la adecuada descomposición de contaminantes orgánicos. El amplio consumo energético conlleva a costos operativos significativos a lo largo del tiempo.

Por otro lado, el sistema de tratamiento con barros activados, genera cantidades significativa de lodo, lo cual requeriría el tratamiento de los mismos, disponer de un espacio físico donde son colocados para posteriormente realizar la correcta neutralización con cal y finalmente la disposición final con la empresa encargada de dicha acción (Aguas del Norte).



15. Diagrama de flujo

Del análisis de alternativas surgió que desde el punto de vista económico, financiero y técnico resultó como más conveniente construir una nueva planta de tratamiento con tecnología de barros activados, con playas de secado para la estabilización de los barros.

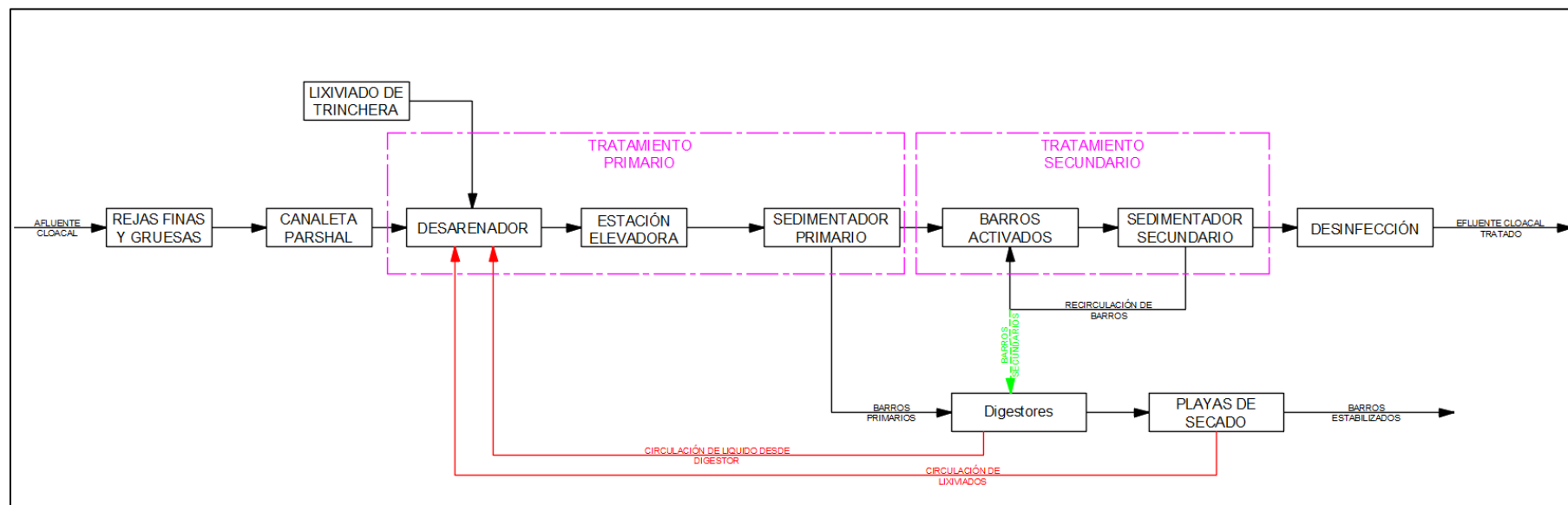


Figura 28. Diagrama de flujo PDLC

16. Diseño de Unidades de la Planta de tratamiento

16.1. Trinchera

En el ingreso a la estación elevadora se pretende ejecutar dos rejas, una gruesa y una fina, y se debe establecer una trinchera en donde se realice la disposición de todos los sólidos que quedan retenidos en las mismas.

Estos sólidos retenidos estarán compuestos por papel, estopa, tejidos, pañales, materiales variados, etc, y de acuerdo a lo establecido por los fundamentos de la norma del ENOHSa los volúmenes retenidos por las rejas según la separación de los barrotes se presentan en la Tabla 27:

Tabla 27. Retención de sólidos por reja

Reja	Separación de barrotes (mm)	Retención de sólidos (L/1000m ³)
Gruesa	40 - 50	5 a 18
Fina	20 - 25	25 a 60

Para el cálculo que del volumen de sólidos se van a considerar valores medios de retención de sólidos tanto para la reja gruesa como la fina como se presenta en la Tabla 28.

Tabla 28. Volumen de sólidos retenidos por periodo de diseño

Año	Caudal Medio	Retención de sólidos Reja Gruesa	Vol. Reja Gruesa	Retención de sólidos Reja Gruesa	Vol. Reja Fina	Vol. Total	Vol. Total
	(m ³ /día)	(L/1000m ³)	(L/día)	(L/1000m ³)	(L/día)	(L/día)	(m ³ /año)
2028	5326,08	10,00	53,26	30,00	159,78	213,04	77,76
2048	12422,40	10,00	124,22	30,00	372,67	496,90	181,37

Como podemos observar el volumen para el inicio del periodo de diseño de la planta de tratamiento es de 77,76 m³ y para el final del periodo de diseño es de 181,37 m³, es por esto que se debe considerar un volumen útil de 100 m³ para la trinchera de residuos sólidos.

Parametro	Descripcion	Cantidad	Unidad
Vt	Volumen a considerar para la trinchera	100,00	m ³
L	Largo =	10,00	m
A	Ancho =	6,00	m
h	Altura =	1,75	m
V1	Volumen rectangular	105,00	m ³
V	Volumen trinchera	110,00	m ³

Como este volumen de almacenamiento de la trinchera es solo para un poco más de un año de retención de sólidos en las rejillas, se establece que una vez que se encuentra lleno en su capacidad, se deberá llamar a la empresa encargada de los residuos sólidos urbanos de la localidad para que realice el retiro y su posterior disposición final. Esto se deberá hacer de forma periódica sin que la misma se llene y así evitar olores.

16.2. Canal de aducción

Este canal se encuentra a la salida de la colectora máxima y consiste en un canal de revestido de hormigón con un ancho de 60 cm, se estima que ejecutar dos canales del mismo ancho para poder mantener uno en servicio y otro en mantenimiento.

Los caudales con los que se van a diseñar los canales de ingreso al sistema se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29. Caudales de diseño

Para el diseño de la Planta (Inicio del Período de diseño):			
Período de diseño		0 años	
Año		2028	
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q medio diario (incluye infiltración)		221.92	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo diario (incluye infiltración)		277.39	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo horario (incluye infiltración)		397.60	m ³ /hr
Para el diseño de la Planta (Período de diseño):			
Período de diseño		20 años	
Año		2048	
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q medio diario (incluye infiltración)		517.60	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo diario (incluye infiltración)		647.00	m ³ /hr
Caudal para Unidades que se dimensionan con Q máximo horario (incluye infiltración)		927.37	m ³ /hr

La pendiente de la solera del canal es de 1.5 por mil y el coeficiente de manning es el del correspondiente al material Hormigón siendo el mismo 0,013 y el caudal va a estar dividido en dos canales de igual sección.

Tabla 30. Caudales de diseño canal de aducción.

Periodo	Caudal (m ³ /hs)	Caudal (m ³ /seg)	Caudal por rama de canal (m ³ /hs)	Caudal por rama de canal (m ³ /hs)
2028	397,6	0,11	198,800	0,0552
2048	927,37	0,26	463,685	0,1288

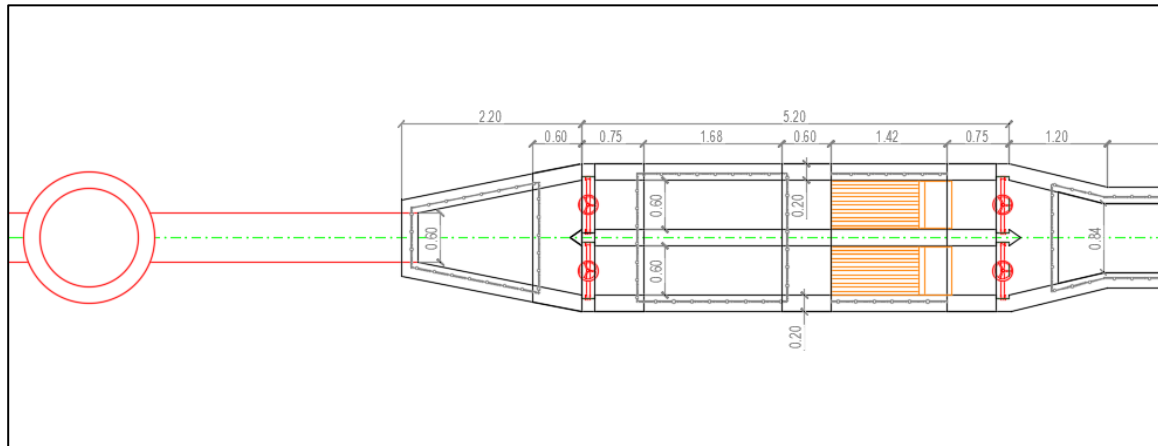


Figura 29. Vista en planta del canal de aducción.

Para determinar el tirante del canal se utiliza el software H-CANALES para diferentes caudales máximos horarios para cada periodo de diseño tal como se presenta en la Figura 30 y Figura 31:

Datos:				Diagrama	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.0552"/>	m ³ /s			
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.6"/>	m			
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>				
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>				
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0015"/>	m/m			
Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.1454"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="0.8907"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0872"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0979"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.6000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.6329"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.5300"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.1658"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Figura 30. Cálculo de tirante para año 2028. Fuente: elaboración propia.

Datos:				Diagrama	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.1288"/>	m ³ /s			
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.6"/>	m			
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>				
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>				
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0015"/>	m/m			
Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.2660"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="1.1320"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.1596"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.1410"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.6000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.8070"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.4996"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.2992"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Figura 31. Cálculo de tirante para año 2048. Fuente: elaboración propia.

Para cada periodo de diseño podemos observar que la velocidad de aproximación es de:

- Año 2028: $v=0.63$ m/seg.
- Año 2048: $v=0.81$ m/seg.

16.3.Rejas

De acuerdo a lo establecido por los fundamentos de la norma del ENOHSA debido a que la planta de tratamiento requiere una estación elevadora se realizara la colocación de unas rejas gruesas y finas aguas arriba de la estación de bombeo para completar desbaste del líquido cloacal. Estas rejas serán metálicas de limpieza manual.

La implementación de dos canales surge de las recomendaciones dadas por el ENHOSA y se utilizaran un solo canal en condiciones normales de operación, habilitando el segundo en caso de mantenimiento del primero.

La Reja irá montada en el canal con bastidor metálico, con un ángulo de instalación de 45° y perpendicular al sentido de escurrimiento. Sera una unidad autoportante, pudiendo así ser izada integralmente permitiendo de tal modo una simple instalación y montaje iniciales y sencillo reparación y mantenimiento. El accionamiento de las rejas será manual.

La pérdida de carga a través de una reja se establece según lo indicado por ENHOSA, donde propone distintos autores para la determinación de la pérdida de carga.

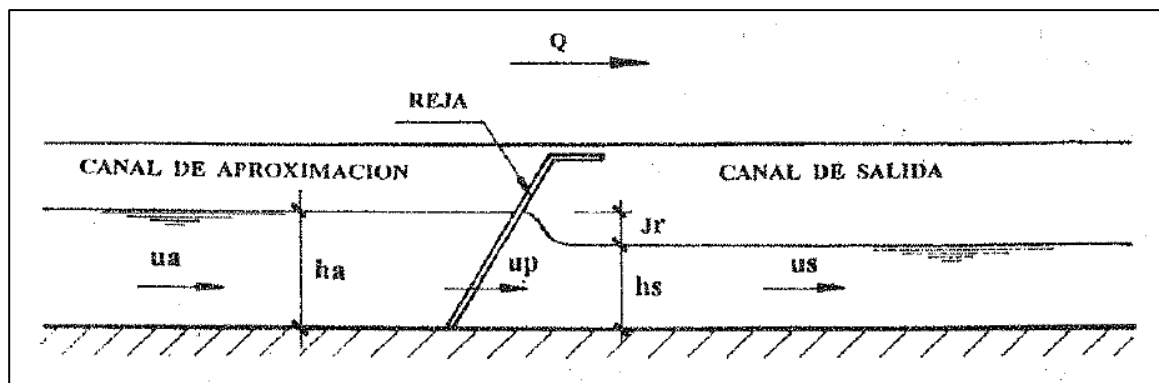


Figura 32. Esquema de rejas. Fuente: Fundamentaciones Enohsa.

Se denomina velocidad de pasaje U_p a la desarrollada por el líquido que escurre a través de las aberturas entre los barrotes de las rejas. Cuando las rejas están limpias, se puede definir como:

$$U_p = \frac{U_a}{E} = \frac{Q}{b_a * h_a * E}$$

Siendo “ h_a ” la altura del tirante de líquido de aproximación.

Reja de barrotes rectangulares de espesor “ e ”, separados una distancia “ s ”, si el ancho del bastidor de rejas coincide con el ancho “ b_a ” del canal de aproximación, la relación de espacios vacíos puede establecerse como:

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

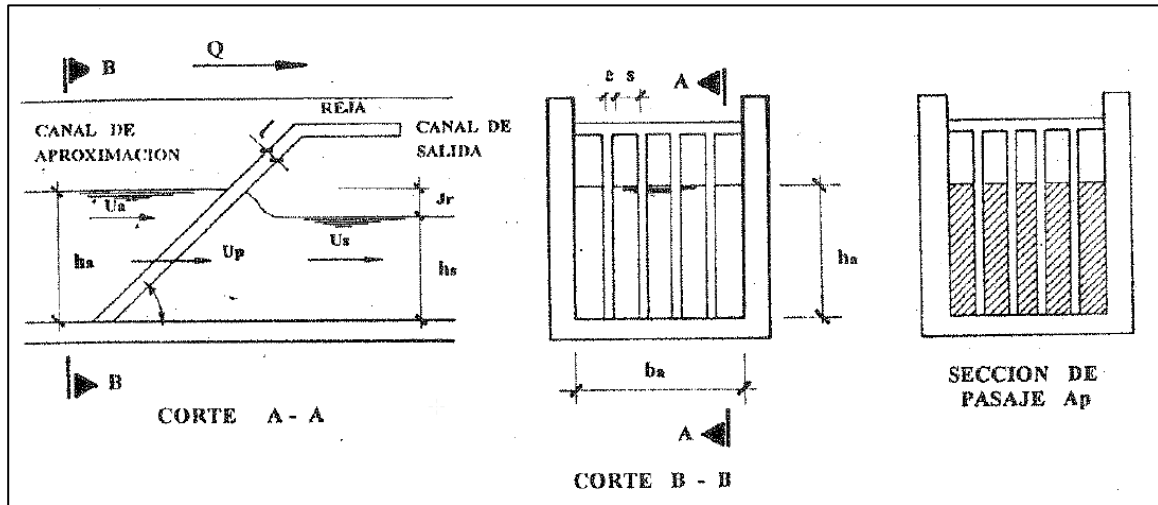


Figura 33. Esquema de rejas de desbaste. Fuente: Fundamentaciones Enohsa.

