



Universidad Nacional
de San Martín



Escuela de
Hábitat y Sostenibilidad
EHyS_UNSAM

Proyecto Final Integrador Ingeniería Ambiental

*Sistema integral para la optimización del servicio de
agua y saneamiento en climas fríos*

– Caso de Estudio: Río Grande, Tierra del Fuego –

Florencia Agustina Ureña

Legajo

CYT - 8256

Tutor

MSc. Ing. Carlos Maximiliano Schwerdtfeger

Cotutor

Ing. Ignacio Agustín Vázquez

Agradecimientos

Deseo expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas que han sido parte de mi camino por la universidad.

En primer lugar, a mi madre, por alentarme desde chica a interesarme por el mundo que me rodea, enseñarme a ser curiosa, por despertarme el deseo de aprender nuevas cosas y por incentivarme a perseguir mis objetivos con convicción y perseverancia, dándome su apoyo incondicional en cada paso.

A mis amigos y compañeros, tanto los que estuvieron desde el inicio, como los que conocí durante la carrera, que me han acompañado en diferentes momentos, hasta el cierre de este ciclo, y que hoy forman parte de mi vida. Gracias por su compañía y apoyo en forma de mates, charlas y experiencias compartidas, que se convirtieron en una fuente de motivación constante. Los quiero un montón.

Gracias a mis tutores del proyecto: a Maxi, quien, siendo el profesor de “Ingeniería del agua”, se interesó y me ayudó a orientar un proyecto final integrador un tanto diferente a los demás; y a mi cotutor Nacho, que, además de ser mi compañero de trabajo, lo considero un amigo, y es quien me ayudó a darle forma al proyecto. Gracias por incentivarme en momentos frustrantes, en los que sentía que estaba estancada, por enseñarme a cuestionarme por qué aplicaba un método y no otro, ya que me ayudó a desarrollar un criterio propio, que considero fundamental en mi formación como ingeniera.

Agradezco también a mis compañeros del laburo, quienes han presenciado el último año que me tomó hacer el proyecto, y que quizás con un mate o una charlita motivacional han contribuido a que no me rindiera.

No quisiera dejar de agradecerme a mí misma, por la dedicación, el esfuerzo y la determinación que puse tanto en la cursada, como en la realización de este proyecto final integrador.

Finalmente, agradezco a la universidad pública, por brindarme la oportunidad de cursar una carrera universitaria y por darme un espacio para crecer tanto personal como profesionalmente.

Resumen

El principal desafío del presente proyecto, situado en Río Grande, Tierra del Fuego, son las bajas temperaturas. El objetivo es optimizar el servicio de captación y distribución de agua, y ampliar la cobertura de tratamiento de los efluentes cloacales.

El diagnóstico reveló que el servicio de agua tiene una cobertura del 98% pero una continuidad promedio de 20 horas/día, debido a problemas en la toma de agua existente, que no opera eficientemente durante el invierno, momento en que el caudal baja y las capas superiores del río se congelan. Para abordar esta problemática, se propuso una torre de toma capaz de captar agua a una mayor profundidad durante el invierno. Además, Río Grande ha sufrido un fenómeno de densificación poblacional, por lo que se ha decidido readecuar las redes del casco urbano.

La cobertura en desagües cloacales es del 91%. Sin embargo, solo se trata el 50% de los efluentes. La ribera está reconocida como sitio Ramsar y existen estudios que demuestran que el exceso de carga orgánica está alterando los ecosistemas marinos. En este sentido, se ha diseñado una planta depuradora con pretratamiento y tratamiento secundario. Se destaca la elección de un tratamiento biológico que opera eficientemente sin la necesidad de aislamiento o calefacción; y una estabilización química de los lodos, cuya calidad permite darles un destino sustentable en obras viales o parquización.

Índice de contenidos

Introducción	20
1. Objetivos.....	21
1.1 Objetivo general	21
1.2 Objetivos específicos.....	22
2. Metodología	22
Capítulo 1: Diagnóstico	24
1. Cobertura de los servicios sanitarios y población a servir	24
2. Infraestructura existente.....	25
2.1 Agua.....	25
2.2 Saneamiento	28
2.3 Industria.....	32
3. Población.....	33
3.1 Población a servir	34
3.1.1 Obra de captación.....	34
3.1.2 Redes de agua.....	34
3.1.3 Planta Depuradora.....	35
4. Conclusiones	36
Capítulo 2: Línea de base y Marco Normativo	37
1. Introducción	37
2. Localización del proyecto (Área operativa).....	37
2.1 Obra de captación	37
2.2 Redes de suministro de agua potable.....	39
2.3 Nueva Planta de Tratamiento de Efluentes Cloacales	39
Área de estudio.....	40
2. Aspectos Ambientales.....	41
2.1 Clima	41

2.1.1	Análisis climatológico a escala local.....	42
2.2	Hidrología.....	47
2.2.2	Cuencas de la zona Central (transición) – Área de influencia del proyecto	48
2.3	Hidrogeología.....	49
2.3.1	Pedemontanos.....	49
2.3.2	Subálveos.....	50
2.3.3	Mesetas.....	50
2.3.4	Profundos.....	50
2.3.5	Sectores hidrogeológicos de la provincia.....	50
2.4	Oceanografía.....	51
2.5	Caracterización geomorfológica.....	51
2.6	Riesgos geológicos.....	52
2.6.1	Sismología.....	52
2.7	Caracterización edáfica.....	52
2.8	Caracterización ecorregional.....	53
2.8.1	Estepa Patagónica.....	53
2.8.2	Cuerpo de agua: Río Grande.....	55
2.8.3	Mar Argentino.....	55
2.9	Áreas de importancia para la conservación.....	56
2.9.1	Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego.....	56
2.9.2	Zonas de Protección Especial de la Prefectura Nacional Argentina (PNA).....	57
2.9.3	Sitio Ramsar.....	58
2.9.4	Red Hemisférica de Reservas para Aves Playeras.....	58
3	Componentes socio-económicos.....	59
3.1	Jurisdicciones y localidades involucradas.....	59
3.2	Demografía.....	60
3.3	Organización del territorio.....	61
3.4	Caracterización económica.....	62

3.5 Empleo	63
3.6 Actividades económicas	64
3.6.1 Electrónica	65
3.6.2 Textil y confecciones	66
3.6.3 Turismo	67
3.6.4 Energía / Hidrocarburos	67
3.6.5 Pesca marítima	67
3.6.6 Ganadería ovina	68
4. Marco Normativo	68
4.1 Normativa Nacional	68
4.2 Tratados Multilaterales con Incidencia Ambiental – AMUMAs	70
4.3 Normativa Provincial	71
4.4 Normativa Municipal	72
5. Conclusiones	73
Capítulo 3: Análisis de alternativas	74
1. Introducción	74
2. Obra de captación	75
2.1 Toma reja - azud	77
2.1.1 Aplicabilidad	78
2.2 Toma flotante	79
2.2.1 Aplicabilidad	79
2.3 Torre de toma	80
2.3.1 Aplicabilidad	80
2.4 Toma de fondo	81
2.4.1 Aplicabilidad	82
2.5 Muelle de toma	82
2.5.1 Aplicabilidad	83
Pros	83

Contras	83
2.6 Toma lateral con presa de derivación	83
2.6.1 Aplicabilidad	84
Pros	84
Contras	84
2.7 Alternativa elegida: Torre de toma	84
2.7.1 Conclusiones y recomendaciones acerca de la elección de la toma	85
3 Planta depuradora	86
3.1 Alternativas de ubicación y vuelco	86
3.2 Alternativas en el tren de tratamiento	87
3.2.1 Alternativas de rejas	88
3.2.2 Alternativas de desarenadores	89
3.3 Alternativas de tratamiento secundario	95
3.3.1 Alternativa 1: Biomasa adherida	95
3.3.2 Alternativa 2: Biomasa suspendida	97
3.3.3 Alternativa elegida: Lodos activos	100
4. Tren de tratamiento elegido	103
Capítulo 4: Memoria descriptiva	105
1. Obra de Captación	105
1.1 Torre	105
1.2 Puertos de captación	106
1.3 Rejas gruesas	106
1.4 Compuertas	106
1.5 Rejas finas	107
1.6 Conducto	107
1.7 Estación de bombeo	108
2. Redes de agua	110
2.1 Área de influencia	110

2.2 Población beneficiaria.....	110
2.3 Redes de suministro	111
3. Planta depuradora de efluentes cloacales.....	112
3.1 Modulación de la planta depuradora.....	113
3.2. Pretratamiento	114
3.2.1 Rejas gruesas	114
3.2.2 Estación elevadora.....	114
3.2.3 Rejas finas	114
3.2.4 Desarenador – desengrasador.....	115
3.3 Tratamiento secundario.....	115
3.3.1 Reactor biológico	116
3.3.2 Sedimentador secundario	116
3.4 Tratamiento de lodos.....	116
3.4.1 Espesador de lodos secundarios por flotación por aire disuelto	117
3.4.2 Deshidratación de lodos por filtro banda	117
3.4.3 Estabilización química con cal.....	118
Capítulo 5: Memoria de cálculo.....	120
1. Estudio de población y caudales.....	120
1.1 Periodo de diseño.....	120
1.2 Proyección de la población.....	120
1.3 Caudales	122
1.3.1 Obra de captación.....	124
1.3.2 Redes de agua.....	124
1.3.3 Planta Depuradora.....	125
2. Obra de captación.....	126
2.1 Parámetros de diseño.....	126
2.2 Puertos o ventanas de captación.....	126
2.3 Modulación de la captación	128

2.4 Rejas gruesas	128
2.5 Rejas finas.....	129
2.6 Pérdida de carga	129
2.7 Sistema de conducción a estación de bombeo	130
2.8 Estación de bombeo.....	130
2.9 Cámara de bombeo	135
3. Redes de agua.....	137
3.1 Volumen del tanque de almacenamiento	137
3.1.1 Volumen operativo	137
3.1.2 Volumen para incendios.....	137
3.1.3 Volumen para emergencia	137
3.2 Criterios de diseño y cálculos de caudales	137
3.2.1 Redes	139
3.3 Modelado en EPANET.....	142
3.3.2 Zona 2.....	146
3.4 Elección del caño (clase).....	151
4. Planta depuradora de efluentes cloacales.....	153
4.1 Ingreso a la planta – Rejas gruesas.....	153
4.2 Estación elevadora	156
4.3 Cámara de carga.....	158
4.4 Rejas finas.....	159
4.5 Desarenadores – desengrasadores.....	160
4.6 Reactor biológico.....	163
4.6.1 Aireación en el reactor	165
4.7 Sedimentadores secundarios	167
4.7.1 Ingreso al sedimentador.....	169
4.7.2 Espesamiento y salida de lodos	170
4.7.3 Salida del clarificado	171

4.8 Salida del efluente clarificado – Canaleta Parshall	171
4.8.1 Emisario submarino	173
4.9 Estación de recirculación	173
4.10 Espesamiento de lodos secundarios por flotación	175
4.11 Deshidratación de lodos	177
4.12 Estabilización con cal	178
4.13 Hidráulica de la planta de tratamiento.....	178
4.13.1 Interconexiones.....	178
4.13.2 Unidades.....	186
4.13.3 Perfil hidráulico.....	192
Capítulo 6: Cómputo y presupuesto	193
1. Inversión inicial	193
1.1 Obra de captación de agua superficial.....	193
1.2 Redes de distribución de agua	193
1.3 Planta depuradora de efluentes cloacales	194
2. Operación y mantenimiento	195
2.1 Obra de captación y redes.....	195
2.2 Planta depuradora	197
3. Evaluación financiera del proyecto.....	201
3.1 Resultados	203
Capítulo 7: Evaluación de Impacto Ambiental	205
1. Descripción de cada proyecto y sus acciones	205
1.1. Construcción de una nueva toma de agua sobre el Río Grande	205
1.1.1 Etapa constructiva.....	205
1.1.2 Etapa operativa.....	205
1.1.3 Etapa de cierre.....	206
1.2. Recambio de redes en 2 sectores del margen norte de la Ciudad	206
1.2.1 Etapa constructiva.....	206

1.2.2 Etapa operativa	207
1.2.3 Etapa de cierre	207
1.3. Nueva planta depuradora de efluentes cloacales	207
1.3.1 Etapa constructiva	207
1.3.2 Etapa operativa	209
1.3.3. Etapa de cierre	211
2. Identificación y valoración de impactos ambientales	211
2.1 Matriz de Impactos Ambientales – Obra de captación	214
2.1.1 Calidad de aire	215
2.1.2 Ruido	215
2.1.3 Agua	215
2.1.4 Suelo	215
2.1.5 Cobertura vegetal	215
2.1.6 Fauna	215
2.1.7 Aspectos sociales – salud	216
2.1.8 Infraestructura	216
2.1.9 Aspectos económicos	216
2.2 Matriz de Impactos Ambientales - Recambio de redes de agua	217
2.2.1 Calidad de aire	218
2.2.2 Ruido	218
2.2.3 Agua	218
2.2.4 Suelo	218
2.2.5 Cobertura vegetal	218
2.2.6 Fauna	218
2.2.7 Aspectos sociales – salud	218
2.2.8 Infraestructura	219
2.2.9 Aspectos económicos	219
2.3 Matriz de Impactos Ambientales - Planta de tratamiento de efluentes cloacales	220

2.3.1 Calidad de aire	221
2.3.2 Ruido	221
2.3.3 Calidad de agua	222
2.3.4 Suelo.....	222
2.3.5 Cobertura vegetal.....	224
2.3.6 Fauna.....	224
2.3.7 Aspectos sociales - salud	225
2.3.8 Infraestructura	225
2.3.9 Aspectos económicos	225
3. Plan de Gestión Ambiental (PGA)	225
3.1 Plan de Prevención y Mitigación	226
3.2 Plan de Seguimiento y Control Ambiental	229
3.3 Planes de capacitación	230
3.3.1 Plan de capacitación ambiental	230
3.3.2 Plan de Capacitación en Higiene y Seguridad.....	231
4. Conclusiones	231
Conclusiones generales.....	233
Bibliografía	234
Anexos.....	239
1. Cómputo y presupuesto de la inversión inicial.....	239
1.1 Obra de captación	239
1.2 Redes de distribución de agua	240
1.3 Planta depuradora de efluentes cloacales	243
2. Planos	247
3. Equipamiento electromecánico y tuberías (Catálogos).....	266

Índice de tablas

Tabla 1: Valores de vuelco según el Decreto provincial 1333/93 correspondiente a la Ley provincial N° 55.....	32
Tabla 2: Población correspondiente a los Censos 2001,2010 y 2022. Fuente: INDEC.....	34
Tabla 3: Población proyectada para los años 2024-2046, por el método de la Tasa Geométrica Decreciente.....	34
Tabla 4: Efluente cloacal domiciliario de carga media típico. Fuente: (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)	35
Tabla 5: Registro de heladas meteorológicas para Río Grande durante el periodo 1959-2012, donde FPH: Fecha de primera helada, FUH: Fecha de última helada, PER: periodo con heladas, Tabs: Temperatura mínima absoluta anual y FH: Frecuencia de días con heladas anuales.	45
Tabla 6: Principales cadenas exportadoras y su participación provincial en el año 2021 en Tierra del Fuego. Fuente: (Informe Productivo Provincial, 2022).....	63
Tabla 7: Evaluación de alternativas de los tipos de obras de toma de agua para río. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto.....	85
Tabla 8: Ponderación de alternativas de rejillas de operación automáticas frente a las manuales. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta y "verde" se adapta al proyecto.	89
Tabla 9: Ponderación de alternativas de los tipos de desarenadores. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto.....	94
Tabla 10: Ponderación de alternativas de tratamientos biológicos. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto.....	101
Tabla 11: Ponderación de alternativas de lodos activos. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto	103
Tabla 12: Modulación de la planta depuradora.....	113

Tabla 13: Población de Río Grande según Censo INDEC, para los años 2001, 2010 y 2022.	120
Tabla 14: Tasa de proyección intercensal para el periodo 2001- 2010 y 2010 - 2022.	120
Tabla 15: Proyección poblacional para el año 0, 10 y 20 del proyecto, siendo 2026, 2036 y 2046, respectivamente.....	121
Tabla 16: Cobertura de agua potable, desagües cloacales y tratamiento de efluentes cloacales, proyectadas para los años 0, 10 y 20 del proyecto.....	122
Tabla 17: Coeficientes característicos, propuestos por las Normas ENOHSA, para el cálculo de los caudales de diseño de la planta depuradora.	123
Tabla 18: Cálculo de los caudales característicos con la población servida (Pob.Servida), la dotación efectiva (Deff) y los coeficientes de mayoración extraídos de las Normas ENOHSA.	123
Tabla 19: Caudales característicos para el periodo de diseño de la obra de captación.	124
Tabla 20: Caudales característicos para el periodo de diseño de la obra de captación	124
Tabla 21: Caudales característicos para el diseño de la planta depuradora, para los años 0,10 y 20 del proyecto. Fuente: Normas ENOHSA, volumen 1 Fundamentación de Normas, Aparte 2.3 Caudales.....	125
Tabla 22: Caudales y profundidades del Río Grande adoptadas para el diseño de la obra de captación.	126
Tabla 23: Parámetros y valores calculados / adoptados para el diseño de los puertos de captación.	127
Tabla 24: Distribución de puertos de captación en la torre de toma.....	127
Tabla 25: Aspectos constructivos de la torre de toma.....	128
Tabla 26: Cantidad de puertos habilitados según la demanda proyectada para cada año del proyecto.	128
Tabla 27: Cálculo de las rejas gruesas.....	128
Tabla 28: Cálculo de las rejas finas.....	129
Tabla 29: Cálculo de las pérdidas de carga asociadas a la obra de captación, según la Ecuación 4 y la Ecuación 5.	130
Tabla 30: Parámetros para el diseño del sistema de conducción desde la torre de toma a la estación de bombeo, ubicada en la costa.	130

Tabla 31: Cálculo de las tuberías que unen las bombas con la cañería de impulsión.....	131
Tabla 32: Cálculo de la tubería de impulsión a cámara de carga.....	131
Tabla 33: Accesorios para la tubería del sistema de impulsión.....	131
Tabla 34: Cálculo de la altura de bombeo.	132
Tabla 35: La curva de la bomba, proporcionada por el fabricante (Hdes).....	134
Tabla 36: La curva del sistema (Hdis)	134
Tabla 37: Bombas activas y en stand-by en la estación de bombeo.....	135
Tabla 38: Dimensiones de la cámara de bombeo.....	135
Tabla 39: Niveles de agua en la torre de toma y en la estación de bombeo	136
Tabla 40: Cálculo de la cámara de bombeo	136
Tabla 41: Alturas de operación de las bombas	136
Tabla 42: Alturas de operación de las bombas en relación al nivel del terreno natural (NTN)	136
Tabla 43: Parámetros de diseño - Pozo de gruesos.	153
Tabla 44: Dimensiones del pozo de gruesos, ubicado luego del ingreso del colector a la planta.	153
Tabla 45: Velocidad recomendadas de aproximación y pasaje a través de rejillas y pérdida de carga máxima permitida, según Normas ENOHA, apartado 11.2.7.....	154
Tabla 46: Cálculo de rejillas gruesas	154
Tabla 47: Cálculo del canal de aproximación a rejillas gruesas	155
Tabla 48: Verificación de velocidades de aproximación y pasaje, según la Tabla 45.	155
Tabla 49: Pérdida de carga para rejillas gruesas, verificación con parámetros de la Tabla 45.	155
Tabla 50: Cálculo de las dimensiones del canal de rejillas.....	156
Tabla 51: Sólidos retenidos/removidos en las rejillas gruesas y volumen del contenedor. ...	156
Tabla 52: Selección de la bomba de tipo sumergible.....	157
Tabla 53: Dimensionamiento de la cámara de aspiración.....	157
Tabla 54: Dimensiones de la cámara de aspiración.	157
Tabla 55: Alturas de operación del sistema, donde NTN significa nivel del terreno natural.	158

Tabla 56: Dimensiones de la cámara de carga del pretratamiento.	158
Tabla 57: Dimensionamiento del canal de transición entre la cámara de carga y las rejillas finas.	159
Tabla 58: Dimensionamiento de rejillas finas y su canal de aproximación.	159
Tabla 59: Verificación de velocidades de aproximación y pasaje, según la Tabla 45.	160
Tabla 60: Dimensiones del canal de rejillas finas.	160
Tabla 61: Sólidos retenidos/removidos en las rejillas finas y volumen del contenedor	160
Tabla 62: Parámetros para el diseño de los desarenadores según (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).	161
Tabla 63: Dimensionamiento de la tolva de retención de arena.	161
Tabla 64: Retención de sólidos en el desarenador aireado.	162
Tabla 65: Retención de grasas en el desarenador aireado.	162
Tabla 66: Cálculo de los requerimientos de aire para el desarenador aireado.	162
Tabla 67: Elección del modelo de aireador para el desarenador aireado	162
Tabla 68: Parámetros de diseño -Lodos Activos- Aireación extendida.	163
Tabla 69: Dimensiones del reactor de lodos activos.	164
Tabla 70: Cálculo de caudales de ingreso, egreso, reciclo y purga	164
Tabla 71: Calidad de efluente que egresa del reactor y se dirige hacia los sedimentadores secundarios.	164
Tabla 72: Verificación de parámetros operativos para operación en aireación extendida, según rangos postulados en (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).	165
Tabla 73: Cálculo de la aireación del reactor.	166
Tabla 74: Cálculo de la cantidad y elección del modelo de difusor.	166
Tabla 75: Cálculo de la cantidad y elección del tipo de soplador.	167
Tabla 76: Cálculo de las tuberías de distribución de aire troncal y secundarias.	167
Tabla 77: Parámetros de diseño para los sedimentadores secundarios.	168
Tabla 78: Diseño de los sedimentadores secundarios.	168

Tabla 79: Dimensiones del sedimentador, con diferenciación de zonas (agua clara, separación de lodos, acumulación y espesado).	169
Tabla 80: Ingreso del licor mezcla al sedimentador secundario, por campana deflectora..	169
Tabla 81: Cálculo y diseño de la zona de espesamiento y de la microtolva.	170
Tabla 82: Remoción de lodos en el sedimentador secundario.	171
Tabla 83: Salida del efluente clarificado por vertederos tipo Thompson.	171
Tabla 84: Elección de canaleta Parshall según rango de caudales. Fuente: Ingenieros Asociados Control SL.....	172
Tabla 85: Valores típicos de las dimensiones de una canaleta Parshall. Fuente: Ingenieros Asociados Control SL.....	172
Tabla 86: Dimensiones de las canaletas Parshall.....	173
Tabla 87: Selección de la bomba de tipo sumergible.....	174
Tabla 88: Diseño de la cámara de aspiración.....	174
Tabla 89: Dimensiones de la cámara de aspiración.	174
Tabla 90: Alturas de operación del sistema, donde NTN significa nivel del terreno natural.	175
Tabla 91: Parámetros de diseño del Espesador por flotación de lodos biológicos.....	175
Tabla 92: Dimensionamiento del espesador de barro por flotación.....	175
Tabla 93: Cálculo del tanque de presurización de lodos.....	176
Tabla 94: Remoción y características de los lodos espesados por flotación.....	176
Tabla 95: Características del clarificado luego de la flotación de lodos secundarios.	177
Tabla 96: Parámetros para la elección del Filtro Banda.....	177
Tabla 97: Dimensiones del silo acumulador de lodos deshidratados.....	177
Tabla 98: Cálculo del conducto desde cámara partidora N°1 a Reactores biológicos.....	179
Tabla 99: Pérdida de carga en el conducto desde cámara partidora N°1 a Reactores biológicos	179
Tabla 100: Cálculo del conducto desde el Reactor biológico hacia la Cámara partidora N°2	180
Tabla 101: Pérdida de carga en el conducto desde el reactor biológico hacia la cámara partidora N°2.....	180

Tabla 102: Cálculo del conducto desde la Cámara partidora N°2 hacia los Sedimentadores secundarios	180
Tabla 103: Pérdida de carga en el conducto desde la Cámara partidora N°2 hacia los Sedimentadores secundarios.....	181
Tabla 104: Cálculo del conducto desde el sedimentador secundario hacia la cámara de salida (unificadora de caudal).....	181
Tabla 105: Pérdida de carga en el conducto desde el sedimentador secundario hacia la cámara de salida (unificadora de caudal).....	181
Tabla 106: Cálculo del conducto desde el sedimentador secundario hacia la estación de bombeo de recirculación de lodos.....	182
Tabla 107: Pérdida de carga en el conducto desde el sedimentador secundario a la estación de bombeo de recirculación de lodos.....	183
Tabla 108: Cálculo del conducto desde la estación de bombeo de recirculación de lodos a los reactores biológicos	184
Tabla 109: Pérdida de carga en el conducto desde la estación de bombeo de recirculación de lodos reactores biológicos.....	184
Tabla 110: Cálculo del conducto desde la estación de recirculación de lodos al espesador por flotación	185
Tabla 111: Pérdida de carga en el conducto desde la estación de recirculación de lodos al espesador por flotación.....	185
Tabla 112: Cálculo del conducto desde el Espesador por flotación al Filtro banda	185
Tabla 113: Pérdida de carga en el conducto desde el espesador por flotación al filtro banda	186
Tabla 114: Pérdida de carga por vertedero rectangular entre la Reja gruesa y la Estación elevadora	186
Tabla 115: Pérdida de carga por conducto en la estación elevadora	187
Tabla 116: Cálculo de la cañería de impulsión de la estación elevadora	187
Tabla 117: Pérdida de carga por vertedero rectangular entre la cámara de carga y las rejas finas	187
Tabla 118: Pérdida de carga por vertedero rectangular entre las rejas finas y el desarenador desengrasador	188

Tabla 119: Pérdida de carga por vertedero entre el desarenador y la cámara partidora N°1	188
Tabla 120: Cálculo de la cámara partidora N°1 (entre desarenadores y reactores biológicos	189
Tabla 121: Pérdida de carga por vertedero rectangular al final de la cámara partidora N°1	189
Tabla 122: Pérdida de carga por orificios en el ingreso al reactor biológico.....	189
Tabla 123: Pérdida de carga por vertedero rectangular al final del reactor	190
Tabla 124: Cálculo de la cámara partidora N°2	190
Tabla 125: Pérdida de carga en vertedero rectangular en la salida de la cámara partidora N°2	190
Tabla 126: Pérdida de carga en los sedimentadores secundarios en ingreso (orificios) y en la salida (vertederos tipo Thompson)	191
Tabla 127: Perfil hidráulico de la planta depuradora	192
Tabla 128: Consumo eléctrico asociado al equipamiento para la captación de agua.	195
Tabla 129: Consumo eléctrico para la distribución de agua por redes.	195
Tabla 130: horas punta, valle y resto del suministro eléctrico	196
Tabla 131: Costos operativos mensuales de la obra de captación y redes de distribución.	197
Tabla 132: Consumos energéticos mensuales para la Planta Depuradora, para una operación de 24 Hs y 7 días a la semana.	199
Tabla 133: Costos operativos de la planta depuradora de efluentes cloacales.	200
Tabla 134: Modo de ejecución de la Inversión inicial del proyecto.....	201
Tabla 135: Evaluación financiera de los flujos de caja del proyecto.....	203
Tabla 136: Factores o componentes ambientales que serán potencialmente afectados por el proyecto	212
Tabla 137: Descripción y clasificación de las variables para evaluar el impacto derivado de las acciones del proyecto	212
Tabla 138: Ponderación de los impactos ambientales y su importancia	213
Tabla 139: Matriz de impactos ambientales de la Obra de Captación, de acciones del proyecto sobre los factores ambientales.....	214

Tabla 140: Matriz de impactos ambientales de la Recambio de Redes de Agua, de acciones del proyecto sobre los factores ambientales.	217
Tabla 141: Matriz de impactos ambientales de la Planta de tratamiento de efluentes cloacales, de acciones del proyecto sobre los factores ambientales.....	220
Tabla 142: Medida, indicadores, registros y frecuencia de aplicación para el Plan de Seguimiento y Control Ambiental.	230

Introducción

La Ciudad de Río Grande es la ciudad cabecera del departamento homónimo, ubicado en la Provincia de Tierra del Fuego. Según su carta orgánica municipal, la Ciudad tiene una superficie de 12.181 km² y limita al Oeste por el meridiano 68° oeste, al Sur por el paralelo 54° sur y al Noreste por la costa del Mar Argentino, desde su intersección con el paralelo 54° sur hasta su intersección con el meridiano 68° oeste (Carta orgánica municipal, 2006). El ejido urbano se divide en Margen Norte y Margen Sur, separadas por el cauce del río Grande (Figura 1).

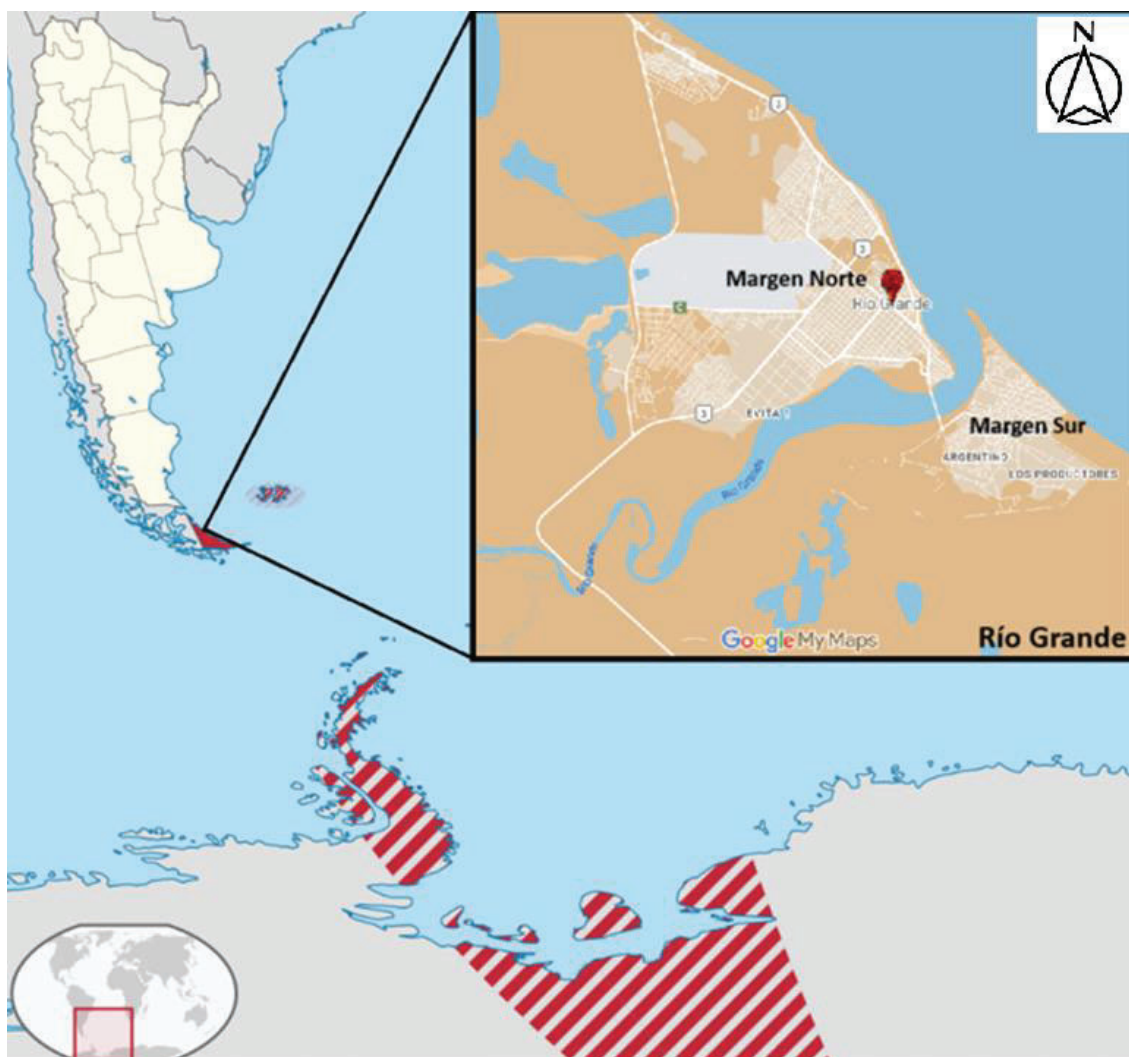


Figura 1: Ubicación de la Ciudad de Río Grande en la provincia de Tierra del Fuego y su división en Margen Norte y Margen Sur.

A este sitio se puede acceder por vía terrestre a través de la Ruta Nacional N°3, pasando por suelo chileno, y luego atravesar el Estrecho de Magallanes utilizando el servicio de ferries; o

por vía aérea a través del Aeropuerto Internacional Gobernador Ramón Trejo Noel, ubicado a 5 Km del centro de la ciudad.

La economía de la región recae principalmente en la actividad industrial y cuenta con una notable presencia de fábricas, tanto nacionales como internacionales. En este sentido, la Provincia de Tierra del Fuego se ha convertido en un polo tecnológico con predominio de la Industria electrónica, con fábricas tanto en Ushuaia como en Río Grande. Este polo tecnológico nació como consecuencia de la creación del régimen de promoción económica en 1972, con fines geopolíticos, del cual se desprende el subrégimen de promoción industrial que fomenta el desarrollo socioeconómico en la provincia de Tierra del Fuego.

Se considera que la ciudad de Río Grande se halla en una región geográfica aislada y con condiciones climáticas extremas. Esto genera una serie de desafíos en términos de acceso al agua y saneamiento adecuado para la población. A su vez, el crecimiento urbano de la ciudad ha llevado a un aumento en la demanda de los servicios de agua y saneamiento, lo que ha generado una presión adicional en la infraestructura existente. Hoy en día, según el censo 2022, su población alcanzó los 98.017 habitantes.

En este contexto, resulta esencial desarrollar un proyecto de agua y saneamiento que garantice el acceso equitativo y sostenible a servicios de agua potable y tratamiento de aguas residuales en la ciudad, encuadrándose dentro del Objetivo de Desarrollo Sostenible 6 propuesto por la ONU: “Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos”.

El presente proyecto se centra en el diseño de una obra de captación de agua superficial y redes de distribución para garantizar un suministro continuo de agua potable; como así también de una planta depuradora para gestionar de una manera sostenible las aguas residuales previo a su vuelco al mar. El diseño contempla una proyección a 20 años, con el fin de garantizar salud y bienestar de los habitantes, así como la disminución del impacto ambiental generado por grandes conglomerados sin un manejo adecuado de los efluentes domiciliarios.

1. Objetivos

1.1 Objetivo general

Desarrollar un proyecto de agua y saneamiento a nivel de ingeniería básica para la Ciudad de Río Grande, Tierra del Fuego. De esta manera, se espera optimizar la infraestructura existente y ampliar su cobertura en la ciudad, con un horizonte no menor a 20 años.

1.2 Objetivos específicos

Desarrollar un anteproyecto de ingeniería para una obra de captación de agua en el Río Grande, las redes de suministro de agua y la planta depuradora de aguas residuales, para alcanzar una cobertura del 100% para estos servicios.

Realizar un análisis de alternativas tanto para la obra de toma como la planta depuradora de efluentes cloacales. Para la primera, se tendrán en cuenta los problemas que tiene la toma actual, como el congelamiento de las capas superficiales del río y los bajos caudales, durante el invierno. Mientras que, para la segunda, se hará hincapié en la elección de un sistema de tratamiento biológico que pueda adaptarse y operar con normalidad en climas fríos.

Elaborar, a partir de la alternativa seleccionada, una memoria técnica, un estudio de población y caudales, diagramas, planos, especificaciones técnicas del equipamiento necesario, una evaluación financiera y una Evaluación de Impacto Ambiental, para determinar la viabilidad del proyecto en términos ambientales y financieros.

2. Metodología

La metodología empleada para la confección del presente Proyecto Final Integrador (PFI), se expone a continuación:

1. **Investigación preliminar:** durante esta etapa, se llevó a cabo un análisis de la situación actual sanitaria de la Ciudad de Río Grande. Se revisó la normativa aplicable relacionada con las diferentes partes del proyecto. Además, se realizaron estudios comparativos con proyectos sanitarios similares y se llevó a cabo una revisión bibliográfica exhaustiva enfocada en el diseño de estructuras de captación de agua y sistemas de distribución de redes de agua. Por otro lado, se analizaron diferentes tipos de tecnologías de tratamiento de las aguas residuales.
2. **Análisis de alternativas de la obra de captación:** Se estudió el sitio de implantación de la obra, las características de la fuente de agua, el clima de la localidad y la demanda de agua a cubrir para satisfacer las necesidades actuales y futuras.
3. **Diseño de la obra de captación:** Se analizó la disponibilidad y calidad del recurso hídrico del Río Grande. Asimismo, se evaluó la demanda actual y a 20 años de agua de la población afectada al proyecto. En consecuencia, se diseñó la infraestructura necesaria para la captación de agua para satisfacer la demanda y se desarrollaron las memorias descriptiva y de cálculo.
4. **Diseño de las redes de distribución de agua:** Se realizó un análisis de curvas de nivel de Río Grande, por medio de imágenes satelitales. De esta forma, se

determinaron las rutas óptimas de distribución. Posteriormente, se utilizó el software libre EPANET para el cálculo y diseño de las redes.

5. **Análisis de alternativas de la planta depuradora:** Se estudió el sitio de implantación de la planta. Se estudiaron las características del efluente a tratar y los diferentes trenes de tratamiento para evaluar su eficiencia en el contexto ambiental del proyecto.
6. **Diseño de la planta depuradora:** Se seleccionaron y diseñaron los procesos de tratamiento más óptimos para alcanzar los valores de vuelco de efluente al mar establecidos por el Decreto provincial 1333/93.
7. **Cómputo y presupuesto y evaluación financiera:** Se realizó un cómputo y presupuesto de la inversión inicial y los costos de operación y mantenimiento durante la etapa operativa. A su vez, se realizó una evaluación financiera para ver la viabilidad del proyecto en estos términos.
8. **Evaluación de impactos ambientales:** Se evaluaron los potenciales impactos ambientales inherentes a las distintas etapas del proyecto en su vida útil (construcción, operación y abandono). Además, se propusieron las medidas de mitigación y control de impactos ambientales.
9. **Elaboración del informe final:** Se redactó el presente informe técnico que incluye memoria descriptiva, de cálculo y recomendaciones.

Capítulo 1: Diagnóstico

1. Cobertura de los servicios sanitarios y población a servir

La Ciudad de Río Grande, al año 2021, cuenta con una cobertura de agua potable por red del 98% y de desagües cloacales del 91%, según el Plan Estratégico Río Grande Sostenible realizado en 2021, (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021). Sin embargo, la continuidad del servicio presenta varias deficiencias. Con respecto al agua potable, la antigüedad de la toma, las fluctuaciones de caudal, sumado al congelamiento de las capas superficiales del Río Grande durante parte del invierno, provoca cortes en el suministro y/o problemas de baja presión. Se relevó que la ciudad de Río Grande brinda una continuidad en el servicio de agua promedio de 20 horas al día (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021). Este indicador denota un servicio entre malo y regular en lo que respecta a la distribución de agua por redes según (Dirección Nacional de Inversión Pública, 2022). Por otra parte, la cobertura alta en materia de saneamiento refiere a la red cloacal pero no así al tratamiento de los efluentes previo a su disposición final en el mar. Hoy en día, se trata solamente el 50% de los efluentes que genera la ciudad.

En lo que respecta a la administración del servicio, la **Dirección Provincial de Obras y Servicios Sanitarios** (D.P.O.S.S) es responsable de prestar los servicios sanitarios en la Ciudad de Río Grande, excepto por el servicio de potabilización de agua, mantenimiento de redes de suministro y tratamiento de aguas residuales, que están a cargo de la Secretaría de Planificación, Inversión y Servicios Públicos de la Provincia, que delega la operación del servicio a la Secretaría de **Obras Sanitarias del Municipio de Río Grande**.

En materia de obras, por medio del Decreto Territorial N.º 413 del año 1983 y el Decreto Municipal N.º 52 del mismo año, se creó la **Dirección de Servicios Sanitarios**, bajo dependencia funcional y orgánica de la **Secretaría de Obras y Servicios Públicos del Municipio de Río Grande**. Acorde a estas normas, sus funciones son: Instrumentar y ejecutar la política en materia de provisión y/o abastecimiento de agua potable, servicios cloacales, pluviales y saneamiento urbano y suburbano, de acuerdo a los lineamientos definidos por la Secretaría de Obras y Servicios Públicos de la Nación.

Es de destacar que Río Grande crece a un ritmo acelerado: según estimaciones municipales, unas 5 mil personas se incorporan por año a la ciudad. La demanda de agua aumenta de modo consecuente y, en este sentido, se requiere de un proyecto de agua y saneamiento que aumente el acceso y que mejore la calidad y continuidad del servicio de agua.

2. Infraestructura existente

2.1 Agua

La ciudad de Río Grande cuenta actualmente con 2 plantas potabilizadoras de agua ubicadas sobre la Ruta 3, Km 2.852 (*Figura 4*). La primera denominada “El tropezón”, fue diseñada y construida en el año 1983 con el objetivo de brindar servicio a 50 mil habitantes, con una producción de 1900 m³/h. La segunda, de nombre “Jorge Coldorf”, se ubica 2 Km campo adentro de la potabilizadora original. Fue construida en 2018 en respuesta al crecimiento de la demanda y diseñada para una producción final de 2.000 m³/h, que, actualmente opera al 30% de su capacidad, y al sumarse a la antigua planta, completa la producción del suministro de agua potable que requiere la ciudad hasta el 2040. Al año 2021, producía 36.000 m³/día, lo implica una dotación¹ diaria de **367 litros/hab.día** (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021). En cuanto al proceso de potabilización, ambas plantas cuentan con procesos de floculación, sedimentación, filtración rápida y cloración.

La **obra de captación** existente es una **toma lateral** y se encuentra ubicada en sobre un margen del río, 3 Km al norte de la planta potabilizadora Tropezón y a 300 metros de la planta Potabilizadora Jorge Coldorf (*Figura 2 y Figura 3*). Según información proporcionada por Obras Sanitarias de la Municipalidad de Río Grande, la obra de toma opera al límite de su capacidad produciendo 1.900 m³/h, suficientes para satisfacer para demanda actual. Sin embargo, con el acelerado crecimiento poblacional de la ciudad, se prevé que en un par de años esta no sea capaz de mantener la cobertura en materia de agua. Asimismo, al tratarse de un río que se alimenta de los deshielos, se destacan los problemas de abastecimiento en invierno, momento en que disminuye su caudal, lo que genera que la toma, ubicada en el margen del río, no capte el agua suficiente. Por otro lado, el frío del invierno genera el congelamiento de las capas superiores del río, fenómenos que se acentúa sobre los márgenes, donde el río es más lento y su profundidad menor.

¹ La dotación es la cantidad de agua por día que consumen los habitantes de una determinada población con el fin de satisfacer sus necesidades. Este valor es característico de cada comunidad y depende de las demandas de agua para los distintos usos como pueden ser la alimentación, el lavado de ropa y del hogar, el aseo personal, el riego en los domicilios, los baños, los usos industriales y comerciales y el uso público.



Figura 2: Ampliación de la infraestructura en materia de agua. Elaborado con Google Earth.

*Planta Potabilizadora Tropezón: 53°49'37.8"S; 67°48'32.9"O,
Planta Potabilizadora Jorge Coldorf: 53°49'35.5"S; 67°50'31.6"O
Obra de Captación existente: 53°49'45.8"S; 67°50'38.4"O.*



Figura 3: Esquema de implantación de la obra de toma de agua existente sobre el Río Grande y la Planta Potabilizadora Jorge Coldorf. Fuente: Esquema proporcionado por Obras Sanitarias de la Municipalidad de Río Grande.

En cuanto a la calidad del agua suministrada a la red, se garantiza el cumplimiento de todas las normas establecidas en el código alimentario. Se realizan análisis periódicos en el laboratorio de la Planta "El Tropezón" tanto del agua cruda como del agua tratada. Además, anualmente se llevan a cabo muestreos adicionales para evaluar el contenido de metales que son luego analizados en un laboratorio externo (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021).

No obstante, aún quedan algunos aspectos por resolver para lograr un sistema integral de suministro de agua potable en la ciudad. Por un lado, surge la necesidad de expandir y, en

algunos casos reemplazar, la infraestructura existente (obra de toma, acueductos y redes de distribución), principalmente de la Margen Norte de la ciudad, para atender el crecimiento urbano. Se requiere la incorporación de bombas de impulsión para abastecer las cisternas, así como bombas de rebombeo para garantizar la presión adecuada (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021). En este sentido, en 2022, se puso en funcionamiento una estación de rebombeo ubicada en la mitad del trayecto que va desde la planta “El Tropezón” a Margen Sur, lo que mejoró, en parte, la presión de agua que era deficitaria años anteriores.

En cuanto a la antigüedad de las redes, se ha relevado que Río Grande comenzó a tener agua por red en 1954. Desde entonces no ha habido obras de recambio de cañerías o reconfiguración de la red. Como consecuencia, **las redes del casco urbano se encuentran deterioradas**, afectando la calidad y continuidad del servicio. Según el diagnóstico de Río Grande (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021), el servicio se presta con normalidad solo 20 horas al día. La situación se agrava en invierno, por un lado, debido al bajo caudal del Río Grande, y por el otro, debido al congelamiento y roturas frecuente en las cañerías de distribución. A su vez, es de destacar que, aunque en los últimos años la población creció, la mancha urbana no se expandió en la misma medida, siendo indicativo de una **densificación poblacional**.



Figura 4: Infraestructura existente: obra de captación, planta y sitio del ejido de urbano con redes deterioradas. Elaborado con Google Earth.

2.2 Saneamiento

La totalidad de la red de saneamiento se divide por zonas, existiendo tres destinos finales: la Planta Depuradora Margen Norte, la Colectora Máxima Norte y la Colectora Margen Sur (ver Figura 7).

La **Planta Depuradora** ubicada en Margen Norte recibe los **efluentes cloacales de solo el 50%** de la población de Río Grande (Figura 5). A causa de su ubicación, dentro del ejido urbano, ha llegado al **final de su vida útil**. Sin embargo, al año 2021 continúa operando al máximo de su capacidad. Además, presenta **limitaciones para expandir su infraestructura** por falta de disponibilidad de terreno. Actualmente, la planta depuradora consta de un sistema de pretratamiento del efluente que incluye rejillas autolimpiantes y dos desarenadores – desengrasadores; un tratamiento secundario de lodos activos y un tratamiento terciario que consta de cloración, para verter los efluentes al Mar Argentino (DPOSS, Resolución 1044/21). El restante 50 % de las **aguas residuales llegan al mar a través de emisarios**, con sólo un pretratamiento mediante desbaste (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021).



Figura 5: Planta depuradora de efluentes cloacales existente en Margen Norte y emisario.
Elaborado con Google Earth.

En la actualidad, se haya en construcción una **planta de tratamiento de efluentes** para el **Margen Sur** de la ciudad, ubicada en la parcela de nomenclatura catastral Y-2000-47QR, cuya dirección es calle Tolhouin 1540, Margen Sur, Río Grande, (Figura 6 y Figura 7). Esta planta tratará los efluentes que vuelcan en el Colector Margen Sur, que representa una

cantidad de beneficiarios equivalente a los de la planta existente de Margen Norte y proyecta comenzar a dar servicio a finales del año 2024. La planta consta de un sistema de pretratamiento, reactor biológico y sedimentador y tratamiento de lodos de consta de un espesador y un deshidratador (DPOSS, Res. 900/2017).