De acuerdo a lo establecido por el ENOHSa la pérdida de carga en las rejas gruesas se determina de acuerdo a la siguiente fórmula de KRISCHMER y SPAGLER:

$$J_{rl} = K_r * \frac{U_a^2}{2g} \quad K_r = \beta \left(\frac{e}{s}\right)^{3/4}$$

Tipo de barrotes	Barrotes rectangulares	Barrotes rectangulares redondeados	Redonda	Perfilado
β	2,42	1,67	1,79	0,76

Tabla 31. Valores de Beta para diferentes barrotes. Fuente: FUNDAMENTOS ENOHSa.

Debido a que se propone colocar los barrotes rectangulares y sin redondear se utilizara un coeficiente B de 2,42 y se calcula el valor de la pérdida de carga debido a las rejas gruesas para cada periodo de diseño.

16.3.1. Rejas gruesas

Previo al ingreso a la Canaleta Parshall y para proteger las instalaciones se han previsto 2 canales de 60 cm de ancho, de 50 mm de separación entre barrotes, de 9 mm de ancho y 50 mm de largo.

Parametro	Descripcion	Cantidad	Unidad
Periodo 2028			
Ua	Velocidad de aprox.	0,63	m/seg
e	Espesor de barrotes	9,0	mm
s	Separacion de barrotes	50,0	mm
Kr	Coeficiente adimensional	0,669	-
Jrl	Perdida de carga en rejas gruesas	0,014	m
Periodo 2048			
Ua	Velocidad de aprox.	0,81	m/seg
e	Espesor de barrotes	9,0	mm
s	Separacion de barrotes	50,0	mm
Kr	Coeficiente adimensional	0,669	-
Jrl	Perdida de carga en rejas gruesas	0,022	m

Tabla 32. Perdida de carga en rejas gruesas.

16.3.2.Rejas finas

Para el desarrollo de las rejas finas se utilizaran los mismos criterios que para las rejas gruesas. También se implementaran los mismos elementos pero con una separación “s” de 20 mm.

Parametro	Descripcion	Cantidad	Unidad
Periodo 2028			
Ua	Velocidad de aprox.	0,63	m/seg
e	Espesor de barrotes	9,0	mm
s	Separacion de barrotes	20,0	mm
Kr	Coeficiente adimensional	1,330	-
Jrl	Perdida de carga en rejas gruesas	0,027	m
Periodo 2048			
Ua	Velocidad de aprox.	0,81	m/seg
e	Espesor de barrotes	9,0	mm
s	Separacion de barrotes	20,0	mm
Kr	Coeficiente adimensional	1,330	-
Jrl	Perdida de carga en rejas gruesas	0,044	m

Tabla 33. Perdida de carga en rejas finas.

16.4.Canaleta Parshall

En el tramo aguas debajo de las rejas gruesas y aguas arriba de las rejas finas se dispone de un dispositivo aforador de caudales tipo canaleta Parshall.

La canaleta Parshall consiste de tres secciones:

1. Una sección convergente aguas arriba.
2. Una sección estrangulada o garganta.

3. Una sección divergente en la salida dispuesta en planta. El piso en la sección convergente es horizontal, se inclina hacia abajo en la garganta y hacia arriba en la sección de salida.

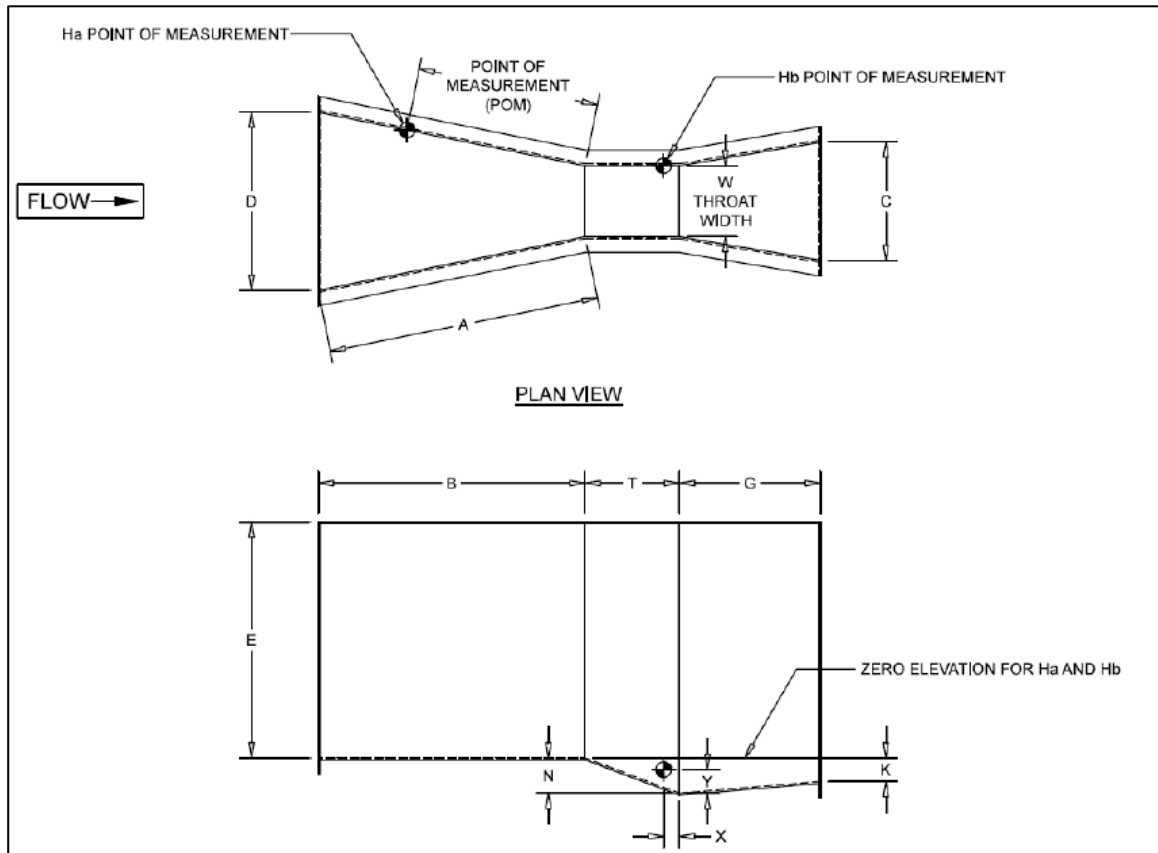


Figura 34. Geometría de la canaleta Parshall.

Para seleccionar las medidas del aforador Parshall, la misma se realiza en función de los caudales de cálculo se adopta el medidor caracterizado por el ancho de garganta W .

Lo primero a realizar es establecer los caudales para el diseño de la canaleta Parshall, para ello se van a utilizar los siguientes caudales de acuerdo a lo establecido en el estudio de demanda.

Periodo	Caudal (m ³ /hs)	Caudal (m ³ /seg)	Caudal por rama de canal (m ³ /hs)	Caudal por rama de canal (m ³ /hs)
2028	397,6	0,11	198,800	0,0552
2048	927,37	0,26	463,685	0,1288

Tabla 34. Caudales de diseño canaleta Parshall.

De acuerdo a la siguiente tabla de dimensiones y caudales para diferentes anchos de garganta “ W ” de y sus respectivos caudales máximos y mínimos. Para el rango de caudales establecidos anteriormente vamos a optar por una canaleta Parshall de $W=0,61$ m.

w	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	Gasto limite para descarga libre	
												Máx.	Mín.
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)
0,076	0,47	0,46	0,18	0,26	0,38	0,15	0,30	0,03	0,06	0,03	0,04	0,03	0,00
0,152	0,62	0,61	0,39	0,39	0,46	0,30	0,61	0,08	0,11	0,05	0,08	0,11	0,00
0,229	0,88	0,86	0,56	0,55	0,61	0,30	0,46	0,08	0,11	0,05	0,08	0,25	0,00
0,305	1,37	1,343	0,61	0,845	0,91	0,61	0,914	0,076	0,229	0,051	0,076	0,456	0,010
0,610	1,52	1,50	0,91	1,21	0,91	0,61	0,91	0,08	0,23	0,05	0,08	0,94	0,02
0,914	1,68	1,64	1,22	0,96	0,91	0,61	0,91	0,08	0,23	0,05	0,08	1,43	0,03
0,305	1,83	1,79	1,52	1,94	0,91	0,61	0,91	0,08	0,23	0,05	0,08	1,92	0,04
1,524	2,01	1,94	1,83	2,30	0,91	0,61	0,91	0,06	0,23	0,05	0,08	2,42	0,06
1,829	2,13	2,09	2,13	2,67	0,91	0,61	0,91	0,08	0,23	0,05	0,08	2,93	0,07
2,134	2,29	2,24	2,44	3,03	0,91	0,61	0,91	0,08	0,23	0,05	0,08	3,44	0,12
2,438	2,44	2,39	2,74	0,00	0,91	0,61	0,91	0,08	0,23	0,05	0,08	3,95	0,13
3,048	2,74	4,27	3,66	4,75	1,22	0,91	1,83	0,15	0,34	0,30	0,23	5,66	0,26
3,658	3,05	4,88	4,47	5,61	1,52	0,91	2,44	0,15	0,34	0,30	0,23	9,91	0,26
4,572	3,51	7,62	5,59	7,62	1,83	1,22	3,05	0,23	0,35	0,30	0,23	16,99	0,26
6,096	4,27	7,62	7,32	9,14	2,13	1,83	3,66	0,30	0,69	0,30	0,23	28,32	0,28
7,620	5,03	7,62	8,94	10,67	2,13	1,83	3,96	0,30	0,69	0,30	0,23	33,98	0,42
9,144	5,79	7,92	10,57	12,31	2,13	1,83	4,27	0,30	0,69	0,30	0,23	42,48	0,42
12,192	7,32	8,23	13,82	15,48	2,13	1,83	4,88	0,30	0,69	0,30	0,23	56,63	0,57
15,240	8,84	8,23	17,27	18,53	2,13	1,83	6,10	0,30	0,87	0,30	0,23	84,95	0,71

Tabla 35. Tabla de dimensiones y caudales para canaleta parshall.

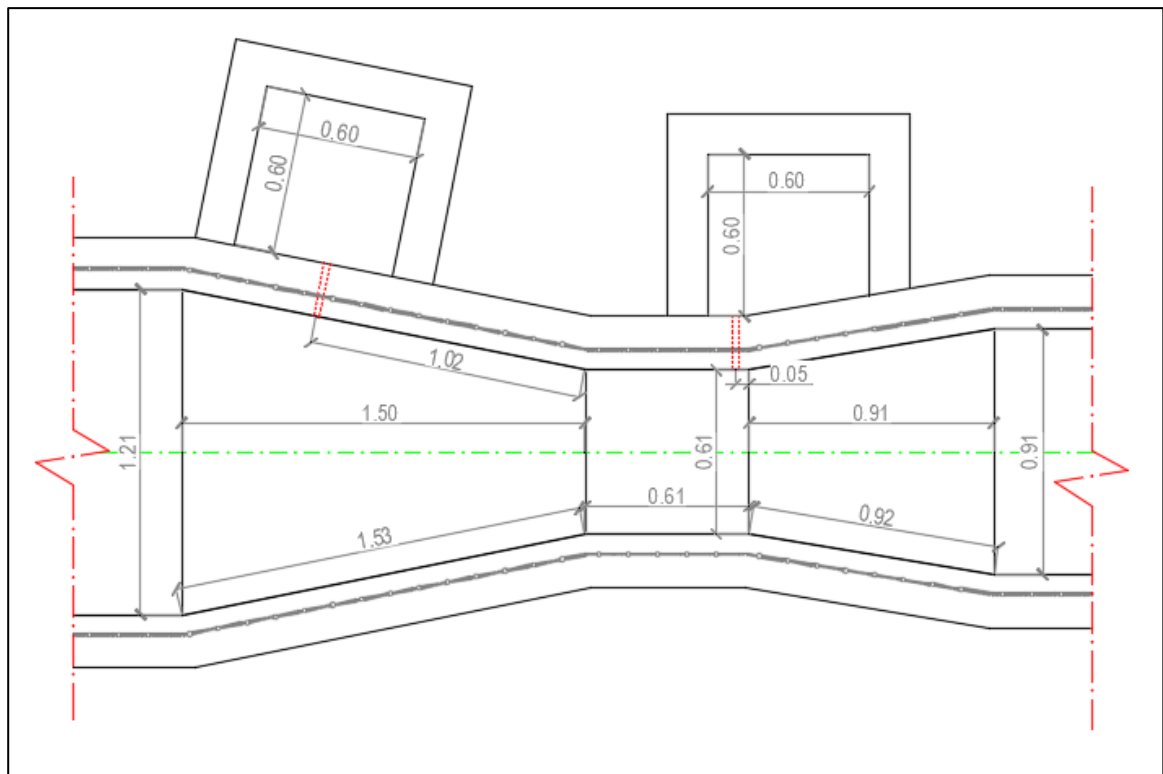


Figura 35. Dimensiones canaleta parshall.

De acuerdo a estas dimensiones de la canaleta Parshall se realizan los cálculos de los tirantes y la sumergencia para cada uno de los caudales y así verificar que tomando una sola lectura se puede establecer el caudal que circula por la canaleta.