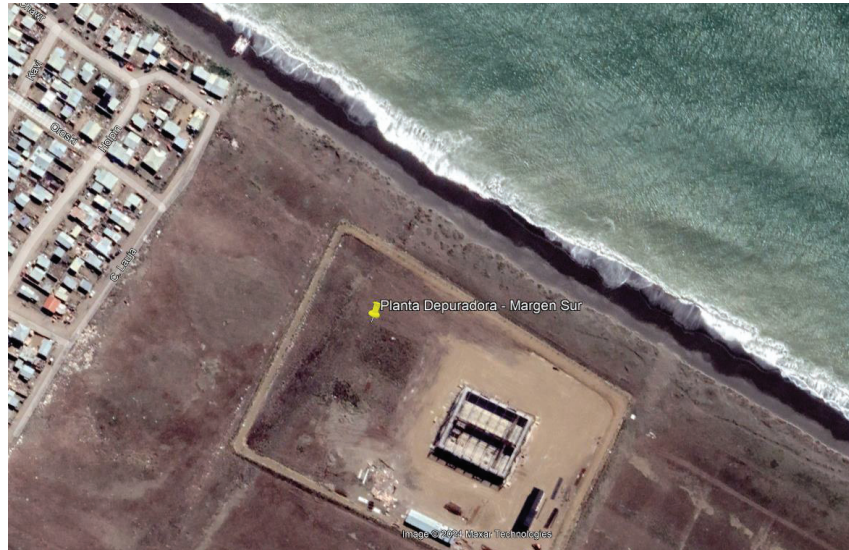


Figura 6: Planta depuradora de Margen Sur en construcción. Elaboración propia con Google Earth.

Por otro lado, la Dirección provincial de obras y servicios sanitarios ha proyectado **una planta de pretratamiento**, para el **Margen Norte** de la ciudad, que utilizará el emisario submarino existente de la colectora máxima norte (Figura 7) y planea emplazarse sobre la ruta 3 y el camino de circunvalación, 4 Km al norte de la planta depuradora existente. El objetivo del proyecto es el de reemplazar a la planta depuradora actual. Sin embargo, su único tratamiento será un sistema de desbaste, previo a disposición final en el mar.

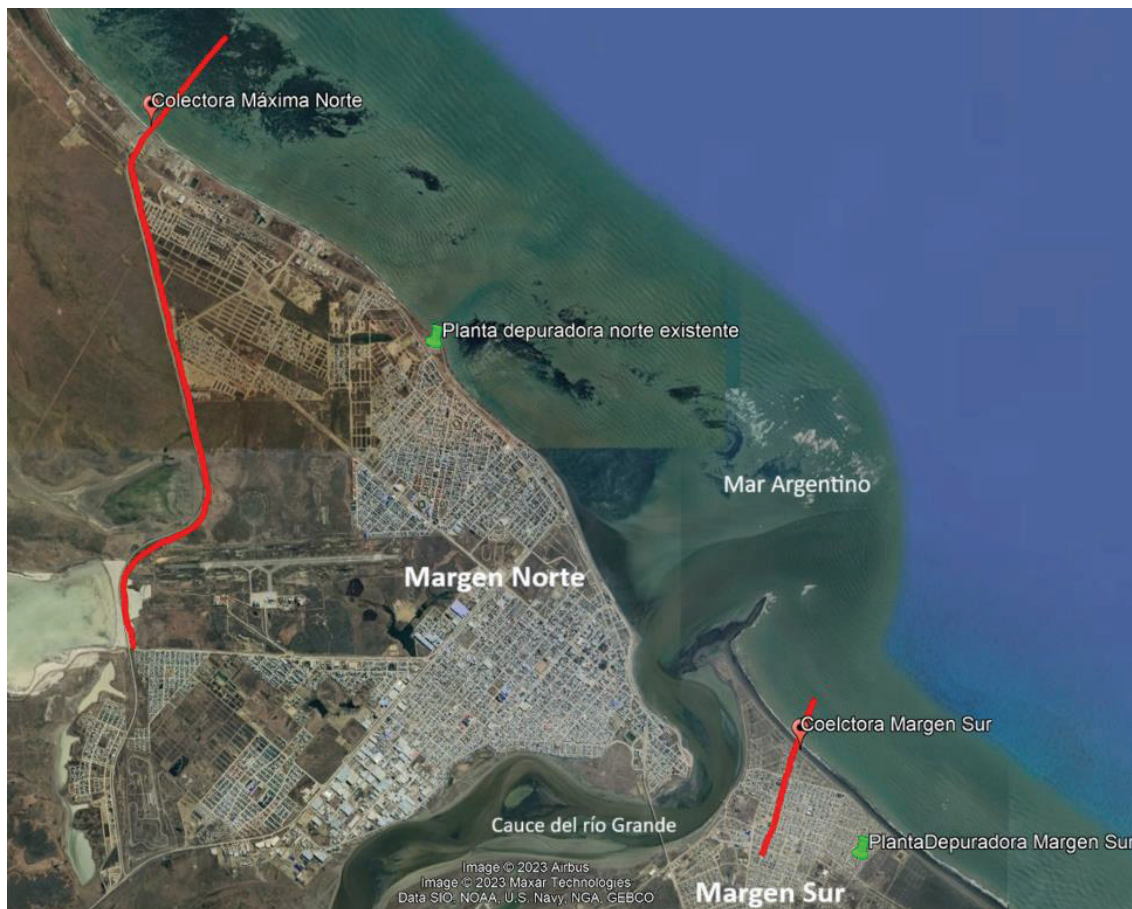


Figura 7: Infraestructura de saneamiento existente en Río Grande. Elaborado con Google Earth.: Infraestructura de saneamiento existente en Río Grande. Elaborado con Google Earth.

Descarga Colectora Máxima Norte: 53°43'56.23"S; 67°46'12.92"O (distancia desde la costa 320 m),

Descarga Planta Depuradora Norte: 53°45'15.10"S; 67°43'19,59"O (distancia desde la costa 200 m),

Descarga Colectora Margen Sur: 53°48'0.66"S; 67°39'21.61"O (distancia desde la costa 22 m),

Descarga Planta Depuradora Margen Sur: 53°48'20.1"S; 67°38'39.9"O (distancia desde la costa 200 m).

Cabe mencionar que el área de la Costa Atlántica, que abarca aproximadamente 202 Km de costa, donde vuelcan los emisarios, forma parte de una **zona marino-costera protegida de gran importancia ecológica** para la **preservación del ecosistema marino**, así como para las **aves playeras migratorias** a nivel internacional (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021). En línea con ello, mediante la Ley Provincial N°415, promulgada en 1998, se incorporó esta zona al Sistema Provincial de Áreas Naturales Protegidas bajo la denominación de "Reserva Costa Atlántica", otorgándole la categoría de Reserva Costera Natural. Desde 1992, también ha sido designada como sitio de la Red Hemisférica para Aves Playeras y está reconocida como un humedal de importancia internacional según la **Convención RAMSAR** desde 1995.

A partir de antecedentes analizados en una evaluación de impacto ambiental realizada por la Dirección General de Recursos Hídricos de Tierra del Fuego y la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco en 2009, cabe esperar que los emisarios con efluentes cloacales que llegan al mar, valiéndose únicamente de un pretratamiento mediante desbaste, estén alterando diferentes hábitats del estuario y afecten la calidad del agua por contaminación biológica y orgánica (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021).

En vista de la situación en que se encuentra el saneamiento en la ciudad, en el **presente proyecto** se propone diseñar una **planta depuradora** para los efluentes cloacales del **Margen Norte de la ciudad**, que se emplazará en el sitio donde actualmente se proyecta implantar la nueva planta de pretratamiento (ver Figura 7), ya que es donde converge el trazado cloacal y cuenta con la **descarga al mar** en forma de emisario submarino (ver Figura 8). Inicialmente, se busca cumplir con la normativa de vuelco al mar (Tabla 1). Sin embargo, debido a que los valores de vuelco al mar no son tan restrictivos como las descargas a otros cuerpos de agua, y al tratarse de un **sitio Ramsar**, se ha decidido diseñar las unidades de tratamiento de manera de cumplir con los valores de *vuelco a pluvial* (ver Tabla 1), a efectos de mitigar los impactos por contaminación sobre el frente marino.

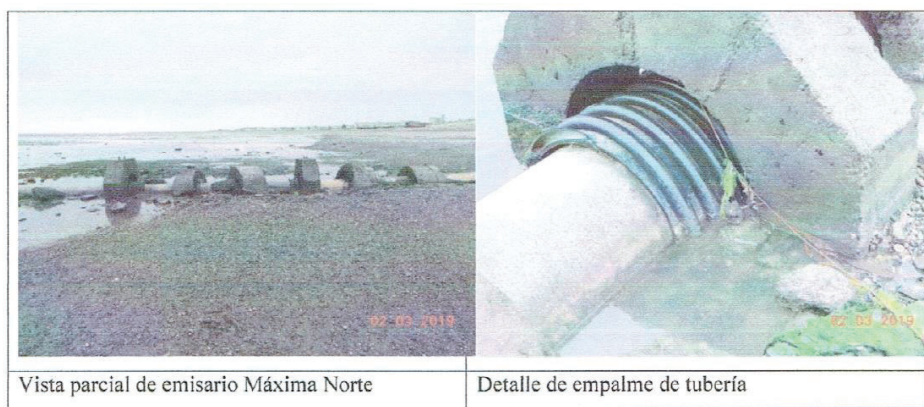


Figura 8: Emisario existente correspondiente a la Colectora máxima norte, ubicada en Margen Norte. Fuente: (DPOSS, Resolución 1044/21).

Tabla 1: Valores de vuelco según el Decreto provincial 1333/93 correspondiente a la Ley provincial N° 55.

Parámetro	Unidad	Vuelco a Pluvial	Vuelco a mar
Temperatura	°C	<45	<45
SST (SS 2 hs)	[mg/l]	<5	<5
TOC	[mg/l]	N.E	N.E
DQO	[mg/l]	<250	**
DBO5/muestra bruta	[mg/l]	<50	**
Fósforo orgánico	[mgP/l]	<1	N.E
Fósforo inorgánico	[mgP/l]		N.E
Grasa o SSEE	[mg/l]	<50	**
Coliformes totales	NMP/100 ml	<5.000	<20.000
Organoclorados	[mg/l]	<0,1	<0,1

*NE: no se establecen valores de vuelco por el momento

**Las descargas al mar deberán ser diseñadas de modo de obtenerse una dilución inicial de 50:1 fuera de una zona de mezcla de radio o ancho de 200 metros alrededor del punto de vertido. De no poderse cumplir con la condición de dilución propuesta, las concentraciones de DBO DQO y S.S.E.E. serán como máximo 150 mg/L, 400mg/L y 100 mg/L, respectivamente.

2.3 Industria

En Río Grande se encuentra una gran cantidad de industrias, siendo esta la principal actividad económica de la ciudad. Destacan principalmente la industria de ensamblaje de electrónicos, considerada como una industria seca, seguida por la industria textil. Posee un parque industrial, con cerca de 40 empresas instaladas a la vera del río (*Figura 9*). El parque cuenta con agua potable, alumbrado, desagües cloacales y pluviales, calles internas pavimentadas, servicio de electricidad, telefonía e internet. Las principales actividades industriales llevadas a cabo son la automotriz y autopartes, electrónica, packaging, petróleo y gas, plástico, textil, almacenamiento y logística (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021).

Los efluentes generados en el parque son tratados individualmente por cada industria, debiendo cumplir los valores de vuelco permitidos según el decreto provincial 1333/93 (Tabla 1). En línea con ello, en la actualidad, se ha materializado el Colector Norte que impulsa y conduce los caudales de aguas residuales desde el Parque Industrial Río Grande hasta su descarga al mar, en el sector norte de la ciudad, con una cañería PEAD de 6.950 metros, de 630 mm de diámetro, que funciona como emisario garantizando una adecuada dispersión de los efluentes en el mar (DPOSS, Resolución 1044/21).



Figura 9: Ubicación del parque industrial en el Margen Norte de Río Grande. Elaborado con Google Earth.

3. Población

Río Grande ha experimentado a lo largo de su historia explosiones demográficas que alteraron su población. En 1972 se promulgó la Ley de Promoción Económica N° 19.640 que generó un crecimiento por movilización de la población desde distintos sitios del país hacia Río Grande, debido a la instalación de fábricas en la ciudad, la expansión del turismo y la exploración de nuevas áreas para la explotación de hidrocarburos. Como consecuencia, la tendencia de crecimiento rápido y continuo duró dos décadas. Luego, en 2001, con la crisis económica, el crecimiento poblacional debido a migraciones internas, se atenuó (Ministerio de Producción y Ambiente, 2023).

Además, la ciudad se ha visto beneficiada de una topografía plana desprovista de vegetación arbórea, con lo cual, su expansión no se vio condicionada por este factor como sucede, por ejemplo, en la ciudad de Ushuaia (DPOSS, Resolución 1044/21). No obstante, posee otros condicionantes naturales. El curso de agua Río Grande divide el ejido transversalmente en dirección suroeste-noreste, dividiendo el viejo casco céntrico (Margen Norte) y zonas aledañas consolidadas urbanísticamente, de la Margen Sur, donde coexisten urbanizaciones privadas con públicas y muchos hábitats precarios. Al mismo tiempo, los meandros del río

generan diversas superficies sobre las cuales no se puede avanzar ya que, en la mayoría de los casos, constituyen zonas inundables.

3.1 Población a servir

Para cada bloque del proyecto (obra de captación, redes de suministro y planta depuradora), la población a servir es diferente debido a la infraestructura existente. Se han relevado los siguientes valores de población para Río Grande de los Censos 2001, 2010 y 2022, llevados a cabo por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos de la República Argentina (INDEC, 2022)(*Tabla 2*).

Tabla 2: Población correspondiente a los Censos 2001, 2010 y 2022. Fuente: INDEC.

Año	Población
2001	39.816
2010	52.681
2022	98.017

Se utilizó el método de proyección poblacional *Tasa Geométrica Decreciente* (*Tabla 3*) debido a que esta metodología es aplicable a localidades que han pasado por un significativo aporte migratorio o un incremento de la población en el pasado reciente y cuyo crecimiento futuro previsible será de menor importancia. En el caso de Río Grande, se debió a la instalación de parques industriales que derramó en una mayor oferta laboral.

Tabla 3: Población proyectada para los años 2024-2046, por el método de la Tasa Geométrica Decreciente.

Año	Población proyectada
2024	106.495
2036	175.184
2046	265.236

Se ha fijado el horizonte del proyecto en el 2046 y se ha obtenido una población proyectada de 265.236 habitantes.

3.1.1 Obra de captación

La obra de captación de agua se diseñó para un horizonte de 20 años. Para lo cual, la proyección poblacional para el año 2046 arrojó un valor de 265.236 habitantes. Además, teniendo en cuenta que la dotación de agua es de 375 litros/hab.día, la demanda total a cubrir al año 2046 es 1,75 m³/s.

3.1.2 Redes de agua

Dada la cobertura de agua de más del 90%, a efectos del presente proyecto, se remodelaron las redes del casco urbano, tomando como premisa la densificación poblacional en este sitio,

por lo que la configuración actual no es capaz de dar continuidad al servicio en el futuro. A su vez, las redes del casco urbano son antiguas, ya que datan de la década de 1950 y son de asbesto cemento, lo que incurre en casi un 50% de pérdidas y obstrucciones debido al material, alcanzando valores de pérdidas inadmisibles por parte del ente operador del servicio de agua y saneamiento.

Este proyecto beneficiará a una población final de aproximadamente 70.000 habitantes (que representa el 70% de la población actual).

3.1.3 Planta Depuradora

Para este caso, se proyecta ampliar la infraestructura para dar tratamiento al 100% de los efluentes cloacales, con un horizonte fijado en 2046. Se toma en consideración que actualmente solo el 50% de los habitantes tiene un tratamiento y disposición final adecuado de los efluentes domiciliarios. Entonces, al proyectar la población al 2046, se estiman 265.236 habitantes, que, al descontar los habitantes servidos actualmente, se obtiene una demanda proyectada de 188.117 habitantes para el año 2046.

3.1.3.1 Caracterización del efluente cloacal

Dada la ausencia de valores de referencia, se adoptan los siguientes parámetros correspondientes a un efluente cloacal típico de media carga, extraídos de (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000), para el diseño y dimensionamiento de las unidades que conforman el tren de tratamiento de la planta depuradora.

Tabla 4: Efluente cloacal domiciliario de carga media típico. Fuente: (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)

Características del efluente cloacal crudo		
Parámetro	Unidad	Valor
SST	[mg/l]	720
SS	[mg/l]	220
SSV	[mg/l]	45
SF	[mg/l]	175
TOC	[mg/l]	160
DQO	[mg/l]	500
DBO5/muestra bruta	[mg/l]	400
DBO5 soluble	[mg/l]	372
DBO5 susp	[mg/l]	28
Nitrógeno amoniacal	[mgN/l]	25
Nitrógeno orgánico	[mgN/l]	15
Fósforo orgánico	[mgP/l]	8
Fósforo inorgánico	[mgP/l]	2
Grasa	[mg/l]	100
Coliformes totales	N°/100 ml	10 ⁶

4. Conclusiones

En base al diagnóstico realizado, se han identificado una serie de deficiencias y oportunidades de mejora relacionados con el saneamiento y el abastecimiento de agua en la Ciudad de Río Grande, así como las preocupaciones ecológicas asociadas al vuelco de efluentes cloacales sin previo tratamiento al mar. Este diagnóstico subraya la necesidad de abordar esta problemática desde la ingeniería ambiental para garantizar la salud pública y el bienestar ambiental, por medio de la ampliación y/o readecuación de la infraestructura existente, con un horizonte fijado en 2046.

El tratamiento de los efluentes cloacales, que abarca solo el 50% de la población en la actualidad, es un problema a atender, ya que estos efluentes no tratados son volcados por medio de colectoras máximas al mar. El riesgo ecológico derivado de esta práctica puede tener efectos devastadores en la biodiversidad marina, la calidad del agua costera y la salud de las comunidades que dependen de estos recursos. Para atender esta problemática, se diseñó una nueva planta depuradora, que cumple con los parámetros de vuelco al pluvial (por ser más restrictivos que los respectivos a mar), fijados en el Decreto 1333/93 reglamentario de la Ley Provincial N°55.

Por otra parte, la toma de agua existente no es capaz de cumplir con la demanda actual y la continuidad del servicio, lo que actualmente genera problemas de abastecimiento sobre todo durante el invierno, momento en que baja el caudal del río y se congela el agua que debería ingresar a la toma. Para abordar esta problemática, se diseñó una nueva obra de captación con un horizonte de 20 años. Es de mencionar que la planta potabilizadora existente, habilitada en 2018, opera al 30% de su capacidad, por lo que se encuentra preparada para ampliar su cobertura en los próximos años.

Por último, la cobertura actual de agua es superior al 90%. No obstante, las redes de suministro del casco urbano de la Margen Norte de la Ciudad datan de mitad del siglo pasado y se hayan deterioradas, generando grandes costos de mantenimiento, que se traducen en roturas de cañería, pérdidas y cortes de suministro. Asimismo, cabe destacar que, aunque en los últimos años la población creció, la mancha urbana no se expandió en la misma medida, siendo indicativo de una densificación poblacional. Por este motivo, se planteó un remodelado de las redes del casco céntrico, que se estima beneficiará a 70.000 habitantes, lo que representa el 70% de la población actual.

Capítulo 2: Línea de base y Marco Normativo

1. Introducción

Para llevar a cabo un proyecto sanitario como una nueva obra de captación, redes de distribución y tratamiento de efluentes de cloacales, es necesario establecer cuáles son las características del área en que se desea llevar a cabo la obra. Es por esta razón que el presente capítulo se realiza una descripción de los factores biogeográficos, demográficos y económicos del área de estudio, así como de la normativa que tiene injerencia en Río Grande, Tierra del Fuego.

2. Localización del proyecto (Área operativa)

El proyecto de obra de captación, recambio de redes de agua y nueva planta de tratamiento de efluentes tiene proyectado emplazarse en la Ciudad de Río Grande, dentro del Departamento de Río Grande, Tierra del Fuego.

2.1 Obra de captación

La nueva obra de captación se emplazará sobre el cauce del río Grande, adyacente a la parcela 1.133 del catastro parcelario de Río Grande (Figura 12), cuyas coordenadas geográficas son S 53°49'46" O 67°50'39", se implantará adyacente a la planta potabilizadora Jorge Coldorf (S 53°49'37", O 67°50'33") (Figura 11).

Para acceder al predio, desde la Ciudad de Río Grande, se debe tomar la Ruta Nacional 3 y recorrer 9,2 Km hacia el suroeste y girar a la izquierda al arribar a la Planta Potabilizadora "El Tropezón" (S 50°49'38", O 67°48'30") y continuar por el camino de tierra por 2,9 Km (Figura 10).



Figura 10: Ubicación de la nueva obra de toma sobre el cauce del Río Grande (área operativa del proyecto). Elaborado con Google Earth.



Figura 11: Ubicación del área operativa del proyecto obra de captación, adyacente a la planta potabilizadora Jorge Coldorf.

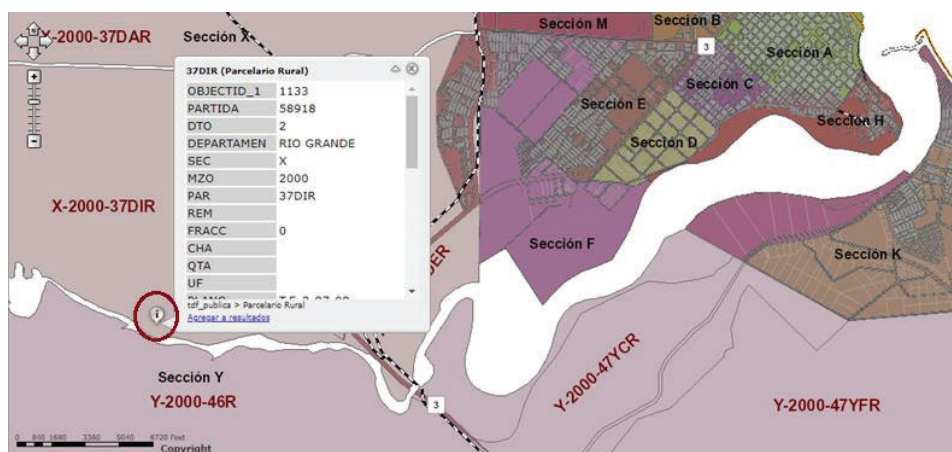


Figura 12: Parcela en la que se implantará la nueva obra de toma. Tomado del Catastro parcelario de Río Grande (AREF, 2016).

2.2 Redes de suministro de agua potable

El recambio de las redes de agua potable se realizará sobre el ejido urbano de la margen norte de Río Grande, específicamente en las zonas indicadas en la Figura 13.



Figura 13: Área operativa del proyecto de recambio de redes de agua, en la Margen Norte de la Ciudad de Río Grande. Elaborado con Google Earth.

2.3 Nueva Planta de Tratamiento de Efluentes Cloacales

La nueva planta depuradora se ubicará sobre la parcela 12817, según el catastro de Río Grande de la Agencia de Recaudación Faguina, cuyas coordenadas geográficas son (S 53°44'6.45", O 67°46'34.73").

Para acceder al predio, desde la Ciudad de Río Grande, se debe tomar la Ruta Nacional 3 y recorrer 8 Km hacia el noroeste hasta el camino de circunvalación, donde se debe doblar a la derecha y hacer 50 metros.

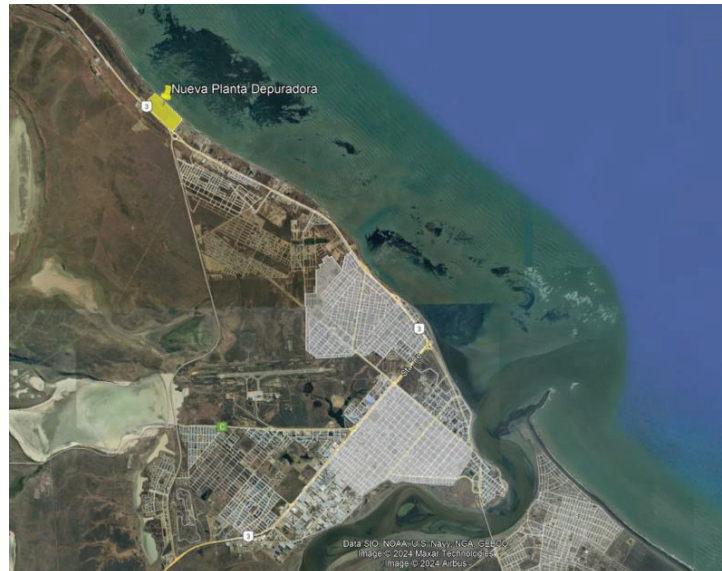


Figura 14: Ubicación del área operativa de la nueva planta depuradora de efluentes cloacales.
Elaborado con Google Earth.

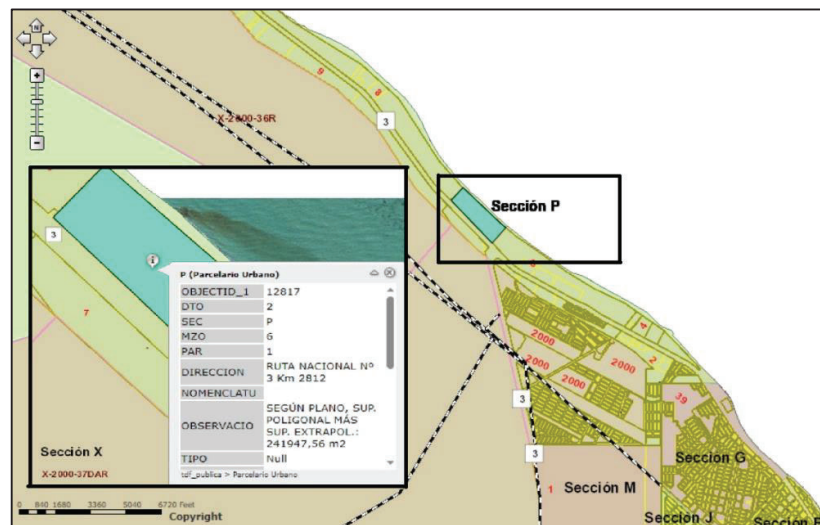


Figura 15: Parcela en la que se implantará la nueva planta depuradora de efluentes cloacales.
Elaborado con el Catastro parcelario de Río Grande (AREF, 2016)

Área de estudio

Para el correcto desarrollo de una Evaluación de Impacto Ambiental (EIA), es necesario definir un área de estudio, y, por lo tanto, se precisa conocer el área de influencia del Proyecto. El área de influencia se define como la distribución espacio-temporal de los posibles efectos o impactos, tanto positivos como negativos, que pueda generar una determinada actividad asociada a alguna de las etapas del proyecto sobre algún componente tanto biológico, físico como sociocultural. Dentro de esta área se hace una caracterización del ambiente previo al comienzo de la etapa constructiva de las distintas obras correspondientes al proyecto, a modo

de línea de base ambiental, para luego identificar y ponderar los diferentes impactos ambientales y proponer las medidas pertinentes dentro del Plan de Gestión Ambiental (PGA).

Área de influencia directa (AID)

Refiere al área circundante del proyecto donde se pueden predecir los impactos ambientales directos sobre los receptores sensibles como los componentes físico-biológicos.

El AID del proyecto se compone por el área operativa (AO), los caminos de circulación o rutas cercanas, que serán utilizados para transportar materiales, residuos, insumos y personal. A su vez, serán susceptibles las parcelas aledañas debido al ruido proveniente de la maquinaria y equipamiento. Respecto a los cuerpos de agua, cabe mencionar que la obra de captación de agua se ubica sobre el cauce del Río Grande, de la cual luego se alimentarán las redes y, que, la planta depuradora tiene su vuelco al mar argentino, por lo cual, ambos cuerpos de agua superficiales serán considerados dentro del área de influencia directa.

Área de influencia Indirecta (AI)

Refiere a la superficie donde se manifiestan los impactos ambientales indirectos, en otras palabras, aquellos que ocurren en un sitio diferente a donde se desarrollan las actividades del proyecto.

El área de influencia indirecta del presente proyecto es todo el Departamento de Río Grande, ya que el servicio sanitario procedente del presente proyecto se extiende a toda la ciudad, por lo que los indicadores socioeconómicos impactarán sobre esta área; el mar por una extensión de 50 Km desde la costa, que es donde se volcarán los efluentes tratados; y la napa freática, por algún derrame de hidrocarburos producto del uso de maquinaria y equipamiento pesado, que pudiera suceder.

2. Aspectos Ambientales

2.1 Clima

Existe un conocimiento limitado sobre el clima de Tierra del Fuego que se debe a la escasez de estaciones meteorológicas de la red oficial en la región. Por esta razón, sus características principales derivan de factores como su posición geográfica extrema, la influencia de las masas de hielo antárticas, de la alta relación entre la masa oceánica y terrestre, así como de la incidencia de los vientos procedentes del oeste y suroeste.

La orografía dentro de la provincia fueguina genera condiciones climáticas distintas: en la zona cordillerana predominan las precipitaciones y la baja heliofanía; en las llanuras del norte hay una disminución considerable de las precipitaciones, así como una mayor frecuencia e

intensidad de vientos. De esta manera, se obtiene un clima frío húmedo con influencia oceánica que modera las amplitud diarias y estacionales, con inviernos moderadamente fríos y veranos que no tienen condición como tales desde el punto de vista término y restringe la diversidad de flora y fauna, definiendo una ecorregión de estepa fría (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022).

El clima de estepa fría se caracteriza por veranos cortos y frescos (menos de cuatro meses con temperaturas medias superiores a 10°C) e inviernos poco fríos (con medias entre 0°C y 3°C). El efecto Föhn² que se da, genera que la temperatura media anual sea superior, a igual latitud, que al correspondiente al clima templado frío lluvioso. La amplitud térmica anual del clima de estepa fría es moderada (de 7°C a 11°C), pero sensiblemente superior a la del clima templado frío lluvioso. La temperatura media anual de Río Grande es de 5,5 °C. Este valor, con diferencias inferiores a un grado, puede considerarse extensivo a toda la costa de la isla Grande.

Las precipitaciones son bastante escasas y generalmente inferiores a los 500 mm anuales, incluso en sectores más orientales no llega a 300 mm. Los días nublados son habituales y las lluvias frecuentes. La nieve es poco abundante y de corta duración, a excepción de los ingresos de frentes polares que provocan intensas nevadas con acumulación de nieve durante días.

2.1.1 Análisis climatológico a escala local

Se obtuvieron datos climatológicos medios mensuales de la estación del Servicio Meteorológico Nacional (SMN) “Río Grande”, correspondientes al periodo 1981-2010 para las variables temperatura y precipitación. Es de destacar que, si bien no se cuenta con datos actualizados, los mismos corresponden a una serie temporal que representa el comportamiento climático del área de influencia del proyecto. A su vez, se consultaron otras fuentes de información para analizar eventos críticos como heladas y nevadas.

2.1.1.1 Temperatura

La temperatura es una medida de la intensidad del calor y la misma juega un papel fundamental como condicionante para el desarrollo de los organismos vivos, determinando en parte la presencia o no en una determina zona de una comunidad específica. A su vez, la cantidad de energía solar recibida, en cualquier región del planeta, varía con la hora del día, con la estación del año y con la latitud. Estas diferencias de radiación originan, principalmente,

² El viento foehn o föhn es un tipo de viento seco que baja por la ladera que aparece en el lado de sotavento de una cordillera. Se produce en relieves montañosos cuando una masa de aire cálido y húmedo es forzada a ascender para salvar ese obstáculo.

las variaciones de temperatura. Por otro lado, la temperatura puede variar debido a la distribución de distintos tipos de superficies y en función de la altura

En la *Figura 16*, puede observarse la variación temperaturas medias mensuales a lo largo del año, para el periodo 1981-2010 en la estación meteorológica “Río Grande”.

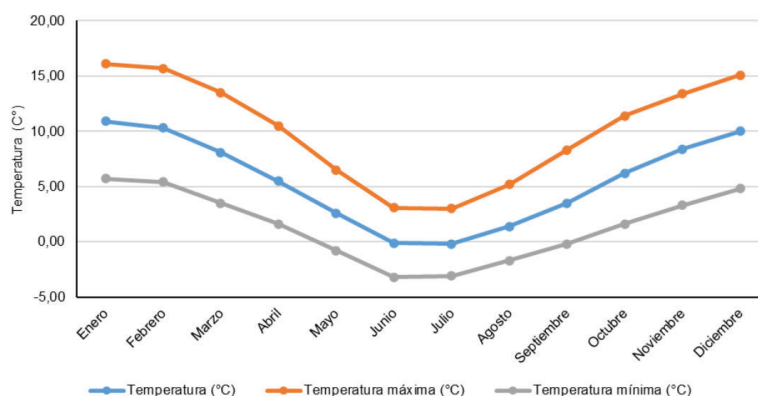


Figura 16: Temperaturas medias mensuales para el periodo 1981 - 2010, correspondientes a la Estación Meteorológica Río Grande. Fuente: Servicio Meteorológico Nacional.

2.1.1.2 Precipitaciones

Las precipitaciones son cualquier tipo de agua recogida en la superficie terrestre, incluyendo por tanto la lluvia, el granizo y la nieve. El estudio de las precipitaciones es fundamental dentro de cualquier estudio climatológico, siendo además uno de los principales aspectos que pueden condicionar la realización de una obra en una zona determinada. En el caso particular del área de estudio dado que un tercio del año se presentan temperaturas medias mínimas por debajo de 0°C, las nevadas adquieren relevancia debido a su influencia en la dinámica del Río Grande.

A continuación, se muestran las precipitaciones registradas en el área de influencia del proyecto para el periodo 1981-2010, así como la frecuencia de días con precipitaciones mayores a 0,1 mm.

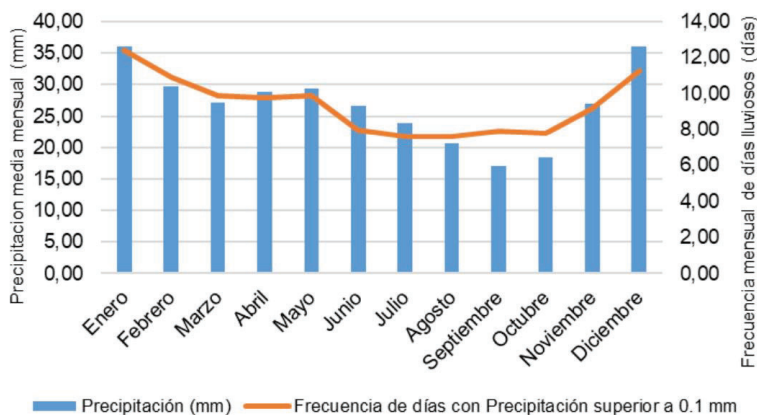


Figura 17: Precipitaciones medias mensuales acumuladas y frecuencia de precipitaciones medias mensuales. Fuente: Servicio Meteorológico Nacional, Estación Río Grande.

El valor medio anual de precipitaciones acumuladas resultó de 26,7 mm y la frecuencia media anual, es decir, la cantidad de días con precipitaciones mayores a los 0,1 mm, fue de 112 días (Figura 17).

Los valores de precipitaciones, a diferencia de lo que sucede con la temperatura, no presentan un patrón estacional ya que, durante todos los meses del año, las lluvias medias mensuales no superan los 40 mm, entrando dentro de la categoría de clima seco.

2.1.1.3 Heladas

Existen diferentes eventos meteorológicos críticos que ocurren con mayor o menor frecuencia dentro del área de influencia del proyecto. El más relevantes es el de las heladas ya que tiene lugar en la mayor parte del año. A continuación, en la Tabla 5 se detallan los registros del centro de Información Agroclimática (Facultad de Agronomía, UBA, 2022), donde están registradas las heladas meteorológicas, es decir, el descenso térmico igual o inferior a 0°C medido en el abrigo meteorológico, para el periodo 1959 – 2012.

Tabla 5: Registro de heladas meteorológicas para Río Grande durante el periodo 1959-2012, donde FPH: Fecha de primera helada, FUH: Fecha de última helada, PER: periodo con heladas, Tabs: Temperatura mínima absoluta anual y FH: Frecuencia de días con heladas anuales.

Heladas Meteorológicas (0 °C)

Río Grande B. A.	Período analizado: 1959 - 2012				
	FPH	FUH	PER	TabS	FH
Valores medios	9-feb	5-dic	301	-12,4	173
Desvío estándar	24	16	32	2,6	18
Valores con probabilidad (20 %):	19-ene	18-dic	335	-14,6	151
Extremos	3-ene	31-dic	356	-20,0	179
Año de ocurrencia de los extremos	1963	1978	1963	1995	1965
Nº de años utilizados	42	41	40	41	41
Nº de años sin heladas	0	0	0	0	0

Para una mayor comprensión se detallan las definiciones de la Tabla 5:

- **Fechas de primera (FPH):** Se considera primera helada o helada temprana a aquella ocurrida antes del 15 de julio. Si en un año en particular no ocurrieran temperaturas menores a 0 °C antes del 15 de julio, se considera que para ese año y en esa localidad no hubo primera helada; pudiendo de esta forma, registrarse última helada y no primera.
- **Fechas de última (FUH):** Se considera última helada o helada tardía a aquella ocurrida después del 15 de julio. Si en un año en particular no ocurrieran temperaturas menores a 0 °C después del 15 de julio, se considera que para ese año y en esa localidad no hubo última helada; pudiendo de esta forma, registrarse primera helada y no última.
- **Período con heladas (PER):** Es el número de días que existe entre la primera y la última helada de un año determinado.

Por otro lado, las nevadas forman parte de otro de los eventos críticos que pueden influir en las acciones del presente proyecto. A continuación, se expone un gráfico (*Figura 18*) con la cantidad de días por año que se produjeron nevadas en Río Grande para el periodo 1973-2022.

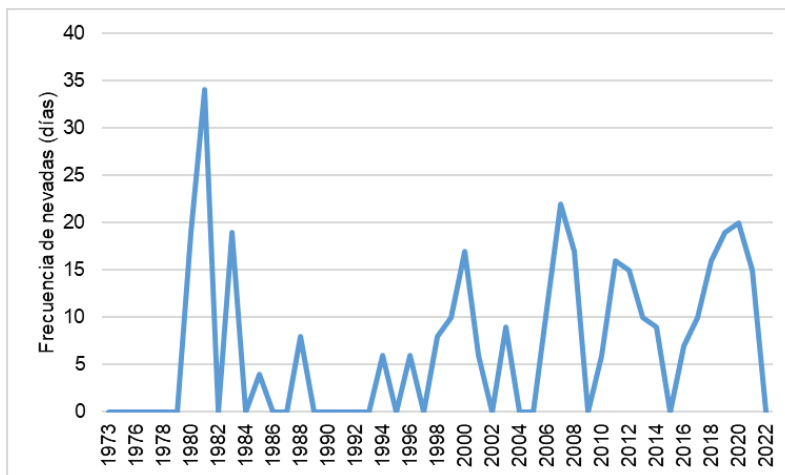


Figura 18: Frecuencia de días año con nevadas para el periodo 1973-2022.

De este gráfico se puede concluir que existen años con ausencia de nevadas. Por otra parte, la cantidad de días con nevadas fue menor a 35, y durante los últimos 10 años el temporal más extenso ocurrió durante el 2020 con 20 días de nevadas.

2.1.1.4 Presión atmosférica

La presión barométrica media anual, en la estación Río Grande (22m) y para el periodo 1973-1978, fue de 998,8 mbar. Los promedios mensuales más altos se registraron en los meses septiembre y mayo, y los más bajo en enero y agosto.

2.1.1.5 Vientos

El viento es uno de los principales factores en la conformación del clima a nivel regional. Las direcciones más frecuentes son del oeste con 39,3% de frecuencia, con una velocidad media anual de 29 km/h y velocidad máxima de 200 km/h. Le siguen en magnitud los vientos del sur-oeste, con una frecuencia anual de 11,7% y una velocidad media de 30 km/h. Por su lado, los vientos del norte y noreste tienen una frecuencia de 5,3 % y 3,2 % respectivamente, así como velocidades de 26 km/h y 20 km/h (*Figura 19*). (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022).

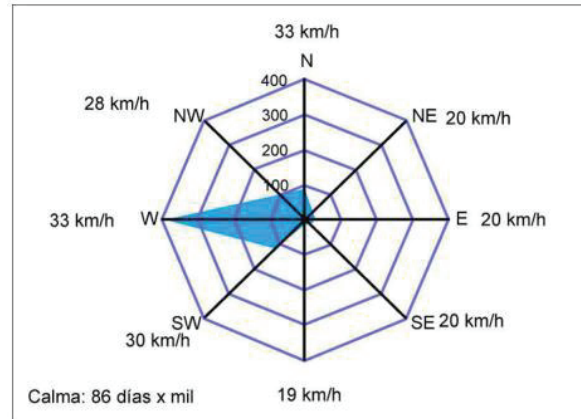


Figura 19: Frecuencia de vientos en Río Grande, correspondiente al periodo 1973-1978.

2.2 Hidrología

Para una caracterización apropiada de las aguas superficiales (Iturraspe., 2000) han considerado cuatro zonas en las que el escurrimiento superficial responde a características homogéneas, debido a las condiciones climáticas, vegetación, geomorfología y en función de los sistemas de almacenamiento más importantes que regulan el escurrimiento superficial. (Figura 20):

- Cuencas de la zona Norte (estepa)
- **Cuencas de la zona Central (transición) – Área de influencia del proyecto**
- Cuencas de la zona Sur (cordillera)
- Cuencas de la zona Este (turbales)



Los ríos y arroyos que recorren esta región son pequeños por lo general, a excepción del Río Grande, cuyo cauce fluvial tiene una extensión de 7.021 Km² y es compartido entre la Ciudad de Río Grande y la comuna de Timaukel ubicada en la Provincia de Tierra del Fuego, en el sur de Chile, donde se encuentra su fuente. Es la cuenca más significativa en la vertiente atlántica de la provincia y en la ciudad de Río Grande se halla en su desembocadura al mar, luego de recorrer unos 40 Km en territorio chileno y otros 100 Km en territorio argentino (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022). Su caudal medio oscila en 40-45m³/s y depende fuertemente del régimen de deshielos, pudiendo presentar mínimos invernales de hasta 10m³/s.

El Río Grande es la fuente de agua potable para Río Grande, encontrándose la toma de agua ubicada pocos kilómetros aguas arriba de la ciudad. En la cuenca media y baja, el uso recreativo del agua ha crecido con actividades como el agroturismo y Cotos de Pesca Deportiva, especialmente valorados tanto a nivel nacional como internacional. El estuario del río es crucial para la pesca de la trucha marrón, conocida como "sea trout", atractivo para pesquerías deportivas de renombre mundial. La conservación de la calidad del agua y del estuario es esencial tanto por su valor ecológico y social como por su importancia económica.

Sin embargo, la expansión urbano-industrial desde los años 80 ha afectado el uso del suelo y la calidad ambiental del estuario, con ocupaciones no planificadas, vertidos de efluentes sin tratar y presencia de residuos sólidos, impactando severamente el humedal y su paisaje, crucial como reserva provincial y Sitio RAMSAR para la comunidad de Río Grande. (Dirección General de Recursos Hídricos (DGRH) – SDSyA de Tierra del Fuego, 2009).

El escurrimiento recibe aportes de cordillera y precordillera. No hay glaciares, ya que el relieve posee alturas por debajo de la línea de la nieve permanente, pero al ser las precipitaciones más intensas, el manto de nieve estacional es mayor y persistente. Estas áreas de alimentación son relativamente reducidas en relación a la superficie total de estas cuencas. Por esta razón, fuera del breve periodo de deshielo no se constituyen almacenamientos predominantes y la hidrología de la cuenca media e inferior pasa a depender mayormente de las precipitaciones locales. El almacenamiento fuera del período de deshielo es en los humedales, vinculados al escurrimiento y en depósitos fluviales y fluvioglaciales, vinculados a los subálveos (Iturraspe., 2000). Desde el punto de vista químico, las aguas de estos ambientes fluviales son hiposalinas y ligeramente alcalinas, con PH entre 7 y 8. Existe presencia de coliformes, probablemente por consecuencia de la actividad ganadera (Iturraspe., 2000).

Se distinguen dos conjuntos lagunares emplazados en áreas deprimidas mal drenadas: un grupo está ubicado entre el río Chico y el Río Grande, y otro frente a Bahía San Sebastián. Son lagunas endorreicas someras de escasa capacidad de almacenamiento, carecen de afluentes superficiales permanentes y sus cuencas son reducidas. Son muy sensibles a la evaporación, intensa en verano por la alta frecuencia de vientos. En años secos estos cuerpos se desecan total o parcialmente.

2.3 Hidrogeología

Según (Secretaría de Minería de la Nación, 2014), los acuíferos presentes en la provincia de Tierra del Fuego son:

2.3.1 Pedemontanos

Se desarrollan en ambientes de topografía irregular, como los que se encuentran en la cordillera. Por esta razón el gradiente hidráulico y el escurrimiento son altos. Durante los períodos húmedos la precipitación o la fusión nival penetran en los acuíferos. Una vez alcanzado el subsuelo subsuperficial migra verticalmente a la zona saturada o a un nivel de baja permeabilidad, luego del cual escurre horizontalmente hasta alcanzar los valles de los ríos.

2.3.2 Subálveos

Se desarrollan entre los niveles de terrazas más elevados y el lecho del valle activo. Su gradiente hidráulico y escurrimiento son intermedios y pueden ser efluentes o influentes de los ríos asociados a ellos dependiendo de la época del año. En la Provincia de Tierra del Fuego, estos acuíferos se relacionan con el recorrido de ríos principales que presentan secciones con hábito meandriforme o sinuoso y tienen niveles de terrazas elevados, generados durante los eventos glaciares.

2.3.3 Mesetas

Se desenvuelven en las zonas llanas y subhorizontales de pendiente suave al Este, que coronan las mesetas que se localizan en el ámbito del Norte de Tierra del Fuego. En su conjunto, conforman superficies escalonadas a diversas alturas que tienen una amplia distribución al Este del límite con Chile. El aporte de agua es local y proviene de las precipitaciones y la fusión névea. El movimiento del agua se inicia verticalmente desde la superficie de gravas hasta el contacto con sedimentos de menor permeabilidad. Luego, el movimiento depende de la pendiente regional, que tiene inclinación hacia el este.

2.3.4 Profundos

Se localizan por debajo de los rodados y coladas, en un medio sedimentario que intercala arcillas y arenas. En general, se localizan al norte y este del Lago Fagnano. En general el agua proviene de recarga local y directa. Estos poseen como receptores sedimentos de granulometría gruesa. El fluido que discurre por ellos es dulce o salobre, dependiendo de los minerales a través de los que se desplaza. Por último, los niveles a los que se encuentra son poco profundos, menores a los 20 metros, por lo que poseen alta vulnerabilidad a la contaminación. En cambio, el último grupo posee características de semi-confinamiento, por lo que las recargas no son locales. Sus aguas son salobres y su vulnerabilidad a la contaminación es media.

2.3.5 Sectores hidrogeológicos de la provincia

El mismo organismo (Secretaría de Energía de la Nación, 2014), define que la provincia puede ser dividida en tres grandes sectores desde el punto de vista hidrogeológico, sin embargo, el sector que se corresponde con el área de influencia del proyecto, es el sector norte.

- **Sector Norte:** se extiende desde el **Margen Norte de la Ciudad de Río Grande** hasta el Cabo de Espíritu Santo. Presenta condiciones de frío riguroso y precipitaciones medias anuales de 300 mm. El paisaje es irregular presentándose sistemas

morénicos, a mesetiforme, niveles escalonados de terrazas glacifluviales, con una faja de origen marino litoral. Aquí son dominantes las gravas y las acumulaciones morénicas de granulometría variable.