Tamaño de W	Descarga Libre	Con Sumersión
$W < 0,30 \text{ m}$	$S < 0,60$	$0,60 < S < 0,95$
$0,30 \text{ m} < W < 2,50 \text{ m}$	$S < 0,70$	$0,70 < S < 0,95$
$2,50 \text{ m} < W < 15,00 \text{ m}$	$S < 0,80$	$0,80 < S < 0,95$

Datos						
Descripcion	Unidades	Denominacion	Formula	Resultado	Observaciones	
ANCHO DE GARGANTA ADOPTADO	(mm)	W		610	Se hace eleccion de un ancho de garganta de 305 mm	
ESTACION ELEVADORA			ingresar dato : " si " o " no "	si		
CALCULO DE DIMENSIONES Y VERIFICACION DE CAUDALES						
CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO	(m3/seg)	Q_{MAX}	0,258		Caudal maximo horario periodo 2048	
CAUDAL DE DISEÑO MINIMO	(m3/seg)	Q_{MIN}	0,062		Caudal medio diario periodo 2028	
LONGITUD DE GARGANTA EN PENDIENTE	(m)	F	0,610			
DESNIVEL DE GARGANTA EN PENDIENTE	(m)	N	0,229			
LONGITUD SECTOR CONVERGENTE HORIZONTAL	(m)	B	1,495			
ANCHO MAYOR SECTOR CONVERGENTE	(m)	D	1,206			
ANCHO MAYOR SECTOR DIVERGENTE EN RAMPA	(m)	C	0,914			
LONGITUD SECTOR DIVERGENTE EN RAMPA	(m)	G	0,914			
LONGITUD SECTOR CONVERGENTE INCLINADA	(m)	A	1,524			
DESNIVEL ENTRE UMBRALES DE AMBOS SECTORES	(m)	K	0,076			
PROFUNDIDAD DEL AFORADOR	(m)	E	0,91			
TIRANTE LIQUIDO MAXIMO	(m)	h_{MAX}	$h_{MAX} = (Q_{MAX} / 2,2 * W)^{1/1,5}$	0,333	Medido a 2/3 de A	
TIRANTE LIQUIDO MINIMO	(m)	h_{MIN}	$h_{MIN} = (Q_{MIN} / 2,2 * W)^{1/1,5}$	0,128	Medido a 2/3 de A	
VERIFICACION DEL CAUDAL MAXIMO	(m3/seg)		$Q < Q_{max \text{ afor.}}$		Verifica	
VERIFICACION DEL CAUDAL MINIMO	(m3/seg)		$Q_{min \text{ afor.}} < Q$		Verifica	

Tabla 36. Calculo de sumergencia canaleta parshall – Parte 1

Datos					
Descripción	Unidades	Denominación	Formula	Resultado	Observaciones
CALCULO CON CAUDAL MAXIMO					
CAUDAL DE DISEÑO UNITARIO	(m ³ /seg m)	q	$q = Q_{MAX} / W$	0,422	
ANCHO DEL SECTOR CONVERGENTE A 2/3 DE B	(m)	D ₁	$D_1 = 2/3 * (D - W) + W$	1,008	
TIRANTE LIQUIDO EN D ₁	(m)	h ₀	h_{MAX}	0,333	
VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO EN D ₁	(m/seg)	U ₀	$U_0 = Q_{MAX} / (h_0 * D_1)$	0,768	
ENERGIA PROPIA EN h ₀ y h ₁	(m)	E ₀	$E_0 = E_1 = (U_0^2 / 2g) + h_0 + N$	0,591	
COS Ø (auxiliar para resolver ecuación de tercer grado)		cos Ø	$COS \varnothing = - (q * g) / (2g * E_1 / 3)^{3/2}$	-0,545	
ANGULO Ø	(grados)	Ø		122,995	
VELOCIDAD EN EL SECTOR INICIAL DEL RESALTO	(m/seg)	U ₁	$U_1 = 2 * (2 * g * E_1 / 3)^{1/2} * \cos(\varnothing/3)$	2,969	
VELOCIDAD EN h ₂	(m/seg)	U ₂	$U_2 = q / h_2$	0,961	
VELOCIDAD EN h ₃	(m/seg)	U ₃	$U_3 = Q / (C.h_3)$	0,982	
TIRANTE CRITICO	(m)	h _c	$h_c = (q^2/g)^{1/3}$	0,263	
TIRANTE LIQUIDO EN EL SECTOR SUBCRITICO DEL RESALTO	(m)	h ₁	$h_1 = q / U_1$	0,142	
NUMERO DE FROUDE		F ₁	$F_1 = U_1 / (g * h_1)^{1/2}$	2,513	
TIRANTE LIQUIDO CONJUGADO DE h ₁	(m)	h ₂	$h_2 = h_1 / 2 [-1 + (1 + 8 F_1^2)^{1/2}]$	0,439	Tirante en el final del resalto que se produce en el sector divergente del medidor
PERDIDA DE CARGA EN EL RESALTO	(m)	h _f	$h_f = (h_2 - h_1)^3 / 4h_1 h_2$	0,105	
SUMERGENCIA		S	$S = (h_2 - N) / h_0$	0,634	< 0,70 para descarga libre
TIRANTE LIQUIDO SOBRE EL UMBRAL DEL SECT. DIVERGEN.	(m)	h ₃	$h_3 = h_2 - (N - K)$	0,287	
CALCULO CON CAUDAL MINIMO					
CAUDAL DE DISEÑO UNITARIO	(m ³ /seg m)	q	$q = Q_{MIN} / W$	0,101	
ANCHO DEL SECTOR CONVERGENTE A 2/3 DE B	(m)	D ₁	$D_1 = 2/3 * (D - W) + W$	1,008	
TIRANTE LIQUIDO EN D ₁	(m)	h ₀	h_{MAX}	0,128	
VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO EN D ₁	(m/seg)	U ₀	$U_0 = Q_{MIN} / (h_0 * D_1)$	0,477	
ENERGIA PROPIA EN h ₀ y h ₁	(m)	E ₀	$E_0 = E_1 = (U_0^2 / 2g) + h_0 + N$	0,368	
COS Ø (auxiliar para resolver ecuación de tercer grado)		cos Ø	$COS \varnothing = - (q * g) / (2g * E_1 / 3)^{3/2}$	-0,265	
ANGULO Ø	(grados)	Ø		105,368	
VELOCIDAD EN EL SECTOR INICIAL DEL RESALTO	(m/seg)	U ₁	$U_1 = 2 * (2 * g * E_1 / 3)^{1/2} * \cos(\varnothing/3)$	2,539	
VELOCIDAD EN h ₂	(m/seg)	U ₂	$U_2 = q / h_2$	0,482	
VELOCIDAD EN h ₃	(m/seg)	U ₃	$U_3 = Q / (C.h_3)$	1,177	
TIRANTE CRITICO	(m)	h _c	$h_c = (q^2/g)^{1/3}$	0,101	
TIRANTE LIQUIDO EN EL SECTOR SUBCRITICO DEL RESALTO	(m)	h ₁	$h_1 = q / U_1$	0,040	
NUMERO DE FROUDE		F ₁	$F_1 = U_1 / (g * h_1)^{1/2}$	4,064	
TIRANTE LIQUIDO CONJUGADO DE h ₁	(m)	h ₂	$h_2 = h_1 / 2 [-1 + (1 + 8 F_1^2)^{1/2}]$	0,210	Tirante en el final del resalto que se produce en el sector divergente del medidor
PERDIDA DE CARGA EN EL RESALTO	(m)	h _f	$h_f = (h_2 - h_1)^3 / 4h_1 h_2$	0,147	
SUMERGENCIA		S	$S = (h_2 - N) / h_0$	-0,147	< 0,70 para descarga libre
TIRANTE LIQUIDO SOBRE EL UMBRAL DEL SECT. DIVERGEN.	(m)	h ₃	$h_3 = h_2 - (N - K)$	0,057	

Tabla 37. Calculo de sumergencia canaleta parshall – Parte 2

Como se presenta anteriormente la canaleta va a trabajar con descarga libre por lo que para medir el caudal solo basta con tomar la lectura en la cámara de medición “A” y de acuerdo a la siguiente fórmula:

Para $W = 0.15$ m	$Q = 2.3812 H_a^{1.58}$
Para W comprendido entre 0.30 y 2.50 m:	$Q = 0.372W(3.281 H_a)^{1.57} w^{0.026}$
Para W comprendido entre 2.50 y 15.00 m:	$Q = (2.293 + 0.474)H_a^{1.6}$

Figura 36. Cálculo de caudales en canaleta Parshal. Fuente: Hidráulica Ruiz Tomo II.

Como nuestra canaleta tiene un ancho W comprendido entre 0.30 y 2.50, consideramos para el cálculo de los caudales la fórmula 2, arrojando los siguientes resultados para cada lectura en cámara “A”.

Lectura "A" (m)	Caudal (m3/hs)	Lectura "A" (m)	Caudal (m3/hs)
0,00	0,000	0,21	0,127
0,01	0,001	0,22	0,137
0,02	0,003	0,23	0,147
0,03	0,006	0,24	0,157
0,04	0,010	0,25	0,167
0,05	0,014	0,26	0,177
0,06	0,018	0,27	0,188
0,07	0,023	0,28	0,199
0,08	0,029	0,29	0,210
0,09	0,034	0,30	0,221
0,10	0,040	0,31	0,233
0,11	0,047	0,32	0,245
0,12	0,053	0,33	0,257
0,13	0,061	0,34	0,269
0,14	0,068	0,35	0,281
0,15	0,076	0,36	0,294
0,16	0,084	0,37	0,306
0,17	0,092	0,38	0,319
0,18	0,100	0,39	0,332
0,19	0,109	0,40	0,346
0,20	0,118		

Tabla 38. Caudales para cada lectura.

16.5.Desarenador

Posterior a la canaleta Parshall se dispondrá de un desarenador para evitar la abrasión innecesaria y el desgaste de los equipos mecánicos, la deposición de arena en tuberías y canales, y la acumulación de arena en digestores anaerobios y tanques de aireación.

El desarenado es fundamental para la protección de bombas centrífugas de deshidratación de lodos y de alta presión, bombas de cavidad progresiva y de diafragma; todo se daña fácilmente con la arena. Los objetivos de la colocación de un desarenador son las siguientes:

- Proteger equipos mecánicos y bombas de la abrasión y desgastes anormales.
- Prevenir el taponamiento de tuberías, canales y conductos por materiales pesados.
- Prevenir la acumulación de materiales que se endurecen en el fondo de los digestores y sedimentadores.
- Reducir la frecuencia de limpieza de los digestores y sedimentadores.
- Prevenir la acumulación de material inerte en reactores biológicos.

Para el presente trabajo se dispone el proyecto de un desarenador rectangular de flujo horizontal, de dos líneas. Estas unidades se han diseñado para mantener una velocidad del orden de 0.3 m/s que proporciona tiempo suficiente para que las partículas de arena puedan asentarse en el fondo del canal. El desarenador estará diseñado para retener partículas de arena de diámetros mayores a 0.15 mm. La longitud del canal se regirá por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control y el área de la sección transversal se regirá por la tasa de flujo y por el número de canales. Además se debe tomar en cuenta una longitud adicional por turbulencia en la entrada y salida de la unidad.

El retiro de la arena en desarenadores de flujo horizontal se realiza generalmente por un sistema de rastras. Las cadenas y cangilones se utilizan para elevar la arena removida y para su neutralización.

La arena en el agua residual tiene una gravedad específica entre 1.5 y 2.7, mientras que la correspondiente a la materia orgánica es de 1.02. Por ello, la sedimentación diferencial es un mecanismo seguro para la separación de la materia orgánica.

DESARENADOR				
INGRESO DE DATOS				
DESCRIPCIÓN	UNIDADES	DENOMINACIÓN	FÓRMULAS	RESULTADOS
Desndidad de partículas	gr/cm3	γ		2.65
Diámetro de partículas	mm	d		0.150
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION PARA PARTICULAS IGUALES O SUPERIORES A 0,15 mm Y t=15, 5° C	m/seg	Us		0.0165
VELOCIDAD HORIZONTAL PARA PARTICULAS ENTRE 0.15 y 1.00 mm	m/seg	Uh		0.300
VELOCIDAD DE ARRASTRE	cm/seg	Ua	$Ua = 160,56 * (d)^{1/2}$	19.665
NUMERO DE UNIDADES		N		1
ANCHO ADOPTADO	m	b		1.30
PENDIENTE FONDO DESARENADOR	%	i		10
COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA LONGITUD DESARENADOR		coef.		1.50
CÁLCULO Y DIMENSIONES				
CAUDAL DE DISEÑO	m3/seg	Q		0.1288
AREA SUPERFICIAL	m2	As	$As = Q / Us$	7.81
AREA TRANSVERSAL	m2	At	$At = Q / Uh$	0.43
LONGITUD DESARENADOR	m	L	$L = As / b$	6.00
LONGITUD DESARENADOR PARA DISEÑO	m	L	$L = coef. \times L$	9.0
RELACION L/b (entre 10- 20)	-	L/b		6.9
ALTURA UTIL MINIMA	m	hu	$hu = (Q/N) / (Uh * b)$	0.33
ALTURA UTIL ADOPTADA	m	hu		1.00
TIRANTE SOBRE VERTEDERO DE SALIDA	m	hv	$hv = (Q / (1.84 * b))^{2/3}$	0.1426
ALTURA UTIL MINIMA AL FINAL DE LA TOLVA	m	H1	$H1 = hu + iL / 100$	1.90
DESNIVEL FONDO ENTRE INICIO Y FIN DESARENADOR	m	D	$D = iL / 100$	0.90
VELOCIDAD SOBRE VERTEDERO DE SALIDA	m/seg	U	$U = (Q/N) / (h * b) < 1 \text{ m/seg}$	0.69
LONGITUD DE DESARENADOR ADOPTADA	m			10.00
ANCHO ADOPTADO	m			1.30
CANTIDAD DE UNIDADES	U			1.00

Tabla 39. Diseño desarenador.

El desarenador será regulado hidráulicamente por un vertedero proporcional.

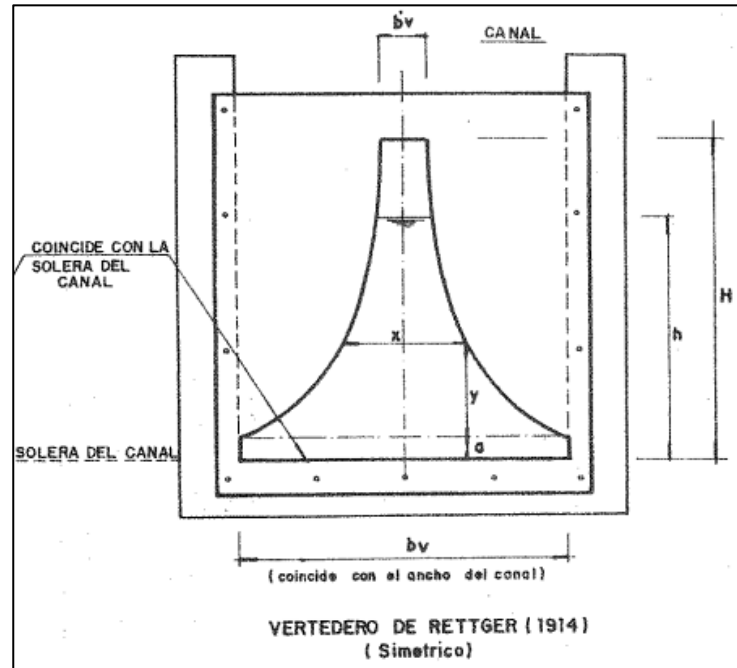


Figura 37. Vertedero Proporcional

Para el cálculo de las dimensiones del vertedero se procedió a realizar la iteración de los componentes de acuerdo a la fórmula desarrollada en la normativa ENOHSA, en su apartado de fundamentaciones:

$$Q = C * bv * \sqrt{2 * a * g} * \left(h - \frac{a}{3} \right) \quad (12)$$

Figura 38. Fórmula de cálculo vertedero proporcional. Fundamentaciones ENOHSA

Para determinar el valor del coeficiente de gasto se utiliza el siguiente abaco:

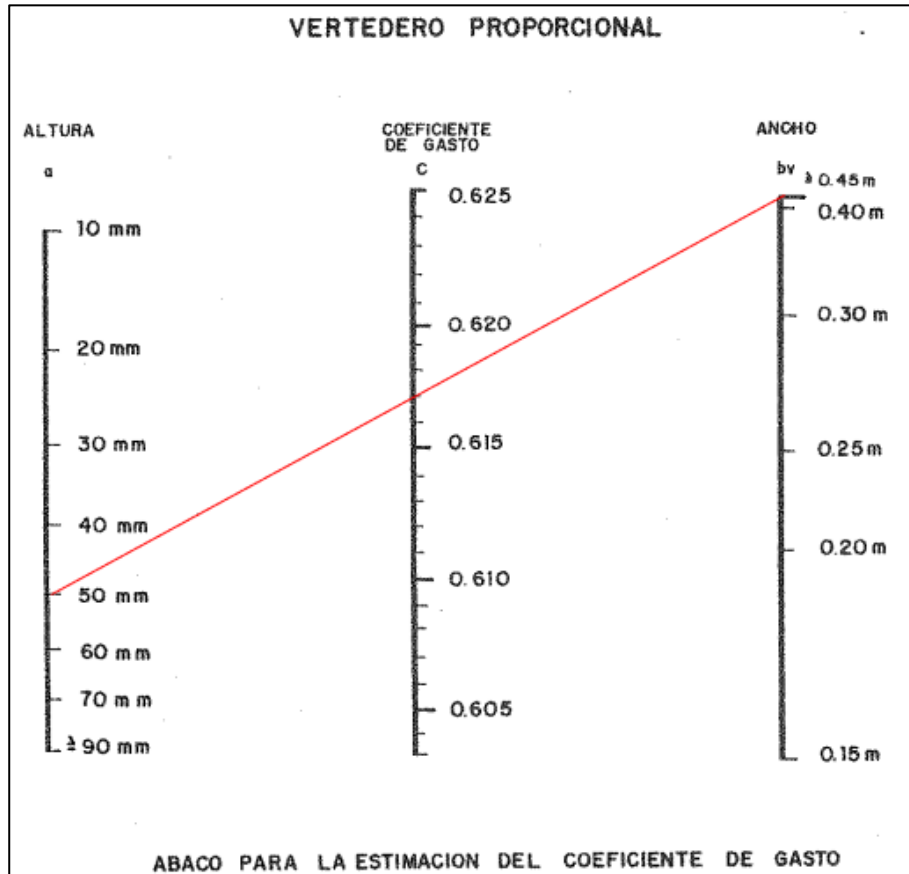


Figura 39. Abaco de estimación coeficiente C. Fundamentaciones ENOHS

En función de todos estos parámetros da como resultado las siguientes dimensiones del vertedero proporcional a colocar aguas abajo del desarenador:

$bv =$	0.723	m
$Q =$	0.258	m ³ /seg
$C =$	0.617	0.6 - 0.625
$a =$	0.050	m
$h \text{ adop} =$	0.600	m
$g =$	9.810	m/seg ²
$bv \text{ adopo} =$	0.750	m
$h \text{ adop} =$	0.800	m

Tabla 40. Valores de vertedero proporcional

Los sistemas de limpieza de fondo y extracción de arenas y sedimentos podrán ser de los siguientes tipos:

- A pala
- Por canasto o balde perforado
- Por carga hidráulica
- Por tornillo de Arquímedes

16.6. Estación elevadora

Para el diseño de la estación elevadora se establece un sistema de bombeo con cámara seca y cámara húmeda, y con tres bombas, dos en funcionamiento y una en reserva.

Como primera instancia se establecerán los caudales de cálculo a tener en cuenta en el cálculo de la estación elevadora:

Periodo	Caudal (m3/hs)	Caudal (m3/seg)	Caudal (litros/seg)	Nombre	Descripcion
2028	397,60	0,110	110,44	QE0	Caudal maximo horario
	221,92	0,062	61,64	Qc0	Caudal medio diario
2038	607,21	0,169	168,67	QE10	Caudal maximo horario
	338,91	0,094	94,14	Qc10	Caudal medio diario
2048	927,37	0,258	257,60	QE20	Caudal maximo horario
	517,60	0,144	143,78	Qc20	Caudal medio diario

Tabla 41. Caudales de diseño para E.E.

De acuerdo a estos caudales de dotación pertenecientes a este proyecto vamos a definir el volumen que debe tener la estación de bombeo, en este caso la cámara húmeda para poder contener el volumen de líquido adoptado en función de los caudales, para esto se utilizó las “NORMAS DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESAGÜES CLOACALES del ENOHS, TOMO 1, CAPITULO 10 – ESTACIONES DE BOMBEO”.

La cámara húmeda se diseña para el periodo 2048:

Calculo de permanencia hidraulica periodo de diseño 2048					
Datos					
Descripcion	Unidades	Denominacion	Formula	Resultado	Observaciones
Caudal Total de bombeo (2 bombas)	(m3/hs)	Qb20	$Qb20 = m \cdot QE20 = Q1 + Q2$	1020	Se considera $m=1,1$ como factor de bombeo
Caudal por bomba	(m3/hs)	Q'	$Q' = 0,5 * Qb20$	510,05	Caudal nominal de cada bomba para la altura manometrica de diseño
Caudal bomba 1	(m3/hs)	Q1	$Q1 = 0,7 * Q'$	714,07	Caudal de la bomba B1 operando sola en el nivel inferior
Caudal bomba 2	(m3/hs)	Q2	$Q2 = 0,3 * Q'$	306,03	Incremento de caudal bombeado com consecuencia del funcionamiento simultaneo de B1 y B2
Frecuencia	(a/hs)	Fmax		8,00	Frecuencia maxima admisible de arranque por hora.
Q1'	(m3/hs)	Q1'		607,21	Caudal de la bomba instalada para los primeros 10 años
QB0	(m3/hs)	QB0		221,92	Caudal medio año 0 de la obra
VERIFICACION DE PERMANENCIA					
Volumen 1	(m3)	V1	$V1 = 1,15 * (Q1/4fmax)$	25,7	Volumen util para el ciclo de la bomba 1
Volumen 2	(m3)	V2	$V2 = 1,15 * 0,40 * V1$	11,8	Volumen adicional para el ciclo de la bomba 2
Volumen total	(m3)	Vt	$Vt = V1 + V2$	37,5	Volumen util total de la camara humeda
Volumen de fondo	(m3)	Vf		12,38	Volumen de fondo
Tsmax	(hs)	B	$Tsmax = V1/QB0 + (Vf + 0,5 * V1)/(Q1' - QB0)$	0,181	Tiempo maximo de permanencia hidraulica. Tiene que ser menor a 0,5 hs

Tabla 42. Diseño cámara húmeda – E.E.

Como podemos ver el cuadro anterior se estableció que el volumen mínimo de la cámara húmeda debe ser de 37,5 m3, y de acuerdo al diseño propuesto en los planos de detalle de la estación elevadora en donde la cámara de bombeo tiene un volumen mínimo de 38,6 m3 para los niveles mínimo y máximo establecidos.

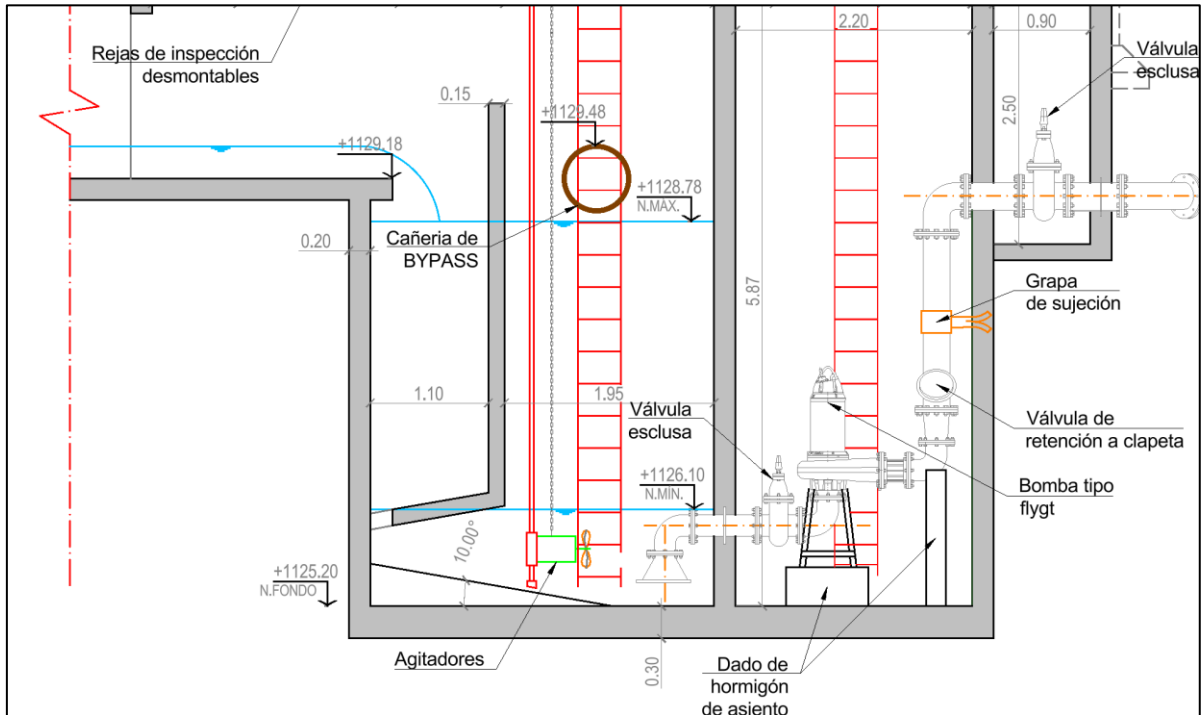


Figura 40. Niveles cámara húmeda E.E.

Una vez diseñada la cámara húmeda, resta realizar el diseño del equipo de bombeo y cañería de impulsión. Para el caso de la cañería de impulsión se deberá usar el caudal máximo horario del periodo 2048, y para el equipo de bombeo se debe usar el caudal a los 10 años de habilitación de la obra, siendo este el periodo 2038.

16.6.1. Equipo de bombeo E.E.

El sistema de bombeo que se propone ejecutar es un sistema de 3 (tres) bombas, con propuesta de funcionamiento de 2 + 1 (dos bombas en operación y una bomba en reserva). Los equipos de bombes se van a diseñar para el periodo de diseño 2038.

Calculo periodo de diseño 2038					
Datos					
Descripción	Unidades	Denominación	Formula	Resultado	Observaciones
Caudal de bombeo	(m ³ /hs)	QE10		607,21	Caudal maximo horario periodo 2038
Caudal bomba 1	(m ³ /hs)	Q1	$Q1 = 0,5 * QE10$	303,61	Caudal de la bomba B1 operando sola
Caudal bomba 2	(m ³ /hs)	Q2	$Q2 = 0,5 * QE10$	303,61	Caudal de la bomba B2 operando en conjunto de B1
Altura de bombeo	(m)	H		20,00	Altura de carga necesaria para llegar al coronamiento de reja estatica
Long. De bombeo	(m)	L		155,00	Long. Desde fondo E.E. hasta coronamiento reja estatica
Rendimiento de bombeo	(-)	n		0,70	Se considera un rendimiento del 70%
Potencia B1	(HP)	P1	$P = H * \rho * g * Q / 745 W / n$	31,70	
Potencia B2	(HP)	P2		31,70	
Potencia B3	(HP)	P3		31,70	

Tabla 43. Potencia de bombas en E.E.

De acuerdo al cuadro anterior se establece una potencia de cada una de las bombas de 31,70 HP, para usar los primeros diez años de funcionamiento de la planta de tratamiento. Estas bombas serán de velocidad variable con su respectivo tablero variador de frecuencia.

16.6.2. Cañería de impulsión cloacal

La cañería que se propone ejecutar tiene como inicio la estación de bombeo a ejecutarse en el predio de la PDLC(EDAR) hasta llegar a la reja estática de ingreso a los desarenadores.

16.6.2.1. Material de las conducciones

Para la cañería de impulsión se adopta cañería de PEAD ya que presenta las siguientes ventajas.

- Facilidad de instalación.
- Sistema de unión por termofusión o electrofusión, disminuyendo así los posibles puntos de fugas.
- Resistencia química.
- Resistencia mecánica.

16.6.2.2. Clase de la cañería

La cañería de impulsión será de clase de acuerdo a lo especificado en la planimetría será PN6, todas las cañerías serán resina 100.

16.6.2.3. Demanda de la cañería

La cañería de impulsión a ejecutar cumplirá la función transportar el líquido cloacal desde la estación elevadora a los desarenadores. El caudal a transportar por la cañería será el caudal máximo horario del periodo de diseño.

16.6.2.4. Cálculo Estacionario

Para desarrollar el modelo hidráulico ESTACIONARIO se utilizó el software EPANET en donde se cargó la red prediseñada para el cálculo y verificación de la misma. EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión, efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación discretizado en múltiples intervalos de tiempo. Además de la concentración de las distintas especies, puede también simular el tiempo de permanencia del agua en la red y su procedencia desde las diversas fuentes de suministro.

Para poder utilizar el modelo hidráulico es necesario definir las cañerías principales y establecer los caudales de cálculo, seleccionar los diámetros y materiales, con los cuales se efectuará un rápido análisis de alternativas, cambiando alguna o todas las consignas adoptadas con el fin de lograr la solución óptima.

A partir del modelo hidráulico se verificaron los diámetros de los conductos como así también las presiones en todo el sistema de modo tal que cumplan con la reglamentación vigente.