2.4 Oceanografía

La dinámica oceanográfica es el estudio de los patrones y procesos que gobiernan el movimiento y comportamiento del agua en los océanos y mares. Tierra del Fuego, debido a su ubicación geográfica única y a la interacción entre diversas corrientes y factores climáticos, presenta una oceanografía con características distintivas:

- Corrientes Marinas y Circulación Oceánica: Tierra del Fuego se encuentra en la confluencia de varias corrientes oceánicas, como la Corriente de las Malvinas y la Corriente Circumpolar Antártica. Estas corrientes influyen en la circulación del agua en la región y pueden tener un impacto en la temperatura, la salinidad y la biodiversidad marina.
- La Dinámica Antártica: La cercanía a la Antártida tiene un impacto significativo en la oceanografía de Tierra del Fuego. Las masas de hielo y las aguas frías provenientes de la Antártida pueden influir en las condiciones climáticas, la circulación y la temperatura del agua en la región.
- La Dinámica de Mareas: Las mareas en la región pueden ser notables debido a la topografía costera y la influencia de las mareas lunares y solares. Las variaciones en las mareas pueden afectar la mezcla de agua, la erosión costera y la vida marina.
- La Interacción entre Agua Dulce y Salada: La desembocadura de ríos y la fusión de glaciares contribuyen a la formación de gradientes de salinidad en el agua, lo que puede tener efectos en la circulación y la ecología marina en áreas cercanas a la costa.
- Los Ecosistemas Marinos y Biodiversidad: Tierra del Fuego alberga diversos ecosistemas marinos, desde áreas costeras hasta plataformas continentales. Estos hábitats brindan refugio y alimento a una variedad de especies, incluyendo aves marinas, mamíferos marinos y peces.

2.5. Caracterización geomorfológica

La zona de influencia del proyecto forma parte de la región meridional de la cuenca Austral o de Magallanes, situándose a unos 80 Km de los Andes Fueguinos y en el extremo sur de la placa Sudamericana. La línea de costa de la zona de estudio se extiende por poco más de 200 km con una orientación noroeste-sureste. A lo largo de ella se reconoce un predominio de costas erosivas caracterizadas por acantilados y salientes rocosas, en tanto que de

manera subordinada se reconocen ambientes deposicionales, con planicies de cordones litorales, barreras y espigas. (Ramos., 2015).

La condición remota de este espacio costero, su relieve intrincado, la presencia dominante de humedales, ríos, lagos, lagunas, mallines y/o turberas y las costas acantiladas lo convierten en un área poco poblada y aún poco explorada científicamente.

2.6 Riesgos geológicos

2.6.1 Sismología

La isla Grande de Tierra del Fuego muestra dos ambientes tectónicos claramente diferenciados al norte y al sur del Lago Fagnano. La región meridional está comprendida en el dominio tectónico de los Andes Fueguinos, mientras que la septentrional se ubica en un ambiente de plataforma relativamente más estable. La ciudad de Río Grande se halla aproximadamente a 100 km de la falla Magallanes-Fagnano.

El departamento de Río Grande ha sido clasificado por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica – INPRES - como zona sísmica II, y en consecuencia, todas las construcciones cuentan con bases antisísmicas (*Figura 21*).



Figura 21: Zonas Sísmicas según el INPRES.

2.7 Caracterización edáfica

La dureza del clima y las intrusiones marinas sobre el territorio de la Isla Grande de Tierra del Fuego hacen que los suelos de la región no tengan características aptas para cultivos, (Ministerio de Industria e Innovación Productiva, 2014). Se pueden encontrar los siguientes suelos (*Figura 22*):

- Palecriciales: alfisoles en donde el horizonte Bt (horizonte argílico) es muy profundo y tiene además lenguas de horizonte E (horizonte de lavado). Se caracterizan por estar en un régimen de temperaturas de 0 a 8°C.

- Endoacueptes: inceptisoles con régimen de humedad ácuico (saturado con agua y, por ende, sin presencia de oxígeno virtualmente libre).
- Criacueptes: inceptisoles que, además de encontrarse en un régimen de humedad ácuico se encuentran a temperaturas muy bajas. En Tierra del Fuego se los encuentra vinculados a relieve cordillerano.
- Distrocricieptes: inceptisoles, con régimen frígido, vinculados a relieve cordillerano. El término distro hace referencia a la baja fertilidad de este tipo de suelos.
- Argicrioles y haplocrioles: molisoles de régimen frígido. En Argentina se encuentran en áreas reducidas de alta cordillera y en Tierra del Fuego ocupan la región biogeográfica del ecotono. Se diferencian en que los primeros poseen horizonte argílico, mientras que los segundos tienen escaso desarrollo.

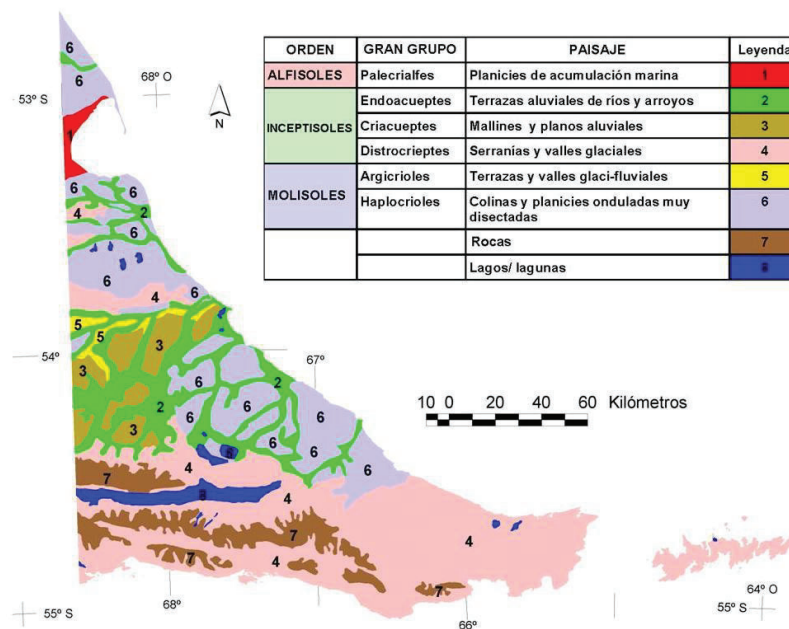


Figura 22: Mapa de suelos de la Isla Grande de Tierra del Fuego. (Ministerio de Industria e Innovación Productiva, 2014).

2.8 Caracterización ecorregional

Desde el punto de vista biofísico, el área de influencia del proyecto, puede definirse como el departamento de Río Grande, su franja costera y 10 km mar adentro. En este sentido, el área de influencia queda comprendida por las ecorregiones Estepa-Patagónica y Mar Argentino.

2.8.1 Estepa Patagónica

La etapa patagónica constituye una ecorregión que abarca el suroeste de Mendoza, Oeste de Neuquén y Río Negro, gran parte de Chubut y Santa Cruz y el Norte de Tierra del Fuego.

Dentro de la estepa patagónica se pueden diferenciar subregiones, siendo la de los Pastizales Subandinos la correspondiente a Tierra del Fuego, donde predominan los pastizales compuestos de pastos xerófilos.

Según la división biogeográfica y regiones naturales de la Isla Grande de Tierra del Fuego (Figura 23), el distrito magallánico o estepa magallánica se encuentra en el sur de Santa Cruz y norte de Tierra del Fuego bajo un clima frío y oceánico. Posee una superficie aproximada de 20.000 km², limitado por los paralelos 52°S y 54°S. Se presenta como una planicie sin árboles con ondulaciones suaves, interrumpidas por cañadones en dirección oeste-este, que limitan con planicies bajas y húmedas que alojan vegetación herbácea. Son comunes las lagunas temporales y permanentes. (Bukart R., 1999).



Figura 23: División biogeográfica y regiones naturales de la Isla Grande de Tierra del Fuego. (Bukart R., 1999).

La fisonomía más frecuente es la estepa graminosa dominada por *Festuca gracillima* (coirón), cuyas matas, de 30 a 40 cm de altura, forman un estrato bastante cerrado, que constituye el 85-90 % de la biomasa. Otras fisonomías frecuentes en la estepa son los matorrales de *Chiliotrichum diffusum* (mata negra fueguina) y los murtillares de *Empetrum rubrum* (murtilla). En Tierra del Fuego existen sectores extensos de tierras altas cubiertos por una estepa dominada por pastos cortos, con coirones de *F. gracillima* dispersos, que se cree podría ser una variante antrópica originada por el pastoreo ovino.

En cuanto a la fauna terrestre, el área de influencia en la zona de estepa se caracteriza por la presencia de los siguientes mamíferos terrestres nativos: guanaco (*Lama guanicoe*); tuco tuco (*Ctenomys magellanicus*); ratoncito lanoso (*Akodon longipilis*). Y de las siguientes especies introducidas: zorro gris (*Lycalopex griseus*), castor (*Castor canadensis*), rata almizclera (*Ondatra zibethica*), visón (*Mustela vison*), armadillo (*Chaetophractus villosus*).

2.8.2 Cuerpo de agua: Río Grande

El estuario del Río Grande es el sitio de ingreso al agua dulce, desde el mar, de la forma anádroma de la trucha marrón conocida comúnmente como “sea trout”, cuya fama mundial sustenta pesquerías deportivas de nivel internacional en este y otros ríos de la cuenca. La trucha marrón permanece unos años en agua dulce, luego se alimenta y crece en las aguas costeras cerca de los estuarios de los ríos. Regresa a ellos para desovar, seleccionando lugares con corrientes de agua limpia, bien oxigenada, necesaria para un exitoso desarrollo de los huevos. Por ello son vulnerables a las redes cercanas a las costas y a la calidad ambiental del estuario. (Dirección General de Recursos Hídricos (DGRH) – SDSyA de Tierra del Fuego, 2009). Su tamaño típico ronda los 40 cm, pudiendo pesar de 500 g a 6 Kg.

Otras especies de ictiofauna que se pueden hallar dentro del estuario son la Trucha Arco Iris (*Oncorhynchus mykiss*), Trucha de arroyo o fontinalis (*Salvelinus fontinalis*) y Salmón del atlántico (*Salmo Salar* Sebago), todas especies introducidas.

2.8.3 Mar Argentino

Este ambiente tiene como componentes geológicos principales una extensa plataforma continental, el talud adyacente y parte de la llanura abisal o cuenca oceánica patagónica. En su conjunto, este biotopo alberga uno de los mares templados más extensos y biológicamente más importantes del planeta.

La eco-región marina incluye la Plataforma Continental, que puede dividirse en una subregión Costera o Litoral, representada por la franja de costas hasta la profundidad de 40 metros y caracterizada por la presencia de aguas verticalmente homogéneas debido a la acción del viento y de las mareas, y la subregión de la plataforma exterior, que se extiende desde la profundidad de los 40 m hasta la de los 200 m, con un estrato superior de mayor temperatura entre primavera y otoño y una marcada estratificación en el fondo (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022).

La subregión Costera o Litoral, incluye las franjas de ecosistemas marinos comprendidos, desde el fondo a la superficie, en el infra, meso y supralitoral, pudiendo definirse esta última como la franja nunca cubierta por el agua, pero muy influenciada por el mar, actividad biológica e influencia marina en la dinámica de los sedimentos costeros (Bukart R., 1999). Esta subregión alberga una variada gama de nichos de alimentación, nidificación y reproducción de la mayor parte de mamíferos y aves marinos, debido a la oferta de alimento que ofrecen.

2.9 Áreas de importancia para la conservación

Las áreas naturales protegidas (ANP) involucran tanto los Parques Nacionales y Provinciales, como las Reservas Naturales, Ecológicas y de Usos Múltiples, entre otras categorías. Las mismas tienen por fin, salvaguardar el patrimonio natural y generalmente se escogen como muestras representativas de una formación natural o por poseer características que las hacen únicas.

La Ciudad de Río Grande, donde se llevará a cabo el presente proyecto sanitario, se encuentra dentro de los límites de la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego (Ley Provincial N° 415). Esta Reserva Provincial es exclusivamente terrestre y no se superpone con el área de uso restringido (*Figura 24*).

2.9.1 Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego

Se crea en 1992, mediante el Decreto Provincial N° 2.202/92 de la Legislatura de la Provincia de Tierra del Fuego, Antártida e Islas de Atlántico Sur. Su principal objetivo es el de conservar las aves playeras migratorias y sus hábitats. La misma abarca el sector de costa comprendido entre Cabo Nombre al norte de la Bahía San Sebastián y la desembocadura del Río Ewan, con una extensión aproximada de 220 km. (*Figura 24*).

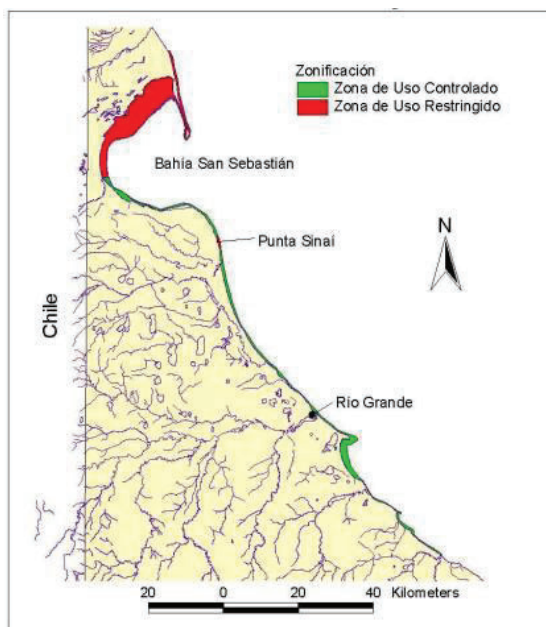


Figura 24: Ubicación y zonificación de la Reserva Costa Atlántica Tierra del Fuego. Tomado de: (Plan de Manejo de la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego, 2011).

La Reserva cuenta con un Plan de Manejo aprobado por la Resolución SDSyA N° 1.076/2012, documento elaborado de manera participativa por la comunidad, el Municipio de Río Grande

y el Gobierno de la Provincia de Tierra del Fuego (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022).

De acuerdo al Plan de Manejo, los objetivos de la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego son:

- Contribuir a la protección de las aves playeras migratorias y sus hábitats con énfasis en la conservación de los sitios de alimentación y descanso.
- Conservar la diversidad biológica del área y su espacio marino adyacente.
- Conservar y poner en valor el patrimonio arqueológico, histórico y paleontológico, propiciando actividades de rescate del patrimonio cultural.
- Mantener procesos naturales formadores del paisaje litoral (desembocaduras, ríos, acantilados, áridos, dunas).
- Desarrollar e integrar estrategias, acciones y normas para la conservación, uso y aprovechamiento racional de los recursos naturales con el fin de garantizar el desarrollo sustentable, favoreciendo la aplicación de tecnologías adecuadas y compatibles con la conservación del patrimonio arqueológico, histórico, paleontológico y la diversidad biológica del área y su espacio marino adyacente tanto para el desarrollo de actividades públicas como privadas.
- Establecer canales de participación con la integración y consenso de los actores involucrados y de la comunidad, que actúen como fiscalizadores del desarrollo y evolución del área para lograr los objetivos de conservación.

2.9.2 Zonas de Protección Especial de la Prefectura Nacional Argentina (PNA)

La Ordenanza N° 12 (DPMA)/98 Régimen para la Protección del Medio Ambiente, designa Zonas de Protección Especial en el litoral argentino a diversas áreas acuáticas, sectores costeros o lugares geográficos.

En las Zonas de Protección Especial de la Prefectura Naval Argentina queda terminantemente prohibido la descarga de: hidrocarburos, sustancias nocivas líquidas, sus mezclas, lodos y/o residuos; lavazas de tanques que hayan contenido a los anteriores; aguas de lavado de bodegas; aguas sucias; basuras de cualquier clase o en cualquier condición.

Puntualmente el **área de influencia del proyecto** queda incluida dentro de la zona de protección especial de Bahía San Sebastián - Río Grande, abarcando la zona costera comprendida desde el Cabo Nombre y el saco de la Bahía San Sebastián, desembocadura del Río Grande, hasta el Cabo Peñas. Incluye desde la franja costera de tierra firme hacia el este-noreste, hasta una paralela distante seis (6) millas náuticas de la línea imaginaria que pasa por el extremo del Cabo Nombre y por la desembocadura del Río Ewan; al Norte, un

sector circular tangente a dicha línea exterior, con centro en el faro del Cabo Peñas (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022).

2.9.3 Sitio Ramsar

La Convención de Ramsar o Convención sobre los Humedales, es un tratado internacional aprobado el 2 de febrero de 1971 en la ciudad iraní de Ramsar. El mismo refiere a la conservación y uso racional de los humedales. La República Argentina aprueba la Convención sobre los Humedales en el año 1991 a través de la sanción de la Ley N° 23.919.

En 1995 la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego fue incorporada a la Lista de Humedales de Importancia Internacional (Plan de Manejo de la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego, 2011).

2.9.4 Red Hemisférica de Reservas para Aves Playeras

Fue creada en 1985 en respuesta a la alarmante disminución de las poblaciones de varias especies de aves playeras de las Américas y con el objeto de identificar y proteger los sitios críticos utilizados por estas aves durante la migración anual (Consultora Serman & Asociados S.A., 2022). La red trabaja junto a gobiernos e instituciones privadas para proteger a millones de aves playeras migratorias y sus hábitats en las Américas, brindando reconocimiento internacional a los sitios críticos utilizados por estas aves y promoviendo su manejo cooperativo y protección a nivel local.

La Ciudad de Río Grande se encuentra dentro de una Reserva Hemisférica (máxima categoría) para Aves Playeras denominada Costa Atlántica de Tierra del Fuego, (*Figura 25*).

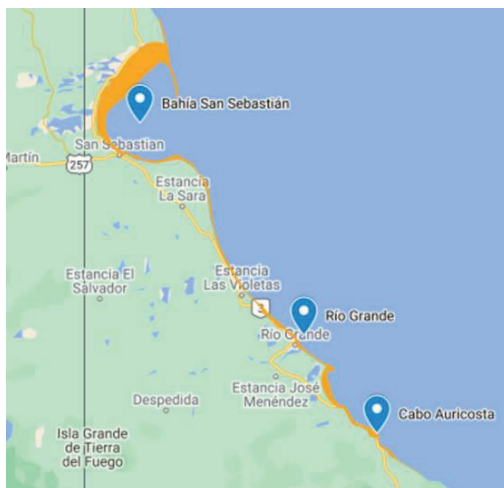


Figura 25: Extensión de la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego (color naranja) y tres zonas de mayor abundancia de aves playeras migratorias. Fuente: WHSRN.org

3. Componentes socio-económicos

3.1 Jurisdicciones y localidades involucradas

La zona de análisis donde tomará lugar el proyecto sanitario se encuentra dentro del Departamento de Río Grande, provincia de Tierra del Fuego, dentro del ejido municipal de la localidad de Río Grande.

La provincia de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur está ubicada en el extremo más austral de la República Argentina.

En cuanto a su división política, la provincia se encuentra subdividida en cinco departamentos, según lo establecido por la Ley 1.186 del 2017. Estos departamentos son Ushuaia, Río Grande, Tolhuin, Islas del Atlántico Sur y Antártida Argentina. Además, es importante destacar que la Constitución provincial reconoce y garantiza la autonomía política, administrativa y económico-financiera de los municipios. Dentro de las atribuciones exclusivas de estos municipios se encuentra la capacidad de estructurar y coordinar el ordenamiento territorial en su jurisdicción.

El sector de la Isla Grande e Islas de los Estados se compone de 3 departamentos, Río Grande con 6.533 Km², Tolhuin 6.401 Km² y Ushuaia con 7.158 Km², es decir que cuenta con una superficie total de 21.571 Km². Esta es la superficie sobre la que se apoyan las principales zonas urbanas y actividades productivas. En la siguiente (*Figura 26*), se muestran los 3 ejidos municipales dentro de cada departamento.



Figura 26: División político administrativa de la Provincia de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur. Fuente: (IPIEC, 2023).

3.2 Demografía

El presente apartado es producto del análisis de fuentes socio demográficas y socioeconómicas disponibles para la provincia de Tierra del Fuego.

La población de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur es de 190.641 habitantes, presentando un incremento del 11,95% respecto de los 127.205 habitantes en el año 2010.

El departamento más habitado es Río Grande, con 98.017 habitantes, seguido por Ushuaia, que posee 82.615 habitantes. El 91% de los residentes son argentinos, mientras que el 9% restante tiene otra nacionalidad, principalmente chilena (que equivale a un 5,76% de la población provincial).

Es de destacar que los resultados del Censo 2022 aún no están publicados en su totalidad, por ende, para continuar el análisis se han utilizado datos correspondientes al Censo 2010.

En la pirámide poblacional de la Provincia de Tierra del Fuego (*Figura 27*), las edades se distribuyen sin mayor variabilidad hasta los 40 años, con aproximadamente 12.000 habitantes por rango etario. Luego de ese límite de edad, la población comienza a descender. Por su parte, la población masculina suele superar a la femenina (INDEC, 2010).

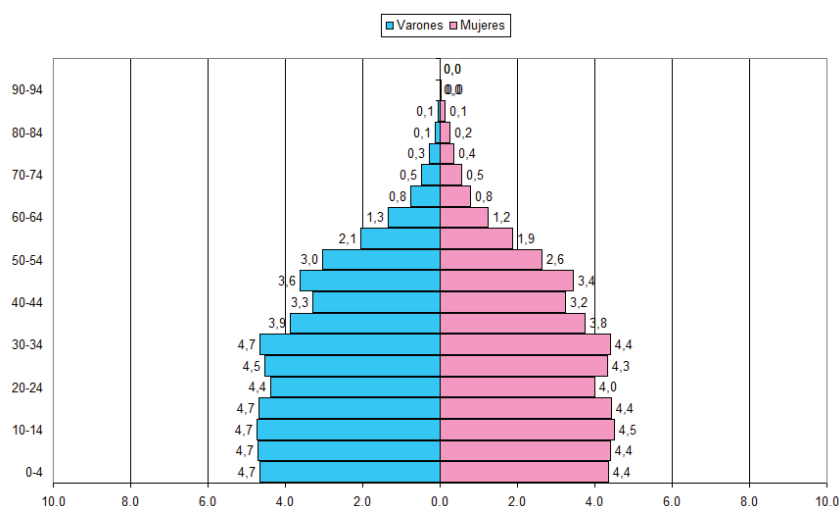


Figura 27: Estructura por edad y sexo de la población de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur para el año 2010 (INDEC, 2010).

La mayor parte de la población se encuentra alfabetizada (99,32%). Un gran porcentaje asistió a alguna institución educativa (62,42%), algunos aún siguen haciéndolo (35,71%) y una muy pequeña fracción nunca concurrió (1,87%). Cabe destacar que este último grupo está compuesto principalmente por personas menores a los 4 años de edad. El nivel educativo alcanzado por la mayoría de la población es el secundario completo (32%) o incompleto (20%), seguido por el primario completo (18%). Un porcentaje pequeño llega a

completar los estudios superiores no universitarios (8%), universitarios (8%) o post universitarios (1%). (INDEC, 2010).

En cuanto al empleo, la mayor parte de la población se encuentra en condiciones de actividad (76%). De esta población activa la mayoría se encuentra ocupada (71%), habiendo sólo un 5% desocupada. El 24% restante es población no económicamente activa (INDEC, 2010).

La mayor parte de los hogares de la provincia cuentan con descarga de agua o retrete (95,82%); acceso a la red eléctrica (93,8%), de agua (94,2%) y de gas (90,6%). Están contruidos con ladrillo, piedra, bloque u hormigón (42,4%) o bien con madera (41,8%). A su vez, la mayoría cuenta con heladera (95%), teléfono celular (97%), teléfono de línea (55%) y computadora (74%).

El índice de hacinamiento es bajo, encontrándose la población distribuida principalmente en hogares con entre 0 y 1,49 personas por habitación (73,8%) (INDEC, 2010). El NBI (Índice de necesidades básicas insatisfechas) de la población, es de 14,5%, habiendo disminuido en más de un 11% en los últimos 30 años. Todo esto demuestra que la calidad de vida en la provincia era buena al año 2010.

3.3 Organización del territorio

Por lo relevado en el apartado de climatología, hidrología y ecorregiones, se observa que en la zona no se desarrollan cultivos extensivos. No obstante, sus suelos y clima son aptos para ganadería y actividades forestales. En este sentido, el 75% del terreno es ocupado por bosques, que son usados en parte para producción forestal. El restante 25% es apto para ganadería que coinciden con el uso ganadero destinado a la cría de ovinos (Secretaría de Minería de la Nación, 2014).

Los asentamientos humanos contenidos en el área de estudio son Almanza, Lago Escondido, Río Grande, San Sebastián, Tolhuin y Ushuaia, siendo Río Grande el más densamente poblado y donde se centra el presente proyecto.

Por otra parte, 240.000 hectáreas son destinadas a reservas naturales, lo que equivale al 0,24 % del territorio provincial. Este uso del suelo está dividido en 6 subáreas de carácter provincial y una nacional:

- Reserva provincial Costa Atlántica de Tierra del Fuego (28.600 ha)
- Reserva provincial Corazón de la Isla (100.000 ha)
- Reserva provincial Laguna Negra (1.204 ha)
- Reserva provincial Río Valdez (3.277 ha)
- Reserva provincial Playa Larga (24 ha)

- Reserva provincial Isla de los Estados (50.736 ha)
- Parque provincial Nacional Bahía de Lapataia (63.000 ha)

3.4 Caracterización económica

Según el (Informe Productivo Provincial, 2022), Tierra del Fuego es la provincia más joven (Ley Nacional N.º 23.775 de abril de 1990) y la menos poblada del territorio nacional. Concentra el 0,4% de la población total del país y el 6,5% de la Región Patagonia. Su desarrollo demográfico y productivo se configuran a partir de la estrategia geopolítica nacional vinculada al conflicto del Canal de Beagle. El crecimiento poblacional (movimiento migratorio interno), el desarrollo del empleo público (creación de institucionalidad: IPV, Caja Previsional, órganos de gobierno, entre otros) y las políticas productivas (Régimen de Promoción Industrial) de los ochenta y de los noventa se asocian a la necesidad de poblar y generar actividad en el territorio.

El VAB³ representa aproximadamente el 1% del total país y el 10,2% de la Región Patagonia. Las principales actividades económicas son: industria (21,0% del PBG⁴), comercio (12,6%) y explotación de minas y canteras (11,4%, fundamentalmente la actividad hidrocarburífera). Además, la alta incidencia de la industria en la economía provincial se explica por el régimen promocional instaurado con la Ley N.º 19.640, que permitió la instalación y desarrollo de empresas al amparo de beneficios fiscales y aduaneros. La extracción hidrocarburífera, la pesca, principales generadoras de divisas para la provincia, y el desarrollo turístico Ushuaia como ciudad del Fin del Mundo y puerta de entrada a la Antártida, completan la matriz de las principales actividades productivas.

El ingreso de divisas a la provincia proviene principalmente del sector hidrocarburífero (43,0%) y la pesca (34,6%). Le siguen en relevancia la cadena productora de plásticos (15,7%) y la industria electrónica (4,4%) tal como muestra la *Tabla 6*.

³ Valor Agregado Bruto (VAB): Es el valor de la producción menos el valor del consumo intermedio, y es una medida de la contribución al PIB hecha por cada unidad de producción, industria o sector.

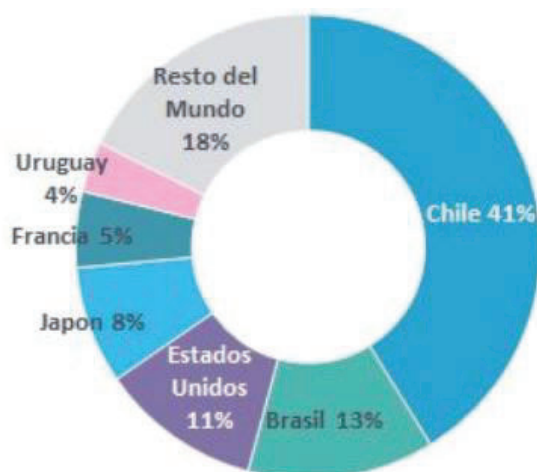
⁴ El Producto Bruto Geográfico (PGB) se define como un indicador que resulta del cálculo de la suma de los valores agregados de los negocios ubicados en una región específica.

Tabla 6: Principales cadenas exportadoras y su participación provincial en el año 2021 en Tierra del Fuego. Fuente: (Informe Productivo Provincial, 2022)

Nº	Principales cadenas	Exportaciones			Var. % i. a.	Contribución a la variación %	Principales productos
		Millones USD FOB	Part. %	Part. Acum %			
1	Hidrocarburos	93	43,0%	43%	13,5%	5,6%	Gas Licuado de Petróleo (GLP)
2	Pesca marítima	75	34,6%	78%	-5,6%	-2,2%	Carne de pescado
3	Plástico	34	15,7%	93%	69,0%	7,1%	Tubos de plástico
4	Electrónica	10	4,4%	98%	-16,6%	-1,0%	Radios para autos
	Resto	5	2,2%	100%	11,0%	0,2%	-
	Total Provincial	217	100%	-	9,7%	9,7%	-

(1) Por las características en las que se desarrolla la producción electrónica en Tierra del Fuego, se incluyen autopartes electrónicas en el análisis de las exportaciones.

En cuanto a los destinos más importantes que reciben las exportaciones de Tierra del Fuego, éstos han fluctuado a lo largo del tiempo en cuanto a magnitud. Sin embargo, la mayoría de las exportaciones durante 2020-2021, tuvo como destino Chile (41%), Brasil (13%), Estados Unidos (11%), Japón (8 %), Francia (5%) y Uruguay (4%) (Ver *Figura 28*).



Nota gral.: Los datos de los años 2020 y 2021 son provisorios y sujetos a revisión. Fuente: SSPFyPP con base en INDEC.

Figura 28: Principales destinos de exportación para el año 2021. Fuente: (Informe Productivo Provincial, 2022).

3.5 Empleo

La cantidad de empleados asalariados ha aumentado a lo largo del tiempo, probablemente a un ritmo similar al de la población local. El mayor incremento ocurrió en el sector de servicios y de industria, siendo el primero el mayor empleador hasta el año 2011, en el que fue superado por el sector industrial. Otro sector en crecimiento, pero en menor medida, es el comercial. Los demás sectores se mantienen estables en el tiempo con mínimas

fluctuaciones. El sector que presenta mayor variabilidad es el de la construcción (Figura 29) (Ministerio de Economía, 2022).

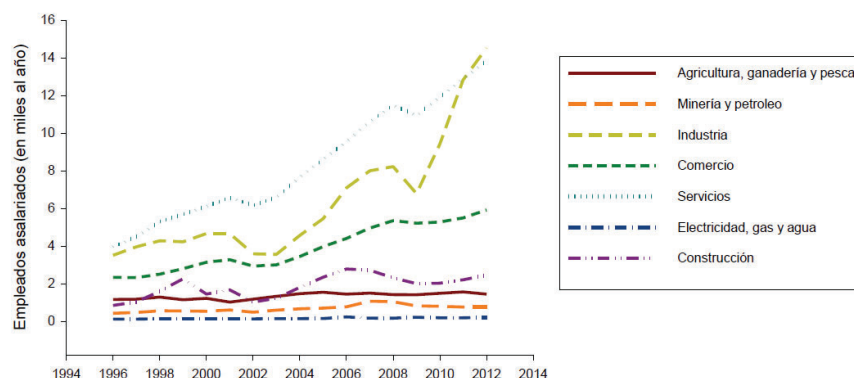


Figura 29: Empleados asalariados promedio por industria en miles de personas para el período 1996-2012. (Ministerio de Economía, 2022).

Desde 2007 a 2013, el sector que ha mostrado el mayor dinamismo ha sido claramente el manufacturero, en particular las empresas radicadas bajo el sub régimen industrial. Lo que implica que su participación en el PBG provincial ha aumentado respecto de los sectores terciario y primario. Esto se puede visualizar en la dinámica de generación de empleo, que se observa en la *Figura 29*.

Por otra parte, la provincia participa del 0,6% de los puestos formales privados del país, al II semestre del 2021 presentaba salarios un 35,2% por encima del salario medio privado a nivel nacional. Se registraron ingresos per cápita por \$45.824, 42,3%, por encima de la media nacional y una brecha de ingresos del 16,3%, 2,5 puntos por encima de la región y en línea con la nacional (16,5%). Respecto a la pobreza medida al semestre II del 2021, se ubicó en 27,1% por debajo de la región y la nación (31,7% y 37,3%, respectivamente) (Ministerio de Economía, 2022).

3.6 Actividades económicas

En 1972 se aprobó la Ley N.º 19.640 para establecer un régimen fiscal y aduanero especial en Tierra del Fuego, destinado a fortalecer la soberanía nacional en la región. Este régimen convirtió a la Isla Grande en Área Aduanera Especial (AAE), eximiéndola de impuestos nacionales como el IVA y el Impuesto a las Ganancias, así como de aranceles de importación para insumos y bienes de capital.

Posteriormente, mediante el DNU N.º 725/21 se creó el Fondo para la Ampliación de la Matriz Productiva Fuegoquina (FAMP-Fuegoquina), financiado por aportes de empresas beneficiarias de la Ley N.º 19.640 y otras fuentes. Este fondo fiduciario público se utiliza para otorgar

préstamos, aportes de capital y subsidios no reembolsables, dirigidos a la adquisición de bienes de capital, la fabricación de bienes, la prestación de servicios, el financiamiento de infraestructura y proyectos estratégicos, así como para iniciativas en ciencia, tecnología, economía del conocimiento, y capacitación de recursos humanos (Informe Productivo Provincial, 2022).

Gracias al régimen especial, se ha desarrollado un sector industrial destacado, especialmente en electrónica, que emplea al 77% de los trabajadores y alberga el 48% de las empresas beneficiadas. Otros sectores adheridos incluyen textil, confecciones, plásticos y pesca. Las ventajas fiscales y arancelarias han fomentado la creación de empresas de manufactura electrónica, centradas en el ensamblaje y prueba final de productos para el mercado interno, aprovechando la estructura modular y fragmentada de la cadena de valor global electrónica.

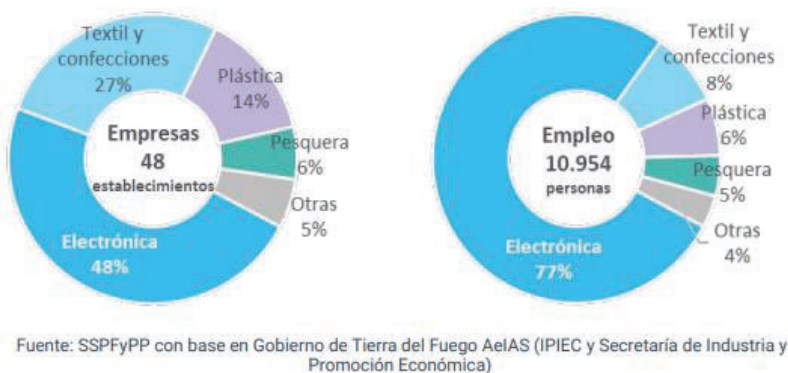


Figura 30: Industria promovida: cantidad de establecimientos y empleo por sector. Año 2021.
Fuente: (Informe Productivo Provincial, 2022).

3.6.1 Electrónica

La industria electrónica en Tierra del Fuego se beneficia de un régimen fiscal y arancelario especial, lo cual ha facilitado la instalación de terminales electrónicas a pesar de los mayores costos logísticos debido a la distancia. La concentración urbana está en Río Grande, seguida por Ushuaia y Tolhuin, con un crecimiento demográfico notable atribuido a migraciones en busca de empleo en el subrégimen industrial. La mayoría de los establecimientos manufactureros se encuentran en Río Grande, dentro del Parque Industrial provincial, que creció junto con el sector electrónico. La logística se realiza principalmente por camión, con acceso adicional mediante aeropuertos y buques desde Buenos Aires a Ushuaia. Tierra del Fuego es clave en la producción nacional de celulares, TV, acondicionadores de aire, hornos a microondas y autopartes electrónicas, abasteciendo mayoritariamente el mercado interno.

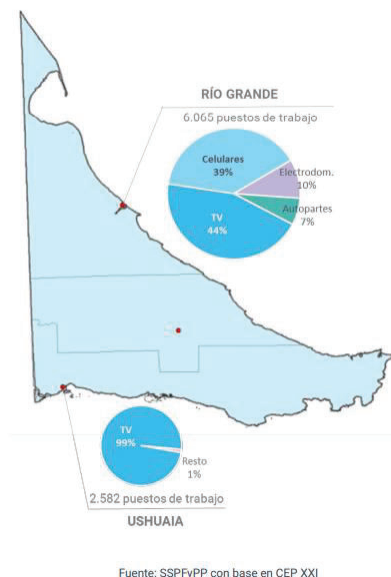


Figura 31: Distribución territorial. Empleo en la industria electrónica 2021. (Informe Productivo Provincial, 2022)

3.6.2 Textil y confecciones

La industria textil se desarrolló en la provincia al amparo del Régimen de Promoción Económica, junto a la industria electrónica, pesquera y otras. Por fuera de la electrónica, el sector textil fue el segundo de mayor radicación en la provincia. La producción se especializa en textiles para el hogar.

Dentro del segmento textil se encuentra la producción de hilados y tejidos planos (46%) y textiles para el hogar (39%), cuyos principales productos son sábanas y fundas, seguidos por acolchados, frazadas y mantas. También se producen tejidos de punto (15%).

En 2021, desde la provincia, las importaciones de productos textiles alcanzaron USD 102 millones, correspondiendo a hilados (48%), tejidos (37%), fibras (13%) y el resto a prendas y confecciones.

La mayoría de los insumos que utiliza el sector entran a Tierra del Fuego por vía marítima desde el puerto de Ushuaia, mientras que los productos terminados se comercializan al continente por vía terrestre (vía Chile). Las exportaciones son marginales.

En cuanto a las empresas, se destacan: Australtex como tejeduría y tintorería Industrial (húmeda y seca) y Barpla y Texameri en la producción de telas inteligentes. Entre los fabricantes de textiles para el hogar se pueden mencionar: Sueño Fueguino (principal productor de ropa de cama del país a través de las marcas Danubio, Suplesa, Cannon, entre

otras); Armavir y Blanco Nieve. También se encuentran otras textiles como Cordonsed, Teogrande, Fabrisur y Badisur, Textil Río Grande e Hilandería Fuegoína. (Informe Productivo Provincial, 2022).

3.6.3 Turismo

La actividad turística en Tierra del Fuego se concentra principalmente en Ushuaia, donde destacan el Museo Marítimo y del Presidio de Ushuaia y el Tren del Fin del Mundo. Es un importante destino de turismo activo y de invierno, con actividades como trekking, senderismo, pesca deportiva y el centro de esquí Cerro Castor.

El Parque Nacional Tierra del Fuego, de 68,909 hectáreas, es crucial por sus bosques de lengas y la presencia del zorro colorado fueguino. Es la cuarta área protegida más grande del país, recibiendo 200 mil visitas en 2021. (Informe Productivo Provincial, 2022).

La provincia es visitada por turistas residentes y no residentes, con un 55% de pernóctes de residentes y un 45% de no residentes en Ushuaia en 2019. (Informe Productivo Provincial, 2022)

En infraestructura turística, Tierra del Fuego cuenta con 168 establecimientos de alojamiento con 7,233 plazas, principalmente en Ushuaia. Posee 31 agencias de turismo, dos aeropuertos internacionales (Malvinas Argentinas y Gob. Ramón Trejo Noel), y conexión terrestre a través del Paso San Sebastián.

La temporada de cruceros va de noviembre a febrero, operando 29 embarcaciones en la última temporada (2021/2022).

3.6.4 Energía / Hidrocarburos

La producción de hidrocarburos en Tierra del Fuego se concentra en la cuenca sedimentaria Austral, enfocada principalmente en el gas natural. La provincia es la cuarta en producción de gas y séptima en producción de petróleo a nivel nacional. Destaca la explotación offshore frente a sus costas, donde se extrae la mayor parte del gas natural del país, procesado en las plantas locales y distribuido a través del Gasoducto General San Martín (Informe Productivo Provincial, 2022). En cuanto al petróleo, se despacha desde boyas en Río Cullen y San Sebastián. Total Austral es la principal operadora con destacados yacimientos como Vega Pleyade y presencia significativa en el offshore.

3.6.5 Pesca marítima

La pesca en Tierra del Fuego se centra en el Puerto de Ushuaia, uno de los cinco principales puertos pesqueros del país, que en conjunto representaron el 87,2% de los desembarques nacionales en 2021. La provincia ocupa el cuarto lugar como productor pesquero nacional,

después de Buenos Aires, Chubut y Santa Cruz, contribuyendo en promedio con el 7,1% de las capturas totales entre 2010 y 2021 (6,2% en 2021). Ese año, las capturas alcanzaron las 49,6 mil toneladas, destacándose especies como la merluza de cola (50,8%) y la polaca (31,9%). En términos de exportaciones, el sector pesquero fueguino ha representado en promedio el 44,7% de las ventas externas de la provincia desde 2010 (34,6% en 2021), posicionándose como el segundo complejo exportador provincial después de los hidrocarburos (Informe Productivo Provincial, 2022).

3.6.6 Ganadería ovina

La ganadería ovina es la actividad pecuaria principal de Tierra del Fuego, concentrada en la zona centro-norte de la isla. Predominan sistemas extensivos que aprovechan la vegetación natural como alimento para el ganado, principalmente la raza Corriedale adaptada al clima y condiciones locales. La provincia cuenta con un frigorífico tipo A en Río Grande y dos mataderos municipales. Tierra del Fuego posee el 2,5% de las ovejas del país, con un stock de 335.433 cabezas en 2021, aunque ha mostrado un descenso debido a eventos climáticos. La faena anual fue de 40.907 cabezas destinadas al mercado interno (Informe Productivo Provincial, 2022).

4. Marco Normativo

En esta sección se presenta el marco legal e institucional aplicable, aplicable al proyecto sanitario a radicar en la Ciudad de Río Grande, Tierra del Fuego.

4.1 Normativa Nacional

Constitución Nacional

La reforma constitucional de 1994 introdujo en forma expresa la protección del ambiente en su Artículo 41, reconociendo como derecho básico a los habitantes el gozar de un ambiente sano. El Artículo 41 también incorporó una modalidad específica para el reparto de competencias en el sistema federal introduciendo el concepto de “Presupuestos Mínimos de Protección” que obedeció a la necesidad de establecer un modelo funcional de distribución de competencias entre la Nación y las Provincias.

Queda plasmado en nuestro sistema jurídico mediante leyes nacionales de Presupuestos Mínimos de Protección Ambiental que rigen en todo el territorio y, conforme el principio de congruencia plasmado en la Ley General del Ambiente (LGA), la legislación, ya sea provincial, municipal o sectorial, deberá adecuarse a dicho umbral mínimo.

El Artículo 124 de la Constitución Nacional ha reconocido el dominio originario de las Provincias sobre los recursos naturales existentes dentro de su territorio, lo que constituye una garantía a un pilar fundamental del sistema federal. Este dominio originario otorga a las Provincias el poder de policía y jurisdicción sobre sus recursos naturales, entendiendo por tal la facultad de regular los usos de ese bien y ejercer el poder de policía sobre ellos.

Leyes de presupuestos mínimos

Hasta la fecha se han dictado diversas normas de presupuestos mínimos. La principal de ellas es la Ley General del Ambiente (LGA), Ley 25.675, la cual establece el estándar de calidad ambiental que debe ser respetado por la legislación local (provincia y municipios) y cumplido por cualquier proyecto en territorio argentino más allá de lo que pudiera surgir de la aplicación más específica de normas locales.

Bajo esta Ley, se imponen determinados instrumentos de gestión ambiental, cuya aplicación es obligatoria en todo el territorio de la Nación independientemente de la provincia o municipio en el cual se lleve a cabo el proyecto.

- El ordenamiento ambiental del territorio
- La evaluación de impacto ambiental
- El sistema de control sobre el desarrollo de las actividades antrópicas
- La educación ambiental
- El sistema de diagnóstico e información ambiental
- El régimen económico de promoción del desarrollo sustentable.

Entre las exigencias o presupuestos mínimos de carácter procedimental, se encuentran el procedimiento de evaluación de impacto ambiental, la participación ciudadana y el sistema de información ambiental, que se integran funcionalmente con el primero.

El marco jurídico institucional ambiental, está conformado por las siguientes normas:

- Ley 25.612 de Residuos Peligrosos Industriales
- Ley 25.670 de Gestión de Eliminación de los PCBs
- Ley 25.688 de Gestión Ambiental de los Recursos Hídricos
- Ley 25.831 de Libre Acceso a la Información Ambiental
- Ley 25.916 de Gestión de Residuos Sólidos Urbanos
- Ley 26.331 de Protección de Bosques
- Ley 26.562. de Control de Actividades de Quema
- Ley 26.639 de Protección de Glaciares y Áreas Periglaciares
- Ley 26.815 de Manejo de Fuego.

- Ley 27.279 de Manejo de Envases de Fitosanitarios

Ley Nacional 25.675 – Ley General del Ambiente

Presupuestos mínimos para el logro de una gestión sustentable y adecuada del ambiente, la preservación y protección de la diversidad biológica y la implementación del desarrollo sustentable. Principios de la política ambiental. Presupuesto mínimo. Competencia judicial. Instrumentos de política y gestión. Ordenamiento ambiental. Evaluación de impacto ambiental. Educación e información. Participación ciudadana. Seguro ambiental y fondo de restauración. Sistema federal ambiental. Ratificación de acuerdos federales. Autogestión. Daño ambiental. Fondo de compensación ambiental

Protección de los recursos naturales

Existen diversas normas nacionales con fuerte incidencia en la gestión hídrica provincial y local. Asimismo, el Congreso de la Nación ha sancionado la Ley 25.688 referido a los presupuestos mínimos para la gestión ambiental del recurso hídrico.

Define qué se entiende por utilización de las aguas para la ley; prevé que para utilización de las aguas se deberá contar con un permiso otorgado por autoridad competente y en caso de cuencas internacionales, será vinculante la aprobación de tal utilización por el Comité de Cuenca correspondiente, cuando el impacto ambiental sobre otras jurisdicciones sea significativo.

Delimita derechos y obligaciones de la autoridad nacional, quién podrá declarar zona crítica de protección especial a determinadas cuencas, acuíferas, áreas o masas de agua por sus características naturales o de interés ambiental.

4.2 Tratados Multilaterales con Incidencia Ambiental – AMUMAs

Entre los compromisos multilaterales en materia de protección ambiental se destacan los Tratados Multilaterales con Incidencia Ambiental (AMUMAs).

Las AMUMAs son acuerdos globales para la protección del ambiente y se los incluye más a título ilustrativo, por su carácter de “guía” para la política ambiental, que por sus implicancias directas y concretas en el proyecto.

Convención RAMSAR

Esta Convención fue aprobada por la República Argentina en el año 1991 por Ley 23.919. Su objeto es la conservación de los humedales por la importancia (a nivel internacional) del valor de las propiedades naturales de los ecosistemas comprendidos, respecto de su riqueza en

diversidad biológica, la función que cumple en el equilibrio ecológico y su capacidad productiva.

4.3 Normativa Provincial

Ley Provincial 55/92 – Ley de Medio Ambiente

La presente Ley tiene por objeto la preservación, conservación, defensa y mejoramiento del ambiente de la Provincia de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur, estableciendo sus principios rectores a los fines de perpetuar los ecosistemas existentes en su territorio, como patrimonio común de todas las generaciones, debiendo asegurar la conservación de la calidad ambiental, la diversidad biológica y sus recursos escénicos.

Además, en los Capítulos IX, X y XII provee los Procedimientos de Estudios de Impacto Ambiental y Audiencias Públicas. Se encuentra reglamentada por el Decreto 1333/93, Anexo VII.

El **Decreto 1333/93** reglamenta los parámetros de vuelco a cuerpos de agua.

Ley provincial de gestión integral de los recursos hídricos N° 1.126/16

La presente ley y sus reglamentos constituyen el régimen jurídico de aplicación en todo el territorio provincial:

Son aguas del dominio público provincial, todas las que se encuentren dentro de sus límites territoriales y en jurisdicción de la Provincia, conforme a las previsiones del Código Civil y Comercial de la Nación. Sus disposiciones son de orden público y de interés social, ecológico, ambiental y económico.