El proceso de cálculo es iterativo siguiendo el procedimiento detallado a continuación:

1. Carga de Datos de Entrada de cotas de Nodos y Demanda por Nodo (No modificable).
2. Carga de Datos de Entrada de Geometría de Red.
3. Corrida del Modelo verificación de presiones y velocidades.

4. Si Verifica se adopta la red
5. No verifica, se redimensiona la red en los tramos con problemas y se reinicia el proceso desde el punto 2.

Si bien no se presenta el proceso iterativo completo que se realizó se presentan en las siguientes gráficos y tablas los resultados del modelo y sus verificaciones tanto para las conducciones como para los nodos.

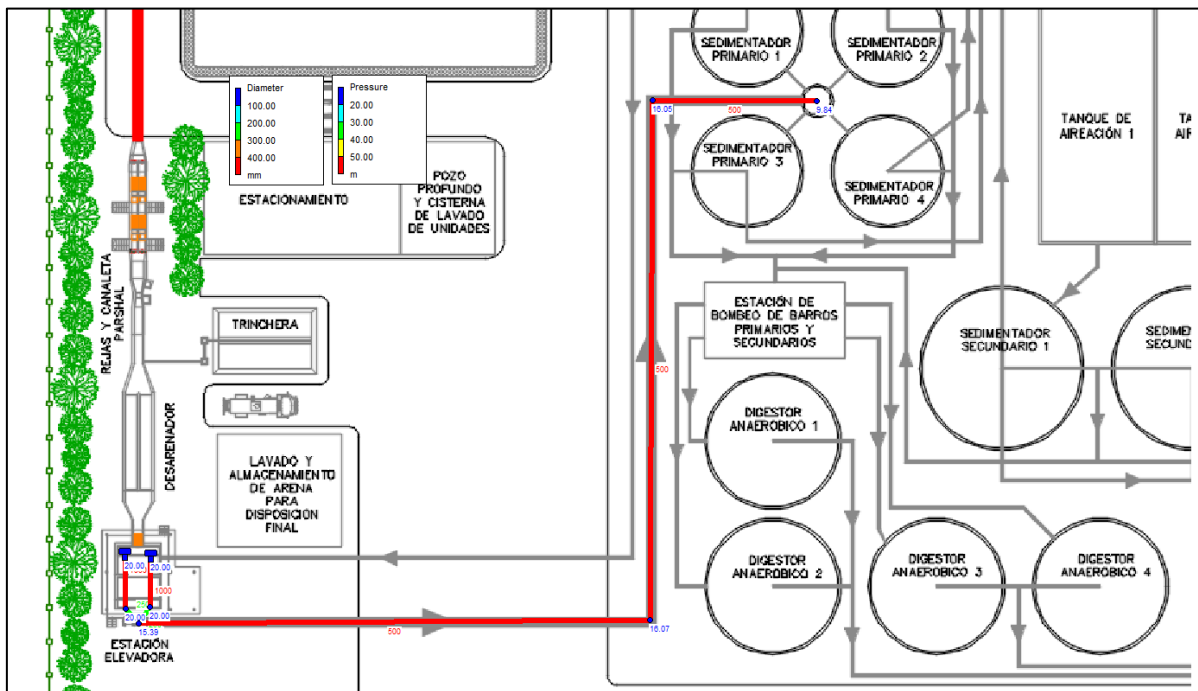


Figura 41. Diámetro interno y presiones

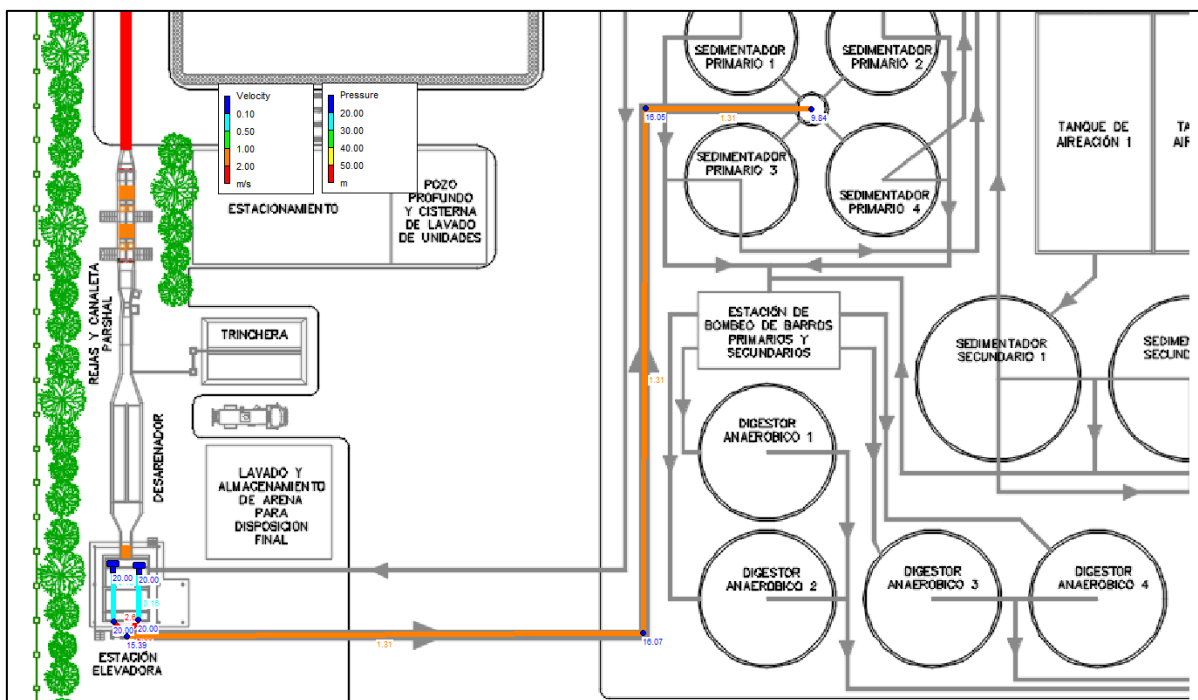


Figura 42. Velocidades y presiones

Estado de los Nudos de la Red			
Nudo	COTA	DEMANDA	PRESION
	m	LPS	m
Nudo 1	1125,2	0	20
Nudo 2	1125,2	0	20
Nudo 3	1129,75	0	15,39
Nudo 4	1128,85	0	16,07
Nudo 5	1128,8	0	16,1
Nudo 6	1128,8	0	16,02
Nudo 7	1135	0	9,78
Nudo 8	1128,8	0	16,02
Nudo 9	1135	0	9,78
Nudo 12	1135	64,5	9,75
Nudo 13	1135	64,5	9,75
Nudo 14	1135	64,5	9,75
Nudo 15	1135	64,5	9,75
Nudo 16	1135	0	9,77
Nudo 17	1135	0	9,77
Nudo 18	1135	0	9,77
Nudo 19	1135	0	9,77
Depósito 10	1125,2	-129	20
Depósito 11	1125,2	-129	20

Tabla 44. Resultados nudos Cañería de impulsión

Estado de las Líneas de la Red						
Cañería	Longitud	Diametro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Perdida Unit.
	m	mm	-	LPS	m/seg	m/km
Tubería 1	3	250	150	129	2,63	19,2
Tubería 2	3	250	150	129	2,63	19,2
Tubería 3	95	500	150	258	1,31	2,37
Tubería 4	7,5	500	150	258	1,31	2,37
Tubería 5	22	350	150	129	1,34	3,73
Tubería 6	10	350	150	129	1,34	3,73
Tubería 7	22	350	150	129	1,34	3,73
Tubería 8	10	350	150	129	1,34	3,73
Tubería 9	1	1000	150	129	0,16	0
Tubería 10	1	1000	150	129	0,16	0
Tubería 11	2	250	150	64,5	1,31	5,32
Tubería 12	3	250	150	64,5	1,31	5,31
Tubería 13	2	250	150	64,5	1,31	5,32
Tubería 14	3	250	150	64,5	1,31	5,31
Tubería 15	2	250	150	64,5	1,31	5,32
Tubería 16	3	250	150	64,5	1,31	5,31
Tubería 17	2	250	150	64,5	1,31	5,32
Tubería 18	3	250	150	64,5	1,31	5,31

Tabla 45. Resultados de tuberías.

De acuerdo a estos resultados, se define una cañería de impulsión de \varnothing 500 milímetros de diámetro y presión nominal 6.

16.6.2.4.1. Golpe de ariete

Se deberá realizar el estudio de transitorios hidráulicos en la etapa de ingeniería de detalle y proyecto ejecutivo a fin de obtener con exactitud la clase de la cañería a ejecutar.

16.7. Sedimentador Primario

Se denominan tanques de sedimentación primaria aquellos que reciben aguas residuales crudas, antes del tratamiento biológico, para este caso se va a diseñar un sedimentador circular, con ingreso de entrada por el centro del mismo y distribución superior, con su correspondiente rastra de lodos y de grasas y espumas en la superficie.

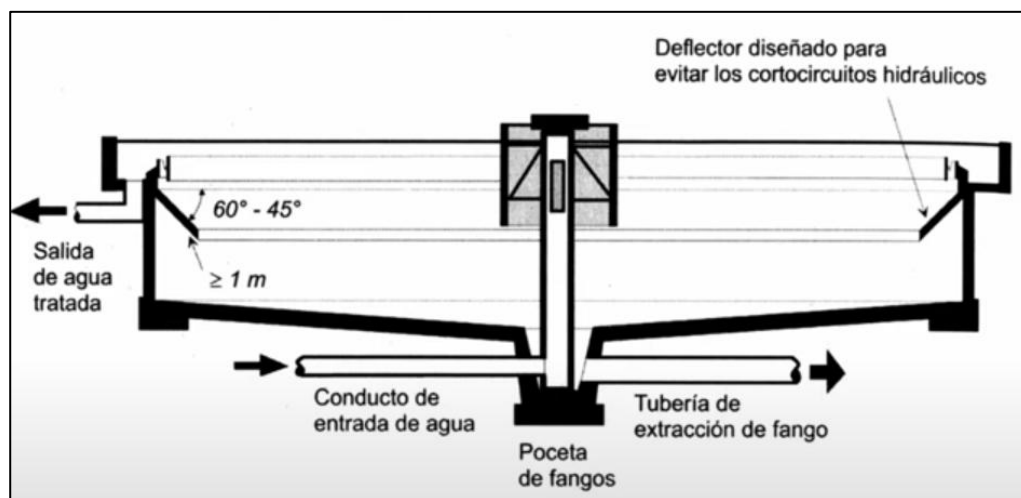


Figura 43. Esquema sedimentador primario

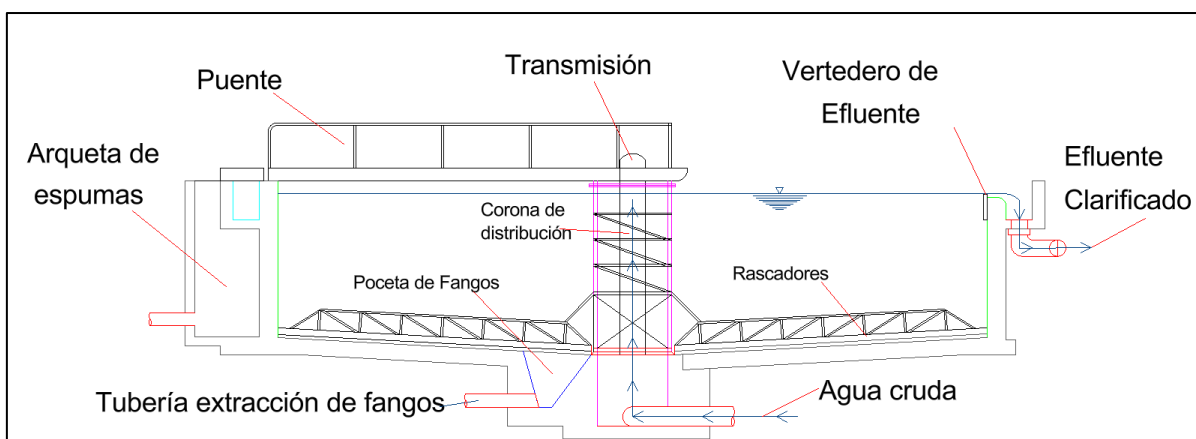


Figura 44. Corte sedimentador primario

Estos tanques de decantación primaria sirven para:

- Eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de lodos en cuerpos receptores.
- Eliminación de aceites, grasas, espumas y otros materiales flotantes.
- Eliminación de parte de la carga orgánica que será vertida al cuerpo receptor.

La función principal del sedimentador primario es la reducción de la carga afluyente a la unidad de tratamiento biológico de barros activados. Estos tanques de sedimentación eliminan entre el 50% y 70% de los sólidos suspendidos y entre el 25% y 40% de la DBO.

SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR				
INGRESO DE DATOS				
DESCRIPCIÓN	UNIDADES	DENOMINACIÓN	FÓRMULAS	RESULTADOS
CAUDAL MAXIMO E20	m3/seg	QE20		0.258
TEMPERATURA DE LIQUIDO	°C	T		15
DIAMETRO SEDIMENTADOR SUPUESTO	m	D		15
FACTOR DE CORRECCION POR INFLUENCIA DEL VERTEDERO	-	Fv	TABLA 11.4.4 ENOHS	1.24
FACTOR DE CORRECCION POR INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA	-	Ft	TABLA 11.4.5 ENOHS	1.160
NUMERO DE SEDIMENTADORES	-	N		4
CARGA SUPERFICIAL HIDRAULICA MAXIMA	m3/m2*d	V0max	TABLA 11.4.3 ENOHS	102
CARGA SUPERFICIAL HIDRAULICA MEDIA	m3/m2*d	V0med	TABLA 11.4.3 ENOHS	41
FACTOR DE CAUDAL MAXIMO DE RECIRCULACION BARROS ACTIVADOS	-	R		1.0
PERMANENCIA HIDRAULICA	hs	t	TABLA 11.4.7 ENOHS	2.0
CÁLCULO Y DIMENSIONES				
CAUDAL MAXIMO HORARIO + RECIRCULACION	m3/día	Qiiimax	$Q_{iiimax} = (QE20 + QR)/N$	5564.22
AREA SUPERFICIAL 1	m2	A1	$A_s = (Q_{iiimax} * F_v * F_t) / (V_{0max})$	78.47
DIAMETRO REAL SEDIMENTADOR	m	D		10.00
DIAMETRO ADOPTADO	m	D	D > 8m	11.50
CARGA HIDRAULICA UNITARIA	m3/día*m	qv	$q_v = Q_{iiimax} / L_v < 720$	154.01
VOLUMEN SEDIMENTADOR	m3	V	$V = Q_{iiimax} * t$	463.69
TIRANTE MINIMO	m	h	$h = V/A$	4.46
ALTURA ADOPTADA	m	H		5.00
VELOCIDAD HORIZONTAL	mm/seg	Vs	$V_s = Q_{iiimax} / (h * D/2) < 20 \text{ mm/seg}$	2.51

Tabla 46. Calculo de dimensiones sedimentador primario

Recomendaciones para su diseño:

- Se establece un sistema de barrido mecanizado, con una velocidad máxima de 40 mm/seg.
- Pendiente de fondo de la tolva 60°.
- Diámetro mínimo de la tolva inferior de recolección de lodos será de 0,60 metros.