El dominio del Estado provincial sobre los recursos hídricos actuales y futuros es absoluto, imprescriptible y no susceptible de cualquier clase de reclamo o de pretensión de derechos por parte de personas de existencia real o ideal, públicas o privadas. Los recursos hídricos públicos son inembargables y sobre ellos no podrán constituirse derechos reales a favor de autoridades públicas nacionales o internacionales, organismos multilaterales de crédito, como así tampoco podrán otorgarse garantías sustentadas en los mismos por cualquier concepto.

Ley N° 415 - Creación de la Reserva Costa Atlántica

La presente Ley crea la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego en el sector de costa comprendido entre Cabo Nombre y la desembocadura del Río Ewan. La categoría asignada al área natural protegida mencionada es la de Reserva Costera Natural.

4.4 Normativa Municipal

Carta orgánica municipal Río Grande

El 30 de noviembre de 2006 la Convención Constituyente del Municipio de Río Grande aprobó la Carta Orgánica por la cual se regirán todos los aspectos del gobierno de esa ciudad incluyendo por supuesto lo referente al medio ambiente, haciendo referencia especialmente al cuidado de la costa marina y ribereña. Al respecto, en su Primera Parte dedicada a “Declaraciones, Derechos, Deberes, Principios de Gobierno y Políticas de Estado Municipal”, estipula que “El Municipio de Río Grande se declara ribereño de la costa del mar argentino, e incluye en su jurisdicción parte del curso del Río Grande” afirmando en consecuencia tanto derechos como obligaciones que incluyen: la custodia ambiental, no causar perjuicio sensible a sus aguas, y las especies que en ellas habitan, la utilización responsable, y garantizar el libre acceso a las costas con fines recreativos y productivos.

Ordenanza Municipal N° 2835/2010

Aprobación de código ambiental para la Río Grande, cuyo 19 principios son: principio de precaución, principio de prevención, principio progresividad, principio de participación, principio de cooperación principio de sustentabilidad, principio de reconocimiento de la existencia de categorías de recursos y sitios de especial interés científico, principio de eficiencia, principio de minimización del impacto ambiental negativo, principio de estudio global de los efectos ambientales, principio de viabilidad social, principio contaminador pagador, principio de reparación de daño ambiental, principio de ataque de causa, principio de responsabilidad, principio de valorización económica del ambiente e internalización de los costos ambientales, principio de la integración de las consideraciones ambientales en el conjunto de toma de decisiones políticas, principio de seguridad ambiental, principio de subsidiariedad.

Además, sus instrumentos de política ambiental son:

- La Información Ambiental.
- La Educación e Investigación Ambiental.
- La Planificación y el Ordenamiento Ambiental.
- Los Sistemas de Evaluación de Impacto Ambiental y Social.
- Las Normas de calidad ambiental y preservación, utilización racional de los recursos naturales, materiales y energéticos, renovables y no renovables, paisaje, patrimonio histórico y cultural, funciones sensoriales visuales y auditivas.
- Las Normas de emisión de elementos sólidos, líquidos y gaseosos.
- Las Normas de administración y uso de los recursos naturales.

- La Regulación, control ambiental y prohibición de toda actividad que pueda perjudicar o perjudique alguno de los bienes protegidos por este código en el corto, mediano o largo plazo, en especial factores, procesos, acciones obras o componentes antrópicos.
- La Coordinación de acciones entre las distintas áreas de la Administración Pública
- y entre éstas y los particulares, en todo aquello que tenga relación con la gestión ambiental.
- La orientación, fomento y desarrollo de iniciativas públicas y privadas que estimulen la participación ciudadana en las cuestiones ambientales.
- Los estímulos, fomentos y toda otra medida económica que tienda al desarrollo sustentable del ambiente.

5. Conclusiones

El objetivo de este capítulo fue el de localizar el presente proyecto y definir su área de influencia. A partir de ello, se realizó un análisis general de los aspectos ambientales y económicos, a modo de línea de base, del Departamento de Río Grande. En este sentido, se puede concluir que la rigurosidad del clima y la geografía del área del estudio dificultan el establecimiento de algunas actividades productivas que dependen de la disponibilidad de agua y suelo de calidad, como la agricultura o la ganadería en gran escala. Esto ha facilitado el establecimiento de otras actividades económicas, como la producción de manufacturas y la extracción de recursos a través de la minería. Las distintas leyes de promoción industrial han estimulado el establecimiento de industrias manufactureras provocando grandes crecimientos poblacionales en la provincia. Como consecuencia de esta expansión demográfica, ha aumentado la demanda en agua y saneamiento, que deben ser cubiertas cumpliendo la normativa ambiental, así como la aplicable a proyectos sanitarios.

Por último, es importante remarcar que el área de la Costa Atlántica, donde actualmente vuelcan los emisarios, forma parte de una zona marino-costera protegida de gran importancia ecológica para la preservación del ecosistema marino, así como para las aves playeras migratorias a nivel internacional. Es por ello, que se la ha incluido en el Sistema Provincial de Áreas Naturales Protegidas, otorgándole la categoría de Reserva Costera Natural y está reconocida como un humedal de importancia internacional según la Convención RAMSAR. En consecuencia, la descarga de efluentes cloacales al mar, con un tratamiento insuficiente, podría estar contaminando el estuario causando impactos significativos en estos hábitats costeros. Por lo tanto, es evidente que el tratamiento de los efluentes en esta área debe ser cuidadosamente gestionado y monitoreado para mitigar estos impactos.

Capítulo 3: Análisis de alternativas

1. Introducción

El análisis de alternativas es un paso fundamental durante el diseño de un proyecto de tipo sanitario por las siguientes razones:

- ✓ **Mejora la Toma de Decisiones:** Permite a los responsables del proyecto tomar decisiones informadas acerca de la mejor forma de abordar un problema, ya que estudia y evalúa diferentes opciones para identificar la alternativa que mejor se adapta a los objetivos del proyecto.
- ✓ **Optimiza los Recursos:** Ayuda a utilizar eficientemente los recursos disponibles, permitiendo identificar la opción que maximiza el rendimiento y minimiza los costos.
- ✓ **Considera el Impacto Ambiental:** Los proyectos sanitarios a menudo tienen un impacto significativo sobre el ambiente. El análisis de alternativas permite evaluar cómo diferentes enfoques afectarán al entorno natural y así poder elegir la opción que minimice los impactos.
- ✓ **Se adapta a las condiciones locales:** Cada área geográfica puede presentar desafíos sanitarios únicos. Un análisis de alternativas permite adaptar la solución a las condiciones específicas de la ubicación, teniendo en cuenta factores como la topografía, la hidrología, el clima y/o la densidad poblacional, entre otros.
- ✓ **Cumple la Normativa:** En proyectos sanitarios, es crucial cumplir con las regulaciones y estándares locales, nacionales e internacionales. El análisis de alternativas puede ayudar a identificar la opción que cumple de manera más eficiente con los requisitos legales y normativos.
- ✓ **Minimiza los Riesgos:** Al considerar múltiples alternativas, es posible identificar y abordar posibles riesgos y problemas antes de que se conviertan en obstáculos costosos o riesgosos en su aplicación.
- ✓ **Considera Factores Sociales:** Los proyectos sanitarios a menudo tienen un impacto en la comunidad local. Un análisis de alternativas permite evaluar cómo diferentes enfoques afectarán a las personas que viven en la zona, teniendo en cuenta aspectos como la accesibilidad, la aceptación social y la prestación equitativa del servicio.
- ✓ **Mejora la Calidad del Servicio:** El análisis de alternativas puede ayudar a identificar la opción que proporcionará un servicio sanitario de mayor calidad y satisfará de manera más eficiente las necesidades de la población a servir.

En resumen, un análisis de alternativas en un proyecto de tipo sanitario es esencial para tomar decisiones informadas, eficientes y responsables que maximicen los beneficios para la salud pública y minimicen los impactos negativos sobre el ambiente. Ayuda a garantizar que los recursos se utilicen de manera eficiente y que se cumplan los requisitos legales y normativos.

2. Obra de captación

A efectos del presente proyecto final integrador, se diseñará una obra de captación de agua superficial sobre el Río Grande, debido a que esta fuente de agua tiene una calidad de agua buena para consumo (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021) y a que las obras de tomas superficiales en la provincia, en general tienen un menor costo de construcción que una toma subterránea, para la extracción y producción de grandes caudales. Esto se debe a que posee ríos y arroyos caudalosos y a que, en el caso de querer extraer agua subterránea para producir una cantidad de agua suficiente para el suministro de la ciudad, se debe perforar entre 200 y 300 metros. Además, cabe mencionar que las plantas potabilizadoras existentes están diseñadas para purificar el agua proveniente del Río Grande.

Como se ha mencionado en el **Capítulo 1: Diagnóstico**, actualmente existe una obra de captación de tipo toma lateral, que trabaja al máximo de su capacidad, entregando $1900 \text{ m}^3/\text{h}$, lo que equivale a $0,53 \text{ m}^3/\text{s}$, cuando la demanda futura triplica ese valor. Además, ha tenido problemas para dar un suministro continuo, debido al congelamiento de las capas superiores del río (Ver Figura 32). En este sentido, durante el invierno, se debe cortar el suministro y destinar una cuadrilla a la desobstrucción de la toma (ver Figura 32, Figura 33 y Figura 34).



Figura 32: Congelamiento de las capas superiores del Río Grande durante el invierno. Fuente: (Municipio de Río Grande, 2020).



Figura 33: Cuadrilla haciendo trabajos de desobstrucción de la toma debido al hielo acumulado en las capas superiores del río. Fuente: (Sur54, 2021)



Figura 34: Operario trabajando en la desobstrucción de la toma. Fuente: Redes sociales de la Dirección Provincial de Obras y Servicios Sanitarios (DPOSS).

Se ha elegido a el Río Grande como la fuente de agua para el diseño de la obra de toma de agua. Este cuerpo de agua circula por una región con condiciones climáticas extremas que toman lugar durante invierno, que pueden producir el congelamiento de las capas superiores del mismo (Figura 32), mientras que los deshielos en primavera-verano pueden provocar crecidas. Su caudal varía durante el año presentando un caudal medio de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, un caudal de crecida de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ y mínimos invernales de hasta $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

El fenómeno de congelamiento de las capas superiores del río toma lugar en invierno, cuando las temperaturas descienden por debajo del 0°C , debido a que el agua, a diferencia de la mayoría de las sustancias, reduce su densidad con el descenso de temperatura y su consecuente cambio de estado líquido a sólido. De esta manera, los bloques de hielo comienzan a flotar hasta cubrir toda la superficie del cuerpo de agua. Asimismo, esta capa de hielo en la superficie actúa como aislante para las capas inferiores, provocando que tarden

más en congelarse. Por otra parte, un factor influyente es la velocidad del cuerpo de agua, es decir, cuerpos de agua con velocidad más lenta de escurrimiento, como los ríos de llanura, serán más susceptibles a congelarse. A su vez, se destaca que la velocidad del medio del cauce suele ser mayor que la que circula adyacente a los márgenes del río.

Por otra parte, se debe considerar el impacto ambiental, así como los costos de construcción y mantenimiento.

A continuación, se discuten diferentes alternativas de captación para un río: toma reja, toma flotante, torre de toma, toma de fondo y toma lateral.

2.1 Toma reja - azud

La Toma Reja es un sistema que combina la captación de agua superficial con la incorporación de agua subterránea, logrado mediante la construcción de una barrera hidráulica transversal en el cauce del río (azud). El azud es una estructura que se apoya en la base rocosa del lecho del río y detiene la filtración subterránea debajo de ella, haciendo que el flujo de agua subterránea salga a la superficie.

En la parte superior del azud se instala una reja o rejilla que puede abarcar el ancho del canal o solo una parte de este. Dicha reja se encuentra sobre el nivel del agua y consta de barras paralelas que están espaciados de manera uniforme y cuyo propósito es el de retener los sólidos y objetos flotantes, como hojas, ramas y basura, para que no ingresen al sistema de captación (Figura 35).



Figura 35: Vista en planta y en corte de una toma reja o azud. Fuente: (Cueva del Civil, 2024)

El agua del río ingresa a través de la reja y luego es conducida por gravedad a lo largo de una galería o canal hasta una cámara de regulación equipada con una compuerta que permite

controlar los caudales dirigidos hacia un desarenador y, posteriormente, a través de una tubería a presión, hacia una planta potabilizadora (Figura 35).

Para evitar que las partículas de arena y sedimentos que ingresan a través de la reja se asienten en el canal o la tubería, se asegura una pendiente pronunciada en el canal o tubería para mantener un flujo constante.

2.1.1 Aplicabilidad

Se utiliza mayormente en sistemas de abastecimiento de aguas en ríos y canales con flujo constante y aguas poco profundas, ya que el caudal de suministro depende del agua que ingresa a través de la reja del azud.

Pros

- ✓ Ideal para río de bajo caudal.
- ✓ Mantenimiento simple si el sitio de implantación es accesible y el río no arrastra una gran cantidad de sedimentos.

Contras

- ✗ Limitación en la profundidad: no es adecuada para cuerpos de agua muy profundos debido a la ubicación superficial de la reja.
- ✗ Sensibilidad a las grandes fluctuaciones de caudal: la continuidad del suministro de agua depende del flujo que ingrese por la reja.
- ✗ Sensibilidad a la velocidad del flujo: grandes velocidades en el flujo pueden dificultar la operación de la toma y aumentar la probabilidad de daños debido a la fuerza del flujo. La velocidad del río debe estar dentro de los límites adecuados para el diseño de la toma.
- ✗ Sin protección contra el congelamiento: el congelamiento de las capas superficiales del río provocaría un corte en la continuidad del suministro, debido a la superficialidad de la toma.
- ✗ Vulnerabilidad ante el arrastre de sedimentos: los deshielos pueden venir acompañados de un arrastre de sedimentos que pueden atravesar la reja y así obstruir el sistema con el tiempo o requerir un mayor mantenimiento.
- ✗ Costo inicial elevado: para la construcción de la infraestructura de cierre transversal del cauce.
- ✗ Impacto ambiental: la obra civil puede tener un alto impacto ambiental en el ecosistema del río. En este sentido, deben planificarse medidas de mitigación como un canal para peces.

2.2 Toma flotante

Consiste en una plataforma flotante diseñada para captar agua de un cuerpo de agua, como un río o un lago. Esta plataforma se mueve con el nivel del agua y está equipada con una abertura y una compuerta que se ajusta al tirante de agua. De esta manera, el agua se toma directamente de la superficie del río, mediante bombeo, y se conduce a través de tuberías, permitiendo su captura de manera eficiente. Ver Figura 36.

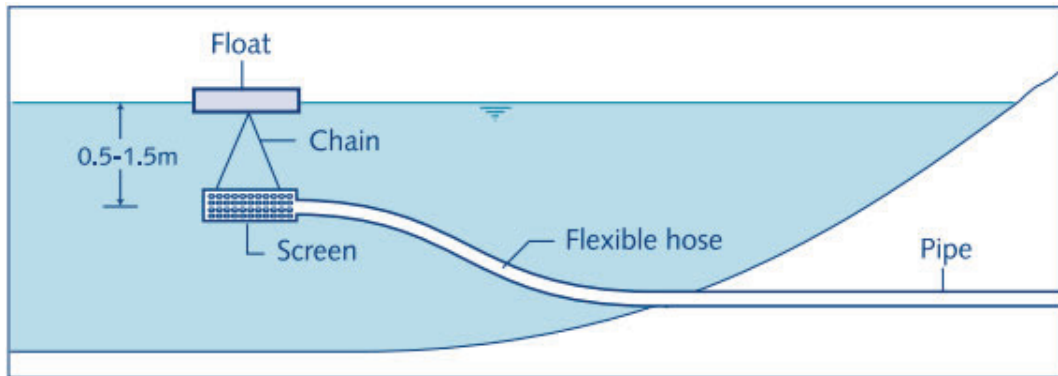


Figura 36: Esquema de una toma flotante en un río o lago. Fuente: (Masanganise, 2002)

2.2.1 Aplicabilidad

En ríos o lagos con fluctuaciones significativas en el nivel del agua. Las tomas flotantes funcionan mejor en cuerpos de agua con agua superficial clara y libre de sedimentos en suspensión significativos ya que pueden obstruir el sistema de captación.

Pros

- ✓ Se adapta a cambios en el nivel de agua.
- ✓ Impacto ambiental bajo ya que no se modifica el cauce del río.
- ✓ Bajo impacto sobre la ictiofauna⁵.

Contras

- ✗ Sin protección contra material flotante.
- ✗ Vulnerable a daños por crecidas estacionales.
- ✗ Congelamiento del río: se cortaría el suministro ante el congelamiento de las capas superficiales del río.
- ✗ Costo medio de instalación y mantenimiento.

⁵ Ictiofauna: conjunto de las especies de peces que habitan un lugar.

2.3 Torre de toma

Están constituidas por una estructura con forma de torre apoyada en el lecho del río, en la que el agua ingresa por orificios o puertos (bocatomas), que se ubican a diferentes alturas, para poder tomar agua en periodos de crecida o estiaje. Su principio de funcionamiento comienza con el agua ingresando en la torre a través de un sistema rejillas en la parte superior, que atrapan los objetos flotantes y solidos más grandes, evitando que ingresen al sistema. Luego, en la parte inferior de la torre el agua es capturada y conducida por gravedad hacia el siguiente paso de tratamiento o distribución de agua (Figura 37).

A diferencia de las tomas flotantes que capturan agua de la parte superior, las torres de toma se sumergen en el cuerpo de agua para extraer agua de diferentes profundidades haciéndola ideal en río con fluctuaciones de caudal. Son ideales para captación de agua a gran escala.

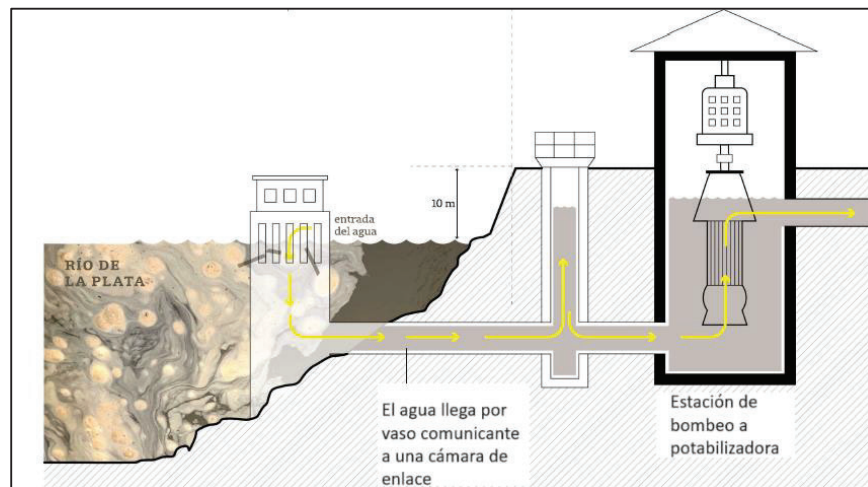


Figura 37: Esquema de captación de agua con una torre de toma. Fuente: (AySA, 2020)

2.3.1 Aplicabilidad

Es adecuada para cuerpos de agua superficiales con fluctuaciones estacionales de caudal.

Pros

- ✓ Protección contra obstrucciones: suele tener dos niveles de rejillas de separación decreciente para evitar el ingreso de materiales que puedan obstruir el sistema.
- ✓ Se coloca en medio del cauce para lograr una captación más eficiente.
- ✓ Aplicable a cuerpos de agua profundos: debido a su ubicación elevada, además esta diferencia de altura luego ayuda a la impulsión del agua hacia el siguiente paso de tratamiento.
- ✓ Se adapta a fluctuaciones de caudal estacionales.

- ✓ Congelamiento del río: son efectivas para captar agua de las capas más profundas del río. Además, se ubica en el medio cauce, donde el río tiene una mayor velocidad y profundidad, características que retardan el congelamiento.
- ✓ Bajo caudales: eficiente para captar agua en la época de estiaje, por la ubicación de la torre y la profundidad de la bocatoma.
- ✓ Impacto ambiental medio: ya que no obstruye todo el cauce como el azud. Sin embargo, puede tener un impacto sobre la ictiofauna principalmente, que se puede mitigar mediante la instalación de un sistema de rejillas.

Contras

- ✗ Costo de mantenimiento elevado: para hacer mantenimiento preventivo o correctivo sobre el equipamiento electromecánico como las rejillas de limpieza automática o las compuertas, que se hayan sumergidas, se debe acceder con embarcaciones y/o buzos.
- ✗ Costo de construcción medio-alto: en general implica una inversión inicial debido a la construcción de la torre y su infraestructura asociada. Sin embargo, es una estructura de larga vida útil, por lo que la inversión se puede amortizar.
- ✗ Solo aplicable en cuerpos de agua con profundidad mayor a 3 metros, durante todo el año.

2.4 Toma de fondo

En este tipo de toma, la captación se haya enterrada en el lecho del río o en pozos subterráneos. Se utilizan bombas para extraer agua desde una fuente subterránea (como un pozo) o desde el lecho del cuerpo de agua y se la impulsa hacia el sistema de suministro. En este caso, se precisaría de bombas para elevar el agua desde la ubicación de la toma (lecho del río) hacia el próximo paso de tratamiento o distribución de agua. (Ver Figura 38).

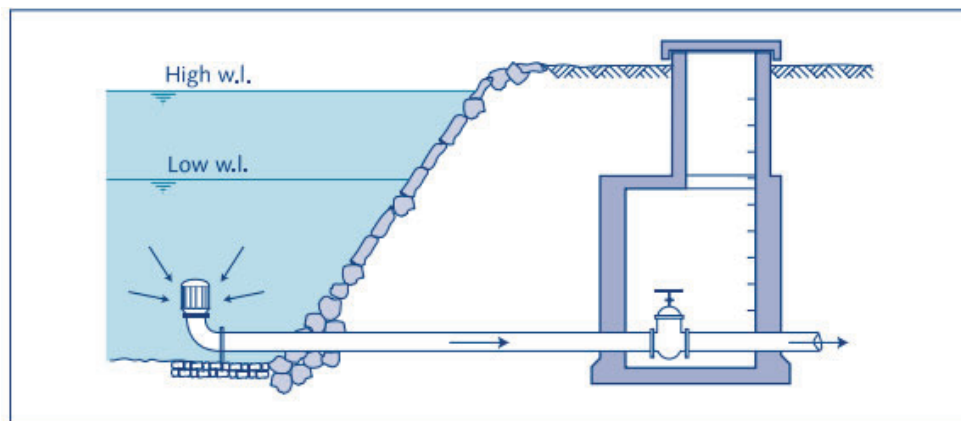


Figura 38: Esquema de funcionamiento de una toma de fondo. Fuente: (Masanganise, 2002)

2.4.1 Aplicabilidad

Es versátil y puede utilizarse en una variedad de situaciones, incluyendo la captación de aguas subterráneas y cuerpos de agua con niveles variables. Resulta apropiada cuando las condiciones de la superficie de la fuente de agua son limitantes.

Pros

- ✓ Es adecuada para cuerpos de agua con variación de caudal.
- ✓ Menor impacto visual en la superficie.
- ✓ Puede ser aplicable en áreas con fluctuaciones estacionales de caudal.
- ✓ Continuidad del suministro: suelen ser efectivas para captar agua de capas más profundas del río. Esto es especialmente beneficioso en cuerpos de agua con problemas de contaminación o congelamiento de las capas superficiales de un río.

Contras

- ✗ Solo aplicable en cuerpos de agua con buena profundidad durante todo el año.
- ✗ Susceptibles a la captación de sedimentos y contaminantes: debido a que acumulan en el lecho del cuerpo de agua donde se haya la boca toma.
- ✗ Requiere mantenimiento más frecuente debido a la exposición a sedimentos y contaminantes en el lecho del cuerpo de agua.
- ✗ Mayor costo en el mantenimiento: requiere limpieza manual de los filtros que se hayan sumergidos, por lo que, en ocasiones se debe acceder con embarcaciones y buzos.
- ✗ Puede requerir una evaluación hidrológica adicional para determinar la profundidad y composición del lecho, así como su estabilidad y/o presencia de rocas u otras obstrucciones.

2.5 Muelle de toma

Consiste en una estructura de acero u hormigón, apoyada en el fondo, que sirve de soporte a bombas, tuberías y otros equipamientos. La conducción desde la toma hasta la orilla, que puede actuar como tubería de aspiración o impulsión, dependiendo si las bombas son sumergibles o trabajan en seco.

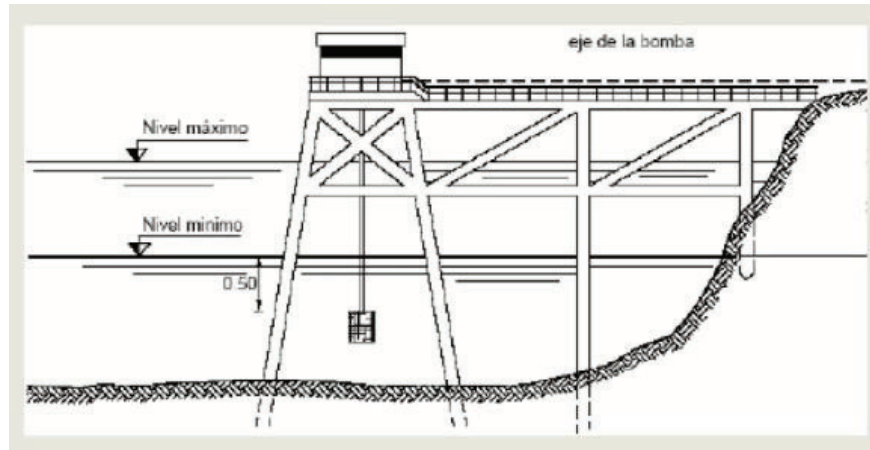


Figura 39: Esquema de una muelle toma. Fuente: (Universidad de Huanuco, 2024).

2.5.1 Aplicabilidad

Se aplica en obras costeras ya existentes como muelles, puentes o defensas. Además, se utiliza en río con variaciones de caudal.

Pros

- ✓ Costo de mantenimiento elevados: Se debe mantener la estructura del muelle y además las bombas se hayan sumergidas, por lo que debe ser acceder a ellos con buzos en caso de mantenimiento.

Contras

- ✗ Riesgo de congelamiento: en zonas con temperaturas bajo cero, el muelle toma resulta susceptible al congelamiento, ya que se ubican en general sobre las márgenes del río, donde, en épocas de estiaje el caudal baja y la velocidad del río menor, lo que propicia el congelamiento.
- ✗ Inversión inicial elevado: se debe construir el muelle o estructura desde la cual se asienta la toma.

2.6 Toma lateral con presa de derivación

Esta estructura suele implantarse en los márgenes del río. Consta de la construcción de un canal que deriva el agua del cauce hacia la captación. Dicho canal se equipa con un sistema de rejas para evitar el ingreso de voluminosos a la toma. El agua captada es luego transportada a través de un sistema de tuberías o canales hacia estaciones de bombeo o plantas de tratamiento, donde se realiza el tratamiento necesario para su uso final.

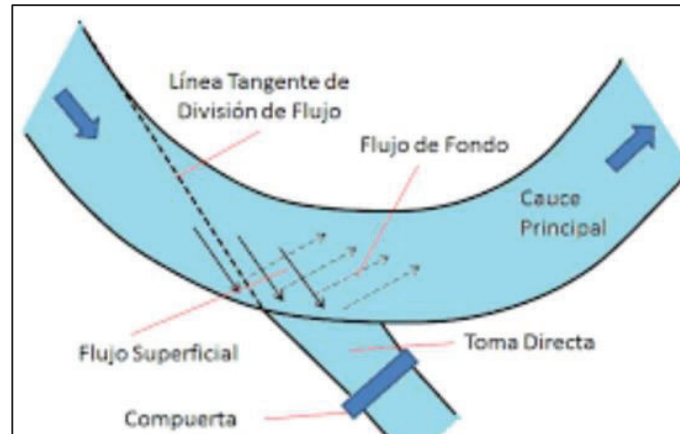


Figura 40: Esquema de una toma lateral con presa de derivación. Fuente: (Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 2024).

2.6.1 Aplicabilidad

Se suelen aplicar en ríos de llanura con flujo permanente.

Pros

- ✓ Es de un tipo de toma de baja inversión inicial
- ✓ Bajos costos de operación y mantenimiento
- ✓ Fácil acceso
- ✓ Bajo impacto sobre la ictiofauna: ya que se ubican en los márgenes de los ríos y evitan la captura de organismos grandes mediante el uso de rejas.

Contras

- ✗ Posibilidad de obstrucción en río con alta carga de sedimentos
- ✗ Actualmente, es la toma que opera en Río Grande y no se adapta a los bajos caudales del río, lo que provoca frecuentes cortes en el suministro, sobre todo durante el invierno.
- ✗ Congelamiento de las capas superiores del río: su ubicación sobre el margen del río, donde el tirante de agua es menor y la circulación del agua más lenta, propicia el congelamiento del agua, no permitiendo que esta sea captada.
- ✗ Impacto ambiental medio: se canaliza una parte del río para construir la captación.

2.7 Alternativa elegida: Torre de toma

A continuación, se presenta una comparativa de los criterios principales de este proyecto para la elección del tipo de obra de captación de agua más apropiado:

Tabla 7: Evaluación de alternativas de los tipos de obras de toma de agua para río. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto.

Análisis de Alternativas	Tipo de obra de captación					
Criterios del Proyecto	Toma reja Azud	Toma Flotante	Torre de toma	Toma de fondo	Muelle de toma	Toma lateral
Congelamiento de las capas superiores del río	No se adapta	No se adapta	Se adapta	Se adapta	No se adapta	No se adapta
Variación de caudal estacional	No se adapta	Se adapta	Se adapta	Se adapta	Se adapta	No se adapta
Arrastre de sedimentos	Mayor mantenimiento	No se adapta	Mayor mantenimiento	No se adapta	No se adapta	Mayor mantenimiento
Consumo de energía	Medio	Medio	Medio	Medio - Alto	Medio	Medio
Costo inicial	Alto	Alto	Medio	Alto	Alto	Bajo
Mantenimiento	Simple	Medio - Alto	Medio	Alto	Medio	Medio
Impacto ambiental	Alto	Bajo	Bajo-medio	Bajo	Medio	Bajo
Afectación de la ictiofauna del río	Alto	Bajo	Bajo	Bajo	Medio	Bajo

Primeramente, se presentaron las características de la fuente de agua, el Río Grande: el congelamiento de las capas superiores del río en invierno, la variación de caudal estacional y el arrastre de los sedimentos. Posteriormente, se expusieron criterios inherentes a un proyecto de ingeniería ambiental a tener en consideración, como consumo de energía, costo inicial, requerimientos de mantenimiento e impacto ambiental.

Para confeccionar la Tabla 7, se han calificado los criterios con 3 colores, siendo el rojo el que no se adapta al proyecto, el amarillo el que requiere mayor mantenimiento y se adapta con mayor dificultad y, por último, el verde el que se adapta a los requerimientos del sitio y el proyecto.

Por lo expuesto en la Tabla 7 junto con la ponderación de los criterios, se ha decidido que la **torre de toma** es la obra de captación de agua más apropiada para el Río Grande, ya que es la que mejor se adapta a los requerimientos del río y a los criterios de un proyecto de ingeniería.

Cabe mencionar que no se realizó un análisis de alternativas para su ubicación, debido a que se decidió emplazarla a la altura de la planta potabilizadora Jorge Coldorf, adyacente a la toma existente, aprovechando el acueducto entre la toma original y las plantas potabilizadoras.

2.7.1 Conclusiones y recomendaciones acerca de la elección de la toma

Se ha elegido la torre de toma como el tipo de toma que se adapta mejor a los criterios de evaluación de este análisis de alternativas. Es capaz de captar agua incluso en invierno,

cuando baja el caudal y se congelan las capas superiores del río. Esto se debe a que este tipo de tomas se ubican en el medio del cauce, donde es más profundo y el agua circula a mayor velocidad. Entonces, incluyendo ventanas de captación o bocatomas a una profundidad por debajo del nivel estiaje, se logrará dar continuidad al suministro de agua.

Para disminuir el impacto sobre la ictiofauna, así como el ingreso de gruesos, se colocará un sistema de rejas en el ingreso de cada bocatoma. A su vez, el uso de rejas automáticas autolimpiantes es necesario ya que se colocarán en profundidad y solo sería necesario acceder por medio de buzos, para tareas de mantenimiento. Por otra parte, dado el ancho del cauce, se ha decidido conectar la costa con la torre mediante un puente pasarela, para que durante la etapa operativa, se faciliten las tareas de mantenimiento y monitoreo.

Respecto a la toma actual, se ha descartado una ampliación de la misma debido a todos los operativos que tiene, sobre todo durante el invierno.

Es de mencionar, que una torre de toma es una obra de captación cuya inversión es alta pero su estructura es duradera, por lo que su inversión termina amortizándose en el tiempo de vida útil de la obra. Además, una ampliación futura es factible, realizando un cambio del equipamiento electromecánico, como electrobombas de mayor capacidad.

De todos modos, se recomienda, realizar un análisis específico acerca del costo-beneficio para decidir cuál es la mejor opción para este caso de estudio, que escapa a los alcances del presente proyecto.

3 Planta depuradora

3.1 Alternativas de ubicación y vuelco

Dentro de la Ciudad de Río Grande existen 3 tipos de cuerpos de agua diferentes: el Río Grande, lagunas endorreicas y el Mar Argentino (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021). Sin embargo, los primeros 2 se descartan para vuelco de efluentes tratados por diversas razones. Las lagunas se encuentran englobadas dentro reservas naturales, con lo cual queda prohibido todo tipo de intervención humana. En cuanto al Río Grande, en él se realizan actividades de pesca de trucha (Municipio de Río Grande, 2020), y además se haya la toma de agua potable muy cercana al ejido urbano y a su desembocadura en el mar. Es por esta razón que, aunque los efluentes fuesen volcados aguas abajo de la toma de agua, el régimen de mareas, sumado a los vientos de la región, podría eventualmente invertir el flujo del río y de esta manera los efluentes alcanzar la toma de agua (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021)

El mar resulta un sitio apropiado para el vuelco de efluentes, por la cercanía a la ciudad y, por ende, a la red cloacal, por un lado, y debido a que los límites de vuelco (por normativa) son menos restrictivos que en cuerpos de agua continentales. Asimismo, el trazado de cloaca de la ciudad converge en colectoras máximas que desembocan en el mar actualmente (DPOSS, 1044/2021). Como consecuencia, es coherente ubicar la planta depuradora en un sitio adyacente al mar y cercano a un colector con el objetivo de reducir, a su vez, los costos y complicaciones que pudieran surgir de cambiar la configuración de las redes cloacales.

Un punto a tener en consideración cuando se realiza un vuelco en el mar, son las mareas, ya que, de realizar el vuelco muy cercano a la costa, las mismas pueden generar que estos terminen en las costas y generen contaminación por acumulación. Por ello, los vuelcos al mar se realizan por medio de emisarios submarinos, es decir, cañerías de gran longitud cuyo objetivo es volcar los efluentes en un sitio lejano a la costa para evitar este fenómeno (DPOSS, 1044/2021). Además, en general, el vuelco no es directo, sino por medio de dispersores que buscan diluir el mismo al entrar en contacto con el mar.

Además, se debe considerar un sitio de emplazamiento que se encuentre alejado del ejido urbano por la posible emanación de olores, para prevenir la contaminación ante fallas o derrames accidentales y para reducir el tráfico de vehículos pesados, ya que las plantas depuradoras a menudo requieren el transporte de grandes volúmenes de productos químicos o del arreglo de equipamiento electromecánico.

Por lo mencionado en esta sección, la planta depuradora se emplazará en un sitio adyacente al mar para poder disponer los efluentes tratados en él. A su vez, se contemplará una ubicación alejada del ejido urbano, pero cercana a los colectores.

3.2 Alternativas en el tren de tratamiento

Se realiza un análisis de alternativas de las diferentes partes del tren de tratamiento propuesto en la Figura 41:

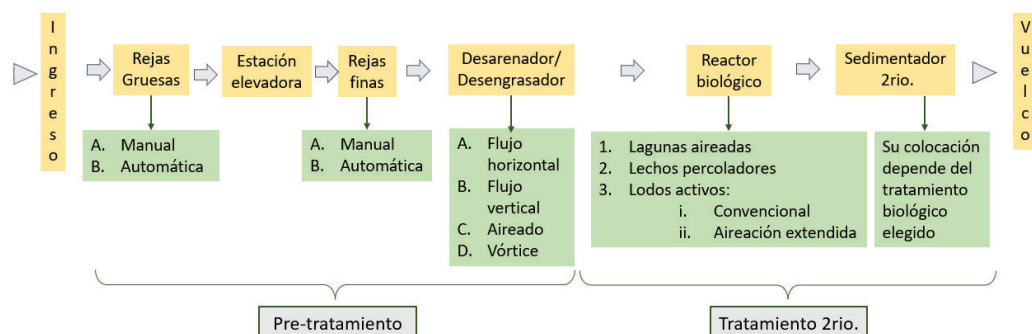


Figura 41: Esquema del tren de tratamiento de efluentes propuesto (en amarillo), con las alternativas a estudiar (en verde).

Cabe mencionar que no se hará un tratamiento terciario ya que los valores de vuelco en mar, según la Resolución provincial 1333/93, expuesta en el **Capítulo 1: Diagnóstico**, se cumplen con el tren de tratamiento propuesto.

3.2.1 Alternativas de rejas

Las rejas son elementos con aberturas, generalmente de tamaño uniforme diseñados para la eliminación de sólidos gruesos en sistemas de tratamiento de aguas residuales. Los elementos separadores pueden estar constituidos por barras, que reciben el nombre de barrote. En los procesos de tratamiento del agua residual, las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, conducciones y otros elementos contra los posibles daños y obturaciones provocados por la presencia de trapos y de objetos de gran tamaño (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

3.2.1.1 Alternativas A: Rejas de Limpieza Manual

Están compuestas por barras paralelas o rejillas que atrapan sólidos grandes, hojas, plásticos y otros desechos que flotan o son arrastrados por el agua. Requieren la intervención de operarios para la extracción de los sólidos retenidos en las barras que se hace generalmente mediante rastrillos, ganchos y/o canastos tipo jaula.

Análisis de la alternativa A

Las rejas manuales tienden a ser más económicas en términos de inversión inicial ya que no requieren de sistemas de automatización complejos. Asimismo, tienen un bajo consumo de energía, lo que reduce los costos operativos, además de ser fáciles de operar, por lo que no se requiere personal calificado para su operación. Como contraparte, se requiere de la intervención humana para la limpieza y desobstrucción de las rejas a modo de mantenimiento, por lo que, la eficiencia en la remoción de sólidos depende en gran medida de la frecuencia de limpieza.

3.2.1.2 Alternativa B: Rejas de Limpieza Automática

Las rejas de limpieza automática son sistemas más avanzados que utilizan mecanismos automáticos para limpiar y retirar los sólidos atrapados. Están equipadas con un mecanismo automatizado, como ruedas dentadas o cepillos, que levantan los sólidos retenidos, cada un determinado tiempo que se programa previamente.

Análisis de la alternativa B

Este tipo de rejas tienen una mayor eficiencia de remoción debido a la automatización, reduciendo el riesgo de desbordes. Por otra parte, esto deriva en menores riesgos para los operarios ya que hay menor exposición de estos al efluente crudo. A su vez, estos sistemas

son capaces de adaptarse a variaciones en el caudal. Como contraparte, suelen tener un costo inicial más elevado debido a su instalación y automatización. Asimismo, requieren energía eléctrica para operar, lo que encarece los costos operativos, así como personal calificado para operarlas correctamente.

3.2.1.3 Alternativa elegida: Rejas automáticas

Se han expuesto los siguientes criterios para analizar las diferentes alternativas de desarenador en la Tabla 8, eligiéndose la alternativa B: rejas automáticas como más idónea para el proyecto.

Tabla 8: Ponderación de alternativas de rejas de operación automáticas frente a las manuales.
Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta y "verde" se adapta al proyecto.

Análisis de Alternativas	Rejas	
	Manuales	Automáticas
Criterios del Proyecto		
Eficiencia alta de remoción	No	Sí
Para canales profundos de difícil acceso	No	Sí
Intervención humana para limpieza	Sí	No
Costo inicial/operativo	Bajo	Alto
Exposición de los operarios a efluente crudo	Sí	No
Variación de caudal	No	Sí
Consumo energético	No	Sí

Una eficiencia de remoción alta es un requerimiento crítico del pretratamiento, ya que protege los equipos de sólidos que pudieran dañarlas u obstruirlas. Las rejas automáticas tienen la ventaja de poder programar la limpieza, con lo cual, la eficiencia de las rejas aumenta frente a las manuales. Asimismo, no se requiere que los operarios se expongan al efluente crudo, como en el caso de las rejas manuales, donde se requiere de su intervención para la limpieza de las rejas. En relación a los costos, instalar y operar rejas manuales resulta más económico frente a las automáticas, pero con la contraparte de depender constantemente de operarios que las mantengan. Por su lado, al colocar rejas en la entrada del colector cloacal a la planta, resulta importante que estas puedan operar de manera efectiva y eficiente frente a variaciones en el caudal, beneficio que se obtiene con las rejas automáticas. En este sentido, se destaca que el ingreso del colector tiene una tapada de 1,8 metros, por lo que el canal de rejas se hallará a una profundidad tal que dificulta su operación manual.

3.2.2 Alternativas de desarenadores

En una planta depuradora de aguas residuales, se pueden utilizar diferentes tipos de desarenadores para eliminar partículas de arena (superiores de 0,2 mm), durante la etapa del pretratamiento. Las arenas en general constituyen arenas, grava, cenizas, cáscaras de huevo, semillas, filtros de cigarrillo, entre otras partículas discretas. Los

desarenadores/desengrasadores son una parte esencial del pretratamiento ya que ayudan a evitar daños en los equipos electromecánicos, al tiempo que reducen la carga de sólidos que ingresarán al tratamiento primario (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000). Tiene la función de separar el agua cruda de la arena y partículas en suspensión gruesas. Además, evita que se produzcan depósitos en las obras de conducción, protege las bombas de la abrasión y evita sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. Estas unidades se suelen colocar luego de las rejillas y previo a los sedimentadores primarios (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

Existen varios tipos de desarenadores, aquí se evaluarán el de flujo horizontal, el de flujo vertical, el aireado y el de tipo vórtice.

- Desarenador de flujo horizontal: el flujo pasa a través de la cámara del desarenador en una dirección horizontal y la velocidad lineal es controlada por las dimensiones de la unidad, del gradiente del influente y por el vertedero en la salida de la unidad.
- Desarenador de flujo vertical: funciona generando que el efluente a tratar fluya hacia abajo, a través de deflectores, mientras se introduce un flujo ascendente de aire desde abajo. Esto separa las partículas más ligeras, que son arrastradas hacia arriba y se acumulan en la parte superior del desarenador.
- Desarenador de tipo aireado: consiste de un tanque de aireación de flujo espiral donde la velocidad de esta espiral es inducida y controlada por las dimensiones del tanque y el flujo de aire suministrado por la unidad.
- Desarenador de tipo vórtice: consiste de un tanque cilíndrico donde el flujo entra tangencialmente creando un vórtice, donde las fuerzas centrífugas y de gravedad generan que la arena se separe (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

3.2.2.1 Alternativa A: Desarenador de flujo horizontal continuo

Es el tipo de desarenador más simple. Este tipo de unidades son diseñadas para mantener una velocidad cercana a 0,3 m/s y para proveer el suficiente tiempo para que las partículas de arena se depositen en el fondo del canal. De este modo, mientras que la arena y otros sólidos más pesados se depositan en el fondo del canal, la parte líquida del efluente fluye hacia la salida (Figura 42). El diseño de las unidades rectangulares de flujo horizontal es que, bajo las peores condiciones hidráulicas, la partícula más liviana de arena llegará al lecho del desarenador antes de llegar al final del canal. La longitud del canal estará gobernada por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control. Mientras que

el área transversal estará gobernada por el caudal y el número de canales (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

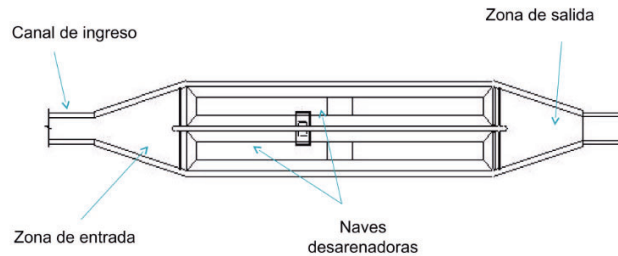


Figura 42: Esquema de un desarenador de flujo horizontal continuo. Fuente: (Zelaya, 2012)

Análisis de la alternativa A

El desarenador de flujo horizontal continuo es adecuado para caudales moderados. Además, resulta eficiente en la remoción de partículas gruesas de arena. Su diseño es simple y bajo mantenimiento y no requiere de operarios calificados para su operación y mantenimiento. Sin embargo, no es óptimo para caudales variables y no es tan eficaz en la eliminación de partículas finas. Además, ocupa más espacio en comparación con otros desarenadores tiene baja eficiencia cuando se trata de partículas finas.

3.2.2.2 Alternativa B: Desarenador de flujo vertical

En este tipo de desarenador, el flujo de agua se mueve de abajo hacia arriba a través de una serie de placas inclinadas o deflectores. Esto promueve la sedimentación de los sólidos en suspensión hacia la parte inferior (Figura 43).

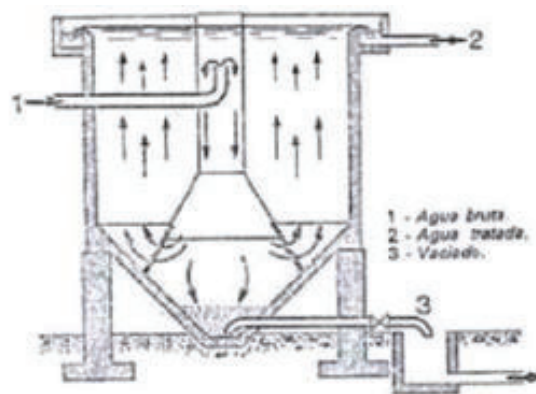


Figura 43: Esquema de un desarenador de flujo vertical. Fuente: (Martinez, 2012)

Análisis de la alternativa B

El desarenador de flujo vertical es versátil y adecuado para caudales variables. Es eficiente en la eliminación de partículas finas a medianas de arena y es capaz de adaptarse a

variaciones de caudal. Sin embargo, su consumo de energía es mayor debido al proceso de elevación, y requiere mantenimiento periódico para evitar obstrucciones. Además, se necesitan operarios calificados para su operación y mantenimiento.

3.2.2.3 Alternativa C: Desarenador vórtice

Estos desarenadores utilizan una geometría en espiral o ciclónica para acelerar el flujo de agua y separar las partículas sólidas (Figura 44). Son eficaces en la eliminación de partículas finas de arena. En estos desarenadores tanto la entrada como la salida del agua se lleva a cabo en dirección tangencial. La turbina giratoria mantiene una velocidad de circulación constante, y sus palas ajustables promueven la separación de la materia orgánica de la arena (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000). En cada giro completo del contenido del tanque, la arena sedimenta por gravedad y se recoge en un cuenco desde donde se puede extraer con una bomba de arenas o del tipo air-lift.

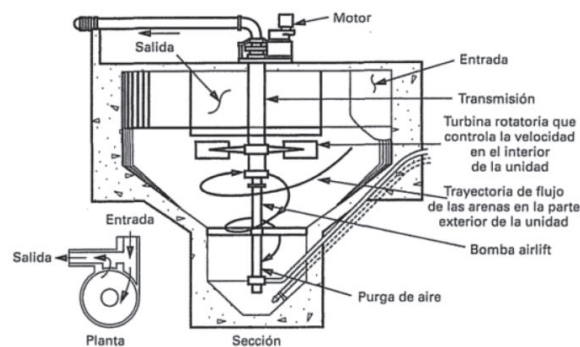


Figura 44: Esquema de un desarenador ciclónico. Fuente: (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

Análisis de la alternativa C

El desarenador de tipo es compacto y eficiente en la eliminación de partículas de tamaño medio. Es adecuado para caudales cambiantes y ocupa menos espacio que otros tipos de desarenadores. Sin embargo, su eficiencia disminuye en partículas extremadamente finas o gruesas, y su costo inicial tiende a ser más alto. En términos de operación y mantenimiento, requiere una experiencia moderada.

3.2.2.4 Alternativa D: Desarenador aireado

En los desarenadores aireados, el aire se introduce a lo largo del tanque rectangular para crear un flujo espiral perpendicular al flujo del efluente a través de la unidad. Esto se logra mediante la incorporación de difusores de aire, que crean una corriente ascendente de burbujas de aire en el agua. Esta acción agita el agua y ayuda a mantener las partículas

suspendidas. Las partículas más pesadas que tienen mayores de sedimentación más altas se depositan en el fondo del tanque (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000). Mientras tanto, las más livianas, en general de tipo orgánicas, se mantienen en suspensión y pasan a través del tanque. La velocidad de agitación controla qué tamaño de partícula se removerán (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

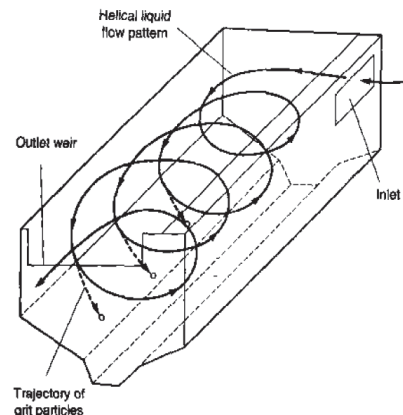


Figura 45: Flujo helicoidal en un desarenador aireados. Fuente: (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

Análisis de la alternativa D

El desarenador aireado requiere de caudales uniformes y es apto para grandes caudales. Resulta eficiente en la remoción de partículas pequeñas como las arcillas o la materia orgánica. Sin embargo, no es eficiente en la remoción de partículas gruesas. Su diseño compacto es adecuado para plantas con espacio limitado. Sus costos operativos son moderados, en términos energéticos, ya que requiere de un suministro continuo de aire. Resulta más eficiente, en relación al espacio ocupado, para remover grasas y arenas, debido a que el aire insuflado promueve la flotación de las grasas y la sedimentación de las arenas, una característica importante cuando no se dispone de un tratamiento primario.

3.2.2.5 Alternativa elegida: Desarenador aireado

Se han expuesto los siguientes criterios para analizar las diferentes alternativas del desarenador:

- ✓ Caudales uniformes: Para su correcta operación, se deberá incluir una estación de bombeo o una cámara de homogeneización previo a la unidad.
- ✓ Caudal alto: esta es una característica que va en línea con el proyecto ya que se trata de una planta depuradora que tratará los efluentes de una población equivalente a 244.121 habitantes para el año horizonte del proyecto.

- ✓ Eficiencia en la remoción: Este tipo de desarenadores suele tener una mayor eficiencia en la remoción partículas como arenas o gravas, así como de grasas. Esto es una característica crucial cuando se quiera llevar a cabo un tratamiento secundario de tipo lodos activos en aireación extendida, ya que, en este tipo de tratamiento no se realiza tratamiento primario, para que ingrese la mayor cantidad de carga orgánica al reactor biológico.
- ✓ Espacio ocupado: este tipo unidades es más eficiente que un desarenador convencional, debido al uso de aire forzado para flotar grasas y sedimentar arenas.
- ✓ Consumo de energía, mantenimiento, costos y el requerimiento de mano de obra calificada: Este tipo de unidades tiene una complejidad media para el mantenimiento. La inversión inicial es alta, pero se amortiza con costos medios en la operación, traducidos en una mayor eficiencia de remoción y, por ende, en un menor requerimiento de unidades posteriores.

A continuación, en la Tabla 9, se muestra una comparación entre los diferentes tipos de desarenadores contemplados para el proyecto.

Tabla 9: Ponderación de alternativas de los tipos de desarenadores. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto.

Análisis de alternativas	Tipo de desarenador			
Criterios del proyecto	Horizontal	Vertical	Vórtice	Aireado
Variabilidad de caudal	No	Si	No	No
Caudal alto	Sí	No	Si	Sí
Remoción de grasa	Baja	Media	Media	Alta
Espacio ocupado	Alto	Bajo	Bajo	Medio
Consumo de energía	Bajo	Alto	Alto	Medio
Mantenimiento	Bajo	Alto	Alto	Medio
Costo inicial y operativo	Bajo	Medio	Medio-alto	Medio

Se utilizó una ponderación donde el color rojo indica que no se adapta al requisito, el amarillo que lo hace en forma parcial y el verde que se adapta sin problemas.

En la Tabla 9, se observa que el desarenador de aireado es el que mejor se adapta a los requerimientos propuestos. Los únicos requerimientos que no cumple son operar con variaciones de caudal y espacio ocupado bajo.

Se tomarán los siguientes recaudos en el tren de tratamiento: primeramente, se incluirá una estación de bombeo previo al desarenador, de esta forma de logrará un caudal uniforme en el ingreso al desarenador.

3.3 Alternativas de tratamiento secundario

El presente análisis de alternativas se realizó sobre diferentes opciones para el tratamiento secundario o biológico que se utilizan ampliamente, en el tratamiento de efluentes cloacales, de gran escala, en la región. Se analizaron alternativas de biomasa adherida, como lechos percoladores o discos rotativos, y biomasa suspendida, como lodos activos y lagunas aireadas. Los tratamientos anaeróbicos se han descartado, debido a que las bajas temperaturas del sitio hacen inviable este tipo de tratamientos. Por esta razón, en este análisis, solo se contemplaron tratamientos biológicos de tipo aeróbicos.

Para estudiar estas alternativas se consideraron los criterios inherentes a las características del sitio, como la posibilidad de operar eficientemente incluso en las bajas temperaturas que acontecen durante el invierno, la posibilidad de instalar unidades que no se deban enterrar, debido a la cercanía de la napa freática a la superficie, y la mayor eficiencia de tratamiento en un menor espacio ocupado. Por otra parte, se impusieron criterios para un proyecto de ingeniería ambiental a tener en consideración, como flexibilidad operativa, variabilidad en la eficiencia del tratamiento, consumo de energía, costo inicial, costo de operación y mantenimiento, impacto ambiental y contar con personal ya capacitado para su operación.

3.3.1 Alternativa 1: Biomasa adherida

Los **tratamientos de biomasa adherida** consisten en disponer de un medio soporte donde se desarrolla una capa de microorganismos, denominada biofilm, que, en continuo contacto con el agua residual y el aire, absorben el oxígeno necesario para metabolizar la materia carbonácea y nitrogenada del agua residual, mientras el efluente se difunde o percola a través de este film. Se suelen aplicar para depurar efluentes con alto grado de biodegradabilidad debido al bajo tiempo de residencia hidráulico que presentan este tipo de unidades de tratamiento.

Dentro de este tipo de tratamiento, se destacan los lechos percoladores y los biodiscos rotativos, que tienen el beneficio de facilitar su modulación, y al ser compactos, permiten ser techados y aislados del ambiente.

Para el presente análisis se han descartado los biodiscos rotativos debido a que hay falta de información acerca de su funcionamiento y eficiencia, que ha llevado previamente a diseños erróneos y a que no hay estudios suficientes para su operación con grandes caudales (Cátedra Diseño de Sistemas de Tratamiento Biológico, 2022).

En los lechos percolares (Figura 46), el agua residual escurre a través de una capa de material filtrante como grava o piedra triturada, lugar donde se produce la descomposición de materia

orgánica y depuración del efluente, que es llevada a cabo por los microorganismos adheridos al material soporte.

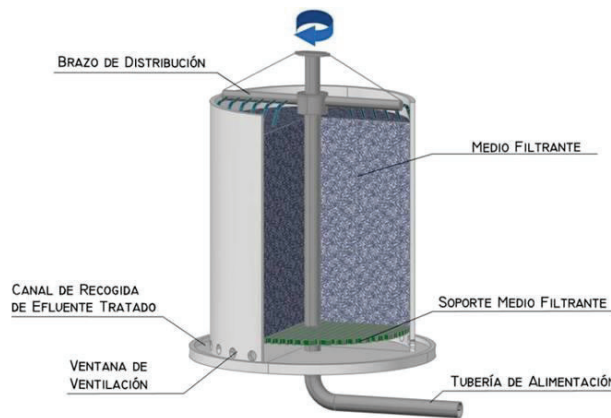


Figura 46: Esquema de un lecho percolador. Fuente: (Rodríguez, 2018).

3.3.1.1 Análisis de la alternativa 1

Estos sistemas de biomasa adherida son operativamente complejos, por lo cual, **requieren de mano de obra calificada** para operarlos, que actualmente no hay en Río Grande.

Se destaca el bajo consumo energético de estos sistemas durante la operación, debido a su **menor requerimiento de equipamiento electromecánico** en comparación con sistemas de biomasa suspendida, como lagunas aireadas o sistemas de lodos activos. A su vez, para un mismo caudal a depurar, este tipo de tratamientos suelen ocupar menos espacio que uno de biomasa suspendida. Sin embargo, el **costo de inversión inicial suele ser superior** frente a un tratamiento de biomasa suspendida.

Por otra parte, este tipo de tratamiento biológico presenta ciertas desventajas para el sitio de implantación. Es especialmente **vulnerable al frío**, lo cual puede comprometer su eficiencia y requerir medidas adicionales como sistemas de calefacción o estructuras de protección externa. En consecuencia, se incrementan los costos de inversión inicial y de operación y mantenimiento. De no implementarse estas medidas, el sistema podría congelarse y afectar la viabilidad celular del consorcio de microorganismos presente en el biofilm.

Además, este tipo de sistemas de tratamiento biológico, tiene una **baja flexibilidad operativa** frente a un tratamiento de biomasa suspendida. Esto implica que son menos capaces de adaptarse rápidamente a cambios repentinos en las condiciones del agua residual. Los biofilms suelen ser sensibles a las variaciones bruscas en la carga orgánica o en la temperatura del agua residual. La recuperación de la capacidad de tratamiento, después de este tipo de perturbaciones, puede ser más lenta debido a la estructura física de las biopelículas y a la necesidad de cierto tiempo para que los microorganismos se aclimaten a

las nuevas condiciones. Como consecuencia, el uso de estos sistemas podría implicar **variaciones en los parámetros de vuelco**, lo que podría traer complicaciones a la hora de cumplir con los valores establecidos por normativa. Por lo tanto, de elegirse esta alternativa, sería prudente incorporar algún sistema de biomasa suspendida como un tratamiento adicional que reduzca la carga de materia orgánica, asegurando así un tratamiento más efectivo, que cumpla con los valores de vuelco.

3.3.2 Alternativa 2: Biomasa suspendida

En un sistema de biomasa suspendida, el tratamiento biológico se lleva a cabo en un reactor o laguna donde el agua residual fluye continuamente. Aquí, se promueven las condiciones de aireación, por medio de aireadores y difusores, tales que permitan el desarrollo del consorcio de microorganismos encargados de degradar la materia orgánica. Una vez completado el tiempo de permanencia hidráulica del efluente en el reactor, este ingresa a un sedimentador secundario para separar los flóculos de microorganismos (lodos biológicos) del efluente depurado. Luego, el clarificado o sobrenadante pasa a la siguiente unidad del tren de tratamiento de la planta depuradora, mientras que, de los lodos biológicos sedimentados, una proporción retorna al reactor para mantener el consorcio de microorganismos y la otra se purga del sistema. Dentro de este grupo de tratamientos se estudiaron las lagunas aireadas mecánicamente y el tratamiento por lodos activos. Las lagunas de estabilización no se han incluido en el análisis debido a limitaciones de espacio y a su baja eficiencia en climas fríos.

3.3.2.1 Alternativa 2A: Lagunas aireadas de mezcla completa

Las lagunas aireadas mecánicamente son sistemas de tratamiento biológico de aguas residuales en los que se utiliza agitación mecánica constante, mediante aireadores superficiales de amplio espectro, para mantener una aireación y mezcla completa de las aguas residuales. Se utilizan equipos de aireación, como difusores y agitadores, para introducir oxígeno en el sistema de manera controlada, ya que este promueve la actividad de microorganismos aeróbicos que descomponen la materia orgánica y otros contaminantes presentes en el agua (Figura 47 y Figura 48). Estas lagunas permiten una mayor eficiencia en la degradación de contaminantes en comparación con las lagunas de estabilización, lo que las hace adecuadas para plantas de tratamiento de aguas residuales urbanas e industriales. Además, su operación mecánica permite un mejor control de procesos y una **mayor resistencia a variaciones** en la carga de agua residual.

Luego de culminar el tratamiento del efluente en la laguna, este pasa a una laguna de sedimentación donde se separa la biomasa del efluente tratado.



Figura 47: Laguna aireada. Fuente: (Osorio, 2013)

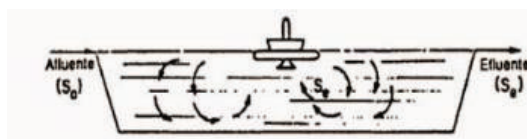


Figura 48: Esquema de una laguna aireada. Fuente: (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)

3.3.2.1.1 Análisis de la alternativa 2A

Teniendo en cuenta que el presente proyecto de planta depuradora se llevará a cabo en el extremo sur de la Patagonia, las condiciones climáticas puede ser un factor limitante para su instalación y posterior operación. Por un lado, las bajas temperaturas dadas por inviernos largos y fríos podrían llevar al **congelamiento de las lagunas**, lo que **disminuye significativamente la eficiencia del proceso de degradación biológica**, como así también dificulta la operación de las instalaciones, sumado a que puede dañar los equipos de aireación mecánica, ubicados sobre la laguna. Por otra parte, la **acumulación de nieve** en las lagunas y áreas circundantes **podría dificultar el acceso** y, por ende, las tareas de mantenimiento. Otra característica climática de la Patagonia son los **vientos fuertes**, que pueden a futuro generar **problemas operacionales** como una mezcla inadecuada o caminos preferenciales en el flujo, repercutiendo en un desequilibrio del sistema y una baja eficiencia de depuración.

En cuanto a la **disponibilidad de terreno**, las dimensiones del sitio de emplazamiento son adecuadas. No obstante, un estudio realizado por ENOHSA (DPOSS, 1044/2021) indica que el nivel freático se haya a 2,7 metros de la superficie. En consecuencia, no resulta un sitio adecuado para instalar una laguna enterrada.

Con respecto a los costos, las lagunas aireadas **requieren sistemas de aireación y mezcla**, que incurre en costos de operación elevados. Estos sistemas de aireación constan de aireadores y sopladores que requieren monitoreo y mantenimiento regular. Por otra parte, el **costo de inversión inicial es elevado** frente a un lecho percolador o un lodos activos, debido

a los trabajos de excavación, armado de taludes e impermeabilización de la laguna, así como también, por la adquisición e instalación del equipamiento electromecánico.

Por último, los sistemas de lagunas aireados, en general, tienden a ser más flexibles debido a la naturaleza de los microorganismos que están libres en el agua y a que operan en mezcla completa. Pueden responder más rápidamente a cambios en la carga orgánica o en la composición del agua residual, debido a la mezcla y dilución del contaminante, y a la mayor diversidad de microorganismos presentes, que en un tratamiento con biofilms.

3.3.2.2 Alternativa 2B: Lodos activos

Los lodos activos son otro proceso de tratamiento biológico utilizado en plantas de tratamiento de aguas residuales. Su principio de funcionamiento es el mismo que el de las lagunas, con la diferencia de que el proceso de degradación de la materia orgánica ocurre en un tanque de aireación o reactor, equipado con difusores de burbuja fina que difunden el oxígeno necesario en agua residual, para que los microorganismos se desarrollen. Estos microorganismos, principalmente bacterias, descomponen y consumen la materia orgánica presente en el agua residual. Posteriormente, el agua residual tratada pasa por un sedimentador secundario, donde los lodos biológicos se sedimentan y separan del efluente tratado, y una parte de ellos se recicla de nuevo al reactor para mantener una población activa de microorganismos. Este proceso de tratamiento biológico es **altamente eficiente en la eliminación de contaminantes orgánicos**.



Figura 49: Reactor de lodos activos operando. Fuente: (Junco, 2015)

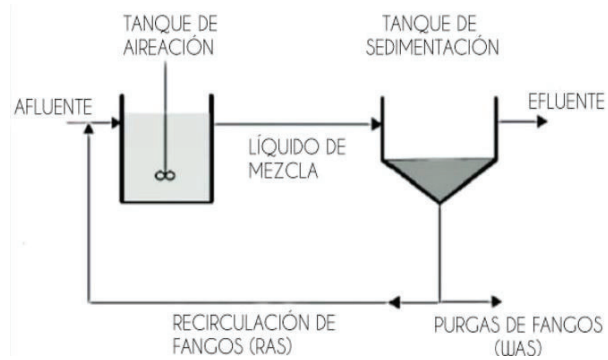


Figura 50: Esquema de tratamiento de un lodos activos. Fuente: (ISA , 2024)

3.3.2.2.1 Análisis de la alternativa 2B

El tratamiento secundario por medio de lodos activo es **altamente eficaz en la eliminación de materia orgánica** biodegradable siendo adecuado para el **tratamiento de efluentes cloacales a gran escala**. Además, estos sistemas pueden adaptar su modo de operación para cumplir con los valores de vuelco.

Sus ventajas frente a lechos percoladores son los mismos que para las lagunas aireadas mecánicamente. Sin embargo, si se los compara frente a lagunas aireadas mecánicamente, se destacan ventajas como **adaptarse a una baja disponibilidad de terreno** y lograr una alta eficiencia de remoción de materia orgánica. Mientras que las desventajas son, una alta generación de barros y el requerimiento de equipos y sistemas de aireación y mezcla, que pueden resultar en **costos operativos**, incluso más altos que en lagunas aireadas mecánicamente.

Por último, se destacan 2 ventajas de este tipo de sistema de tratamiento para su operación a bajas temperaturas. Por un lado, al ocupar un **menor espacio que las lagunas**, cabe la posibilidad de evaluar la alternativa de techar esta unidad, para así aislarla y calefaccionarla. Por otro lado, se ha relevado que existe un lodos activos, cuya operación en aireación extendida o prolongada, resulta ser el **más utilizado para tratar efluentes dentro de la región**. Esto se debe a que la inercia térmica que ocurre dentro del reactor, lo hace **resistente a bajas temperaturas**, sin necesidad de aislarlo del ambiente.

3.3.3 Alternativa elegida: Lodos activos

Tabla 10A continuación, en la Tabla 10 se muestra una comparación de los diferentes tipos de tratamiento biológico mediante criterios de locación de la planta e inherentes al proyecto de ingeniería ambiental.

Tabla 10: Ponderación de alternativas de tratamientos biológicos. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto

Análisis de Alternativas	Tipo de tratamiento biológico		
	Lagunas aireadas	Lechos percoladores	Lodos activo
Opera eficientemente a bajas temperaturas	No	No	Sí
Limitación por profundidad de la napa freática	Sí	No	No
Eficiencia de tratamiento en un menor espacio ocupado	Bajo	Alta	Medio
Flexibilidad operativa	Alta	Bajo	Alta
Variabilidad en la eficiencia del tratamiento	Medio	Sí	No
Consumo de energía	Alto	Bajo	Alto
Costo inicial	Alto	Alto	Bajo-medio
Costo de operación y mantenimiento	Alto	Bajo	Alto
Impacto ambiental	Alto	Bajo	Bajo
Personal ya capacitado en Río Grande	No	No	Sí

Se han calificado los criterios con 3 colores, siendo el rojo el que no se adapta al proyecto, el amarillo el que requiere mayor mantenimiento y se adapta con mayor dificultad y, por último, el verde el que se adapta a los requerimientos del sitio y el proyecto.

Por lo expuesto en la Tabla 10, se ha decidido que el tratamiento por lodos activos es el tratamiento secundario más apropiado para la planta depuradora, debido a que es el que mejor se adapta a los requerimientos propuestos. Cabe mencionar que, para completar el tratamiento secundario, se debe colocar un sedimentador secundario que será de tipo circular.

3.3.3.1 Lodos activos de aireación extendida

Al igual que en el proceso de lodos activos convencional, la fase biológica está constituida por flóculos suspendidos, que constituyen la biomasa. Las partículas coloidales son la base para la formación de los flóculos de lodos, en los cuales crecen y se reproducen bacterias heterótrofas, aeróbicas, protozoarios y pequeñas cantidades de hongos, algas, metazoarios, entre otros, formando un consorcio de microorganismos (Consejo federal de agua potable y saneamiento, 1993). Este cultivo activo metaboliza el sustrato que proporciona la materia orgánica disuelta en el desecho cloacal. Parte de ella se disipa como calor y otra se incorpora en la masa de nuevas células que se forman, como consecuencia del crecimiento del consorcio de microorganismos.

En la aireación prolongada/extendida se busca que predomine la respiración endógena (autodestrucción de las células viejas) sobre la síntesis de nuevos microorganismos (crecimiento celular), por medio de un mayor tiempo de retención hidráulico y celular. En

consecuencia, se propicia el proceso de degradación de la materia orgánica y, por ende, la producción de calor. Este fenómeno termina generando una inercia térmica en el seno del reactor, que lo hace insensible ante variaciones bruscas y valores mínimos de temperatura. De allí, que pueda aplicarse en climas fríos, como es el sur del país, sin requerir aislamiento. (Consejo federal de agua potable y saneamiento, 1993).

Otras características de este tipo de lodos activos operando en aireación extendida, según (Consejo federal de agua potable y saneamiento, 1993), son:

- ✓ No se requiere sedimentación primaria y por lo tanto se reducen la cantidad de unidades en el tren de tratamiento.
- ✓ Absorbe fácilmente las cargas de “choques”, es decir, las sobrecargas hidráulicas, orgánicas o tóxicas en periodos prolongados, al tener una alta permanencia hidráulica (entre 15 y 60 horas) y operar en mezcla completa.
- ✓ Es insensible a las variaciones bruscas y valores mínimos de temperatura. De allí que puede aplicarse en climas fríos, como es el sur del país.
- ✓ Ocupa menor superficie que las lagunas de estabilización, lo que significa que pueden reemplazarse cuando no se dispone de terrenos, ya sea por su costo o por la cercanía del nivel freático a la superficie.
- ✓ No se requiere mano de obra especializada en la operación y mantenimiento, especialmente por tener pocos elementos electro-mecánicos (aireadores y sopladores). La operación normal requiere del control y monitoreo de parámetros como oxígeno disuelto, pH, sólidos suspendidos, recirculación, entre otros.
- ✓ Se estima una recirculación de aproximadamente el 60% del lodo en exceso respecto al procesos de barros activados convencionales, lo que significa un beneficio ecológico en su disposición final.

Por otra parte, se ha relevado un caso de éxito derivado de la aplicación de este tipo de lodos activos, en un sitio con características climáticas muy similares al caso de estudio del presente proyecto. Se trata de la planta depuradora de San Martín de los Andes, ubicada a la vera del Lago Lacar, que cuenta con una serie de 3 reactores de 2.700 m³ de lodos activos operando en aireación extendida durante todo el año (Figura 51). A continuación, se muestra una foto en la que se observa que no tienen estructuras de aislamiento ni calefacción.



Figura 51: Reactor biológico de la planta depuradora de San Martín de los Andes

En la Tabla 11, se muestra una comparación entre un lodos activos convencional y uno operando en aireación extendida. Se ha determinado que la alternativa que mejor se adapta a los criterios del proyecto es un lodos activos operando en aireación extendida.

Tabla 11: Ponderación de alternativas de lodos activos. Se adoptó la metodología de semáforo donde: el color "rojo"= no se adapta, "amarillo"= se adapta parcialmente y "verde" se adapta al proyecto

Análisis de Alternativas	Tipo de lodos activos	
	Convencional	Aireación extendida
Criterios del Proyecto		
Eficiencia en climas fríos	Bajo	Alto
Generación de lodo	Alto	Bajo
Requiere estructura de aislamiento	Sí	No
Requerimientos de energía	Medio	Medio
Espacio ocupado	Bajo	Alto
Requiere tratamiento primario	Sí	No

4. Tren de tratamiento elegido

A partir del análisis de alternativas de las unidades que componen el tren de tratamiento de la planta depuradora de efluentes cloacales, se ha elegido el siguiente esquema de tratamiento, como se muestra en la Figura 52.

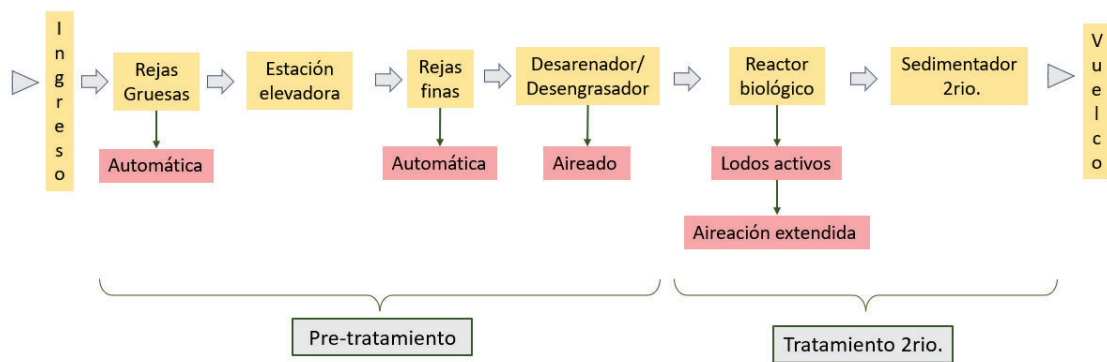


Figura 52: Tren de tratamiento de la planta depuradora de efluentes cloacales (en amarillo) y las alternativas elegidas (en rojo). Elaboración propia.

Capítulo 4: Memoria descriptiva

1. Obra de Captación

La obra de captación elegida es la torre de toma. La misma consta de una torre, semienterrada en el cauce del río, con 16 ventanas o puertos distribuidos en 2 niveles y donde en cada nivel es capaz de captar la totalidad del caudal de diseño del horizonte de diseño ($1,75 \text{ m}^3/\text{s}$). Esta torre funciona como un gran tanque donde el agua se acumula y luego escurre a presión por una tubería que se conecta con una estación de bombeo ubicada a 60 metros, sobre la costa. Desde allí, se bombea la cisterna que abastece a sendas plantas potabilizadores existentes.

1.1 Torre

La estructura tendrá un puente de acceso desde la costa hasta el techo de la torre para su mantenimiento, con escaleras, luces y todo lo necesario. De esta manera, se simplifica el acceso a la torre y, en consecuencia, se reducen los costos de mantenimiento por difícil acceso, que este tipo de tomas suelen acarrear (ver **Figura 53**). Dicho puente de acceso derivará en el techo de la torre, donde se podrán operar las compuertas y hacer el mantenimiento adecuado de las rejas tanto gruesas como finas. A su vez, contará con una tapa y una escalera de acceso al interior de la torre.

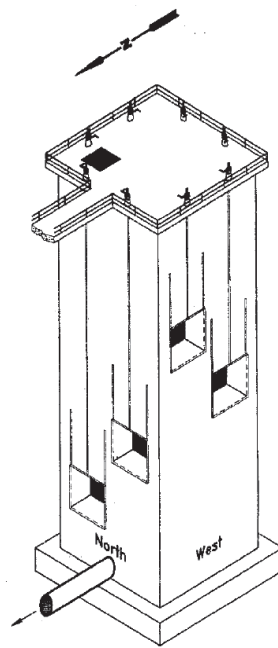


Figura 53: Esquema de una torre de toma de agua. Fuente: Water Works Engineering.

1.2 Puertos de captación

La captación comienza en los puertos o bocas de captación de la torre, que se encuentran dotadas de rejas gruesas de limpieza automática del lado externo, para evitar que objetos voluminosos, como ramas, ingresen en el sistema de captación. A su vez, del lado interno, cuentan con compuertas para cortar el ingreso del agua, en el caso que se desee realizar mantenimiento del puerto o cuando el nivel del río varíe.

La distribución de los puertos de captación se realizó 2 niveles, con 8 unidades equidistribuidas, donde cada nivel es capaz de captar el caudal de diseño. De esta manera, el nivel superior ha sido diseñado para abrir sus cuando el río se halle en su nivel medio (7,2 m) o de crecida (8,9 m). Mientras que durante la época de estiaje donde el nivel desciende a 3,6 m, se cerrarán las compuertas superiores y se habilitarán las inferiores. Asimismo, es de mencionar que durante el invierno se congelan las capas superiores del río, es por ello que en estos casos se utilizarán los puertos de captación inferiores. De esta forma, se podrá captar el caudal de diseño de forma continua durante todo el año.

Cabe mencionar que la obra de toma ha sido diseñada para captar el caudal del diseño, es decir, el proyectado para el horizonte de diseño (año 2044). Por esta razón, inicialmente, la cantidad de puertos abiertos será inferior a 8, adecuándose a la demanda del momento.

1.3 Rejas gruesas

Las rejas gruesas son de limpieza automática y consisten de barrotes de 10 mm y un espaciado de 80 mm. Se instalan en la parte exterior de la torre. Se amuran sobre un marco de hormigón que sobresale de la pared de la torre a modo de prolongación de la puerta de captación. Esto previene atascamientos en los sistemas de apertura o cierre de las compuertas.

1.4 Compuertas

Las compuertas esclusas son grandes puertas de hierro fundido que se deslizan verticalmente por una guía. La puerta se mueve mediante una varilla roscada (vástago) que se extiende hasta la parte superior de la torre. La puerta y el marco están unidos a una pieza de hierro fundido (marco) que está anclada a la pared de la estructura (**Figura 54**).

Las compuertas se ubican en cada puerto de captación con el fin de habilitarlos o inhabilitarlos según necesidad. Asimismo, se ubican en la entrada de los conductos que transporta el agua hacia la cámara de bombeo, posterior a las rejas finas. En este último caso, se tendrá una compuerta para cada caño anclado en la estructura rectangular de hormigón.

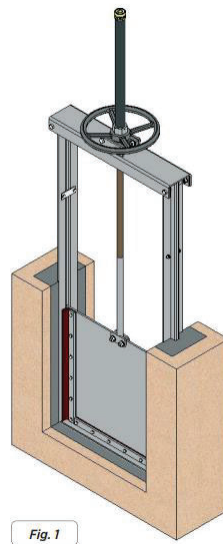


Figura 54: Esquema de una compuerta esclusa. Fuente: (CMO Valves, 2024)

1.5 Rejas finas

Las rejas finas son de limpieza automática y consisten de barros de 10 mm y un espaciado de 15 mm. Se instalan en la entrada del conducto que transporta el agua cruda desde la torre hacia la estación de bombeo ubicada en la costa. La función de este sistema de rejas es la de proteger a las bombas.

1.6 Conducto

La función del conducto a presión es la de transportar el agua cruda desde la torre ubicada en el cauce del río, hacia una cámara de bombeo ubicada a 60 metros, en la costa.

La estructura de conducción consta de 2 tuberías iguales de hormigón, capaces de transportar el caudal de diseño cada una. Dichas tuberías se anexas a la torre de captación mediante una estructura rectangular de hormigón dotada de un sistema rejas finas, de limpieza automática, común a todo el sistema de conducción, como así también una compuerta esclusa por cada tubería, de manera de poder habilitar o inhabilitar cada conducto por separado, con la finalidad de realizar maniobras de limpieza y/o mantenimiento. De este modo, aun cuando un conducto se halle cerrado, el otro será capaz de aportar el caudal de diseño, generando continuidad en el suministro.

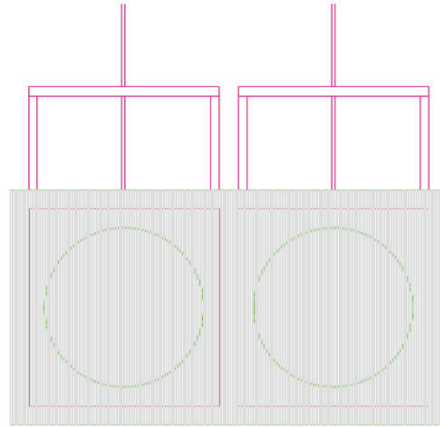


Figura 55: Estructura de conducción: 2 tuberías de hormigón DN 1600 mm (verde), ancladas en una estructura de hormigón rectangular que contiene un sistema de rejas de limpieza automática y una compuerta esclusa (rosa) para cada conducto. Elaboración propia con AutoCAD 2024.

1.7 Estación de bombeo

Consta de un sistema 3+1 de bombas sumergibles iguales trabajando en paralelo, es decir, que 3 trabajarán para impulsar el caudal de diseño e irán intercalando su operación con la bomba restante, ya que de este modo se alarga la vida útil de la bomba.

El tipo de bomba se seleccionó para elevar el agua a una altura de 50 metros (aproximadamente 16 metros de cámara de bombeo y 30 metros hasta la cámara de carga de la planta potabilizadora) y para operar con un caudal de diseño de 0.58 m³/s, por lo que siempre operarán 3 bombas en paralelo para así alcanzar el caudal de diseño de 1.75 m³/s.

Se ha elegido una bomba sumergible Flygt Xylem, modelo CP 3531/935 3~ 640. Cada bomba impulsa el agua por una tubería de PVC DN 500 mm, dotado con una válvula antirretorno y una válvula esclusa, hasta una cañería de impulsión donde se unen las 4 cañerías (correspondientes a cada bomba), y de donde se proyecta una única cañería de PVC DN 1100 mm de diámetro, hasta la cisterna de la planta potabilizadora existente, ubicada a 370 metros.

El fondo de la cámara tiene una inclinación de aproximadamente 60° para evitar el estancamiento del agua.

Las dimensiones de la cámara de bombeo son 3 metros de ancho y 9 metro de largo, con un espesor de pared de 0,4 metros, donde las bombas se hayan ubicadas a lo largo. Se ha dejado una altura de aspiración de 1 metro, dado que el fabricante sugería 0,5 metros como mínimo. La altura total de la cámara es de 16 metros. En el techo de la cámara (que se

encuentra a nivel de costa) se halla una tapa de acceso para poder operar elevar las bombas en caso de mantenimiento o recambio.

Se han calculado y verificado las condiciones de borde del diseño de la cámara, es decir, las alturas o niveles que alcanzará el agua en la cámara, en tiempos de crecida y de estiaje, teniendo en cuenta las pérdidas por fricción en el conducto. Se ha obtenido una altura de crecida a 9 metros, con lo que se ha dimensionado con una revancha de 3 metros para la cámara, obteniéndose 12 metros de altura desde la entrada de agua.

2. Redes de agua

2.1 Área de influencia

La red de agua potable se ejecutará en la margen norte de la Ciudad de Río Grande. Se ha proyectado un remodelado, a modo de readecuación, de la red de suministro, en 2 zonas. Según el estudio de población y caudales, se estima que beneficiará a aproximadamente el 70% de la población actual.

La zona 1 se encuentra encerrada entre la Av. San Martín, la calle Ricardo Rojas, Sarmiento, Dr. Einstein y la Ruta Nacional N°3. Por otro lado, la zona 2 se halla encerrada entre la ruta N°3, la calle Kovasic, Masobrio, Guevara, Bonucelli y Base Marambio.



Figura 56: Área de influencia del proyecto de recambio de redes de agua potable (Zona 1 y Zona 2). Fuente: Elaboración propia con Google Earth.

2.2 Población beneficiaria

La zona 1 está compuesta por 343 hectáreas, de las cuales el 75% tiene una densidad poblacional 140 hab/Ha y el restante 25% de 60 hab/Ha. Mientras que la zona 2 se compone de 302 Ha, donde un 40 % tiene una densidad 150 hab/Ha y el 60% restante tiene 96 hab/Ha. De esta manera, se obtiene una población total servida de 76.675 habitantes para el año 20 del proyecto (2046).

2.3 Redes de suministro

Se modelaron las redes de suministro de agua para dos zonas, utilizando el software libre EPANET. Además, se dimensionaron dos cisternas, una por zona, junto con sus respectivas estaciones de bombeo para garantizar las presiones mínimas requeridas en los puntos más alejados de la fuente.

El cálculo del volumen de tanque de almacenamiento o cisterna, se dividió en tres partes: el volumen operativo para el consumo habitual, un volumen adicional para incendios (equivalente al 10% del volumen operativo), y un volumen para emergencias, destinado a asegurar una reserva de agua suficiente para seis horas en caso de fallos en las plantas potabilizadoras o en la toma de agua. En total se obtuvieron, 2 cisternas de 4.900 m³ cada una.

Actualmente, existe una cisterna de 2.700 m³ en el margen sur de la ciudad (Figura 57).



Figura 57: Cisterna ubicada en el Margen sur de la ciudad de Río Grande. Fuente: (Del fuego noticias, 2012)

Las estaciones de bombeo para ambas zonas se diseñaron con una configuración (2+1): dos bombas centrífugas en paralelo y una en reserva.

Además, utilizando el modelado de la demanda base, la longitud de las tuberías, las cotas topográficas y los diámetros de las tuberías en EPANET, se obtuvieron las presiones y velocidades en las tuberías. En ese sentido, se seleccionó el nodo, para cada zona, que obtuvo la mayor presión y se lo utilizó para calcular la sobrepresión por cierre de válvulas, ya que, de esta manera, se determina la presión o esfuerzo más alto que deberán ser capaces de soportar los tramos de cañerías. Para la zona 1, se obtuvo una presión total de 50.8 mca y, en la zona 2, de 32.6 mca. En consecuencia, se han seleccionado caños de PVC Clase 6, que soportan 60 mca, como los adecuados para el presente proyecto de readecuación de redes.

3. Planta depuradora de efluentes cloacales

La planta de tratamiento de los efluentes cloacales cuenta con un pretratamiento que consta de un ingreso por un pozo de gruesos, 2 canales con un sistema de rejas gruesas, una estación elevadora, 2 canales con un sistema de rejas finas y dos canales desarenadores. Posteriormente, el efluente ingresa al tratamiento secundario o biológico, compuesto por tres reactores lodos de activos operando en aireación extendida y un arreglo de 6 sedimentadores secundarios. Desde estos últimos se tienen 2 corrientes: el sobrenadante y los lodos biológicos. El sobrenadante se dirige hacia una canaleta Parshall, donde se pueden tomar muestras y medir caudal en la salida de la planta, para luego descargar en un emisario submarino existente, que vuelca al mar. Por otro lado, los lodos biológicos, se dirigen hacia una estación de recirculación de barros, donde una parte se recircula a los reactores, con el objetivo de mantener el consorcio de microorganismos, y la otra se purga o extrae del sistema.

Los lodos purgados son sometidos a un proceso de espesamiento por flotación, deshidratados en filtros banda y estabilizados con cal. Este proceso permite obtener biosólidos tipo B, que pueden ser utilizados para parquización u obras de vialidad del municipio.

En la **Figura 58** se muestra un diagrama de bloques del tratamiento y posteriormente una descripción teórica de cada uno.



Figura 58: Diagrama de bloques de la planta depuradora. Flechas azules indican línea líquida, mientras que las marrones indican barros del proceso. Elaboración propia.

3.1 Modulación de la planta depuradora

La planta depuradora se prevé en 3 etapas o módulos. La primera etapa se habilitaría en el año 0, la segunda al año 10 y la tercera al año 20.

Tabla 12: Modulación de la planta depuradora

Unidad	1ra etapa	2da etapa	3ra etapa
Rejas gruesas	2	2	2
Bombas	1+1	2+1	2+1
Rejas finas	2	2	2
Desarenadores-desengrasadores	2	2	2
Reactores biológicos	1	2	3
Sedimentadores 2ríos	2	4	6
Espesor por flotación	1	2	2
Filtro Banda	1	2	2

Se observa que las rejas finas y gruesas tienen 2 canales, donde cada uno está diseñado para el caudal del año 20.

En cuanto a la estación elevadora, se ha planificado la operación 2 bombas hasta el año 10, momento en que se agrega una tercera para alcanzar el caudal del diseño. En el caso de los desarenadores-desengrasadores, se ha diseñado cada uno para el caudal del año 20, con lo cual, la planta podría operar solamente con una unidad. De todos modos, se recomienda agregar una segunda unidad, para que cada unidad opere de forma más holgada, lo que garantiza una mayor durabilidad. Asimismo, para tener flexibilidad operativa y poder sacar de funcionamiento una unidad, con el fin de realizar trabajos de mantenimiento y limpieza, sin parar el tratamiento.

Para los reactores biológicos, se ha proyectado construir una unidad al año 0, una segunda al año 10 y otra al año 20, para tratar la totalidad del caudal. En línea con ello, se han previsto 2 sedimentadores secundarios por cada reactor, por lo que se habilitarán 2 al año 0, sumando 4 al año 10 y 6 al año 20. Es de mencionar, que la totalidad del caudal del año 20, puede ser tratado por 5 unidades sedimentadoras, por lo que, una puede ingresar en mantenimiento sin afectar la continuidad del tratamiento.

Por último, en el tratamiento y gestión de los lodos secundarios, al haber diseñado un reactor de lodos activos para operar en aireación extendida, se espera baja generación de lodos. En este sentido, se ha decidido que 1 unidad de espesador por flotación, 1 filtro banda y 1 mezclador de lodos con cal, será suficiente para cubrir los requerimientos incluso en el año 20 del proyecto. Sin embargo, es recomendable adquirir e instalar un segundo espesador y filtro banda extra para el año 10 de proyecto, a modo de back up.

3.2. Pretratamiento

3.2.1 Rejas gruesas

El desbaste grueso consiste en dos canales equipados con rejas gruesas de limpieza automática, diseñados para tratar el caudal máximo horario del año 20 (QE20). Esto permite realizar mantenimiento y limpieza en un canal mientras el otro sigue operativo.

Esta unidad es responsable del desbaste de sólidos gruesos provenientes del colector cloacal que llegan a la planta. Su función principal es retener y eliminar estos sólidos para proteger las bombas elevadoras ubicadas más adelante en el proceso, evitando atascamientos o daños. Por esta razón, se han diseñado con barrotes de 10 mm de espesor y un espaciado de 50 mm.

Los canales se sitúan a una profundidad de 1,8 metros, al nivel de ingreso del colector a la planta, lo que justifica el uso de rejas automáticas debido a la dificultad de operación manual a esa profundidad.

Después del desbaste, el efluente sigue hacia la estación elevadora. Los sólidos retenidos se acumulan en un contenedor para finalmente ser enviados al Relleno Sanitario Municipal, que está ubicado a 20 Km al norte de la ciudad. El lixiviado resultante regresa a cabeza de planta.

3.2.2 Estación elevadora

El efluente ingresa a la estación de bombeo donde será elevado a una altura tal que pueda atravesar todos los procesos de tratamiento valiéndose del escurrimiento a gravedad, hasta llegar a su vuelco en el mar.

El pozo de bombeo se diseñó con un esquema de funcionamiento de 2+1. Es decir, 2 bombas en funcionamiento y 1 en reserva, cuyo funcionamiento se intercala con la restante cada 12 horas, prolongando, de esta manera, la vida útil de las bombas. El bombeo se dimensionó para una capacidad de funcionamiento igual al caudal máximo horario (QE20). Adicionalmente, aquí se realizarán las mediciones de caudal y calidad del efluente que ingresa a la planta, durante la etapa operativa.

3.2.3 Rejas finas

En esta unidad se realiza el desbaste de sólidos finos y se han considerado rejas de limpieza automática, debido a que, durante la operación, la pequeña luz entre barrotes generaría que se atasquen con frecuencia y ocasione interrupciones en el tratamiento. Al igual que para rejas gruesas, se han diseñado 2 canales con rejas, cada una para el caudal máximo horario del año 20 (QE20), de 15 mm de espaciado y barrotes de 10 mm de espesor.

Los sólidos retenidos y elevados por las rejillas se acumulan en un contenedor para luego disponerlos en el relleno sanitario Municipal. El lixiviado resultante retorna a cabeza de planta.

3.2.4 Desarenador – desengrasador

La unidad de desarenado – desengrasado tiene como fin la separación de las arenas y grasas del efluente, mediante la sedimentación y flotación, respectivamente. Las partículas denominadas arenas en general constituyen arenas, grava, cenizas, cáscaras de huevo, semillas, filtros de cigarrillo, entre otros. La finalidad de esta unidad es evitar la abrasión de equipos aguas abajo.

El tipo de desarenador - desengrasador elegido es de tipo aireado, con barredores de fondo y superficiales horizontales. La inyección de aire se realiza mediante sopladores y aireadores tipo Jet de burbuja gruesa. Se han diseñado 2 unidades, cada una con capacidad para tratar el caudal máximo horario del año 20 (QE20) y se verificó para el caudal mínimo del año 0. En este sentido, se prevé la instalación de los 2 desarenadores en el año 0.

En cuanto al funcionamiento, las arenas sedimentarán en el primer tercio de la unidad, donde se hallan las tolvas de recolección, donde se acumulan y se extraen por medio de bombeo. Las grasas flotan con ayuda del aire difundido, hacia el final de la unidad, donde se las recoge por medio de un vertedero, ayudadas por el puente barredor de grasas que, al volver, arrastra las arenas hacia la entrada. Finalmente, el sobrenadante continúa hacia el tratamiento secundario.

Las arenas se bombearán y tratarán en clasificadores de arena. Las grasas son bombeadas y tratadas en un concentrador de grasas, donde flotan y se espesan, para luego ser estabilizadas con cal. Posteriormente, ambas serán llevadas a disposición final en el relleno sanitario municipal. El lixiviado resultante vuelve a cabeza de planta.

3.3 Tratamiento secundario

El tratamiento secundario del efluente comienza con un tratamiento biológico, por medio de un reactor de lodos activos. En el tanque de aireación o reactor tiene lugar el desarrollo de microorganismos aeróbicos, principalmente bacterias, donde el efluente les provee la fuente de carbono para su crecimiento. Como consecuencia, estas forman consorcios en forma de flóculos, que retienen la materia orgánica del efluente y la oxidan. Posteriormente, el efluente ingresa a un sedimentador secundario, cuya función es la de separar el sobrenadante tratado de los lodos biológicos. Ambas unidades se han diseñado para el caudal medio del año 20 (QC20).

3.3.1 Reactor biológico

Para el presente proyecto se ha elegido un reactor de lodos activos cuyo modo de operación es la aireación extendida, por sus mejores aptitudes para climas fríos, como se discutió en el análisis de alternativas. Luego de cumplir el tiempo de permanencia hidráulico dentro del tanque de aireación, el contenido es transportado hacia un sedimentador secundario circular, donde se separa el efluente tratado del lodo biológico. Parte del lodo sedimentado se recircula hacia el reactor, con el fin de mantener la biomasa dentro del reactor, mientras que otra parte se purga e ingresa a la gestión de lodos de la planta, que consta de un espesamiento, deshidratación, estabilización y disposición final.

Se han diseñado 3 tanques de aireación, cada uno para tratar un tercio del caudal medio del año 20 (QC20). Los parámetros que determinan el tamaño de las cámaras de aireación son la DBO de ingreso y salida, los sólidos suspendidos en el licor mezcla (SSML) y la producción de lodos (Y). Sin embargo, a posteriori se verificaron los siguientes parámetros para operar en aireación extendida (especificados por (Metcalf & Eddy, 2000)): tiempo de retención celular (θ_c), tiempo de retención hidráulico (θ), la relación alimento- biomasa (F/M), carga volumétrica (Cv) y tasa de reciclo (R). Teniendo en consideración los parámetros descriptos, se han obtenido cámaras de aireación de 14.500 m³. Por otra parte, se han diseñado 6 sedimentadores secundarios, es decir, 2 por reactor.