16.7.1. Sistema de extracción y transporte de lodos

Las condiciones que debe cumplir son las siguientes:

- Cañería de extracción mayor a Ø 150 mm.
- Válvula de toma de muestras de Ø 1” mm.
- Salida de lodo a una cámara (boca de registro donde se transporten los líquidos a gravedad o por bombeo. Esta conducción tendrá una pendiente mínima del 3%.
- Carga hidráulica mínima deberá ser superior a cinco veces la pérdida de energía hidráulica calculada para un flujo de agua limpia en la conducción, desde la tolva hasta el punto de descarga, y en todos los casos superior a 1,5 metros.

16.8.Barros Activados

El tratamiento de lodos activados hace referencia al proceso de oxidación biológica, donde el líquido cloacal afluente es mezclado con el lodo proveniente de la sedimentación secundaria en reactores aeróbicos. Este licor de mezcla en el tanque aireación es sometido a la agitación para:

- Mantener los sólidos en suspensión, favoreciendo el contacto y la floculación de la materia orgánica.
- Incorporar el oxígeno requerido en el proceso.

La materia orgánica del agua residual se estabiliza biológicamente en un reactor aeróbico, mediante la aireación por medio de difusores. Luego del tratamiento, la masa biológica resultante se separa del líquido en el sedimentador secundario y parte de los sólidos biológicos sedimentados son retornados al reactor y donde la masa sobrante es purgada.

Para el presente trabajo se desarrollara el diseño de un barro activado mediante el método de diseño empírico desarrollado por el ENOHA.

Cuadro N° 11.8.A
Clasificación de procesos de lodos activados - Parámetros de diseño

Proceso	Variante	Parámetros de diseño							E/f	Otras Características		
		Q_c EL d	$C_m = f$ Kg DBO ₅ / d*KgSSVTA	C_v KgDBO ₅ / d ³ m ³	X kgSSTA /m ³	t=V/Q h	Q_r r% q	DBO		Escurrim. Hidráulico	Observaciones	Sistema de Aeración
De baja carga (bajo factor de carga)	Aeración Prolongada	20 a 30	0,04 a 0,10	0,20 a 0,40	3,00 a 6,00	12 a 36	75 a 150	85 a 95	Mezcla Completa	Sin sedimentador primario	mec.superficial	
	Zanja de Oxidación PASVEER	20 a 30	0,05 a 0,10	0,20 a 0,40	3,00 a 6,00	12 a 36	75 a 150	90 a 98	Pistón	H=0,80 a 1,20 m. U=0,3 a 0,6 m/s sin sed.primario	mec.superficial de eje horizontal	
	Zanja de Oxidación profunda de ZEPER (Carrousel)	20 a 30	0,05 a 0,10	0,20 a 0,40	3,00 a 6,00	12 a 36	75 a 150	90 a 98	Pistón	H=2,50 a 5,00 m. U=0,26 a 1,40m/s sin sed.primar.	mec.superficial de eje vertical	
De media carga (factor de carga media)	Convencional	3 a 15	0,20 a 0,50	0,48 a 0,64	1,50 a 3,00	4 a 8	25 a 50	85 a 95	Pistón	-	mec.superficial Difusores	
	Aeración Gradual o decreciente	3 a 15	0,20 a 0,40	0,48 a 0,64	1,50 a 3,00	4 a 8	15 a 30	85 a 95	Pistón	Variante del proceso convencional	Difusores	
De alta carga (factor de carga alta)	Alimentación escalonada	3 a 15	0,20 a 0,60	0,32 a 0,96	2,00 a 3,50	6 a 9	25 a 75	85 a 95	Pistón	Se aplica en plantas grandes	Difusores	
	Aeración de Mezcla completa	3 a 15	0,20 a 0,60	0,64 a 0,96	2,00 a 6,00	3 a 5	25 a 100	85 a 95	Mezcla Completa	Var. del proceso convencional	mecánico superficial	
3 < B _c < 15	Contacto	3 a 15	0,20 a 0,60	0,32 a 0,96	1,00 a 3,00	0,5 a 1,0	25 a 100	80	Pistón	Unidad de contacto	mecánico superficial	
	Estabilización				4,00 a 10,00	3 a 6		a 90		Unidad de estabilización	Difusores	

Figura 45.Cuadro N°11.8.A “Normas de estudio, criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales - ENOHA”.

Parámetros básicos de diseño:

- Carga másica: para el desarrollo del siguiente trabajo se establece como carga másica o factor de carga un sistema de “media carga” y tanque aireación de mezcla completa:

$$C_m = f = \frac{A}{M} = 0,20 \text{ a } 0,40 \left[\frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d} * \text{kg SSVTA}} \right] \rightarrow C_m = 0,30 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d} * \text{kg SSVTA}}$$

- Concentración de BioMasa, es la concentración de sólidos suspendidos totales (SS) o volátiles (SSV) en el tanque de aireación:

$$X = 2 \text{ a } 6 \left[\frac{\text{kg SSTA}}{\text{m}^3} \right] \rightarrow X = 4 \frac{\text{kg SSTA}}{\text{m}^3}$$

- Carga orgánica volumétrica, es la carga orgánica aplicada diariamente por cada m³ del tanque de aireación.

$$C_v = f \times X = 0,64 \text{ a } 0,96 \left[\frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d} * \text{m}^3} \right] \rightarrow C_v = 0,80 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d} * \text{m}^3}$$

- Tiempo promedio de residencia celular (edad del lodo), es el tiempo medio que una partícula en suspensión permanece en el proceso:

$$\theta_c = \frac{V}{Q_e} = 3 \text{ a } 5 \text{ [dias]} \rightarrow \theta_c = 4 \text{ dias}$$

$$R = \frac{Q_R}{Q_e} = 25 \text{ a } 100 \text{ [%]} \rightarrow R = 60 \text{ %}$$

- Tiempo de retención hidráulica en tanque de aireación. Para el método empírico de diseño:

$$V = \frac{L_a}{C_v} = \frac{Q * S_a}{C_v}$$

Siendo:

- La: carga orgánica diaria
- Q: caudal afluente medio diaria a 20 años, sin incluir el caudal de recirculación.
- Sa: concentración orgánica del afluente a la entrada en la cámara de aireación.

Entonces:

$$V = \frac{Q * S_a}{C_v} = \frac{12422,40 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 0,25 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3}}{0,80 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d} * \text{m}^3}} = 3882,0 \text{ m}^3$$

Suponemos la ejecución de 4 unidades de barros activados, por lo tanto cada tanque de aireación tiene un volumen de:

$$V_1 = \frac{V}{4} = 970,50 \text{ m}^3$$

- Sistema de aireación, para procesos de media carga orgánica másica se establece una demanda de oxígeno para síntesis y respiración endógena:

$$DO = a' \times Q \times (S_a - S_e) + b' \times X \times V$$

Siendo:

- $a' = 0,45$ a $0,55$ KgO₂ producido por día/KgDBO₅ removido por día (normalmente se utilizará el mayor valor por ser más conservador), para líquidos cloacales domésticos.
- $b' = 0,05$ a $0,10$ KgO₂/d*KgSS, para líquidos cloacales domésticos. Este parámetro deberá ser en función de la temperatura T °C del líquido, debiendo adoptar los mayores valores para temperaturas altas (superior a 15°C en el mes más frío del año).
- Q = caudal de diseño (m³ /d).
- S_a = concentración de DBO₅ del líquido afluente al reactor (Kg. DBO /m³ 5).
- S_e = concentración de DBO₅ del líquido efluente del reactor (Kg. DBO /m³ 5).
- X = concentración de sólidos suspendidos totales en el reactor (en Kg. SSTA/m³).
- V = volumen de líquido del reactor (m³).

Entonces:

$$DO = 0,50 \frac{kg O_2}{d * kg DBO_5} \times 22257,60 \frac{m^3}{d} \times (0,250 - 0,050) \frac{kg DBO_5}{m^3} + b' \times X \times V$$

$$DO = 2225,76 \frac{kg O_2}{d} + 0,075 \frac{kg O_2}{d * kg SS} \times 4 \frac{kg SSTA}{m^3} \times 3882,0 m^3$$

$$DO = 3390,36 \frac{kg O_2}{d}$$

Suponemos la ejecución de 4 unidades de barros activados, por lo tanto cada tanque de aireación tiene una demanda de oxígeno por día de:

$$DO_1 = \frac{DO}{4} = 847,59 \frac{kg O_2}{d}$$

La concentración de oxígeno disuelto OD en el tanque aireación debe ser de 2,0 mg/lit, ya que nuestra edad de lodo es inferior a los 20 días y la carga másica es superior a los 0,10.

Entonces:

$$OD = 2,00 \frac{mg}{lt} O_2$$

- Para el presente trabajo se propone la ejecución de un sistema de barros activados con aireadores de aire difuso de burbuja fina, de diámetro inferior a 3 mm. La eficiencia nominal de transferencia de oxígeno a adoptar en el proyecto, deberá ser inferior al 55%.

El caudal de aire a ser suministrado al tanque de aireación, deberá ser calculada con la expresión:

$$Q = \frac{N}{334,08 * E_f * p}$$

Siendo:

- N = masa de oxígeno requerida (en KgO₂/d)
- E_f = eficiencia efectiva de transferencia de oxígeno
- p = masa específica del aire (Kg./m³).

Entonces:

$$Q = \frac{N}{334,08 * E_f * p} = \frac{3390,36 \frac{kg O_2}{d}}{334,08 \times 0,44 \times 1,225 \frac{kg}{m^3}} = 18,83 \frac{m^3}{min} = 27112,47 \frac{m^3}{d}$$

Suponemos la ejecución de 4 unidades de barros activados, por lo tanto cada tanque de aireación requiere de un caudal de aire de:

$$Q_1 = \frac{Q}{4} = 6778,12 \frac{m^3}{d}$$

16.9.Sedimentador Secundario

Los tanques de sedimentación secundaria aquellos que reciben aguas residuales provenientes de los tanques de aireación, posterior tratamiento biológico, para este caso se va a diseñar un sedimentador circular, con ingreso de entrada por el centro del mismo y distribución superior, de similares características a los sedimentadores primarios, con su correspondiente rastra de lodos y de grasas y espumas en la superficie. Para ello lo primero que debemos determinar es el área superficial necesaria, que se realizara de acuerdo al artículo 11.4.3.2 de la normativa de ENOHSA.

Los parámetros a utilizar para el cálculo de las áreas superficiales son los siguientes:

- X: concentración de solidos suspendidos totales en el tanque de aireación,

$$X = 4 \frac{kg SSTA}{m^3}$$

- F_v: factor de corrección por influencia del vertedero. Los valores están especificados en el Cuadro 11.4.4 de la normativa ENOHSA. Para este caso se desea un sedimentador de circular de 15 metros de diámetros.

Cuadro 11.4.4
SEDIMENTADORES PRIMARIOS Y SECUNDARIOS
Factor de Corrección por Influencia del Vertedero F_T

TIPO CIRCULAR		TIPO RECTANGULAR	
Diámetro D (m)	F_V	Area, A (m ²)	F_V
5,00	1,80	≤ 50	1,28
7,50	1,50	75	1,26
10,00	1,37	100	1,24
15,00	1,24	125	1,22
20,00	1,19	150	1,20
30,00	1,15		

Tabla 47. Factor F_v

- F_{Tx} : factor de corrección por influencia de la temperatura T °C y de la concentración de sólidos suspendidos totales X en el tanque de aireación. Los valores están especificados en el Cuadro 11.4.10 de la normativa ENOHSA. Para este factor se considera una temperatura de 10°C y de acuerdo a la concentración de SSTA se establece un valor de F_{Tx} de 1.19.

Cuadro 11.4.10
SEDIMENTADORES SECUNDARIOS
Valores de F_{TX} correspondiente a la Influencia de la Temperatura T °C y a la Concentración de Sólidos Suspendidos en el tanque de aeración de barros activados

X mg SSTA/L	TEMPERATURA DEL AGUA T (°C)				
	0	5	10	15	20
2.000 ó menos	1,765	1,540	1,295	1,120	1,000
3.000	1,635	1,440	1,240	1,100	1,000
4.000	1,505	1,335	1,190	1,080	1,000
4.500	1,425	1,290	1,160	1,075	1,000
5.000	1,345	1,245	1,140	1,070	1,000
6.000 ó más	1,205	1,145	1,100	1,055	1,000

- Se interpolarán los valores de F_{TX} correspondiente a valores intermedios de X y T .

Tabla 48. Factor F_{tx}

- V_o : carga superficial hidráulica para $T = 20$ °C (m³/m².d) de acuerdo a lo establecido en el Cuadro 11.4.9 de la normativa ENOHSA.