Se prevé la instalación 1 reactor al año 0, adicionar 1 año 10 y el último en el año 20, horizonte del proyecto.

3.3.2 Sedimentador secundario

En esta unidad el lodo generado en el tanque de aireación se separa del efluente tratado (o sobrenadante). Se diseñaron sedimentadores circulares con puentes barredores radiales, por reactor. El lodo sedimentado se divide en 2 partes, una se recircula al reactor biológico, mientras que la otra se bombea hacia el tratamiento de lodos.

Se prevén 2 sedimentadores por reactor, que se irán habilitando de a pares al año 0, 10 y 20, obteniéndose un total de 6 sedimentadores al año 20, de 40 metros de diámetro cada uno. Sin embargo, cada sedimentador fue diseñado para tratar 1/5 del QE20, es decir, que la planta podría operar con tan solo 5 sedimentadores, pudiendo ingresar 1 a mantenimiento y limpieza sin parar el tratamiento.

3.4 Tratamiento de lodos

La función del tratamiento de lodos es reducir su peso y volumen quitándole humedad (espesamiento y deshidratación) así como reducir la presencia de patógenos, eliminar olores

desagradables e inhibir, reducir o eliminar su potencial de putrefacción (estabilizarlo). En el presente proyecto, los lodos biológicos (o secundarios) se espesan por flotación, se deshidratan por medio de filtros banda y luego se estabilizan con cal viva.

Cabe mencionar, que el tratamiento por lodos activos aireación extendida tiene la cualidad de generar una menor cantidad de lodos que otros lodos activos, lo que baja los costos de gestión y disposición final de barros, como se discutió en la sección de alternativas.

Las unidades de tratamiento de lodos se dimensionan para la generación de lodos del año 20 del proyecto.

3.4.1 Espesador de lodos secundarios por flotación por aire disuelto

Los lodos secundarios se flotan en un flotador por aire disuelto, que consiste en un tanque cónico con barredores de superficie y de fondo. Los lodos procedentes del sedimentador secundario llegan a la estación de recirculación de lodos, donde una parte se recircula hacia los reactores biológicos y la otra hacia los flotadores. Esta última porción llega a tanques de presurización donde se satura de aire, que luego, en el ingreso de los flotadores, se tiene una válvula que libera esa presión y de esta manera las burbujas de aire se desprenden del líquido sobresaturado, ayudando a que el lodo flote hacia la superficie. En general, existe una porción más pequeña de lodo que sedimenta también. El lodo flotado y sedimentado es bombeado hacia los filtros banda para su deshidratación.

Se prevé 1 solo flotador de lodos por aire disuelto desde el año 0 del proyecto, que ha sido dimensionado para el caudal de lodos a remover del año 20, con un diámetro de 9 metros. Sin embargo, se recomienda construir una segunda unidad, a modo de “Back Up”.

3.4.2 Deshidratación de lodos por filtro banda

La deshidratación de lodos es un proceso por el cual se reduce el contenido de humedad del lodo y, en consecuencia, el volumen y la masa a disponer. En este proyecto la deshidratación del lodo se lleva a cabo por medio de filtros banda. Este filtro consiste en una banda continua que se desplaza a través de un sistema de rodillos. El lodo se deposita sobre la banda, y a medida que avanza, el agua se filtra a través de la misma, dejando los sólidos atrapados.

Del filtro banda salen dos corrientes, el lodo deshidratado, por un lado, y el líquido por el otro. El líquido retorna a a cabeza de planta; mientras que el lodo deshidratado se transporta por medio de tornillos hacia un silo de lodos deshidratados, donde se acumulan por 2 días y luego pasan al tratamiento de estabilización químico con cal viva.



Figura 59: Filtro Banda. Fuente: Fabricante Teknofanghi.

Se ha elegido un filtro banda del fabricante Teknofanghi Monobelt, modelo NP08C, que opera en un rango de caudales de 1 a 8 m³/h. Se prevé una humedad del lodo deshidratado a la salida de alrededor del 80%.

3.4.3 Estabilización química con cal

La estabilización química con cal es un proceso donde se añade suficiente cal al fango para elevar su pH por encima de 12, que crea un entorno que no favorece la supervivencia de microorganismos. Esta estabilización se puede realizar antes del proceso de deshidratación (pretratamiento con cal) o luego de la deshidratación del fango (postratamiento con cal) (Metcalf & Eddy, 2000). En este proyecto se ha elegido el post tratamiento con cal ya que conlleva varias ventajas como un menor requerimiento del reactivo químico, se puede utilizar en polvo, y por lo tanto, no es necesario añadir agua al fango deshidratado, no existen requerimientos de deshidratación específica y se eliminan los problemas de formación de depósitos de carbonatados y problemas de mantenimiento en los equipos de deshidratación de fangos.

En este proceso la cal viva se mezcla con el fango deshidratado en un mezclador de paleta, o en un transportador de tornillo, para elevar el pH de la mezcla. En esta aplicación es preferible el uso de cal viva, ya que la reacción con el agua es exotérmica y permite elevar la temperatura de la mezcla por encima de los 50°C por 2 horas, temperatura suficiente para inactivar los huevos de gusano (Metcalf & Eddy, 2000).

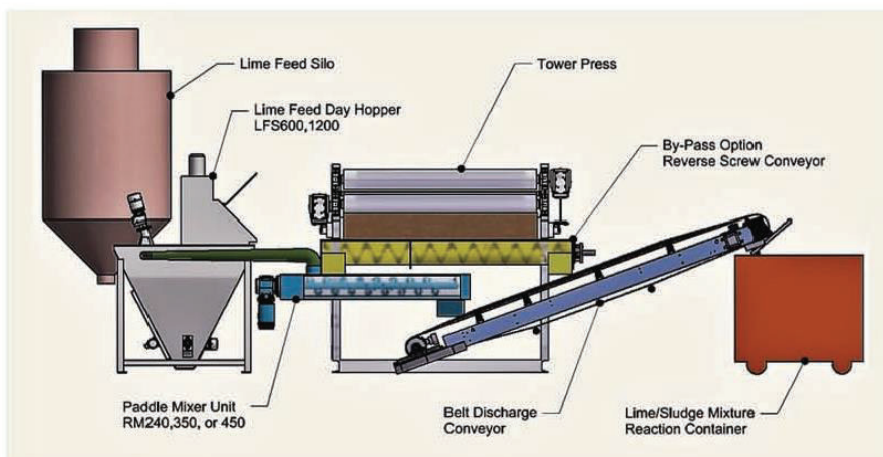


Figura 60: Post tratamiento con cal (Roediger Pittsburg). Fuente: Charter Mashine Company.
(Ver Catálogo en Anexos)

En este proyecto, los lodos deshidratados que han sido acumulados por 2 días en un silo, llegan por una cinta transportadora a un sistema de post- tratamiento con cal Roediger Pittsburg (ver **Figura 60**), donde un dispositivo de dosificación vuelca la cal viva, desde una tolva, sobre el lodo, logrando una mezcla homogénea en un transportador de tornillo inverso. Este dispositivo tiene la capacidad de mezclar lodos con cal viva razón de $2\text{m}^3/\text{h}$, con lo cual trabajará en discontinuo, 8 horas cada 2 días, para lograr estabilizar la totalidad de los lodos generados al año 20. Posteriormente, los lodos estabilizados se acumularán en un contenedor, cuyo destino final puede ser la parquización, debido a que se espera una calidad de biosólido tipo B.

Capítulo 5: Memoria de cálculo

1. Estudio de población y caudales

1.1 Periodo de diseño

El proyecto se diseña para una vida útil de 20 años, comenzando la etapa operativa en el año 2026 y finalizando en el año 2046.

Los periodos de diseño son:

- 2024: Año de ejecución del proyecto
- 2026-2036: primer periodo de diseño
- 2036-2046: segundo periodo de diseño

1.2 Proyección de la población

Los datos de partida para el estudio de la población se obtuvieron del INDEC:

Tabla 13: Población de Río Grande según Censo INDEC, para los años 2001, 2010 y 2022.

Población de Río Grande	
Censo 2001 (Hab.)	39.816
Censo 2010 (Hab.)	52.681
Censo 2022 (Hab.)	98.017

Se ha realizado la proyección de la población por medio del método de las tasas geométricas decreciente, por medio de la Ecuación 1:

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

$$i = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_0}} - 1$$

Ecuación 1: Proyección poblacional y tasa de crecimiento intercensal por el método de las tasas geométricas decrecientes.

Tabla 14: Tasa de proyección intercensal para el periodo 2001- 2010 y 2010 - 2022.

Tasa de crecimiento 2001-2010	
P ₀ (hab)	39.816
P _n (hab)	52.681
n (años)	10
Tasa de proyección (i ₁)	0,0315

Tasa de crecimiento 2010-2022	
P_0 (hab)	52.681
P_n (hab)	98.017
n (años)	12
Tasa de proyección (i_2)	0,0531

Como la tasa de proyección intercensal i_2 resultó mayor a i_1 , se toma el promedio de ambas tasas, obteniéndose $i = 0.0423$ lo que equivale a 4,23 %.

Es de mencionar que la tasa de crecimiento adoptada (4,23%), en función de los datos analizados, es considerablemente superior a la media del país para el mismo período (1,1%) (INDEC, 2010), concluyendo que el crecimiento demográfico de Río Grande es resultado de un conjunto de políticas que han favorecido la migración interna hacia esta ciudad debido al crecimiento de su polo industrial.

Esto trae como consecuencia el riesgo de sobreestimar la población al año 20 del proyecto. No obstante, se opta por utilizar dicha tasa, para evitar subdimensionar las unidades que conforman el proyecto, bajo el argumento de que no es posible predecir con exactitud las variaciones en las condiciones que favorezcan (o no) la migración interna y la evolución demográfica para la ciudad.

Tabla 15: Proyección poblacional para el año 0, 10 y 20 del proyecto, siendo 2026, 2036 y 2046, respectivamente.

Año	Proyección poblacional (hab.)
2026	115.706
2036	175.184
2046	265.236

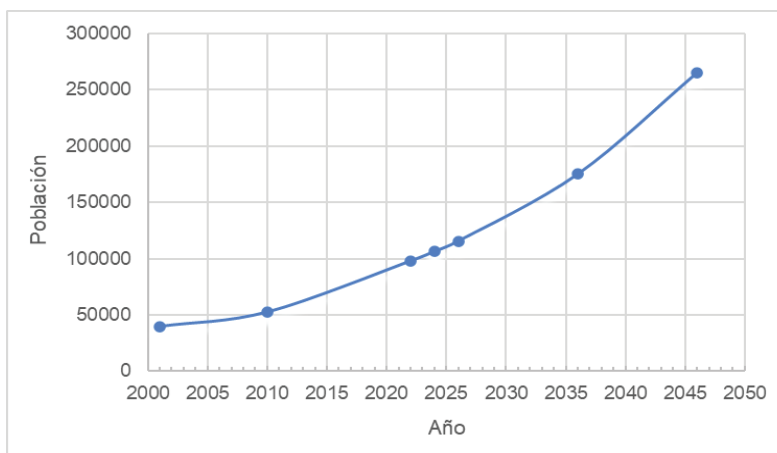


Figura 61: Proyección poblacional por medio de la Tasa Geométrica Decreciente, tomando como base el censo del 2001, 2010 y 2022, para obtener la proyección poblacional hasta el 2046.

1.3 Caudales

A partir de las proyecciones de población, la dotación efectiva y los porcentajes de cobertura de los diferentes servicios sanitarios en la Ciudad, extraídos del Diagnóstico de Río Grande (Fundación YPF, 2021), se han estimado los caudales característicos.

La cobertura de agua potable debido a las plantas potabilizadoras operativas, al año 2021 resultó del 98%. En este sentido, se ha proyectado, para todos los años del proyecto, mantener este porcentaje, mediante, por un lado, la construcción de la nueva obra de toma, que pretende dar servicio a toda la población del proyecto, y, por el otro, la renovación de, aproximadamente, el 30% de la red existente.

Por otra parte, la cobertura de desagües cloacales resultó ser del 91%, para el año 2021 y se pretende mantener ese grado de cobertura. Mientras que la población servida referida al tratamiento de los efluentes⁶, arrojó un valor del 50% al año 2021. Como respuesta a ello, el presente proyecto planea alcanzar una cobertura del 100% para la depuración de los efluentes domiciliarios, desde el año 0 (2026) y mantenerla hasta el año 20 (2046), para lo cual, se diseñó una planta depuradora. En este sentido, la población correspondiente al tratamiento de efluentes se calcula como la diferencia entre la población servida con desagües cloacales, para los diferentes años del proyecto, y la población que efectivamente tenía tratamiento de efluentes al año 2021 (la mitad de la población total del 2021).

En la Tabla 16, se muestra un resumen de los porcentajes de cobertura propuestos para el proyecto, para los años 0, 10 y 20.

Tabla 16: Cobertura de agua potable, desagües cloacales y tratamiento de efluentes cloacales, proyectadas para los años 0, 10 y 20 del proyecto.

	2026	2036	2046
Población total [hab]	115.706	175.184	265.236
Cobertura Agua Potable	98%		
Población servida Agua Potable (Pob.AP) [hab]	113.392	171.680	259.931
Cobertura Desagües cloacales	91%		
Población servida Desagües Cloacales (Pob.DC) [hab]	105.293	159.417	241.364
Cobertura Trat. Efluentes cloacales¹	100%		
Población servida Trat Efluentes cloacales (Pob.TE) [hab]	52.045	106.170	188.117

⁶ El porcentaje de cobertura para el tratamiento de los efluentes cloacales se toma sobre la población servida de desagües cloacales y no sobre la población total.

Considerando los coeficientes característicos propuestos por el ENOHSA y la población de Río Grande, se eligieron los coeficientes alfa y beta para calcular los caudales característicos para poblaciones mayores a 15.000 habitantes (Ver Tabla 17).

Tabla 17: Coeficientes característicos, propuestos por las Normas ENOHSA, para el cálculo de los caudales de diseño de la planta depuradora.

Coeficientes característicos – ENOHSA						
Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 < P < 3000	1,4	1,9	2,66	0,6	0,5	0,3
3.000 < P < 15.000	1,4	1,7	2,38	0,7	0,5	0,35
15.000 < P	1,3	1,5	1,95	0,7	0,6	0,42

Primeramente, se obtuvo el caudal medio (QC) por medio de la Ecuación 2:

$$Q_c = Deff * P_{ob.servida}$$

Ecuación 2: Cálculo del caudal medio (QC), donde Deff es la dotación efectiva (367 L/hab.d) obtenida del diagnóstico de Río Grande Sostenible (YPF, 2021) y Pob.servida es la población servida, siendo Pob.AP la correspondiente a la obra de captación y las redes, y Pob.TE la de la planta depuradora.

Luego, QA, QB, QD, QE y QL, se obtuvieron aplicando los coeficientes de mayoración correspondientes en cada caso.

Tabla 18: Cálculo de los caudales característicos con la población servida (Pob.Servida), la dotación efectiva (Deff) y los coeficientes de mayoración extraídos de las Normas ENOHSA.

Parámetro	Ecuación
Caudal mínimo horario (QA) [m³/d]	$Q_C * \beta$
Caudal mínimo diario (QB) [m³/d]	$Q_C * \beta_1$
Caudal medio (QC) [m³/d]	$Deff * P_{ob.Servida}$
Caudal máximo diario (QD) [m³/d]	$Q_C * \alpha_1$
Caudal máximo horario (QE) [m³/d] ⁷	$Q_C * \alpha$
Caudal mínimo ingreso (QL) [m³/d]	$Q_C * \alpha_2 * \beta_1$

⁷ El caudal mínimo de autolimpieza. Fuente: Normas ENOHSA, Volumen 1 Fundamentación de Normas, Apartado 2.3: Caudales.

1.3.1 Obra de captación

A continuación, en la Tabla 19, se muestran los caudales de diseño obtenidos para la obra de captación. Además, se ha considerado un 10% de agua no contabilizada (ANC) para el año 0, un 15% para el año 10 y un 18% para el año 20, aplicando la Ecuación 3.

$$Q_{prod} = \frac{Q_{consumo}}{1 - ANC}$$

Ecuación 3: Caudal de producción de agua considerando el agua no contabilizada.

Tabla 19: Caudales característicos para el periodo de diseño de la obra de captación.

Obra de captación					
Caudales característicos	Unidad	Ejecución del proyecto	Año 0	Año 10	Año 20
		2024	2026	2036	2046
ANC	%	-	10%	15%	18%
QA Caudal mínimo horario	[m³/día]	20.109	21.848	33.078	48.861
QB Caudal mínimo diario	[m³/día]	33.514	36.413	55.131	81.434
QC Caudal medio	[m³/día]	47.877	52.019	78.758	116.335
QD Caudal máximo diario	[m³/día]	62.241	67.624	102.386	151.235
QE Caudal máximo horario	[m³/día]	93.361	101.436	153.579	226.853
QL Caudal mínimo	[m³/día]	50.271	54.620	82.696	122.152

1.3.2 Redes de agua

El proyecto de las redes de distribución de agua potable pretende realizar un recambio del 30% de las redes, alcanzando a aproximadamente 70.000 beneficiarios para el año 2046. En este sentido, se ha considerado el 30% de los caudales correspondientes a la obra captación.

Tabla 20: Caudales característicos para el periodo de diseño de la obra de captación

Redes de distribución de Agua Potable					
Caudales característicos	Unidad	Ejecución del proyecto	Año 0	Año 10	Año 20
		2024	2026	2036	2046
Coefficiente de recambio de redes	-	0,3	0,3	0,3	0,3
ANC	%	0%	10%	15%	18%
QA Caudal mínimo horario	[m³/día]	4.826	5.519	9.340	14.658
QB Caudal mínimo diario	[m³/día]	8.043	9.199	15.566	24.430
QC Caudal medio	[m³/día]	11.491	13.142	22.238	34.900
QD Caudal máximo diario	[m³/día]	14.938	17.084	28.909	45.371
QE Caudal máximo horario	[m³/día]	22.407	25.626	43.363	68.056
QL Caudal mínimo	[m³/día]	12.065	13.799	23.350	36.646

1.3.3 Planta Depuradora

En cuanto al tratamiento de los efluentes cloacales, se pretende lograr una cobertura del 100%. Para ello, se tuvo en consideración que la mitad de la población al año 2022 tenía tratamiento de los efluentes, por lo que se proyectó la población y se restó la servida al año 2022 (reflejado en Pob.Te de la Tabla 16). A su vez, se aplicó el coeficiente de retorno cloacal del 0.8, dando como resultado los caudales mostrados en la Tabla 21.

Tabla 21: Caudales característicos para el diseño de la planta depuradora, para los años 0,10 y 20 del proyecto. Fuente: Normas ENOHSA, volumen 1 Fundamentación de Normas, Aparte 2.3 Caudales

Planta depuradora					
Caudales característicos	Unidad	Ejecución del proyecto	Año 0	Año 10	Año 20
		2024	2026	2036	2046
Coeficiente de vuelco	-	0,8	0,8	0,8	0,8
QA Caudal mínimo horario	[m³/día]	5.384	6.418	13.092	23.197
QB Caudal mínimo diario	[m³/día]	8.974	10.696	21.820	38.662
QC Caudal medio	[m³/día]	12.819	15.280	31.171	55.231
QD Caudal máximo diario	[m³/día]	16.665	19.865	40.523	71.800
QE Caudal máximo horario	[m³/día]	24.998	29.797	60.784	107.701
QL Caudal mínimo	[m³/día]	13.460	16.044	32.730	57.993

2. Obra de captación

2.1 Parámetros de diseño

La obra de toma captará agua del cauce Río Grande. Como se ha mencionado en el diagnóstico y en el análisis de alternativas, el Río Grande posee ciertas características, como la variación de caudal y nivel, a lo largo del año. A continuación, se muestran los parámetros de diseño como caudal mínimo, medio y máximo, así como altura mínima, media y máxima del río.

Tabla 22: Caudales y profundidades del Río Grande adoptadas para el diseño de la obra de captación.

Parámetro	Valor	Unidad	Fuente
Caudal medio (Qmed)	50	[m ³ /s]	(Dirección general de recursos hídricos, s.f.)
Profundidad media	7,1	m	(Francisca, 2005)
Caudal de estiaje (Qmín)	20	[m ³ /s]	(INA, 2001) y (Francisca, 2005)
Profundidad de estiaje	3,6	m	(Francisca, 2005)
Caudal de crecida (Qmáx)	155	[m ³ /s]	(INA, 2001) y (Francisca, 2005)
Profundidad de crecida	8,9	m	(Sec. desarrollo sustentable y ambiente, 2013)

Por otro lado, se ha tomado la demanda de agua proyectada al año 20 del proyecto, es decir, al año 2046, para determinar el caudal de diseño de la torre de toma (1,75 m³/s) (ver **1. Estudio de población y caudales**).

2.2 Puertos o ventanas de captación

Se partió del caudal de diseño (1,75 m³/s) y se adoptó una velocidad de flujo a través de las rejillas gruesas, ubicadas sobre cada puerto de captación, con lo que se obtuvo un área efectiva de captación. Luego, se eligió la cantidad de puertos y se los ubicó en cada cara de la torre (de geometría rectangular). Aquí, se ha tomado la consideración de diseñar 2 filas de puertos, ubicadas a diferente profundidad en la torre, de manera de lograr captar el caudal de diseño en tiempos de crecida y de estiaje. Posteriormente, se eligieron las dimensiones de cada puerto de captación. Los valores obtenidos fueron volcados en la Tabla 23, cuyos valores de referencia se han obtenido de (Water Works Engineering, Planning, Design and Operation, 2000), (Water and Waste Water Engineering - Design principles and practice, 2020) (Qasim, 2000)

Tabla 23: Parámetros y valores calculados / adoptados para el diseño de los puertos de captación.

Parámetro	Ecuación	Valor	Unidad	Comentario/observación
Qdiseño (demanda)	Q_{dis}	1,75	m ³ /s	Ver capítulo de 1. Estudio de población y caudales
Velocidad del flujo en rejas	V	0,08	m/s	rango 0,12 a 0,22 m/s
Área total	$A_t = Q_{dis}/v$	22	m ²	Calculado
Cantidad de puertos	-	8	#	Elijo
# puertos por cara de la torre	-	2	#	geometría rectangular
Área aproximada de cada puerto	$A_p = A_t/8$	2,74	m ²	Calculado
Altura de c/ puerto	H_p	1,10	m	Verifica 1,5 m por debajo de altura de estiaje
Ancho de c/ puerto	$B_p = A_p/H_p$	2,5	m	Verifica > 0,5 m
Velocidad del flujo en rejas (Verificación)	$Q_{dis} / (B_p * H_p * 8)$	0,080	m/s	Verifica < 0,1 m/s
Área de c/ puerto	$B_p * H_p$	2,75	m ²	Calculado
Cantidad total de puertos (2 líneas de puertos)	-	16	#	Para operar en crecida y estiaje

En cuanto a la distribución de los puertos en la torre, se han tomado valores de referencia de (Water Works Engineering, Planning, Design and Operation, 2000). Entre ellos, ubicar los puertos del nivel superior, 2 metros por debajo del nivel de crecida, mientras que los puertos del nivel inferior deben ubicarse 1,5 metros por debajo del nivel de estiaje y mínimo 1 metro por encima del fondo. Adicionalmente, el espaciado vertical entre puertos debe ser de 3 a 5 metros.

Tabla 24: Distribución de puertos de captación en la torre de toma

Parámetro	Valor	Unidad	Comentario/observación
Puerto más alto (parte más alta)	6,40	m	2 m debajo del nivel de crecida
Puerto más alto (parte más baja)	5,30	m	Verifica 2,5 m de espaciado vertical
Puerto más bajo (parte más Alta)	2,10	m	Verifica 1,5 m debajo del nivel de estiaje
Puerto más bajo (parte más baja)	1	m	1 m desde el fondo
Espaciado vertical	3,20	m	Rango 2,5 a 5 metros
Espaciado horizontal	1	m	se recomienda 1 m
Cantidad de espacios entre los puertos	1		calculado
Espaciado con el borde de la torre	0,50	m	Adoptado
Ancho útil de la torre	7	m	Calculado

En cuanto a aspectos constructivos, se ha adoptado un ancho de pared de 1 metro y un pie de cimentación de 5 metros adicionales de cada lado y 2,5 metros de altura.

Tabla 25: Aspectos constructivos de la torre de toma

Parámetro	Valor	Unidad	Comentario/observación
Ancho de la torre + grosor pared	9	m	1 m de grosor de pared
Ancho de la cimentación (pie de la torre)	19	m	Ancho útil + 5 m de cada lado
Altura del pie de cimentación (enterrado)	2,5	m	Adoptado

2.3 Modulación de la captación

La obra de captación de prevé arrancar a operar en el año 0 del proyecto, con la salvedad, que de que no será aprovechada al completo su capacidad, debido a que el caudal de diseño se alcanza recién al año 20. Para calcular la cantidad de puertos habilitados que se requieren, se calculó el caudal de diseño como se muestra en la Tabla 26, tomando en cuenta la demanda proyectada de cada año del proyecto y se la dividió por la velocidad entre rejas

Tabla 26: Cantidad de puertos habilitados según la demanda proyectada para cada año del proyecto.

Año	Cantidad de puertos	Caudal equivalente [m³/s]
2026	3	0,66
2028	4	0,88
2035	5	1,09
2040	6	1,31
2044	7	1,53
2046	8	1,75

2.4 Rejas gruesas

Las rejas gruesas se ubican en el exterior de cada puerto de captación, de modo de evitar que objetos contundentes ingresen en el sistema de captación.

Tabla 27: Cálculo de las rejas gruesas

Parámetro	Ecuación	Valor	Unidad	Comentario/observación
Espaciado (B_e)	-	80	mm	50 a 80 mm
Ancho de la barra (B_b)	-	10	mm	10 a 20 mm
Largo de la barra (L_b)	-	1,10	m	Relacionado a la altura del puerto (ver Tabla 23)
Cantidad de espacios ($\#e$)	$(B_p + B_b) / (B_e + B_b)$	28	#	Calculado
Cantidad de barras ($\#b$)	$\#e - 1$	27	#	Calculado
Ancho pantalla de rejas	$\#e * B_e + \#b * B_b$	2,50	m	Calculado
Área ocupada por barras (A_b)	$\#b * B_b * L_b$	0,30	m²	Calculado
Área libre (A_{Libre})	$A_p - A_b$	2,45	m²	Calculado
Velocidad a través de las rejas	$Q_{dis} / 8 / A_{Libre}$	0,08	m/s	Verifica $\leq 0,8$ m/s
Profundidad del barrote	-	40	mm	25 - 75 mm

2.5 Rejas finas

Las rejas finas se ubican en la entrada del conducto que transporta el agua cruda desde la torre hacia la estación de bombeo. En la memoria descriptiva, se ha descripto cómo está compuesta la estructura de conducción, que consta de un bitubo de hormigón anclado a una estructura rectangular de hormigón, que se proyecta desde la torre.

Tabla 28: Cálculo de las rejas finas

Parámetro	Ecuación	Valor	Unidad	Comentario/observación
Espaciado	-	15	mm	Rango 5 a 15 mm
Ancho de la barra	-	10	mm	Rango 10 a 20 mm
Largo de la barra (L _c)	-	2,40	m	Relacionado a la altura del puerto
Ancho sistema de conducción (B _c)	-	4,40	m	Ver dimensiones de ambos conductos de salida (Tabla 30)
Cantidad de espacios	$(B_c + B_b) / (B_e + B_b)$	176	#	Calculado
Cantidad de barras	$\#e - 1$	175	#	Calculado
Ancho pantalla de rejas	$\#e * B_e + \#b * B_b$	4,40	m	Calculado
Área ocupada por barras	$\#b * B_b * L_b$	4,20	m ²	Calculado
Área libre (A _{libre})	$(L_c * B_c) - A_{libre}$	6,36	m ²	Calculado
Velocidad a través de las rejas	Q_{dis} / A_{libre}	0,28	m/s	Rango de 0,20 a 0,40 m/s
Profundidad del barrote	-	40	mm	25 - 75 mm

2.6 Pérdida de carga

La pérdida de carga se ha calculado para los puertos, las rejas gruesas y las rejas finas.

La pérdida de carga en los puertos se calcula mediante la Ecuación 4:

$$h_L = \frac{v^2}{2g} \times \frac{1}{C_D^2}$$

Ecuación 4: Pérdida de carga en puertos. *v* es la velocidad del agua cruda, *C_d* es el coeficiente de descarga y *g* es la aceleración de la gravedad.

Por otra parte, la pérdida de carga en rejas gruesas y finas, viene dada por la Ecuación 5:

$$h_L = \frac{v_o^2 - v_u^2}{2g} \times \frac{1}{0.7}$$

Ecuación 5: Pérdida de carga en rejas. *V_o* es la velocidad a través de las rejas, *V_u* es la velocidad aguas arriba de la reja (que se asume como nula), 0,7 es el coeficiente de descarga y *g* es la aceleración de la gravedad.

A continuación, en la Tabla 29 se exponen las pérdidas de carga asociadas a la obra de captación.

Tabla 29: Cálculo de las pérdidas de carga asociadas a la obra de captación, según la Ecuación 4 y la Ecuación 5.

Parámetro	Valor	Unidad	Comentario/ observación
Puertos			
Caudal de 1 puerto	0,22	m ³ /s	Qdis/cantidad de puertos
Cd (coef. de descarga)	0,60	-	Adoptado
Área del puerto	2,75	m ²	Ver Tabla 23
HI (pérdida de carga)	9E-04	m	Ver Ecuación 4
Rejas gruesas			
Velocidad a través de las rejas	0,08	m/s	
HI	5,8E-04	m	Hasta 0,15 m Ver Ecuación 5
Rejas finas			
Velocidad a través de las rejas	0,28	m/s	
HI	0,01	m	Hasta 0,15 m Ver Ecuación 5
HI total	7,01E -03		

2.7 Sistema de conducción a estación de bombeo

La conducción consta de un sistema de bitubo (2 tuberías iguales) de hormigón, capaces de transportar cada una el caudal de diseño. De esta manera, siempre funcionará un conducto, mientras que en el otro se realizar tareas de mantenimiento y limpieza.

Tabla 30: Parámetros para el diseño del sistema de conducción desde la torre de toma a la estación de bombeo, ubicada en la costa.

Parámetro	Valor	Unidad	Comentario/observación
Largo del conducto	60	m	Distancia a la costa, estación de bombeo
Q de diseño (Qdis)	1,75	m ³ /s	Demanda al año 20
Velocidad escurrimiento	1	m/s	Adoptado. Rango 0,8 – 1 m/s
Área transversal de la conducción	1,75	m ²	$A = Q_{dis}/v$
Diámetro de c/ tubería	1,50	m	$\varnothing = (2 \cdot A / \pi)^{0,5}$
Diámetro interno comercial tubería Hormigón	1.552	mm	Tubos de concreto ASTM C-76. Espesor pared 15 cm
Velocidad real	0,99	m/s	Calculado con el diámetro comercial elegido. Verifica rango 0,8 a 1 m/s

2.8 Estación de bombeo

La estación de bombeo consta de 4 bombas sumergibles idénticas, donde 3 trabajarán en paralelo e irán alternando su funcionamiento con la bomba restante, de modo de alargar la vida útil del equipamiento (configuración 3+1). Se han elegido para impulsar el agua hasta una altura de 50 metros y para un caudal de operativo de 0,58 m³/s, cada una. Cada bomba tiene una cañería dotada de una válvula de retención y una válvula esclusa. Luego, estas cañerías confluyen en una única cañería de impulsión hacia la cámara de carga de la planta potabilizadora existente, ubicada a 370 metros.

Tabla 31: Cálculo de las tuberías que unen las bombas con la cañería de impulsión

Parámetro	Valor	Unidad	Comentario/observación
Diámetro de tubería	0,50	m	DN 500mm, bombas hasta tubería de impulsión
Largo de la tubería	16	m	Distancia desde bomba hasta tubería de impulsión

Tabla 32: Cálculo de la tubería de impulsión a cámara de carga

Parámetro	Ecuación	Valor	Unidad	Comentario/observación
Velocidad (v)	-	1,80	m/s	Velocidades recomendadas para bombeo de 0,60 - 2,00 m/s
Área (A _{tub})	Q _{dis} / v	0,97	m ²	Área requerida para la conducción
Diámetro (Ø)	(A _{tub} *4/pi) ^{0,5}	1,11	m	Diámetro teórico de impulsión
Ø Comercial PVC	-	1,10	m	Diámetro comercial adoptado 1100mm PVC
Área real (A _{real})	pi* Ø ² /4	0,95	m ²	Área de pasaje DN 1100
Velocidad real	Q _{dis} /A _{real}	1,84	m/s	Verifica para el diámetro adoptado
Largo de la tubería	-	370	m	Distancia desde cámara de bombeo hasta cámara de carga. Medido con Google Earth.

Tabla 33: Accesorios para la tubería del sistema de impulsión

Succión	K (accesorio)
Reducción Excéntrica	0,2
Impulsión 1: Desde bombas a impulsión	K (accesorio)
Codo 90° radio medio -bomba-	0,75
Acople de unión o transición - bomba/tubería impulsión	0,2
Válvula de retorno	5
Válvula esclusa	5
Codo 90° largo - bomba 2	0,4
Impulsión 2: Desde impulsión a cámara de carga	K (accesorio)
Expansión concéntrica	0,2
Codo 90°	0,4

Luego, se han calculado las pérdidas de carga en cañerías y accesorios, mediante el modelo de Hazen-Williams, Ecuación 6 y Ecuación 7:

$$H = H_t + \left(\sum_i \frac{L_i}{(0,279 * C)^{1,852} D_i^{4,871}} \right) * Q^{1,85}$$

Ecuación 6: Pérdida de carga en cañerías según el modelo de Hazen-Williams. Li: largo de la tubería, C: coeficiente de Hazen-Williams del material, Di: diámetro interno de la cañería y Q: caudal de diseño.

$$H_f = K * \frac{Q^2}{C}$$

Ecuación 7: Pérdida de carga por accesorios según el modelo de Hazen-Williams. K: constante de fricción del accesorio, Q: caudal de diseño y C: coeficiente de Hazen-Williams del material.

Tabla 34: Cálculo de la altura de bombeo.

Parámetro	Valor	Unidad	Comentario/observación
Altura topográfica 1	16	m	Diferencia entre bombeo y tubería de impulsión
Altura topográfica 2	30	m	Diferencia entre impulsión y cámara de carga
Hfric. DN 500	1,40	m	Pérdida de carga por fricción para diámetro 500 mm
Hfric. DN 1100	0,69	m	Pérdida de carga por fricción para diámetro 1100 mm
Coeficiente H-Z=	145	-	PVC
Hfric. por accesorios (Succión)	4,7E-03	m	C (hierro fundido) = 130, ingreso a la bomba
Hfric. por accesorios (impulsión 1)	0,03	m	C (PVC) =140
Hfric. por accesorios (impulsión 2)	0,13	m	C (PVC) =140
Altura de bombeo (H_{bomba})	48,3	m	Sumatoria de las pérdidas de carga y las alturas topográficas.

Entonces, tomando en consideración la altura manométrica que debe alcanzar la columna de agua (H_{bomba}) (Tabla 34) y el caudal de diseño, se ha seleccionado la bomba de tipo sumergible Flygt modelo CP 3531/935 3~ 640.

A continuación, se presenta la curva de la bomba, proporcionada por el fabricante, para 1, 2 y 3 bombas funcionando en paralelo.

CP 3531/935 3~ 640

Duty Analysis

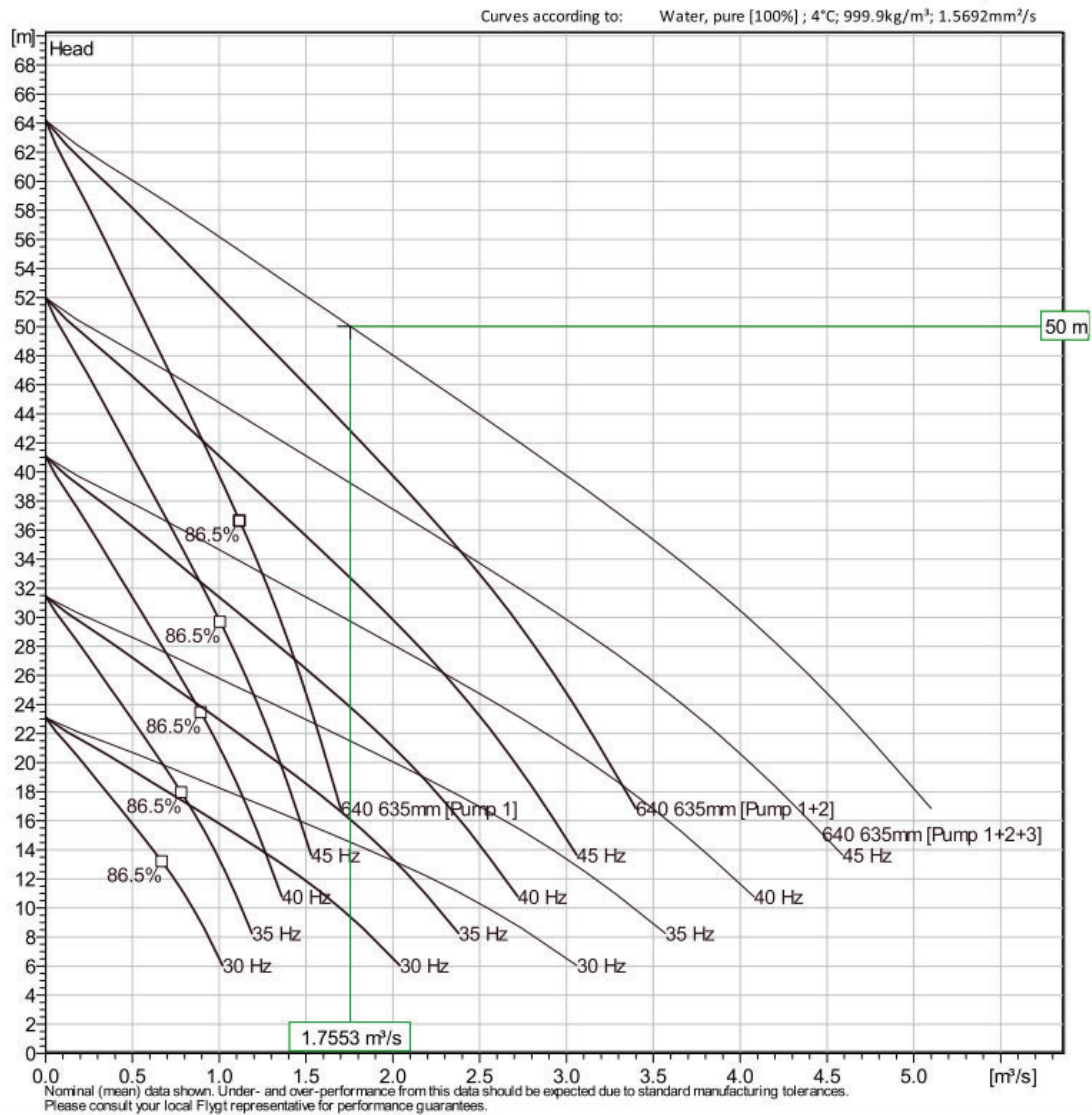


Figura 62: Curva de la bomba proporcionada por el fabricante. Fuente: Xylem.

Posteriormente, se ha confeccionado un gráfico de la curva de la bomba y el sistema.

Tabla 35: La curva de la bomba, proporcionada por el fabricante (Hdes)

Q (1 bomba) [m³/s]	Q (3 bombas) [m³/s]	Hdes [m]
0,00	0,00	64,16
0,21	0,63	59,08
0,42	1,26	54,06
0,63	1,89	48,92
0,84	2,52	43,78
1,05	3,15	38,45
1,26	3,78	32,68
1,47	4,41	25,86
1,70	5,10	16,84

Tabla 36: La curva del sistema (Hdis)

Caudal [m³/S]	Hf imp. 1 [m]	Hf2 imp. 2 [m]	Hf acces. imp 1 [m]	Hf acces. Imp. 2 [m]	Hdis [m]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	46,00
0,10	0,01	0,00	0,00	0,00	46,01
0,30	0,05	0,03	0,00	0,00	46,09
0,50	0,14	0,07	0,00	0,01	46,22
0,70	0,26	0,13	0,02	0,02	46,42
0,90	0,41	0,20	0,03	0,03	46,66
1,10	0,59	0,29	0,04	0,05	47,96
1,30	0,80	0,40	0,05	0,07	47,32
1,50	1,05	0,52	0,07	0,09	47,72
1,70	1,32	0,66	0,08	0,12	48,17
1,90	1,62	0,81	0,09	0,16	48,67
2,10	1,95	0,97	0,10	0,19	48,22

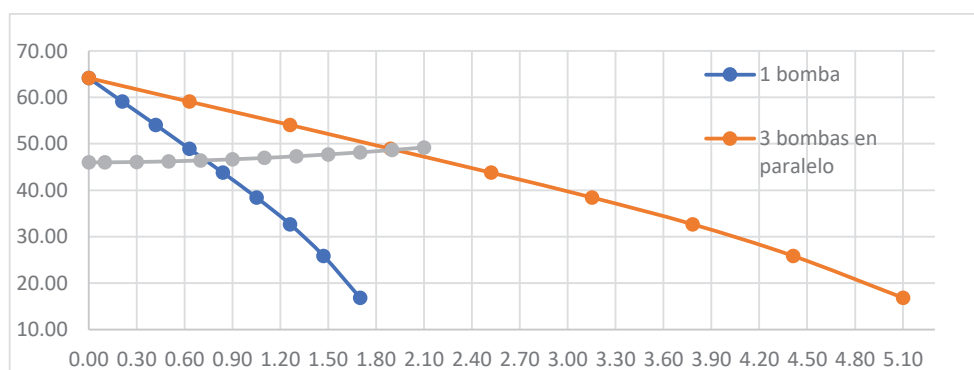


Figura 63: Curva de la bomba (Hdes), según la Tabla 35, provista por el fabricante y la curva del sistema (Hdis) (Tabla 36). Fuente: elaboración propia.

2.9 Cámara de bombeo

La cámara de bombeo se ha diseñado para alojar a las 4 bombas sumergibles. En términos operativos, funcionarán 3 bombas que irán intercalándose con la restante, cada 6 horas.

Tabla 37: Bombas activas y en stand-by en la estación de bombeo

Caudal diseño	1,75	m³/h
N.º bombas activas	3	unidades
N.º bombas en stand by	1	unidades

El volumen de la cámara se calculó para el caudal máximo horario del año 20. Se dimensionó la cámara de modo de tener una frecuencia máxima admisible de arranques por hora con un mínimo tiempo entre arranques que no perjudique la vida útil de las bombas, que cumpla con la sumergencia de las mismas y con un tiempo máximo de permanencia hidráulico dentro de la cámara.

Las dimensiones de la cámara provienen de tener en cuenta la distancia entre bombas (1,5 del diámetro de la voluta) y de la separación de estas con la pared de la cámara (0,8 del diámetro de la voluta).

Tabla 38: Dimensiones de la cámara de bombeo

Parámetro	Ecuación	Valor	Unidad
Largo	B	3	m
Ancho	L	9	m
Área líquida	S = L x b	27	m²

Se ha calculado la altura a la que llegará el agua, en la estación de bombeo, en tiempos de estiaje, que representa el peor caso en términos hidráulicos ya que se debe verificar que las bombas no caviten, y en tiempos de crecida, que define la altura de la cámara de bombeo. Se planteó la ecuación de Bernoulli en la torre y en la estación de bombeo, teniendo en consideración las pérdidas por fricción en el conducto que las une, por medio de la Ecuación 8, donde se ha simplificado la presión, ya que en la torre y la cámara de bombeo es la presión atmosférica y la velocidad, ya que se asume que la velocidad del agua tiende a cero en ambos casos. Por otra parte, las pérdidas por fricción en el conducto se obtienen por medio de la ecuación de Hazen- Williams (Ecuación 9).

$$Z_{\text{Torre}} - H_{\text{fric. Conducto}} = Z_{\text{Cámara de bombeo}}$$

Ecuación 8: Bernoulli simplificada entre la torre de toma y la estación de bombeo, tomando en consideración las pérdidas por fricción en el conducto.

$$H_{\text{fric. Conducto}} = \frac{L_i}{(0,279 * C)^{1,852} D_i^{4,871}} * Q^{1,85} = 0,02 \text{ m}$$

Ecuación 9: Hazen-Williams para calcular la fricción en el conducto. Donde $L_i=60 \text{ m}$, $C(\text{hormigón})=140$, $D_i=1,6 \text{ m}$, $Q=1,75 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 39: Niveles de agua en la torre de toma y en la estación de bombeo

Alturas	Torre	Cámara de bombeo
Crecida (m)	8,86	8,84
Medio (m)	7,14	7,12
Estiaje (m)	3,57	3,55

El cálculo de los diferentes parámetros de la cámara de bombeo se ha hecho siguiendo las normas ENOHSA.

Tabla 40: Cálculo de la cámara de bombeo

Parámetro	Ecuación	Valor	Un.	Observación
Frecuencia máx admisible arranques por hora (fmax)	<10CV	10	a/h	Adopto /fabricante
Mínimo tiempo entre arranques (Tcmín)	<10CV	0,10	h	Adopto /fabricante
Volumen útil para el ciclo de 1 bomba (V1)	$1.15 \times (Q1 / 4 \times fmax)$	60,56	m³	Calculado
Volumen adicional para el ciclo de 2 bombas (V2)	$1.15 \times 0.40 \times V1$	27,86	m³	Calculado. Método de Pincince.
Volumen adicional para el ciclo de 3 bombas (V3)	$1.15 \times 0.2 \times V1$	13,93	m³	Calculado. Método de Pincince.
Volumen útil total de la cámara húmeda (Vt)	$V1+V2+V3$	102,34	m³	Calculado
Sumergencia mínima de la bomba (Hmin)	Hf	1,00	m	Adopto (mín. 0,5 m según fabricante)
Volumen de fondo (Vf)	$Hf \times S$	27,00	m³	Calculado
Tiempo máximo de permanencia hidráulica (tsmax)	$(V1/QB0) + ((Vf + 0,5 \times V1) / (Q1 - QB0))$	653	s	Calculado. Verifica < 0,5 h
		0,18	h	

Con el volumen del pozo establecido y los volúmenes útiles para 1, 2 y 3 bombas, se obtienen las alturas de operación del sistema (Tabla 41). La altura de parada de bombas (h0) se obtiene en función de los datos provistos por el fabricante de la bomba.

Tabla 41: Alturas de operación de las bombas

Altura de parada de bombas	h0	1,00	m
Altura de arranque 1 bomba	$h1 = V1 / S$	2,24	m
Altura de arranque 2 bomba	$h2 = V2 / S$	1,03	m
Altura de arranque 3 bomba	$h3 = V3 / S$	0,52	m

Tabla 42: Alturas de operación de las bombas en relación al nivel del terreno natural (NTN)

Altura de parada de bombas	h0	-6,31	m NTN
Altura de arranque 1 bomba	$h1 = V1 / S$	-4,07	m NTN
Altura de arranque 2 bomba	$h2 = V2 / S$	-3,03	m NTN
Altura de arranque 3 bomba	$h3 = V3 / S$	-2,52	m NTN

3. Redes de agua

3.1 Volumen del tanque de almacenamiento

3.1.1 Volumen operativo

Para el cálculo de la capacidad del tanque o cisterna de almacenamiento, se han tenido en cuenta 3 volúmenes: el operacional (VO), el de incendio (VI) y el de emergencias (VE), que actúa de reserva ante cortes en el suministro eléctrico.

El VO se dimensiona con el volumen máximo diario al año horizonte del proyecto (QD20), a fin de satisfacer los requerimientos de la hora pico máxima.