Cuadro 11.4.9
SEDIMENTADORES SECUNDARIOS
Cargas Superficiales Máficas de Diseño para
Tratamientos de Lodos Activados

Tratamiento	Carga Superficial de Diseño a 20°C	
	V_{omed} (1) (m^3/m^2*d)	$V_{omáx}$ (2)
Después de Lechos Percoladores	24	45
Después de Lodos Activados:		
$X \leq 3000$ mgSS/L	30	55
3000 mgSS/L < $X \leq 4500$ mgSS/L	24	40
$X > 4500$ mgSS/L	14	30

(1) Para Q_{C20}
(2) Para Q_{D20}

Tabla 49. Factor V_o

Para nuestro caso la concentración de SSTA es de 4000 por lo que se considera los siguientes valores:

$$V_{omed} = 24 \frac{m^3}{m^2 d}$$

$$V_{omax} = 40 \frac{m^3}{m^2 d}$$

- $r: QR/QC20$ = relación de recirculación de diseño. Siendo: $QC20$ = caudal medio diario a 20 años y QR = caudal de recirculación de diseño para barros activados es 1,43 a 1,54 $QC20$, para este caso se establece un $r = 1,50$:

$$Q_R = 1.50 Q_{C20} = 1,5 \times 517,60 \frac{m^3}{hs} = 776,4 \frac{m^3}{hs} = 18.633,60 \frac{m^3}{d}$$

- $Q_{III}(máx)$: caudal máximo de ingreso a los sedimentadores secundarios:

$$Q_{iii(max)} = Q_a + Q_R = Q_{D20} + Q_R = 647,00 \frac{m^3}{hs} + 776,40 \frac{m^3}{hs} = 34.161,60 \frac{m^3}{d}$$

- $Q_{III}(med)$: caudal medio de ingreso a los sedimentadores secundarios:

$$Q_{iii(med)} = Q_a + Q_R = Q_{C20} + Q_R = 517,60 \frac{m^3}{hs} + 776,40 \frac{m^3}{hs} = 31.056,00 \frac{m^3}{d}$$

- C_{ssmed} : carga superficial máfica media para $QC20$ ($KgSS/d*m^2$). Los valores están especificados en el Cuadro 11.4.8 de la normativa ENOHSA.
- C_{ssmax} : carga superficial máfica media para $QD20$ ($KgSS/d*m^2$). Los valores están especificados en el Cuadro 11.4.8 de la normativa ENOHSA.

Cuadro 11.4.8
SEDIMENTADORES SECUNDARIOS
Cargas Superficiales Máficas de Diseño para
Tratamientos de Lodos Activados

Tratamiento	CSSmed para q_{c20} (KgSS/m ² *d)	CSSmáx para q_{d20} (KgSS/m ² *d)
Salvo Aeración Prolongada	≤ 140	≤ 220
Aeración Prolongada	≤ 120	≤ 180

Tabla 50. Factor C_{ss}

Para determinar el área superficial se plantean cuatro alternativas y de ellas se tomara la mayor:

1. Área 1

$$A_1 = \frac{Q_{iii\ med} \times X}{C_{ss\ med}} = \frac{31.056,00 \frac{m^3}{d} \times 4 \frac{kg\ SSTA}{m^3}}{140 \frac{kg\ SS}{m^2 d}} = 887,31\ m^2$$

2. Área 2

$$A_2 = \frac{Q_{iii\ max} \times X}{C_{ss\ max}} = \frac{34.161,60 \frac{m^3}{d} \times 4 \frac{kg\ SSTA}{m^3}}{220 \frac{kg\ SS}{m^2 d}} = 621,12\ m^2$$

3. Área 3

$$A_3 = \frac{(Q_{med} - Q_R) \times F_v \times F_{Tx}}{V_{omed}} = \frac{12.422,40 \frac{m^3}{d} \times 1,24 \times 1,19}{24 \frac{m^3}{m^2 d}} = 763,77\ m^2$$

4. Área 4

$$A_4 = \frac{(Q_{max} - Q_R) \times F_v \times F_{Tx}}{V_{omax}} = \frac{15.528,00 \frac{m^3}{d} \times 1,24 \times 1,19}{40 \frac{m^3}{m^2 d}} = 572,83\ m^2$$

Para el diseño de sedimentador secundario se elige el valor del área 1, siendo la misma el área superficial mínima para todos los sedimentadores, pero como se dispone de 4 tanques de aireación también resulta necesario la colocación de 4 sedimentadores secundarios, es por ello que cada sedimentador deberá tener un área superficial mínima de:

$$A = \frac{A_1}{4} = \frac{887,31\ m^2}{4} = 221,83\ m^2$$

El diámetro de cada sedimentador será:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{887,31\ m^2}{\pi}} = 16,81\ m \rightarrow D = 17,00\ m$$

Una vez definido el diámetro mínimo de cada sedimentador procedemos a realizar el diseño de todas las características del mismo:

SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR				
INGRESO DE DATOS				
DESCRIPCIÓN	UNIDADES	DENOMINACIÓN	FÓRMULAS	RESULTADOS
CAUDAL MAXIMO DIARIO D20	m3/hs	QD20		647.00
CAUDAL MEDIO DIARIO C20	m3/hs	QC20		517.600
TEMPERATURA DE LIQUIDO	°C	T		10
DIAMETRO SEDIMENTADOR SUPUESTO	m	D		15
FACTOR DE CORRECCION POR INFLUENCIA DEL VERTEDERO	-	Fv	TABLA 11.4.4 ENOHS	1.240
FACTOR DE CORRECCION POR INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA	-	Ftx	TABLA 11.4.5 ENOHS	1.190
NUMERO DE SEDIMENTADORES	-	N		4
CARGA SUPERFICIAL HIDRAULICA MAXIMA	m3/m2*d	V0max	TABLA 11.4.3 ENOHS	40
CARGA SUPERFICIAL HIDRAULICA MEDIA	m3/m2*d	V0med	TABLA 11.4.3 ENOHS	24
FACTOR DE CAUDAL MAXIMO DE RECIRCULACION BARROS ACTIVADOS	-	r		1.5
CÁLCULO Y DIMENSIONES				
CAUDAL RECIRCULACION	m3/hs	QR		776.40
AREA SUPERFICIAL 1	m2	A1		887.31
AREA DE CADA SEDIMENTADOR	m2	A		221.83
DIAMETRO REAL SEDIMENTADOR	m	D		16.81
DIAMETRO ADOPTADO	m	D	D > 15 m	17.00
AREA REASEDIMENTADOR	m2	Areal		226.98
PERMANENCIA MINIMA	hs	Tmin	TABLA 11.4.11	1.30
VOLUMEN SEDIMENTADOR MINIMO	m3	Vmin	$Vmin = QD20 * Tmin$	841.10
ALTURA MINIMA DE SEDIMENTADOR	m	Hmin	$Hmin = Vmin / A$	3.79
ALTURA SEDIMENTADOR ADOPTADA	m	H		4.00
VOLUMEN SEDIMENTADOR REAL	m3	V	$V = H * Areal$	907.92
PERMANENCIA PARA CAUDAL MEDIO QC20	hs	TQC20	$TQC20 = VolReal / QC20 > 1.5 hs$	1.75
LONGITUD DE VERTEDERO MINIMA	m	Lvmin		4.31
	m	Lvmin		2.23
LONGITUD DE VERTEDERO ADOPTADA	m	Lv		4.31

Tabla 51. Calculo de sedimentador secundario

16.9.1. Sistema de extracción y transporte de lodos

Las condiciones que debe cumplir son las siguientes:

- Cañería de extracción mayor a \varnothing 150 mm.
- Válvula de toma de muestras de \varnothing 1" mm.
- Salida de lodo a una cámara (boca de registro donde se transporten los líquidos a gravedad o por bombeo. Esta conducción tendrá una pendiente mínima del 3%.
- Carga hidráulica mínima deberá ser superior a cinco veces la pérdida de energía hidráulica calculada para un flujo de agua limpia en la conducción, desde la tolva hasta el punto de descarga, y en todos los casos superior a 1,5 metros.

16.10. Desinfección

El efluente a la salida de cada sedimentador, luego de los tanques de lodos activados, deberá ser sometido a una etapa de desinfección mediante la aplicación de cloro.

Para definir la concentración de cloro activo a aplicar será del 5 mg/litro de acuerdo a las especificaciones de la normativa del ENOHSA:

Cuadro 11.17.1
Dosis de cloro activo de diseño para Q_{D20}

LIQUIDO A DESINFECTAR	DOSIS DE CLORO ACTIVO PARA Q _{D20} (mg/L)
Líquido cloacal crudo fresco	15
Líquido cloacal crudo septizado	25
Efluente de tratamiento primario	10
Efluente de tratamiento secundario	5

Tabla 52. Dosis cloro

La capacidad de dosificación de la bomba de cloro será para dosificar un caudal de:

$$Q_{D20} = 647,00 \frac{m^3}{hs}$$

El tiempo de residencia hidráulica mínimo en la cámara de contacto será de 15 minutos por lo que el volumen de la cámara de contacto será de:

$$V_{min} = t_{min} \times Q_{E20} = 0,25 \text{ hs} \times 927,37 \frac{m^3}{hs} = 231,85 \text{ m}^3$$

Suponemos un canal rectangular de ancho 1,00 metros, dando los siguientes resultados:

Datos:		Resultados:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.258"/> m ³ /s	Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.4064"/> m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1"/> m	Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.4064"/> m ²
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.0000"/> m
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>	Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.3179"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0005"/> m/m	Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>
		Perímetro (p):	<input type="text" value="1.8129"/> m
		Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.2242"/> m
		Velocidad (v):	<input type="text" value="0.6348"/> m/s
		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.4270"/> m-Kg/Kg

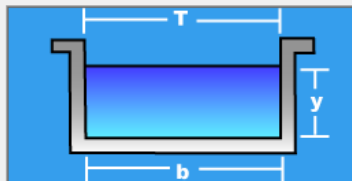


Figura 46. Cámara de contacto cloro

De acuerdo a las especificaciones se debe cumplir que:

$$\frac{L}{Ancho} > 40 \rightarrow L > 40 \times 1,00 \text{ m} > 40 \text{ m}$$

El volumen de nuestra cámara de contacto es de:

$$V_{min} = 231,85 \text{ m}^3 = L \times ancho \times h = L \times 1,00 \text{ m} \times 0,4064 \text{ m} \rightarrow L = 570,50 \text{ m}$$



16.11. Digestor de barros

La estabilización biológica de barros será por vía anaeróbica y se realizará con digestores convencionales de baja carga o convencionales. Se producirá la estratificación del volumen útil en las siguientes capas o zonas:

1. Lodo comprimido y compactado en el fondo (tolva), salida de lodo digerido y compactado.
2. Digestión activa, en las capas intermedias. Zona de ingreso de lodo crudo.
3. Sobrenadante, en la superficie líquida. La salida de líquido se realizará de forma intermitente de acuerdo al ingreso de barro y regresará al tratamiento.
4. De espuma, flotante en la superficie.
5. Acumulación de los gases resultantes, entre la superficie líquida y la cubierta de la instalación.

El gas producido en este tratamiento será recolectado y conducido hacia un quemador. Para una etapa posterior se podrá disponer de la reutilización de ese gas venteado, por ej. para generar energía y utilizarla en la planta según el caudal y calorías del mismo.

El rango de temperatura operativa dentro del digestor deberá estar comprendido entre 20°C y 35°C.

Para estimar la calidad y cantidad de barro que producirá la planta se adoptan los valores comprendidos dentro de los cuadros 11.16.1, 11.16.2 y 11.16.3 de la normativa ENOHSA.

Cuadro 11.16.1

Composición química típica del fango crudo y digerido

Característica	Fango primario	crudo	Fango digerido	valor
	Intervalo	valor típico	Intervalo	típico
Sólidos secos totales (ST)%	2,0-8,0	5,0	6,0-12,0	10,0
Sólidos volátiles (% de ST)	60-80	65	30-60	40,0
Grasas y aceites (solubles en éter, % de ST)	6,0-30,0	-	5,0-20,0	-
Proteínas (% de ST)	20-30	25	15-20	18
Nitrógeno (N, % de ST)	1,5-6,0	4,0	1,6-6,0	4,0
Fósforo (P ₂ O ₅ , % de ST)	0,8-3,0	2,0	1,5-4,0	2,5
Potasio (K ₂ O, % de ST)	0,0-1,0	0,4	0,0-3,0	1,0
Celulosa (% de ST)	8,0-15,0	10,0	8,0-15,0	10,0
Hierro (no como sulfuro)	2,0-4,0	2,5	3,0-8,0	4,0
Silice (SiO ₂ , % de ST)	15,0-20,0	-	10,0-20,0	-
pH	5,0-8,0	6,0	6,5-7,5	7,0
Alcalinidad (mg/L como CaCO ₃)	500-1500	600	2500-3500	3000
Acidos orgánicos (mg/L como HAc)	200-2000	500	100-600	200
Poder calorífico (Kcal/Kg)	3800-5500	4200 ^a	1500-3700	2100 ^b

^a Basado en el 65% de materia volátil
^b Basado en el 40% de materia volátil

Tabla 53. Cuadro 11.16.1

Cuadro 11.16.2

Datos típicos sobre las características físicas y las cantidades de fango producido en diversos procesos de tratamiento de aguas residuales domésticas

Proceso de tratamiento	Peso específico de los sólidos del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos Kg/10 ³ m ³ de líquido residual	
			intervalo	valor típico
Decantación primaria.	1,4	1,02	110-170	150
Fango activado (en exceso).	1,25	1,005	70-100	85
Aeración prolongada (fango en exceso).	1,45	1,025	55-90	70
Laguna aerada (fango en exceso).	1,30	1,010	80-120	100 ^a
Filtración.	1,20	1,005	10-20	15
Eliminación de algas.	1,20	1,005	10-25	15
Adición de productos químicos a los clarificadores primarios para la eliminación del fósforo.				
Dosis baja de cal (350-500 mg/L).	1,9	1,04	250-400	300 ^b
Dosis alta de cal (800-1600 mg/L).	2,2	1,05	600-1280	800 ^b

^a Suponiendo que no hay tratamiento primario.
^b Fangos a añadir al normalmente eliminado por decantación primaria.

Tabla 54. Cuadro 11.16.2

Cuadro 11.16.3

Concentraciones esperadas del fango procedentes de diversas operaciones y procesos de tratamiento

FUNCIONAMIENTO O APLICACION DE LA ETAPA DE TRATAMIENTO	CONCENTRACION DE SOLIDOS SECOS EN (%)	
	Intervalo	Valor típico
Tanque de decantación primaria		
Fango primario	4,00 - 12,00	5,00
Fango primario y activado en exceso	3,00 - 10,00	4,00
Primario y humus de filtro percoladores	4,00 - 10,00	5,00
Fango primario con adición de hierro para la eliminación del fósforo	5,00 - 14,00	7,50
Fango primario con adición de dosis baja de cal para la eliminación del fósforo	2,00 - 8,00	4,00
Fango primario con adición de dosis altas de cal para la eliminación del fósforo	4,00 - 16,00	10,00
Tanque de sedimentación secundaria		
Fango activado en exceso, con decantación primaria	0,50 - 1,50	0,75
Fango activado en exceso, sin decantación primaria	0,75 - 2,50	1,25
Humus de filtro percolador	1,00 - 3,00	1,50
Espumas		
	3,00 - 10,00	5,00
Espesador por gravedad		
Fango primario únicamente	6,00 - 12,00	8,00
Primario y activado en exceso	3,00 - 10,00	4,00
Primario y humus de filtro percolador	4,00 - 10,00	5,00
Espesador por flotación		
Fango activado en exceso únicamente	3,00 - 6,00	4,00
Digestor anaerobio		
Fango primario únicamente	5,00 - 10,00	7,00
Primario y activado en exceso	2,50 - 7,00	3,50
Primario y humus de filtro percolador	3,00 - 8,00	4,00
Digestor aerobio		
Fango activado en exceso solamente	0,75 - 2,50	1,25
Fango activado en exceso y primario	1,50 - 4,00	2,50
Fango primario únicamente	2,50 - 7,00	3,50

Tabla 55. Cuadro 11.16.2

Para el dimensionado de los digestores se utilizara el método empírico establecido en la normativa ENOHSA, basado en los factores de carga indicados en el cuadro 11.16.7:

Cuadro N° 11.16.7

Digestores anaeróbicos
Parámetros de diseño

Parámetros	% de sólidos en el líquido crudo		
	10,0	5,0	2,5
1.- Carga másica volumétrica C_{SV} (KgSS/d*m³)			
Convencional primario	0,32 a 1,20 0,65 (a)	0,32 a 1,20 0,65 (a)	0,32 a 1,20 0,65 (a)
Convencional secundario	-	-	-
De alta carga primario	1,20 a 4,80 2,40 (a)	1,20 a 4,80 2,40 (a)	1,20 a 4,80 2,40 (a)
2.- Periodo de retención t (días)			
Convencional primario	140	70	35
Convencional secundario	6	3	1,5
De alta carga primario	14	7	3,5

(a): Valores recomendados

Tabla 56. Parámetros de diseño Digestores anaeróbicos

Para el desarrollo del proyecto se realizara el diseño de un digestor anaeróbico del tipo “sistema convencional” utilizando el método empírico y método por población:

- Método empírico, basado en los factores de carga indicados en el cuadro 11.16.7 de la normativa ENOHS.A.

Cuadro N° 11.16.7
Digestores anaeróbicos
Parámetros de diseño

Parámetros	% de sólidos en el líquido crudo		
	10,0	5,0	2,5
1.- Carga másica volumétrica C_{SV} (KgSS/d·m³)			
Convencional primario	0,32 a 1,20 0,65 (a)	0,32 a 1,20 0,65 (a)	0,32 a 1,20 0,65 (a)
Convencional secundario	-	-	-
De alta carga primario	1,20 a 4,80 2,40 (a)	1,20 a 4,80 2,40 (a)	1,20 a 4,80 2,40 (a)
2.- Periodo de retención t (días)			
Convencional primario	140	70	35
Convencional secundario	6	3	1,5
De alta carga primario	14	7	3,5

(a): Valores recomendados

Tabla 57. Factores de carga.

Calculo de volumen de digestor:

$$V = \frac{\text{Peso de SSV}}{C_{SV}} = \frac{\text{Peso de SSV}}{1,05 \frac{\text{kgSSV}}{\text{d} \times \text{m}^3}}$$

Determinación del peso de solidos de cada una de las unidades:

- Lodo generado por la decantación primaria:

$$P1_{ST} = Q_{D20} \times 0,15 \frac{\text{kgST}}{\text{m}^3} = 647,0 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 24 \frac{\text{d}}{\text{hs}} \times 0,15 \frac{\text{kgST}}{\text{m}^3} = 2.329,20 \frac{\text{kgST}}{\text{d}}$$

$$P1_{SV} = P1_{ST} \times 0,65 = 1514,0 \frac{\text{kgSV}}{\text{d}}$$

- Lodo generado por la decantación secundaria:

$$P2_{ST} = Q_{D20} \times 0,085 \frac{\text{kgST}}{\text{m}^3} = 647,0 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 24 \frac{\text{d}}{\text{hs}} \times 0,085 \frac{\text{kgST}}{\text{m}^3} = 1.319,88 \frac{\text{kgST}}{\text{d}}$$

$$P2_{SV} = P2_{ST} \times 0,65 = 858,0 \frac{\text{kgSV}}{\text{d}}$$

Por lo tanto el peso de solidos es la suma de los sólidos generados por ambas unidades, y el volumen de los digestores es el siguiente:

$$V = \frac{P1_{SV} + P2_{SV}}{C_{SV}} = \frac{2.372,00 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{0,65 \frac{\text{kg}}{\text{d} \times \text{m}^3}} = 3.468,00 \text{ m}^3$$

2. El método de la población, basado en los factores indicados en el cuadro 11.16.8 de la normativa ENOHSA.

Cuadro 11.16.8
Capacidades necesarias del tanque de digestión. (a)

ORIGEN DEL BARRO	BARRO HUMEDO PRODUCIDO		VOLUMEN DE DIGESTOR REQUERIDO (b)	
	SOLIDOS SECOS g/hab*d	PORCENTAJE DE SOLIDOS %	VOLUMEN m ³ /10 ³ *hab*d	m ³ /10 ³ *hab
Primario	72	5	1,44	50 - 65
Primario + lecho percolador	108	4	2,70	95 - 122
Primario + barro activado	114	3	3,80	133 - 171

(a) Basado en 120 g de sólidos suspendidos por habitante-día en el agua residual cruda.
(b) Tiempo de permanencia hidráulica de 35 a 45 días.

Tabla 58. Factor poblacional

Calculo de volumen de digestor:

$$V = 0,152 \frac{m^3}{habitante} \times 39.742 \text{ habitantes} = 6.040,78 m^3$$

De acuerdo a los cálculos realizados anteriormente, el volumen necesario para los digestores es el calculado por el método basado en la población, y así vez vamos a disponer de 4 unidades de digestión, quedando lo siguiente:

$$V_1 = \frac{6,040,78 m^3}{4} = 1.510,95 m^3 \rightarrow \text{Volumen de cada tanque de digestión}$$

El criterio de 4 digestores resulta necesario para ir poniendo en marcha según necesidades.

16.12. Playas de secado

Se prevé la ejecución de playas de secado de los barros digeridos, estas playas estarán recubiertas con membranas PEAD y contarán con recolección de lixiviados mediante cañerías. Para este cálculo de las playas de secado se va a emplear en base al criterio del área necesaria por habitante (m²/hab). En este caso se utilizarán los criterios establecidos en el Cuadro 11.16.12.

Cuadro 11.16.12

Area de playa de secado necesaria por habitante servido para lodos estabilizados.

SUPERFICIE PER CAPITA (m ² /hab) (a)	TIPO DE BARRO A DESHIDRATAR (b)
0,050	Lodo primario
0,065	Lecho percolador
0,080	Barros activados
0,100	Aereación prolongada

Tabla 59. Área playas de secado por habitante.

Playas de secado					
Datos					
Descripcion	Unidades	Denominacion	Formula	Resultado	Observaciones
Poblacion Futura	h	P _F		39742.00	Poblacion Futura a 20 años
Superficie per capita	(m ² /habitantes)	S _{LS}		0.08	Superficie per capita para un lodo de barros activados digerido.
Superficie necesaria.	m ²	S _{LS}		3179.36	Volumen minimo necesario efectivo
Superficie adoptada.	m ²	S _{LS}		3200.00	
Dimensiones de cada lecho de secado:					
Ancho	(m)	A		14.00	
Largo	(m)	L		30.00	
Superficie	m ²	S		420.00	
Cantidad de lechos de secado				7.62	
Cantidad de lechos de secado adoptado				8.00	

Tabla 60. Calculo playas de secado

17. Conclusiones

17.1. Conclusiones del proyecto

Las primeras conclusiones en base al estudio realizado son las referidas a los parámetros que se determinaron para el diseño de todas las obras de la planta de tratamiento de las localidades de La Merced y San Agustín.

Se definió como el año de inicio de la obra (puesta en funcionamiento) el año 2028, siendo los años 2025, 2026 y 2027 considerados para la búsqueda de financiamiento y ejecución de la obra. La población proyectada de ambas localidades para el año 2048 es de 39.742 habitantes.

Las distintas unidades de la planta depuradora se dimensionaron con un periodo de diseño de 20 años. Cabe destacar que algunas unidades deberán dimensionarse con el caudal medio diario, otras con el caudal máximo diario y algunas otras con el caudal máximo horario.

El sistema de tratamiento elegido fue un tratamiento biológico aeróbico mediante el uso de barros activados y un sistema de digestión de lodos mediante digestores anaeróbicos. Así mismo se observa que cada una de las unidades de la planta de tratamiento cumple un rol sumamente importante en el buen desarrollo del tratamiento, desde las rejas hasta las playas de secado, a continuación, se presenta un cuadro resumen indicando las eficiencias en remoción de contaminantes de cada una de los componentes de la planta:

PARAMETRO		AFLUENTE	TRATAMIENTO PRIMARIO			TRATAMIENTO SECUNDARIO		
		INGRESO A REJAS	Rejas Gruesas	Rejas Finas	Desarenador	Sedimentador Primario	Barros Activados	Sedimentador Secundario
REMOCION SST	%	100%	0%	0%	0%	50%	0%	90%
	mg/L	720	720.0	720.0	720.0	360.0	360.0	36.0
REMOCION DBO	%	100%	0%	0%	0%	25%	85%	0%
	mg/L	250	250.0	250.0	250.0	187.5	28.1	28.1
REMOCION DQO	%	100%	0%	0%	0%	0%	95%	0%
	mg/L	500	500.0	500.0	500.0	500.0	25.0	25.0

Tabla 61. Eficiencias de cada elemento de la planta. Fuente: Guías ENOHS

Como se puede observar el efluente tratado cumplirá teóricamente con los parámetros de vuelco en función de lo requerido por la normativa vigente en cuanto al parámetro DBO y DQO. Así mismo también se cumplirá con los SST y los COLIFOMRES FECALES para vuelco en Rio Arenales.

17.2. Conclusiones personales

Este Proyecto Final significó para mí un gran desafío personal ya que me hizo tener una real idea de lo que es llevar a cabo un proyecto de una planta de tratamiento de líquidos cloacales de inicio a fin. Tener que estudiar la situación a la que uno se enfrenta, y en base a eso comenzar a diseñar distintas alternativas para luego evaluarlas con distintos criterios y así poder llegar a establecer las unidades básicas necesarias para la ejecución de la EDAR.

Este proyecto me tomó varios meses de dedicación y estudio, pero estoy completamente seguro de que lo aprendido en todo el desarrollo del mismo será recordado por siempre.



18. Bibliografía

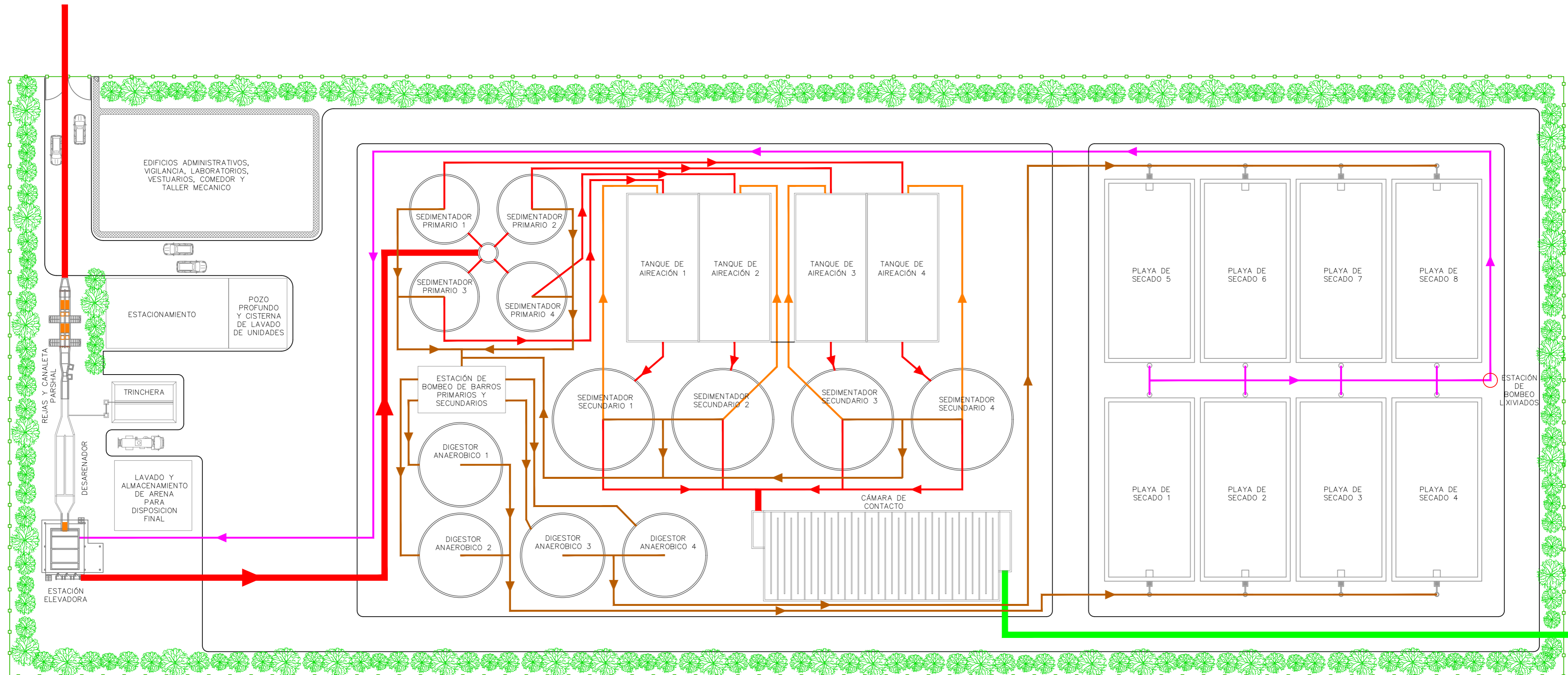
La bibliografía utilizada fue la siguiente:

- COMPENDIO DE SISTEMAS Y TECNOLOGIAS DE SANEAMIENTO EAWAG.
- TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS RESIDUALES: PRINCIPIOS, MODELACION Y DISEÑO IWA PUBLISHING IHE.
- ENOHS, CRITERIOS Y FUNDAMENTACIONES.
- INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES, METCALF.
- MCGRAW-HILL SERIES IN WATER RESOURCES AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING.
- APUNTES DE LA CARRERA DE ESPECIALIZACION EN INGENIERIA SANITARIA.



19.Anexo 1 – Layout Planta de tratamiento

LAYOUT PDLA LA MERCED - SAN AGUSTIN



REFERENCIAS	
	Alambrado perimetral
	Línea de líquidos
	Línea de barros
	Línea de recirculación barros
	Línea de recirculación lixiviados
	Líquido tratado