En este caso, se ha optado por un coeficiente pico horario $\alpha_{2n}=1,5$, por lo que se corresponde con un volumen operacional de $0.16 \times QD20$.

3.1.2 Volumen para incendios

El volumen para incendios se ha determinado como el 10% del volumen operacional.

3.1.3 Volumen para emergencia

Por su parte, el volumen para emergencias dependerá de la interrupción en la continuidad del servicio por fallas en el suministro de energía, rotura en conducciones principales, etc. En este caso se optará por una reserva de 6 horas adicionales.

En síntesis, el volumen total resultó de 9.800 m^3 . Es de mencionar que este abastecerá a 2 zonas (ver Figura 56) por lo que se dividió este volumen en 2 cisternas de 4.900 m^3 cada una.

3.2 Criterios de diseño y cálculos de caudales

En términos de caudales de diseño, se ha utilizado el QE20, que refleja la peor situación (mayor caudal), en términos hidráulicos, a la estará sometida la red. Para llevar a cabo el cálculo y dimensionamiento de la red de agua potable, se ha tomado un plano catastral digital de la agencia de recaudación fueguina (AREF, 2016). Dicho plano contiene una demarcación sectorizada de los predios destinados a viviendas urbanas, es decir, la población objetivo de este proyecto. A continuación, se muestran las imágenes catastrales obtenidas de (AREF, 2016), correspondientes a las zonas 1 y 2, mostradas en la Figura 64.

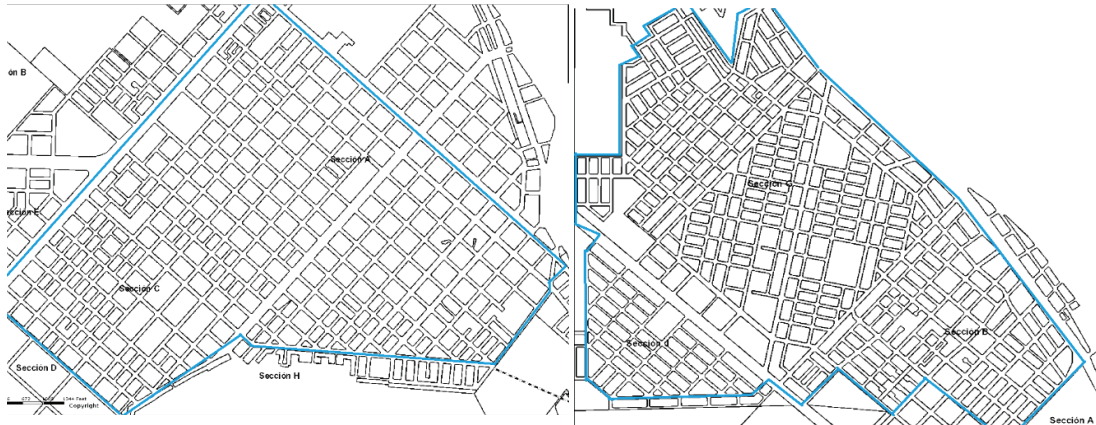


Figura 64: Sectores en los que se diseñó la red de agua correspondientes al catastro digital de la Agencia de recaudación fueguina (AREF, 2016) Zona 1 (izquierda) y zona 2 (derecha).

Por otra parte, para calcular la demanda base de cada sector, se ha utilizado un mapa de densidad de poblacional obtenido del INDEC y el IPIEC (Instituto Provincial de Análisis e Investigación Estadística y Censos), correspondiente al censo 2010 (Ver Figura 65). Cabe destacar que no se han utilizado datos del censo 2022 debido a que aún no se encontraban disponibles en su totalidad al momento del armado de este proyecto. De esta manera, en base a la Figura 65, se han seleccionado las 4 densidades poblacionales correspondientes al área del proyecto, que, junto con el área de influencia de cada nodo y la dotación promedio de Río Grande (367 L/hab.día), han permitido calcular la demanda base para cada nodo del modelo.

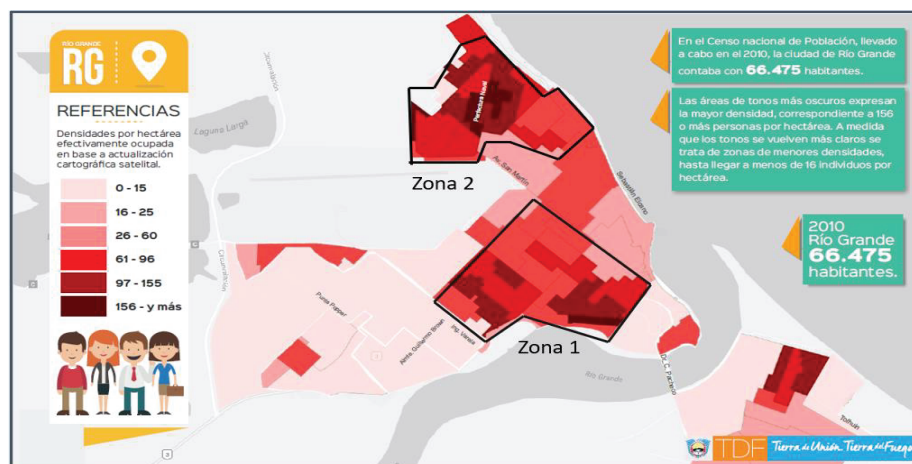


Figura 65: Cartografía de densidad poblacional de Río Grande con delimitación de la zona 1 y 2. Fuente: Elaboración propia cartografía del Instituto Provincial de Análisis e Investigación Estadística y Censos (IPIEC, 2010).

A continuación, se muestra el área de influencia para cada nodo para las zonas 1 y 2 del proyecto.



Figura 66: Área de influencia de cada nodo para la zona 1 (abajo) y la zona 2 (arriba). Fuente: elaboración propia con Google Earth.

3.2.1 Redes

La metodología de cálculo plantea la existencia de nudos y conexiones, donde en los primeros se plantean los equilibrios de masa, mientras que las segundas permiten emplear las ecuaciones de pérdida de energía.

Para determinar la sección de los conductos se empleó Bernoulli con equilibrio en nudos permanentes. Se han verificado velocidades menores a 1,9 m/s y presiones mínimas no menores a los 8 mca⁸ para toda la red.

Para el presente modelado de la red se ha utilizado el Software Libre EPANET 2.2.

Cuando los diámetros de cañería resultaron mayores a 300 mm, se colocó una cañería subsidiaria de menor diámetro desde la cual se producirán las conexiones a los domicilios.

La fuente o reservorio que alimenta la red es una cisterna ubicada a nivel del terreno, con un arreglo de 2 bombas centrífugas en paralelo (con una en reserva) que elevan el agua la altura necesaria para cumplir con las presiones mínimas en cada nodo de la red.

Para la zona 1, se ha elegido la bomba centrífuga modelo [XPC125-100-200C750L25BDN4S1G Lowara, Xylem](#) capaz de elevar el fluido 40 metros, para un caudal operativo de 631.2 m³/h (ver Figura 67). Mientras que para la zona 2, se eligió una bomba

⁸ mca= metros de columna de agua.

centrífuga modelo **IXPC200-150-400C750L45BDN4S1G Lowara, Xylem**, que eleva el fluido 50 metros, para un caudal operativo de 546.9 m³/h (ver Figura 68).

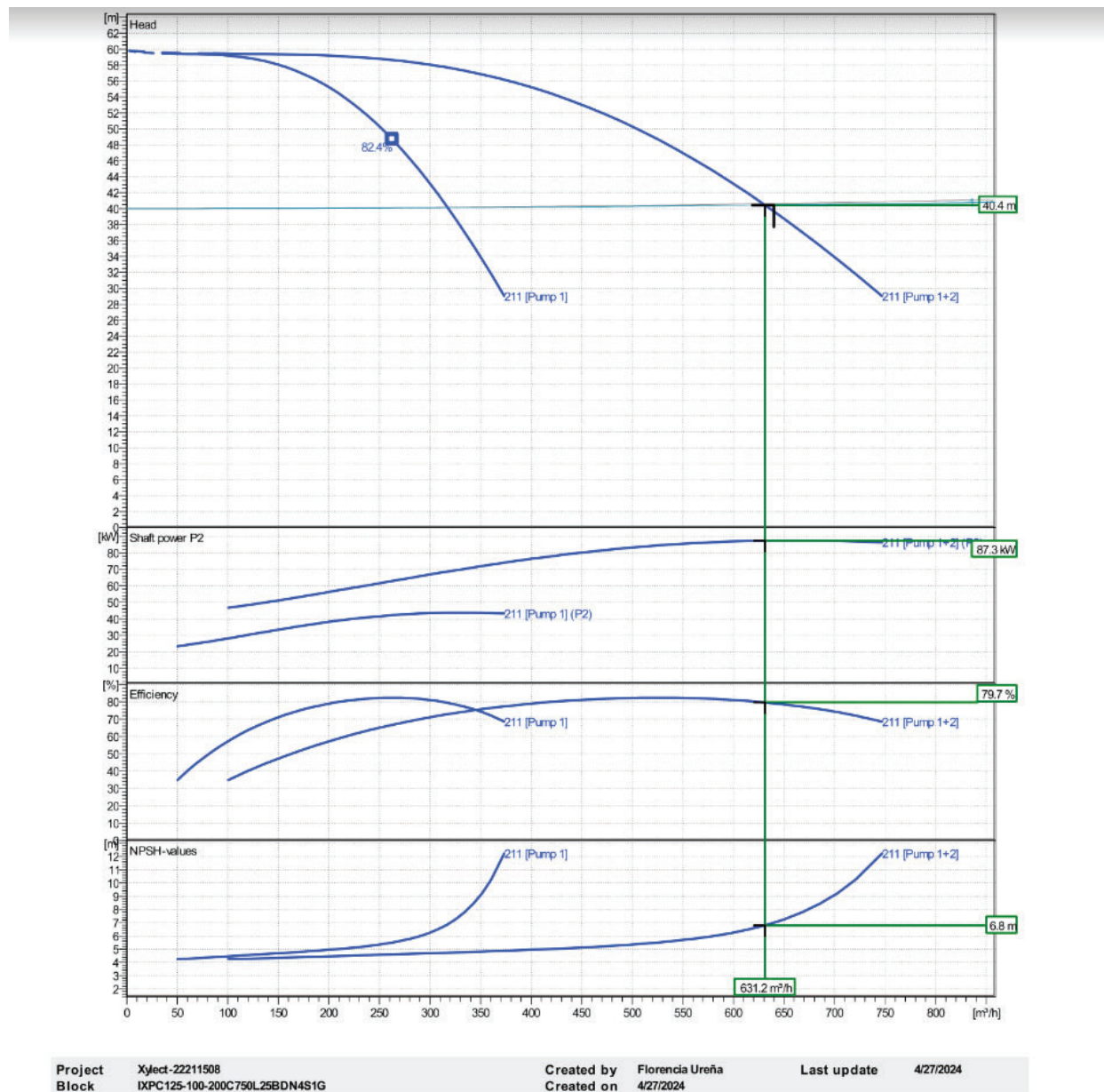


Figura 67: Curva de la bomba elegida para la impulsión de la zona 1. Fuente: Xylem.

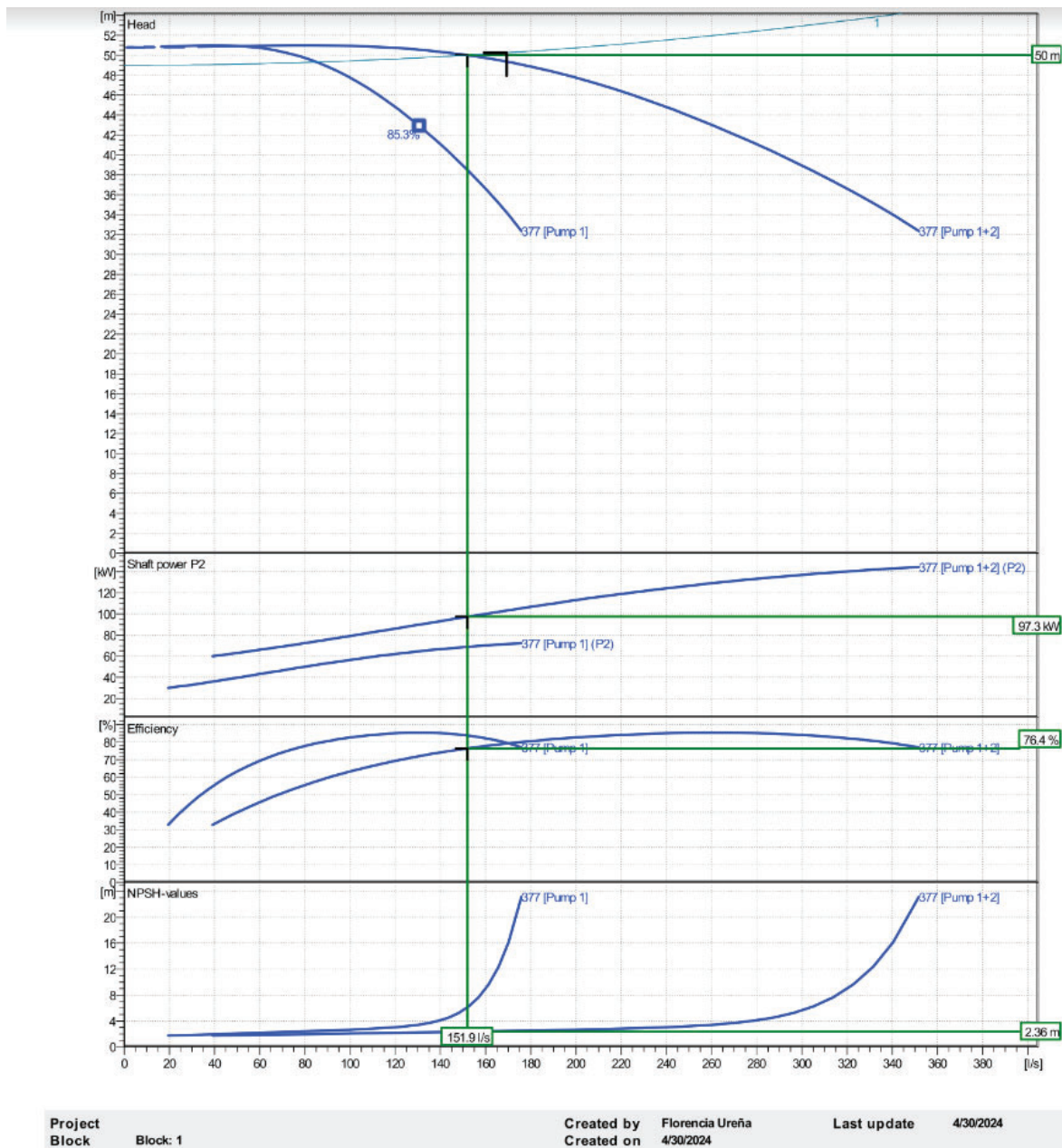


Figura 68: Curva de la bomba elegida para la impulsión de la zona 2. Fuente: Xylem

3.3 Modelado en EPANET

3.3.1 Zona 1

Ilustración 1: Numeración asignada a Nodos

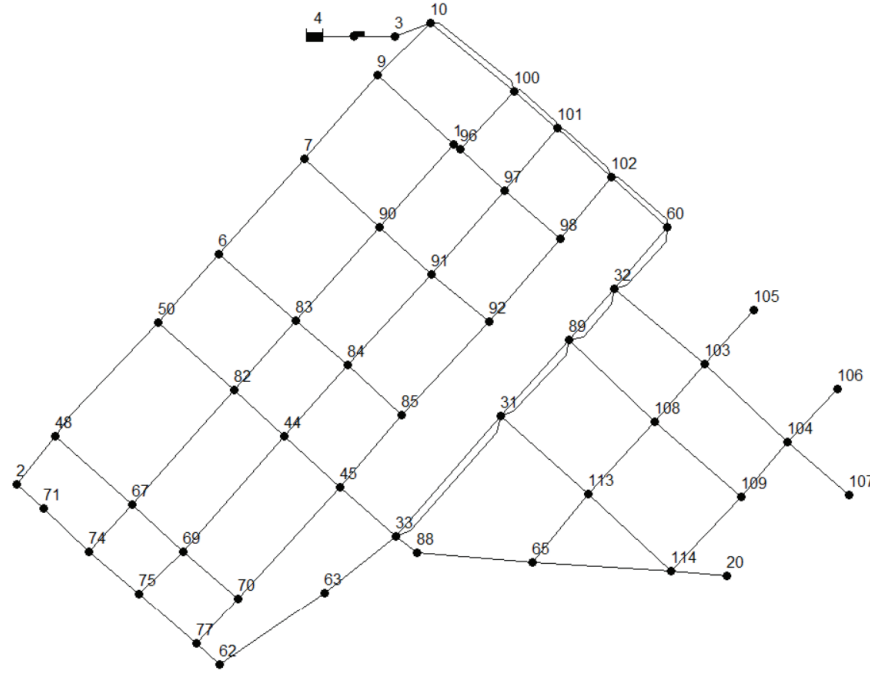


Ilustración 2: Numeración asignada a Tuberías

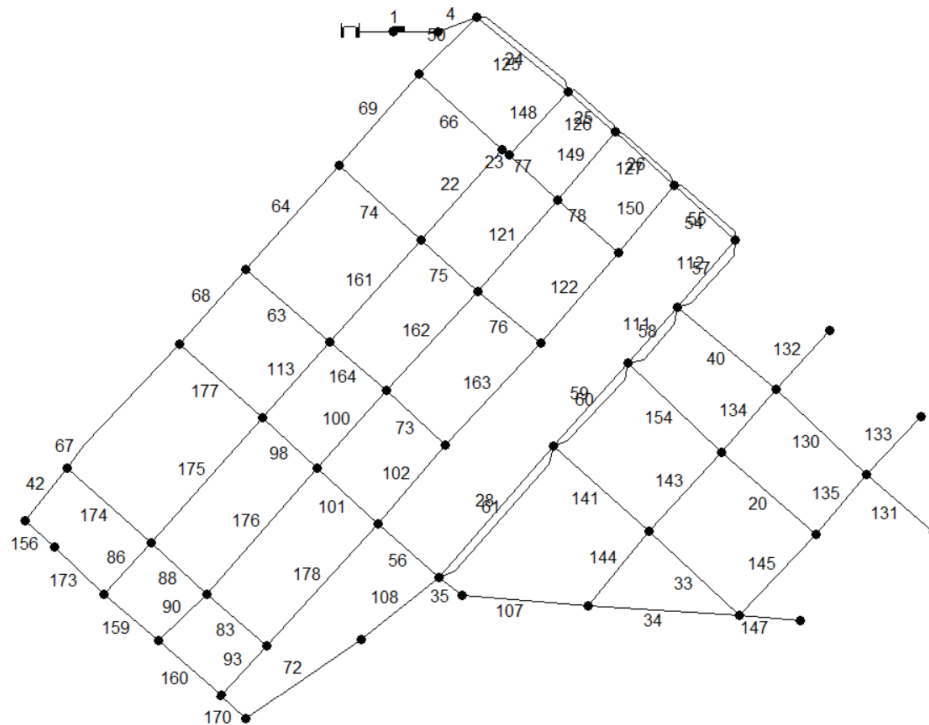


Ilustración 3: Demanda base de cada nodo

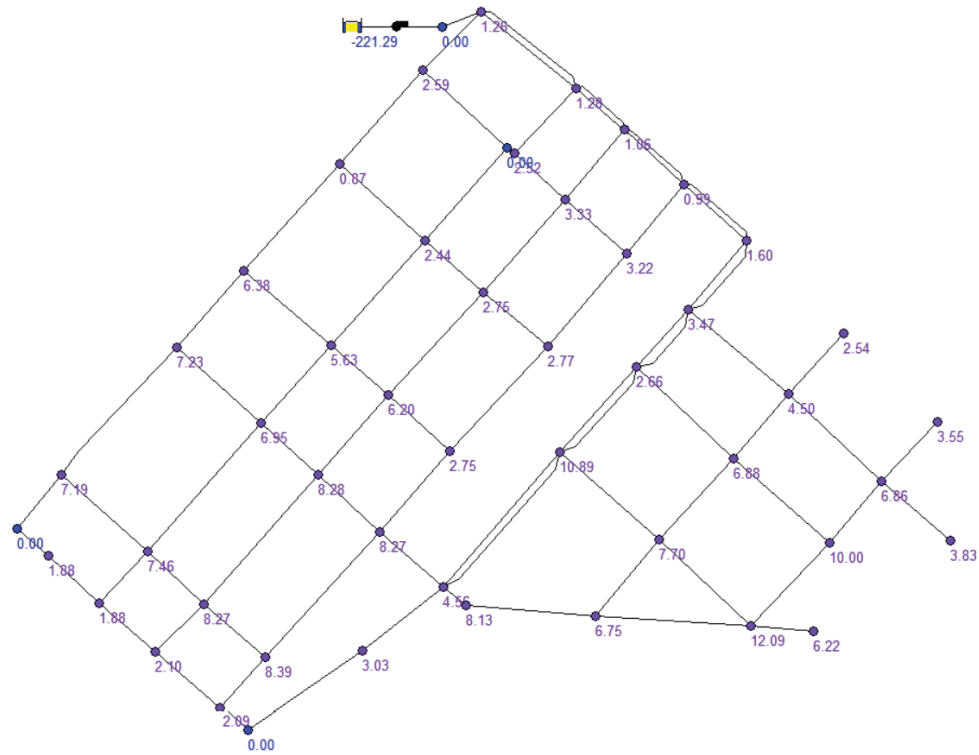


Ilustración 4: Cota topográfica correspondiente a cada nodo

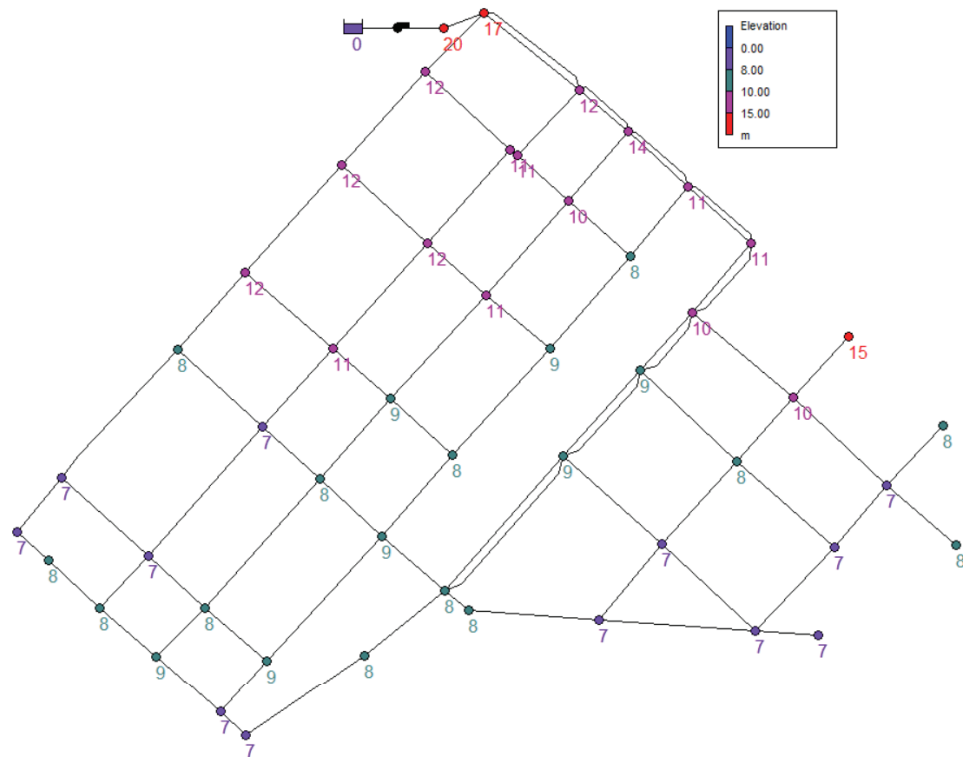


Ilustración 5: Longitud real de los tramos de tubería.

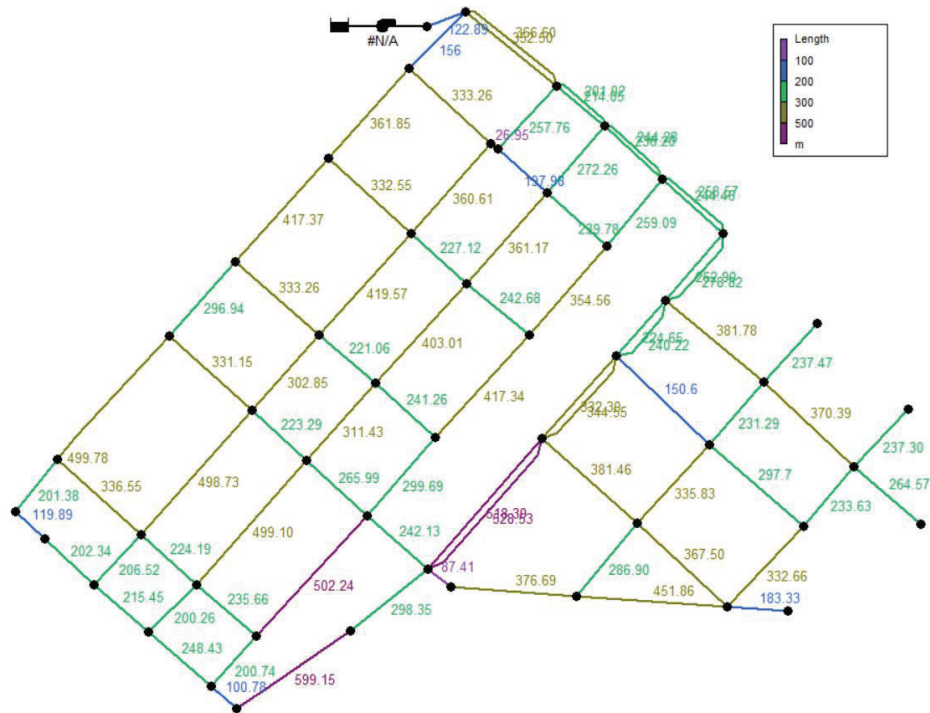


Ilustración 6: Diámetros de tubería elegido. Se muestra el diámetro interno con el que se modeló y en la leyenda el diámetro comercial al que pertenece.

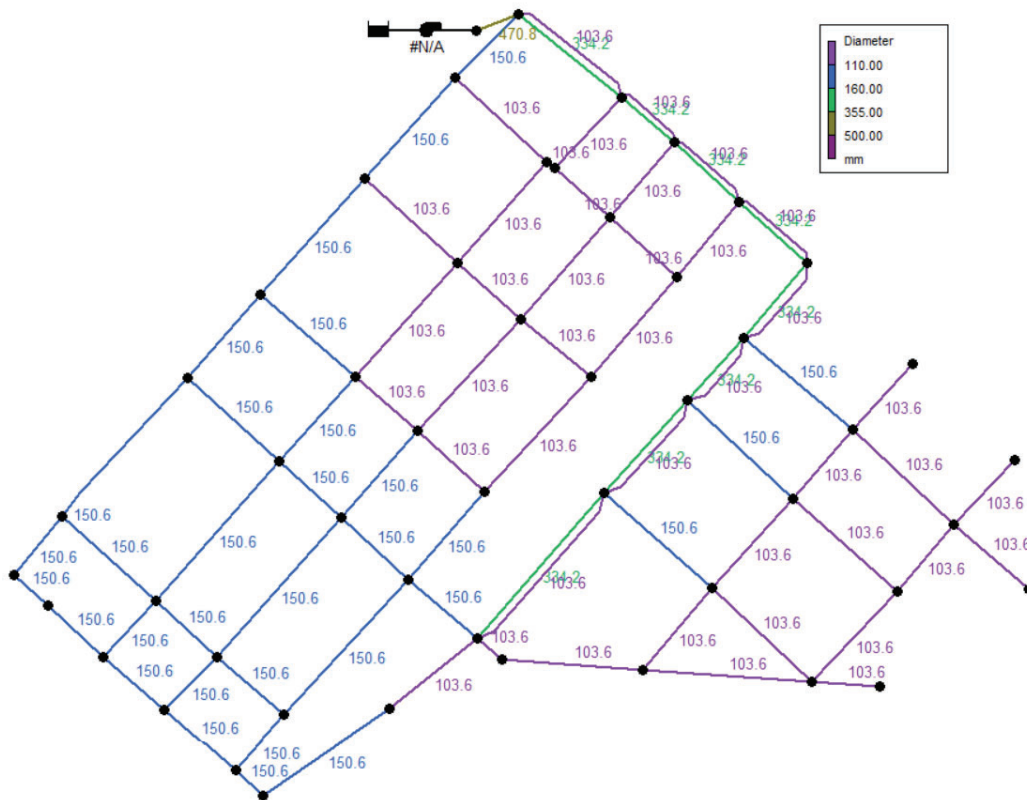


Ilustración 7: Presiones alcanzadas en los nodos

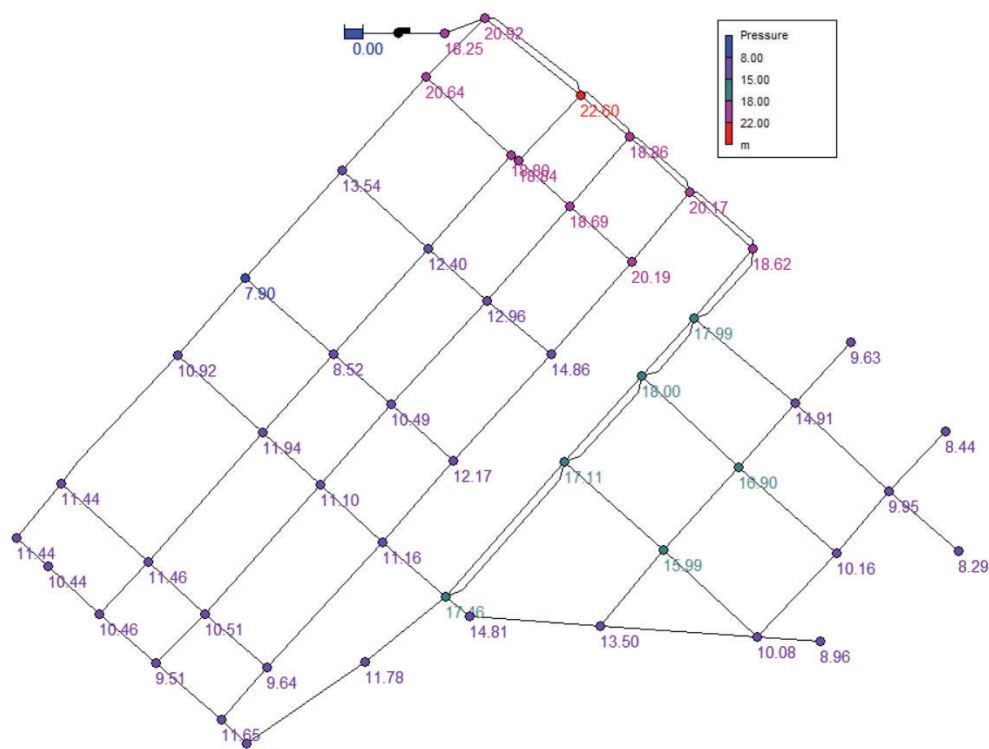
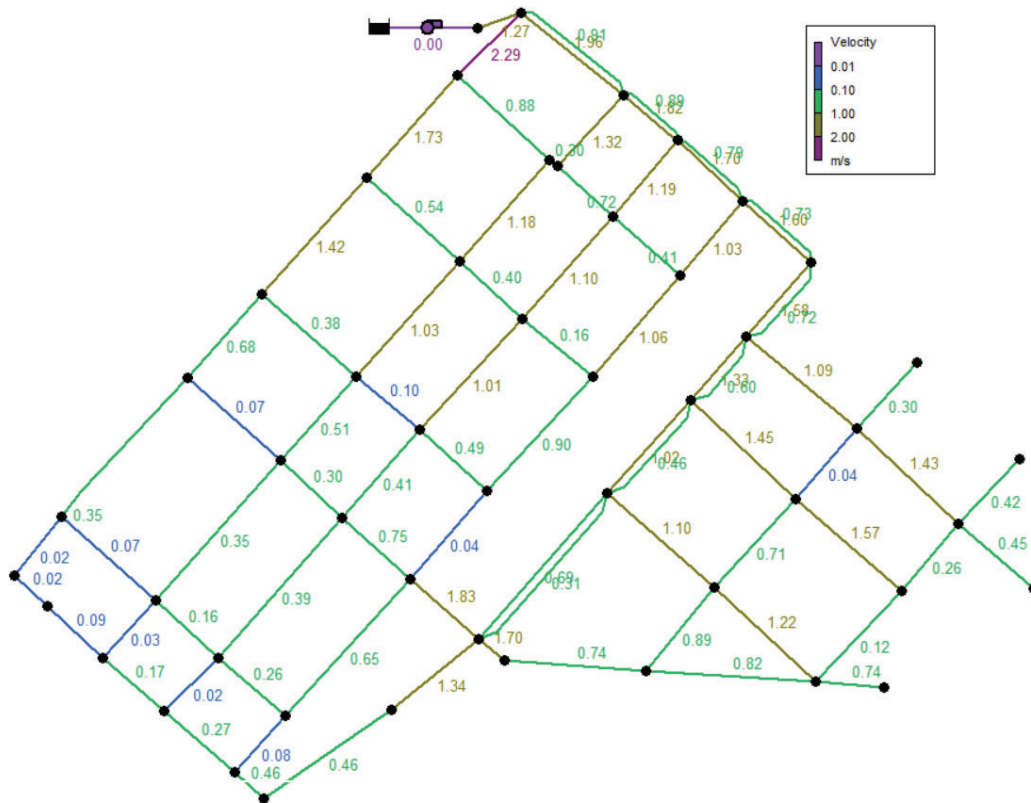


Ilustración 8: Velocidades alcanzadas en las tuberías



The figure shows a diamond-shaped mesh of 100 nodes. The nodes are arranged in a grid-like pattern, with each node connected to four neighbors. The values at the nodes are as follows:

Node	Value
1	-38.25
2	2.70
3	33.84
4	8.40
5	8.51
6	18.50
7	8.67
8	6.88
9	15.32
10	5.98
11	11.50
12	6.28
13	8.08
14	1.16
15	21.50
16	2.15
17	2.47
18	0.91
19	26.01
20	0.23
21	6.13
22	7.56
23	8.69
24	16.08
25	5.69
26	8.17
27	2.57
28	4.46
29	13.90
30	0.04
31	8.08
32	6.28
33	11.50
34	2.08
35	13.10
36	5.78
37	14.99
38	1.17
39	8.51
40	18.50
41	8.40
42	33.84
43	2.70
44	-38.25
45	19.63
46	3.42
47	13.50
48	1.14
49	3.31
50	0.06
51	1.94
52	0.73
53	4.00
54	0.02
55	21.87
56	19.04
57	6.13
58	8.69
59	16.08
60	5.69
61	8.17
62	2.57
63	4.46
64	13.90
65	0.04
66	8.08
67	6.28
68	11.50
69	2.08
70	13.10
71	5.78
72	14.99
73	1.17
74	8.51
75	18.50
76	8.40
77	33.84
78	2.70
79	-38.25
80	19.63
81	3.42
82	13.50
83	1.14
84	3.31
85	0.06
86	1.94
87	0.73
88	4.00
89	0.02
90	21.87
91	19.04
92	6.13
93	8.69
94	16.08
95	5.69
96	8.17
97	2.57
98	4.46
99	13.90
100	0.04

Ilustración 11: Numeración asignada a Tuberías

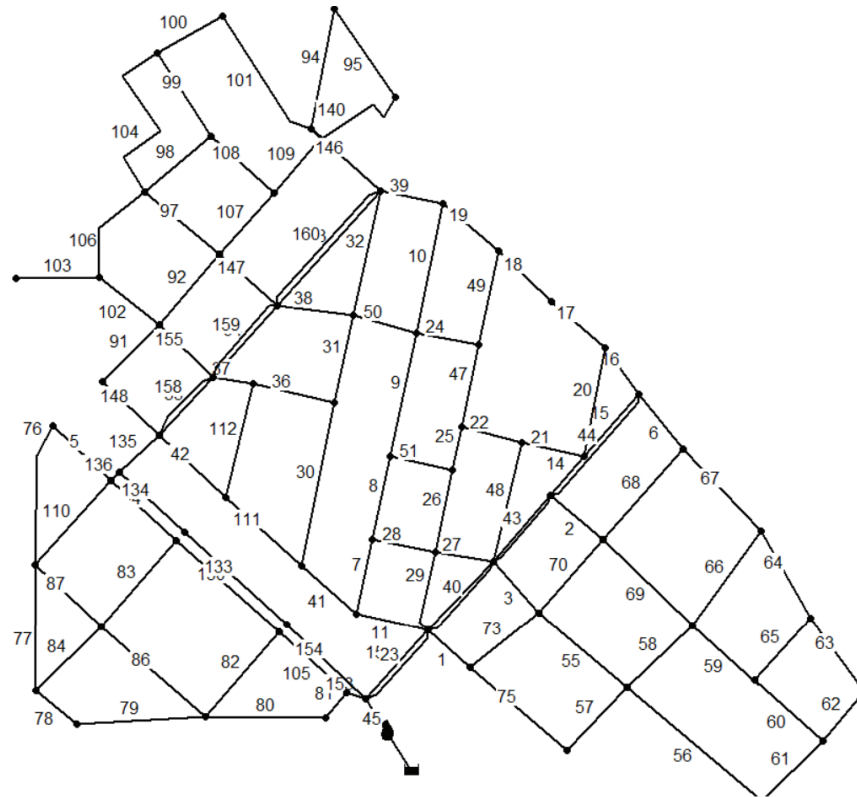


Ilustración 12: Demanda base correspondiente a cada nodo.

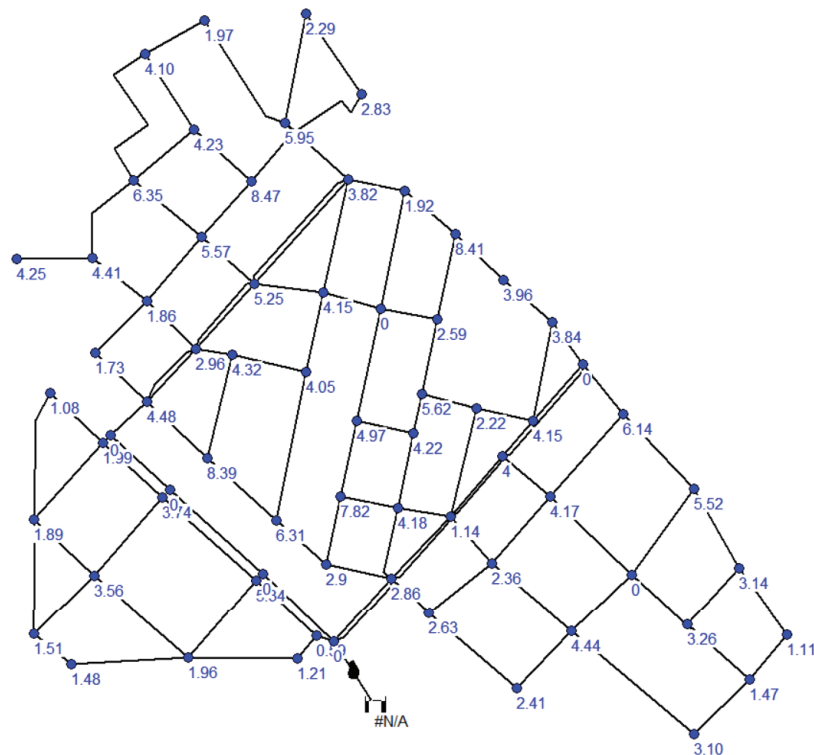


Ilustración 13: Cotas topográficas correspondientes a cada nodo

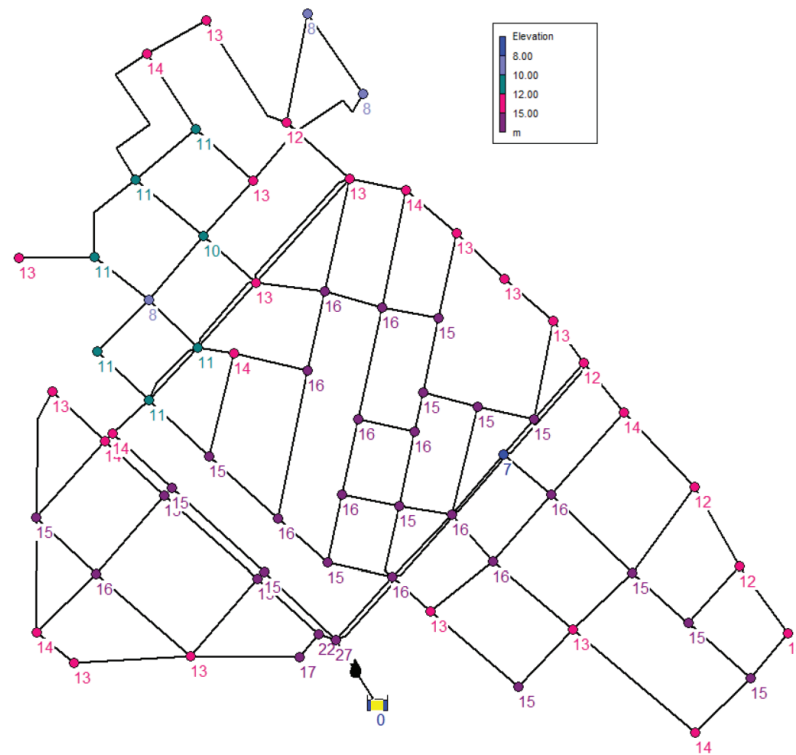


Ilustración 14: Longitud real de los tramos de tuberías.

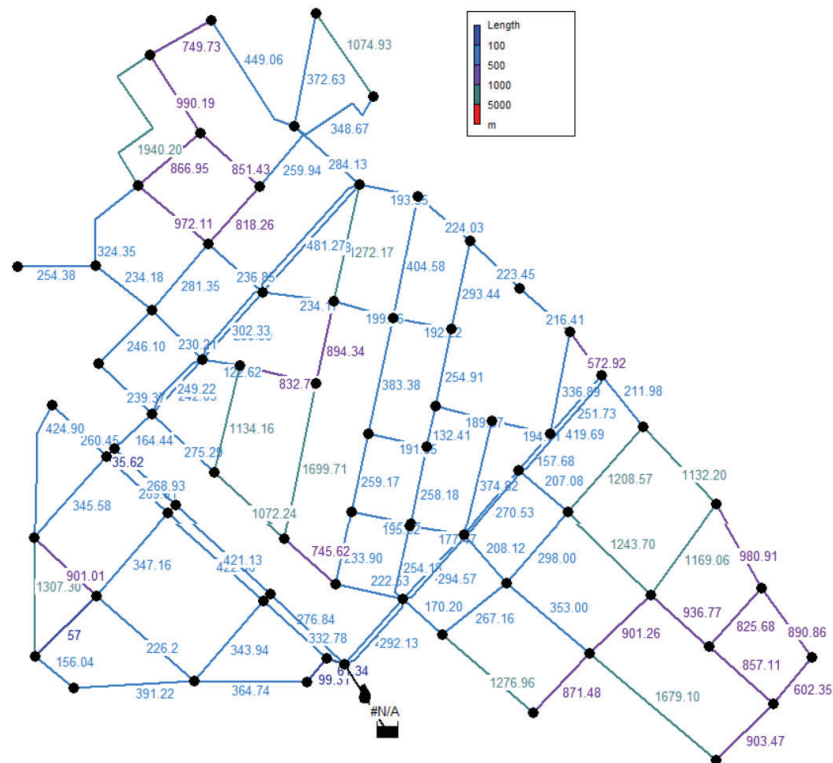


Ilustración 17: Velocidades alcanzadas en los tramos de tubería

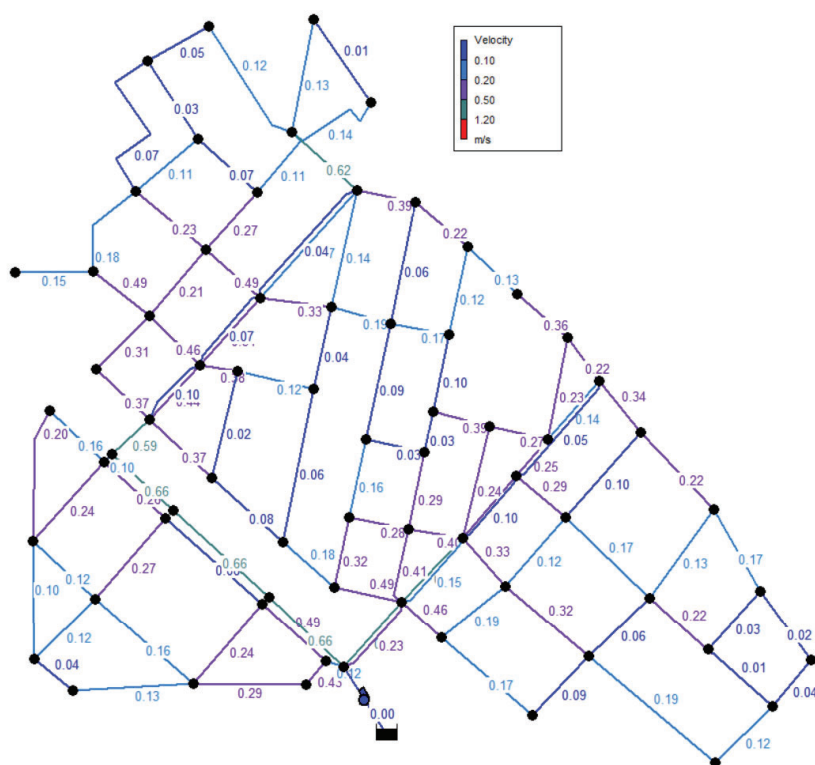
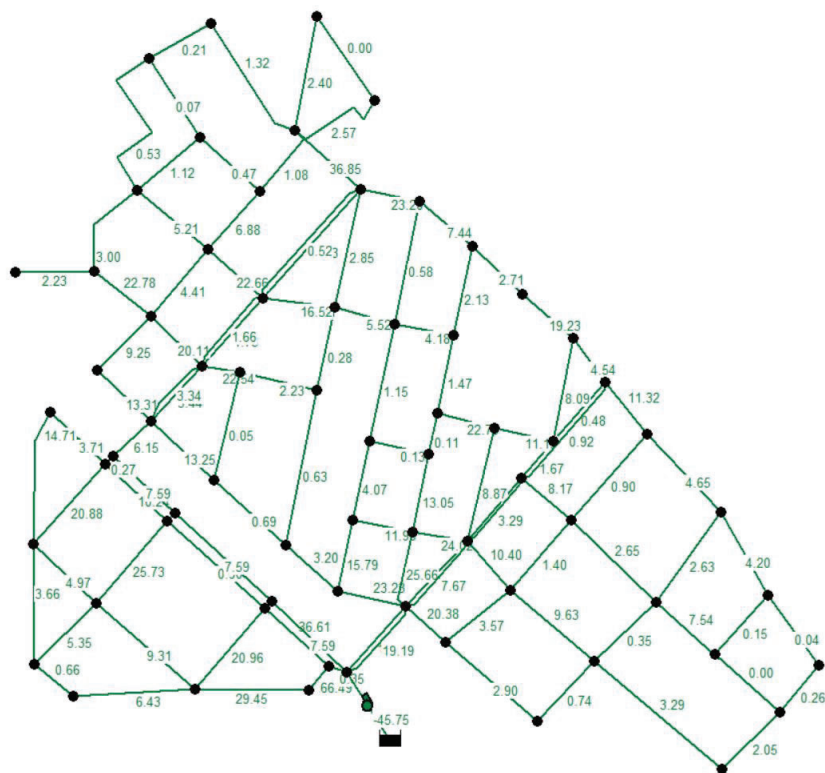


Ilustración 18: Pérdida de carga unitaria asociada a cada tramo de tubería



3.4 Elección del caño (clase)

Para ambas áreas se han calculado las sobrepresiones que se producen cuando se cierra rápidamente una válvula en conducciones a presión. Dicho cálculo se ha efectuado en los nodos donde se obtuvo una presión mayor, que representan el peor caso en términos hidráulicos, que podría derivar en la rotura de tuberías.

Para la zona 1, la presión más alta resultó de 24,07 mca, y para la zona 2, de 28,93 mca. Se calculó la sobrepresión para el cierre brusco de una válvula, que es cuando se producirá la mayor sobrepresión en la cañería y para un cierre lento, que depende de 2 parámetros, la longitud y la celeridad⁹.

La celeridad de la onda de presión se calculó según la Ecuación 10:

$$a \left(\frac{m}{s} \right) = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + C_{material} * \frac{D}{e}}}$$

Ecuación 10: Cálculo de la celeridad. D es el diámetro nominal del caño, e el espesor dependiente de la clase, y $C_{material}$ es una constante del material (PVC=20)

Para el cálculo de la sobrepresión (ΔH) se utilizaron la Ecuación 12 y Ecuación 13.

Se asumió un tiempo crítico de cierre de la válvula ($T_{crítico}$), que representa el tiempo que tarda en recorrer la onda, producida por el cierre de la válvula de corte, en recorrer un ciclo entero, siendo este independiente de la forma en que se produzca el cierre.

$$T_{crítico} = \frac{2L}{a}$$

Ecuación 11: Cálculo del tiempo crítico, donde L es la longitud del tramo de cañería correspondiente al nodo donde se está evaluando la sobrepresión y a es la celeridad.

La comparación del $T_{crítico}$ con el tiempo de cierre de válvula (T_{cv}), permite diferenciar entre un cierre lento y un cierre brusco. Si $T_{cv} < T_{crítico}$, se considera un cierre brusco y se utiliza la Ecuación 12.

$$\Delta H = a \cdot \frac{U}{g} \neq f(T_{cv})$$

Ecuación 12: Ecuación de Allievi. a es la celeridad, U es la velocidad en el tramo de tubería y g es la aceleración de la gravedad.

Mientras que si $T_{cv} > T_{crítico}$, se considera un cierre lento y se utiliza la Ecuación 13:

⁹ La velocidad con la que se propaga la onda de sobrepresión a través del agua contenida en el tubo, luego de que se genera el fenómeno de cierre de válvula o paro brusco del bombeo.

$$\Delta H = 2L * \frac{U}{g * T_{cv}}$$

Ecuación 13: Ecuación de Micheaud. L es tramo de tubería, U es la velocidad en el tramo de tubería, g es la aceleración de la gravedad y Tcv es el tiempo de cierre de válvula.

Para la zona 1, el nodo 100 es el que presenta mayor presión (22,60 mca). Se asumió un tiempo de cierre de válvula típico de 5 segundos. Se obtuvo una celeridad de 366,26 m/s. El Tcrítico resultó 1,92 segundos, que es menor al Tcv. En consecuencia, se utilizó la ecuación de Micheaud y se obtuvo una sobrepresión de 28,2 mca.

La presión máxima total alcanzada resulta de la presión máxima obtenida mediante el modelado en EPANET sumado a la sobrepresión debido al cierre de válvulas. En el caso de la zona 1, se obtuvo una presión total de 50,80 mca.

Para la zona 2, el nodo 18 es el que presenta la mayor presión (29,99 mca). Nuevamente, se asumió un tiempo de cierre de válvula de 5 segundos. Se obtuvo una celeridad de 366,67 m/s. El Tcrítico resultó de 1,45 segundos, que es menor al Tcv. En consecuencia, se utilizó la ecuación de Micheaud y se obtuvo una sobrepresión de 2,61 mca.

La presión máxima total alcanzada en la zona 2 resultó ser 32,60 mca.

En síntesis, se utilizará un caño de PVC Clase 6, que soporta 6 Kgf/cm², lo que equivale a 60 mca sin sufrir roturas.

4. Planta depuradora de efluentes cloacales

4.1 Ingreso a la planta – Rejas gruesas

El colector cloacal ingresa a la planta a una profundidad de 1,8 metros, volcando el efluente cloacal en un pozo de gruesos. Este fue dimensionado considerando la carga superficial para caudal medio (QC20) y caudal máximo (QE20), así como los tiempos retención hidráulica que aseguran que no se produzcan fenómenos de degradación biológica en la unidad.

Tabla 43: Parámetros de diseño - Pozo de gruesos.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Carga superficial para caudal medio	Cs_QC	100	m ³ /(m ² .d)	≤100, adoptado Normas ENOHSA
Carga superficial para caudal máx	Cs_QE	250	m ³ /(m ² .d)	<500, adoptado Normas ENOHSA
Tiempo de retención hidráulica para QC (Qmedio)	t_QC	60	s	≥60, adoptado Normas ENOHSA
Tiempo de retención hidráulica para QE (Qmax.horario)	t_CE	30	s	>15, adoptado Normas ENOHSA
Superficie mínima requerida para Qmax	S _{Qmax} =QE20/Cs	17,00	m ²	Se elige como superficie mínima.
Superficie mínima requerida para Qmin	S _{Qmin} =QL20/Cs	6,70	m ²	-
Altura mínima para Qmax	H _{Qmax} =t.Q/Sup	2,08	m	-
Altura mínima para Qmin	H _{Qmin} =t.Q/Sup	2,14	m	Se elige como altura mínima.

En función de estos parámetros se han adoptado las dimensiones del pozo, verificando el cumplimiento de la superficie y altura mínima para cumplir con los caudales máximos y mínimos. A su vez, el pozo de gruesos cuenta con una revancha de 0,5 metros para eventuales picos en el caudal de ingreso.

Tabla 44: Dimensiones del pozo de gruesos, ubicado luego del ingreso del colector a la planta.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Ancho	b	3,50	m	Adoptado
Largo	L	5,00	m	Adoptado
Altura	ht	2,15	m	Verifica > H _{Qmax}
Altura revancha	r	0,5	m	Adoptado
Superficie adoptada	S = L x b	17	m	Verifica > S _{Qmax}

Se prevén rejas gruesas de limpieza automática, con compuertas tanto aguas arriba como aguas abajo, que permiten su desinfectación en caso de limpieza o mantenimiento. Además, debido a que se trata de equipamiento expuesto a efluente crudo y cuyo by-pass, ante problemas operativos, implicaría volcar efluente crudo al mar, se ha diseñado cada reja para pretratar el caudal máximo del año 20, previendo que una de las líneas pueda tener inconvenientes en la operación o deban realizarse tareas de mantenimiento.

Según las Normas ENOHSA, apartado 11.2.7 (ENOHSA, 1993), las velocidades, tanto máxima como mínima de aproximación y de pasaje entre rejillas, y la pérdida de carga máxima, se exponen a continuación:

Tabla 45: Velocidad recomendadas de aproximación y pasaje a través de rejillas y pérdida de carga máxima permitida, según Normas ENOHSA, apartado 11.2.7

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Velocidad aproximación máxima	Va.máx	0,90	m/s	Velocidad recomendada – Normas ENOHSA
Velocidad aproximación mínima	Va.mín	0,40	m/s	Velocidad recomendada – Normas ENOHSA
Velocidad pasaje máxima	Vp.máx	1,20	m/s	Velocidad recomendada – Normas ENOHSA
Velocidad pasaje mínima	Vp.mín	0,50	m/s	Velocidad recomendada – Normas ENOHSA
Pérdida de carga máxima	Δh .máx	0,30	m	Normas ENOHSA

Se diseñaron y se verificaron los cálculos de las rejillas de manera que cada una pueda pretratar el caudal máximo del año 20 (QE20), actuando el segundo canal con rejillas como reserva. Los barrotes se han elegido en forma de gota para reducir las obstrucciones.

Tabla 46: Cálculo de rejillas gruesas

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Cantidad de rejillas gruesas	NºRG	2	Unidades	Adoptado
Ancho total útil de reja	Wc	0,85	m	Adoptado
Espaciado entre barrotes	e	50	mm	Adoptado
Ancho de cada barrote	b	10	mm	Adoptado
Número de espacios	$N^{\circ}es = (Wc + b)/(e+b)$	14	Unidades	Calculado
Número de barrotes	$N^{\circ}b = N^{\circ}es - 1$	13	Unidades	Calculado

A continuación, en la Tabla 47, se muestra el diseño del canal de aproximación a las rejillas gruesas.

Tabla 47: Cálculo del canal de aproximación a rejas gruesas

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Recalculo ancho total útil de reja	$Wc = s \times (N^{\circ}b-1) + e \times N^{\circ}b$	0,85	m	Calculado
Sección canal de aproximación (Qmín)	$Sc_min = Qmin / Va.mín$	0,40	m ²	Calculado
Sección canal de aproximación (Qmax)	$Sc_max = Qmax / Va.máx$	1,80	m ²	Calculado
Tirante de aproximación Qmin	$Hv = Sc_min / Wc$	0,45	m	Calculado
Tirante de aproximación Qmax	$Hv_Qmáx = Sc_max / Wc$	2,15	m	Calculado
Relación de espacios libre entre rejas	$E = e/e+b$	83	%	Calculado
Sección de pasaje rejas Qmin	Ap.min	0,30	m ²	Calculado
Sección de pasaje rejas Qmax	Ap.max	1,50	m ²	Calculado
Atascamiento máximo	At	30	%	Adoptado, Normas ENOHSA

Mediante estos parámetros, se calcula la velocidad de aproximación y de pasaje por la reja, verificando que cumplan con los parámetros guía de Normas ENOHSA (Tabla 45).

Tabla 48: Verificación de velocidades de aproximación y pasaje, según la Tabla 45.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Velocidad de aproximación max	$Qmax / Sc_max$	0,70	m/s	Calculado, Verifica < Va.máx
Velocidad de aproximación min	$Qmin / Sc_min$	0,50	m/s	Calculado, Verifica > Va.mín
Velocidad pasaje max	$Qmax / (Apmax. (1-At))$	1,20	m/s	Calculado, Verifica < Vp.máx
Velocidad pasaje min	$Qmin / Apmin$	0,60	m/s	Calculado, Verifica > Vp.mín

A su vez, se calculó la pérdida de carga para las rejas gruesas, para caudal mínimo del año 0 y caudal máximo del año 20.

Tabla 49: Pérdida de carga para rejas gruesas, verificación con parámetros de la Tabla 45.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Pérdida de carga máxima	$\Delta h.máx = 1,43 \times (Vpmax^2 - Vamax^2) / (2.g)$	0,069	m	Verifica < $\Delta h.máx$
Pérdida de carga mínima	$\Delta h.mín = 1,43 \times (Vpmin^2 - Vamin^2) / (2.g)$	0,008	m	Verifica < $\Delta h.máx$

En la Tabla 50, se muestra el cálculo de las dimensiones del canal donde se ubicarán las rejas.

Tabla 50: Cálculo de las dimensiones del canal de rejás.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Altura del canal	$H_{max_liq} = H_v.Q_{m\acute{a}x} + \Delta h.m\acute{a}x + R$	2,42	m	Calculado
Revancha	R	0,20	m	Adoptado
Lproyectada	$H_{canal} / \tan(70^\circ)$	0,88	m	Calculado
L_canal aproximación	$5 \times H_{max_liq}$	10,80	m	Calculado
L_canal	$(5 \times H_{max_liq}) + L_{proyectada}$	11,60	m	Calculado

Finalmente, se ha calculado el tamaño del contenedor de los sólidos retenidos y la frecuencia de vaciado en función de la retención de estos, según el apartado 11.2.8 de las Normas ENOHSA. Por problemas de espacio y logística se adoptaron contenedores de 1 m³.

Tabla 51: Sólidos retenidos/removidos en las rejás gruesas y volumen del contenedor.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Volumen Sólidos retenidos	VolSr	15	L/1000m ³	Adoptado, Normas ENOHSA
Densidad	d	1,20	T/m ³	Adoptado, Normas ENOHSA
Caudal masico Solidos año20	$Q_{Solm} = S_r \times Q_{C20} \times d$	1,00	T/día	Calculado
Caudal volumétrico Solidos año20	$Q_{Solm} = S_r \times Q_{C20}$	0,83	m ³ /día	Calculado
Volumen del Contenedor	VolC	1,00	m ³	Adoptado
Frecuencia de vaciado	f _{vac}	1,00	Vez x día	Adoptado

4.2 Estación elevadora

Para el diseño de la estación elevadora se han tenido en cuenta los lineamientos del capítulo 10 de las Normas ENOHSA, acerca de estaciones de bombeo. Para el año 0 del proyecto se prevén 2 bombas en una configuración 1+1 (1 bomba operando y 1 en reserva, que se alterna con otra en el funcionamiento). Mientras que para el año 10, se prevé una configuración 2+1, por el aumento de caudal a elevar. El dimensionamiento se realizó con el caudal máximo horario del año 20 (QE20).

Para la selección de bombas, por un lado, se calculó la curva característica del sistema teniendo en cuenta las pérdidas de carga totales de la planta (unidades de tratamiento e interconexiones) con los tirantes líquidos previstos para cada unidad, promoviendo el escurrimiento a gravedad. En base a dicha curva y al caudal QE20, se seleccionó el arreglo de bombas que se ajusta mejor a estos requerimientos.

Tabla 52: Selección de la bomba de tipo sumergible.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Altura de fricción cañerías y accesorios	Hf	2,30	m	Calculado
Altura geométrica o desnivel	Hgeom	9,20	m	Calculado
Altura total	Ht= Hgeom+Hf	11,50	m	Calculado
Caudal nominal de cada bomba para Ht	Qb20 / bombas activas	0,62	m³/s	Calculado
Bomba seleccionada	Xylem Modelo CP 3531/806 3~1240			Modelo de bomba elegido
Caudal 1 bomba funcionando a nivel inferior (Q1)	curva de la bomba	0,72	m³/s	
Caudal bombeo año 20 real (Qb20)	curva de la bomba	1,26	m³/s	

El diseño de la cámara se realizó en función de la cantidad de bombas en operación para el año 20. En este sentido, se dimensionó la cámara de aspiración de manera tal de tener una frecuencia admisible de arranques por hora (determinada por el fabricante), con un tiempo mínimo entre arranques que no perjudique su vida útil, que cumpla con la sumergencia mínima de estas y con el tiempo máximo de permanencia hidráulica del efluente en la cámara. En función de ello, se ha previsto una bomba funcionando de forma individual hasta alcanzar el volumen V1 y al superarse este, se encienda la segunda bomba para trabajar en conjunto.

Tabla 53: Dimensionamiento de la cámara de aspiración.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Frecuencia máxima admisible arranques por hora	fmax	10	a/h	Adoptado del fabricante
Volumen útil para el ciclo de 1 bomba	$V1 = 1.15 \times (Q1 / 4 \times fmax)$	74,70	m³	Calculado, Método Pincince
Volumen adicional para el ciclo de 2 bombas	$V2 = 1.15 \times 0.4 \times V1$	34,50	m³	Calculado, Método Pincince
Volumen útil total de la cámara húmeda	Vt= V1+V2	109,10	m³	Sumatoria de volúmenes
Sumergencia mínima de la bomba	Hf	1,00	m	Fabricante recomienda mínimo 535 mm
Volumen de fondo	Vf= Hf x S	35,00	m³	Calculado
Tiempo máximo de permanencia hidráulica	tsmax	724,60	s	Calculado, Verifica <30 min
		0,20	h	

Luego, a partir del volumen y la altura de sumergencia de mínima, se obtuvieron las dimensiones de la cámara.

Tabla 54: Dimensiones de la cámara de aspiración.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Largo real	B	5,00	m	Adoptado considerando dimensiones de la bomba
Ancho real	L	7,00	m	Adoptado considerando dimensiones de la bomba
Área líquida real	S = L x b	35,00	m²	Calculado

Por último, con el volumen de la cámara de aspiración y los volúmenes útiles para las bombas 1 y 2, se obtienen las alturas de operación del sistema, mientras que la altura de parada de bombas se obtiene del fabricante.

Tabla 55: Alturas de operación del sistema, donde NTN significa nivel del terreno natural.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Altura de parada de bombas	h_0	1,00	m	Adoptado
Altura de arranque 1 bomba	$h_1 = V_1 / S$	2,14	m	Calculado
Altura de arranque 2 bomba	$h_2 = V_2 / S$	0,98	m	Calculado
Nivel de parada de bombas	N_0	-6,62	m NTN	Referenciado con el Nivel del Terreno (NTN)
Nivel de arranque 1 bomba	N_1	-4,48	m NTN	
Nivel de arranque 2 bomba	N_2	-3,50	m NTN	

4.3 Cámara de carga

El efluente es elevado hacia una cámara de carga, que fue calculada con un tiempo de permanencia tal que no permita la sedimentación de sólidos suspendidos, pero tal que permita homogeneizar el flujo previo a las rejillas finas.

A continuación, se muestra el dimensionamiento de la cámara de carga:

Tabla 56: Dimensiones de la cámara de carga del pretratamiento.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Tiempo de permanencia máximo a Q_{max}	t_{max}	30	s	Adoptado, Normas ENOHSA
Volumen máximo de la CC	$V_{ccmax} = Q_{max} \times t_{max}$	37,40	m ³	Calculado
Altura líquida CC	h_{lcc}	2,20	m	Adoptado, en función del tirante en el canal de rejillas finas
Altura total CC con revancha	$h_{tcc} = h_{lcc} + 0,5m$	2,70	m	Calculado
Ancho CC	B_{cc}	3,50	m	Adoptado
Largo CC	L_{cc}	3,50	m	Adoptado
Volumen CC (V_{cc})	$V_{cc} = h_{lcc} \times B_{cc} \times L_{cc}$	27,00	m ³ , verifica $< V_{ccmax}$	Calculado
Tiempo de permanencia con Q_{max}	$t_r = V_{cc} / Q_{max}$	21,60	s, verifica $< t_{max}$	Calculado

Se ha diseñado un canal de transición entre la cámara de carga y las rejillas finas, para generar una convergencia entre los anchos de ambas unidades.

Tabla 57: Dimensionamiento del canal de transición entre la cámara de carga y las rejas finas.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Ancho CC	Bcc	3,50	m	Equivalente al ancho del pozo de gruesos
Ancho tabique entre rejas finas	btab	0,15	m	Adoptado, Normas ENOHSA
Ancho de rejas total	$b1 = btab \times 1 + Wc \times N^{\circ}RG$	3,15	m	Calculado
Ángulo convergencia longitudinal	Alfa	5	°	Adoptado
Longitud canal convergencia	$L = (Bcc - b1) / (2 \times \tan(\alpha))$	2,10	m	Calculado

4.4 Rejas finas

Las rejas finas son, al igual que las rejas gruesas, de limpieza automática. En este caso, la elección de este tipo de operación es debido a que el menor espacio entre los barrotes genera que se atasquen con mayor frecuencia.

Como los caudales de bombeo en la estación elevadoras fueron elegidos tal que satisfagan el caudal mínimo del año 0 y el caudal máximo horario de año 20, las rejas finas han sido diseñadas bajo los mismos caudales que las rejas gruesas.

De la misma manera que en las rejas finas, se ubicarán compuertas tanto aguas arriba como aguas abajo de las rejas para su correcta operación.

Tabla 58: Dimensionamiento de rejas finas y su canal de aproximación.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Cantidad de rejas gruesas	$N^{\circ}RG$	2	Unidades	Adoptado
Ancho total útil de reja	Wc	1,50	m	Adoptado
Espaciado entre barrotes	e	15	mm	Adoptado
Ancho de cada barrote	b	10	mm	Adoptado
Cantidad de espacios	$N^{\circ}e = (Wc + b) / (e + b)$	60	Unidades	Calculado
Cantidad de barrotes	$N^{\circ}b = N^{\circ}e - 1$	59	Unidades	Calculado
Ancho total útil de reja	$Wc = s \times (N^{\circ}b - 1) + e \times N^{\circ}b$	1,50	m	Calculado
Sección canal aproximación a Qmín	$Sc_min = Qmin / Vamin$	1,56	m ²	Calculado
Sección canal aproximación a Qmáx	$Sc_max = Qmax / Vamax$	2,49	m ²	Calculado
Tirante aproximación a Qmín	$Hv = Sc_min / Wc$	1,05	m	Calculado
Tirante aproximación a Qmáx	$Hv_max = Sc_max / Wc$	1,67	m	Calculado
Relación de espaciado entre barrotes	$E = e / e + b$	60	%	Calculado
Sección de pasaje rejas a Qmín	Ap.min	0,93	m	Calculado
Sección de pasaje rejas a Qmáx	Ap.max	1,50	m	Calculado
Atascamiento máximo	At	30	%	Adoptado

Posteriormente se verificaron las velocidades de aproximación y de pasaje, así como la pérdida de carga máxima permisible según la Tabla 45.

Tabla 59: Verificación de velocidades de aproximación y pasaje, según la Tabla 45.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Velocidad de aproximación max	Q_{max} / A_{amax}	0,50	m/s	Verifica < $V_{a.máx}$
Velocidad de aproximación min	Q_{min} / A_{min}	0,40	m/s	Verifica > $V_{a.mín}$
Velocidad pasaje max	$Q_{max} / (A_{pmax} \cdot (1-AT))$	1,19	m/s	Verifica < $V_{p.máx}$
Velocidad pasaje min	Q_{min} / A_{pmin}	0,67	m/s	Verifica > $V_{p.mín}$
Pérdida de carga máxima	$\Delta h.máx = 1,43 \times (U_{pmax}^2 - U_{amax}^2) / (2 \cdot g)$	0,085	m	Verifica < $\Delta h.máx$
Pérdida de carga mínima	$\Delta h.mín = 1,43 \times (U_{pmin}^2 - U_{amin}^2) / (2 \cdot g)$	0,021	m	Verifica < $\Delta h.máx$

En la Tabla 60, se muestra el cálculo de las dimensiones del canal donde se ubicarán las rejas.

Tabla 60: Dimensiones del canal de rejas finas.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Altura del canal	$H_{canal} = H_{v.max} + \Delta h.máx + 0.2$	1,96	m	Calculado
Lproyectada	$H_{canal} / \tan(70^\circ)$	1,27	m	Calculado
L _{canal}	$(5 \times H_{max_liq}) + L_{proyectada}$	9,60	m	Calculado
L _{canal} aproximación	$5 \times H_{max_liq}$	8,40	m	Calculado

Finalmente, se ha calculado el tamaño del contenedor de los sólidos retenidos y la frecuencia de vaciado en función de la retención de estos.

Tabla 61: Sólidos retenidos/removidos en las rejas finas y volumen del contenedor

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Sólidos retenidos	S_r	35	l/1000m ³	Adoptado, Normas ENOHS
Densidad adoptada	d	1,20	T/m ³	Adoptado, Normas ENOHS
Caudal masico Solidos año20	$Q_{Solm} = S_r \times Q_{c20} \times d$	2,32	T/día	Calculado
Caudal volumétrico Solidos año 20	$Q_{Solm} = S_r \times Q_{c20}$	1,93	m ³ /día	Calculado
Volumen del Contenedor	$VolC$	1,00	m ³	Adoptado
Frecuencia de vaciado	f_{vac}	2,00	vez x día	Adoptado

4.5 Desarenadores – desengrasadores

Los desarenadores a construir son de tipo aireados (aireación inducida) con barredores superficiales y de fondo. La inyección de aire se realiza mediante sopladores y aireadores de tipo Jet de burbuja gruesa. Para el cálculo del tratamiento de los sólidos y grasas removidos se ha considerado el caudal máximo horario del año 20 (QE20). Se tendrán 2 unidades desarenadoras idénticas, cada una diseñada para tratar el caudal máximo del año 20.

Para el diseño de los desarenadores se han tomado los lineamientos para desarenadores aireados del libro *Metcalf & Eddy*. En la Tabla 62, se muestran los parámetros de diseño de los desarenadores.

A continuación, se muestran los cálculos del diseño de los desarenadores-desengrasadores. Se proyecta construir las 2 unidades al año 0. Sin embargo, ambas unidades se han diseñado para pretratar el caudal máximo horario del año 20.

Tabla 62: Parámetros para el diseño de los desarenadores según (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Tiempo de residencia hidráulico	TPH	4	minutos	Adoptado, Entre 2 y 5
Volumen útil	$V = Q \cdot E \cdot TPH$	300	m ³	Calculado
Tirante líquido	h	3,20	m	Adoptado, Entre 2 y 5
Relación Ancho/Tirante	B/h	1,50	-	Adoptado, Entre 1:1 y 5:1
Ancho del desarenador	$B = B/h \cdot h$	4,80	m	Calculado, Entre 2,5 y 7
Largo del desarenador	$L_{\text{util}} = V/(h \cdot B)$	20,00	m	Calculado, Entre 7,5 y 20
Relación Largo/Ancho	L/B	4,10	m	Calculado, Entre 3:1 y 5:1
Altura constructiva	$h + 0,5$	3,70	m	Calculado

Por otra parte, se han diseñado y calculado 2 tolvas idénticas que recolectarán la arena y se ubicará en el primer tercio de la unidad.

Tabla 63: Dimensionamiento de la tolva de retención de arena.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Ancho superior de la tolva	$b_{\text{sup_tolva}} = B/2$	2,40	m	Calculado
Largo sup de la tolva	$L_{\text{sup_tolva}}$	3,00	m	Adoptado
Area superior	$A1 = b_{\text{sup_tolva}} \times L_{\text{sup_tolva}}$	7,20	m ²	Calculado
Ancho inferior c/ tolva	$b_{\text{inferior_tolva}}$	0,20	m	Calculado
Area inferior	$A2 = b_{\text{inferior_tolva}} \times b_{\text{inferior_tolva}}$	0,04	m ²	Calculado
Altura tolva	h_{tolva}	2,20	m	Calculado
Volumen	Vol	22,00	m ³	Calculado, utilizando una geometría de tolva rectangular

Para el cálculo de los sólidos extraídos y su tratamiento, se establece que los sólidos se extraen y tratan 1 vez cada 10 días. Se prevé la instalación de un lavador de arenas.

Tabla 64: Retención de sólidos en el desarenador aireado.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Cantidad de arena removida	R	50,0	m ³ /10 ⁶ m ³	Adoptado de Metcalf & Eddy
Remoción de arena	R x QE20	5,40	m ³ /d	Calculado
Tiempo de permanencia recomendado de arena en tolva	Tph _t	8,00	días	Adoptado de Metcalf & Eddy
Volumen generado a tratamiento (Vgs)	Vgds*TI	44,00	m ²	Calculado

Por otra parte, se estimó la masa de grasa a extraer del efluente, que se dispondrá en un contenedor de grasas para proceder a su estabilización, mediante el agregado cal, previo a su disposición final.

Tabla 65: Retención de grasas en el desarenador aireado.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Concentración media de grasa	Cg	100	mg/l	Adoptado, Normas ENOHSA
Masa diaria de grasa en el efluente	Vdg = Cg*Qc20	230,0	kg/h	Calculado
Capacidad de retención	R	80%	%	Adoptado, Normas ENOHSA
Masa diaria retenida	Vrg = Vdg*R	184,0	kg/h	Calculado

Por último, se ha calculado el requerimiento de aire para poder elegir el modelo de aireador. (Tabla 66).

Tabla 66: Cálculo de los requerimientos de aire para el desarenador aireado

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Suministro de aire	RA	0,30	m ³ /min.m	Adoptado, Entre 0,18 y 0,45, Según Metcalf & Eddy
Requerimientos de aire	RA x L	5,95	m ³ /min	Calculado
Requerimientos de aire	RA x L	331	Nm ³ /h	Calculado

Se ha elegido el aireador Gama ABS Venturi Jet (modelo 100E-CB1.5-PE40/4) de la marca Sulzer. A continuación, se muestran los cálculos asociados.

Tabla 67: Elección del modelo de aireador para el desarenador aireado

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Requerimiento de aire del sistema	RA	19	Nm ³ /h.m	Calculado
Rendimiento del aireador elegido	R _{aireador}	180	Nm ³ /h	Dato del fabricante
Distancia entre aireadores	Dist= R _{aireador} /RA	9,3	m	Calculado
Cantidad de aireadores	a=L _{útil} /Dist	2,0	Unidades	Calculado, L _{util} (ver Tabla 62)
Verificación del requerimiento de aire	a x R _{aireador}	360	Nm ³ /h	Calculado, Verifica >RA (ver Tabla 66)

4.6 Reactor biológico

El reactor biológico de lodos activos fue diseñado para operar en aireación extendida. La unidad es un tanque aireado, que opera en flujo pistón, donde los microorganismos oxidan la materia orgánica (DBO₅) disuelta. Para el dimensionamiento del tanque de aireación, se ha tenido en cuenta la carga de ingreso DBO₅, la carga de egreso y la concentración de SSML, es decir, la concentración de microorganismos presentes en el reactor. A su vez, se han considerado parámetros como la generación de lodos (Y) y la tasa de decaimiento endógeno (K_d), que determinan, luego, la cantidad de lodos biológicos a purgar.

Los reactores se diseñaron con el caudal medio del año 20 (QC₂₀) y los rangos de los parámetros de operación han sido adoptados a partir de lo especificado y recomendado en el libro (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000).

Tabla 68: Parámetros de diseño -Lodos Activos- Aireación extendida.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Concentración orgánica del líquido	S.in	370	gDBO/m ³	Ver caracterización del efluente en el Capítulo Diagnóstico
Concentración orgánica en la salida	S.out	10	gDBO/m ³	Adoptado, <40 Normativa provincial
Eficiencia en la remoción de MO	%Ef = (S.in - S.out) / S.in	97	%	Calculado, Entre 85 y 97%
Concentración sólidos suspendidos volátiles en el afluente	SSV_0	45	gSSV/m ³	Efluente no estéril
sólidos suspendidos volátiles en el reactor	SSML	5.000	g/m ³	Adoptado para aireación extendida. Entre 3.000 y 6.000 ml
Tasa de crecimiento de lodos	Y	0,80	kgssv/kg DBO	Adoptado. Entre 0,4 y 0,8
Tasa de decaimiento endógeno	K _d	0,04	1/d	Adoptado. Entre 0,04 y 0,075
Constante de saturación media	K _s	85	mg/l	Adoptado. Entre 20 y 100
Tasa de utilización de sustrato/ unidad de masa de microorganismos	K = Mu_max / Y	0,90	1/d	Adoptado. Entre 2 y 10
Tasa de crecimiento diario	Mu_max	0,72	1/d	Calculado

Se proyectan 3 reactores, el primero entrará en operación al año 0, el segundo al año 10 y el tercero al año 20, cada uno con capacidad para tratar un tercio del caudal medio del año 20.

Tabla 69: Dimensiones del reactor de lodos activos

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Cantidad de reactores		3	Unidades	Adoptado
Caudal por reactor	$Q_{un} = Q_{C20} / 3$	0,21	m ³ /s	Calculado
Volumen del reactor	$V = Q_o \cdot (S_o - S) / (\mu_{max} \cdot X \cdot S / Y \cdot (K_s + S))$	14.000	m ³	Calculado
Tirante líquido en el reactor	H	5,00	m	Adoptado
Relación Largo/Ancho	L/B	2,00		Adoptado, Normas ENOHS
Área superficial reactor	$A = V/H$	2.800	m ²	Calculado
Ancho	$B = (A/L/B)^{0,5}$	40,00	m	Calculado
Largo	$L = L/B \times B$	80,00	m	Calculado
Volumen recalculado	Vol recal	16.000	m ³	Calculado
Revancha	r	0,50	m	Adoptado

Tabla 70: Cálculo de caudales de ingreso, egreso, reciclo y purga

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de purga	$Q_p = (((\mu_{max} \cdot S) / (K_s + S)) - K_d) \cdot V \cdot X + Q_o \cdot X_o / X_p$	323	m ³ /d	Calculado
Concentración de SSV en el reciclo	$X_r = X_p$	8.000	g/m ³	Adoptado
Caudal de reciclo	$Q_r = (Q_o \cdot X + Q_p \cdot X_r) / (X_r - X)$	29.823	m ³ /d	Calculado
Caudal de salida	$Q_s = Q_o - Q_p$	18.090	m ³ /d	Calculado
Recirculación de lodos	$R = 1 / ((SSML/X_r) - 1)$	167	%	Calculado

Tabla 71: Calidad de efluente que egresa del reactor y se dirige hacia los sedimentadores secundarios.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Producción observada	$Y_{obs} = Y / (1 + K_d \cdot C)$	0,38	-	Calculado
Producción de lodos	$P_x = Y_{obs} \cdot Q \cdot (S_o - S) / 1000 \text{ g/Kg}$	2.504	Kg/d	Calculado

A su vez, se verificaron los siguientes parámetros de operación, para asegurar que las dimensiones del reactor permitan operar en aireación extendida. Estos son el tiempo de retención hidráulico, el tiempo de retención celular, la relación alimento/biomasa, la carga volumétrica y la tasa de reciclo de lodos.

Tabla 72: Verificación de parámetros operativos para operación en aireación extendida, según rangos postulados en (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Tiempo retención hidráulico	$T_{ita} = V/Q$	18,90	Horas	Calculado. Entre 12 y 36
Tiempo retención celular	$T_{ita_C} = V.X / (Q_p.X_p + Q_o.X_e)$	27,90	Días	Calculado. Entre 20 y 30
Relación alimento / microorganismo	$F/M = Q.S_o/V.X$	0,09	1/d	Calculado. Entre 0,05 y 0,15
Carga volumétrica	$CV = Q.S_o/V/1000$	0,47	KgDBO/m ³ d	Calculado. Entre 0.16 y 0.4
Tasa de reciclo	Q_r/Q	1,60	-	Calculado. Entre 0,5 y 1,5

4.6.1 Aireación en el reactor

Al tratarse de un reactor aeróbico, se debe suministrar oxígeno para que los microorganismos degraden u oxiden la materia orgánica presente en el efluente. Se prevé una aireación por medio de difusores de burbuja fina, cuyo aire será aportado por sopladores de aire de tipo lobular. Para ello, se proyectaron caños de bajada principal que desembocan en grillas de cañerías, donde se ubicarán los difusores de membrana de tipo plato (de burbuja fina).

Se prevén 2 sopladores por reactor, es decir, que se instalarán 2 al año 0, 2 año al 10 y los últimos 2 al año 20. Se prevé, adicionalmente, un soplador de back up, por etapa.

La aireación se ha dimensionado para la peor condición, es decir, para la temperatura media de verano (12°C), que es cuando la solubilidad del oxígeno en el efluente es menor.

Para el diseño, se han utilizado las ecuaciones provistas por (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000), para el cálculo del requerimiento de oxígeno (R_o) y el requerimiento de oxígeno estándar (SOR), con su correspondiente corrección por temperatura del efluente y altitud de la planta.

Tabla 73: Cálculo de la aireación del reactor

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Requerimiento de oxígeno	$RO = Q \cdot (S_o - S) / 1000 / f - 1.42 \cdot P_x$	6.641	KgO ₂ /d	Calculado
Requerimiento de oxígeno estándar	$SOR = RO / (((\beta \cdot C_{wat} - C_l) / C_s) \cdot 1,024 \cdot (T - 20)^\alpha)$	9.942	KgO ₂ /Kw.d	Calculado
Requerimiento de oxígeno estándar	SOR	7.797	Nm ³ /h	Calculado
Factor de conversión entre salinidad y tensión superficial	β	1		Adoptado
Solubilidad del agua a 0°C	C _{wat} (12°C)	10,82	mg/l	Tabulado en tablas de solubilidad de O ₂ en agua.
Corrección por altitud para 8 m	v _C	99	%	Tabulado en tablas de calibración presión atmosférica por altitud
Concentración de saturación de oxígeno disuelto para el agua residual a T° y altura msnm	$C_{wat} = C_{wat}(12^\circ C) \cdot v_C$	10,71	mg/l	Calculado
Concentración de oxígeno en condiciones de funcionamiento	C _l	2	mg/l	Adoptado
Concentración de oxígeno saturado en agua limpia y a 20°C y 1 atm	C _s	9,17	mg/l	Adoptado
Temperatura del efluente en el reactor	T	12	°C	Adoptado, peor condición de temperatura.
Factor de conversión de transferencia de O ₂ para agua residual	α	0,85	-	Adoptado. Entre 0,8 y 0,85

A partir del requerimiento de oxígeno estándar calculado, se eligieron difusores y sopladores del fabricante Repicky.

Para los difusores de burbuja fina se ha optado por el modelo RG-300.

Tabla 74: Cálculo de la cantidad y elección del modelo de difusor.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de aire por difusor	Q _{dif}	5	Nm ³ /h	Dato Fabricante Repicky
Cantidad mínima de difusores	SOR/Q _{dif}	1.559	Unidades	Calculado
Densidad de difusores	p	0,54	dif/m ²	Adopto
Área del reactor	A = V/H	2.800	m ²	Calculado. Ver Tabla 69
Cantidad de difusores	#dif = A/p	1.560	Unidades	Calculado
Eficiencia de transferencia de oxígeno del difusor	SOTE	6,6	%/m	Dato Fabricante Repicky
Caudal de oxígeno	QO ₂	777	KgO ₂ /h	Calculado. Verifica ser mayor a SOR

Se han seleccionado 2 sopladores del modelo RT2542/500mbar/Q= 1542m³/h. Se adoptó este arreglo para que los sopladores no operen al máximo de su capacidad y así alargar la vida útil de los equipos. A continuación, se muestran los cálculos para la elección de los sopladores.

Tabla 75: Cálculo de la cantidad y elección del tipo de soplador.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de aire	QO2/0,280KgO2	2.774	m ³ /h	Calculado en Tabla 73
Presión (mbar)	MCA*98	490	mbar	Pasaje de unidades
Cantidad de sopladores por reactor	Nº Sop	2	Unidades	Adoptado
Caudal necesario mínimo que debe entregar cada soplador	Qsop=QO2/Nº Sop	1.488	m ³ /h	Calculado

Para el cálculo de las cañerías de aire se tomó como referencia el capítulo 10.2 de (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000), acerca de selección y diseño de instalaciones físicas para el proceso de fangos activados. En línea con ello, se proyectaron cañerías troncales y secundarias en función de la ramificación y la llegada al reactor biológico. De esta manera, quedaron definidos los diámetros de las cañerías de distribución de aire.

Tabla 76: Cálculo de las tuberías de distribución de aire troncal y secundarias.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de aire	QA	2.976	m ³ /h	Calculado en Tabla 75
Diámetro nominal	DN	300	mm	Adoptado
Área de conducción	Sup = ($\pi \cdot D_{int}^2$)/4	0,07	m ²	Calculado
Velocidad de conducción de aire	vA = QA / Sup	11,69	m/s	Calculado

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de aire	QA	1.488	m ³ /h	Calculado en Tabla 75
Diámetro nominal	DN	200	mm	Adoptado
Área de conducción	($\pi \cdot D_{int}^2$)/4	0,03	m ²	Calculado
Velocidad de conducción de aire	vA = QA / Sup	13,16	m/s	Calculado

4.7 Sedimentadores secundarios

Los sedimentadores secundarios diseñados para este proyecto son de tipo circular radial con barredores de superficie. Para tratar el caudal de diseño del año 20, se han proyectado 6 sedimentadores. Sin embargo, 5 sedimentadores serán capaces de tratar la totalidad del caudal del año 20, para poder sacar de funcionamiento 1 sedimentador en caso de mantenimiento o limpieza.

Para el diseño de los sedimentadores, se tuvo en cuenta la temperatura media mínima del efluente, a la que se le asocia una carga superficial de diseño, que se haya tabulada en

bibliografía. En este caso, se tomaron los valores de diseño de las Normas ENOHSA (ENOHSA, 1993) y de (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000). Los parámetros seleccionados se muestran a continuación en la Tabla 77.

Tabla 77: Parámetros de diseño para los sedimentadores secundarios.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Q recirculación máximo	$QR20 = R \cdot QC20$	1,35	m ³ /s	Calculado
Q total del año 20	$Q_{tot_20} = QD20 + QR20$	2,18	m ³ /s	
Carga superficial (Qmed) teórica	Cs_med	14	m ³ /m ² d	Según Normas ENOHSA para SSV > 4.500 mg/l
Carga superficial (Qmax) teórica	Cs_max	25	m ³ /m ² .d	Adoptado de Normas ENOHSA
Temperatura media mínima del líquido	T	0	°C	Adoptado. Se diseña para la peor condición de temperatura
Factor de corrección por temperatura	$FT = 1.82 \cdot e^{(-0.03 \cdot T)}$	1,82	-	Calculado
Carga superficial corregida xT Qmax	Cs_max/FT	13,74	m ³ /m ² d	Calculado
Carga superficial corregida xT Qmed	Cs_med/FT	7,69	m ³ /m ² d	Calculado
Velocidad del barredor	Vb	40	mm/s	Adoptado

Para la modulación de esta unidad se consideraron 2 unidades sedimentadoras para el año 0, 2 para el año 10 y 2 para el año 20, ya que, entre las 6 unidades, suman el caudal del año 20. A continuación, se exponen los cálculos del diseño de los sedimentadores.

Tabla 78: Diseño de los sedimentadores secundarios

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Cantidad de sedimentadores secundarios	N°SS	5	Unidades	Adoptado
Caudal máximo por cada sedimentador	$Q_{un} = QD20 / N^{\circ}SS$	0,17	m ³ /s	Calculado
SSV reactor biológica	Xssv	5.000	mg/l	Adoptado
SSV / SST		0,80	-	Adoptado
SST	Xsst	6.250	mg/l	Calculado
Área superficial para caudal máximo	$As_{m\acute{a}x} = Q_{m\acute{a}x} / Cs$	1.045	m ²	Calculado
Carga de sólidos para Qmax	$(Q + Q_r) \cdot X / As_{m\acute{a}x} / 1000 / 24$	9,37	KgSS/m ² h	Calculado. Verifica < 9,8 kgSS/m ² h
Recirculación	Qr/Q	1,62		Calculado
Caudal de recirculación con Qmax	Qr_max	0,27	m ³ /s	Calculado
Qmed por cada sedimentador	$QC20 / N^{\circ}SS$	0,13	m ³ /s	Calculado
Área superficial para Qmed	$As_{med} = Q_{med} / Cs_{med}$	1.436	m ²	Calculado
Carga de sólidos para Qmed	$(Q + Q_r) \cdot X / As / 1000 / 24$	5.25	KgSS/m ² h	Calculado. Verifica entre 3,9 y 5,9 kgSS/m ² h

Caudal de recirculación con Q_{med}	$Q_{r_med} = Q_{un} * Q_r / Q_{C20}$	0,21	m ³ /s	Calculado
---------------------------------------	---------------------------------------	------	-------------------	-----------

Se ha calculado el IVL (índice volumétrico de lodos) que, junto con el tiempo de permanencia hidráulico (tph), definen las diferentes alturas del sedimentador (agua clara, separación de lodos, acumulación y espesado).

Tabla 79: Dimensiones del sedimentador, con diferenciación de zonas (agua clara, separación de lodos, acumulación y espesado).

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Diámetro	D	43	m	calculado
Índice volumétrico de lodos	IVL max	75	ml/g	máximo 125 mg/l
Índice volumétrico de lodos diluido	IVLdil	76	ml/g	
Tiempo de permanencia	Tph	1,50	h	>1,3 Hs para SSV mayores a 4500 mg/l
Agua clara	H1	0,50	m	adoptado
Separación de lodos	H2	1,43	m	calculado
Acumulación	H3	2,14	m	calculado
Espesado / zona de fangos	H4	1,11	m	calculado
Tirante líquido paredes rectas	Hu	4,07	m	Verifica >2,5 m
Volumen zona paredes rectas	V_recto	5.845	m ³	calculado

Al tratarse de una unidad que se vale de la estanqueidad o baja turbulencia en el flujo para promover la sedimentación de sólidos y/o flotación de grasas, su ingreso debe ser diseñado de tal forma que garantizar un gradiente que cumpla con dichas características, para no romper los flocs generados por los microorganismos en el reactor.

4.7.1 Ingreso al sedimentador

El licor mezcla ingresa al sedimentador secundario por medio de una campana perforada cuya altura comprende la zona 1 y 2 del sedimentador. El diámetro mínimo de la campana debe ser de 1 metro, por lo que se elige 1,5 metros, y se calcula el perímetro de ingreso. La distancia entre agujeros se calcula a partir de la altura útil, que corresponde a la altura de las zonas 1,2 y 3. De esta manera, se obtiene una cantidad total de 6 agujeros de radio 0,2 metros, que verifica un gradiente comprendido entre 15 y 20 1/s. Dicho gradiente garantiza mantener la estructura de los flocs y promover su separación por sedimentación.

Tabla 80: Ingreso del licor mezcla al sedimentador secundario, por campana deflectora.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
H disponible para placa	H_placa	1,90	m	H1 + H2
Perímetro de la campana de distribución central	$p = \pi * 1.5m$	3,10	m	Adopto >1m
Distancia entre agujeros	Hu/6	0,68	m	Calculado
Distancia Agujeros con la pared	Hu/12	0,34	m	Calculado

Cantidad de agujeros a lo largo del perímetro	$P = \text{Perímetro}/(H_u/6)$	4	m	Calculado
Cantidad de agujeros en la altura	$h = H_{\text{placa}}/(H_u/6)$	2	m	Calculado
Cantidad total de agujeros	$\text{Cant} = p/h$	7	Unidades	Calculado
Caudal por cada agujero	$Q_o = Q_{un}/\text{Cant}$	0,024	m ³ /s	Calculado
Radio de orificio propuesto	r	0,200	m	Adopto
Coefficiente de Manning	n	0,015	1/s	Adopto
Gradientes en orificios	G	18,22	1/s	Calculado. Entre 15 y 20
Área placa de ingreso (Área de pasaje máx.)	$A_{\text{placa}} = 0,5 \times H_{\text{placa}} \times p$	3,00	m ²	Calculado
Sección efectiva de ingreso del efluente	$A_{\text{agujero}} \times \text{cant de agujeros}$	0,88	m ²	Verifica ser menor a la sección de pasaje máxima

4.7.2 Espesamiento y salida de lodos

Posteriormente, se diseñó la tolva o zona de espesamiento de los lodos y la microtolva. En la primera, se espesan los lodos y son arrastrados por un barredor de fondo hacia la microtolva, con un grado de inclinación de 60 grados para lograr que los lodos se desplacen por gravedad hacia la salida. Es de destacar que se calculó la altura de la zona de lodos y verifica ser mayor que la altura mínima obtenida por medio de la IVL en la Tabla 79.

Tabla 81: Cálculo y diseño de la zona de espesamiento y de la microtolva.

Zona de espesamiento				
Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Área superficial del sedimentador	$A_s = \pi D^2/4$	1.436	m ²	Calculado
Diámetro inferior	$D_{\text{inf}} = D/12$	3,60	m	Calculado
Área inferior de la tolva	$A_{\text{inf_tolva}} = \pi(D_{\text{inf}})^2/4$	10	m ²	Calculado
Inclinación (rad)	β	0,12	m	Adoptado. Entre 5 y 10 grados porque tiene barredor
Altura de la Tolva	$h_{\text{tolva}} = \tan(\beta) \times ((D - D_{\text{inf}})/2)$	2,40	m	Calculado. Verifica mayor a Hespelado (H4), ver Tabla 79
Volumen tolva	V_{mtolva}	1.256	m ³	Calculado, geometría troncopiramidal
Microtolva				
T descarga	T_d	1,50	h	Adoptado
Área superior de la microtolva	$A_{\text{sup_mtolva}}$	10	m ²	Calculado, equivalente al área inferior de la zona de espesamiento
Área descarga microtolva	$S_{dp} = (A_s/4850 \times T_d) \times H_u^{0,5}$	0,40	m ²	Calculado
Diámetro base de la microtolva	D_{base}	0,70	m	Adopto tal que $D_{\text{base}} > 0,6\text{m}$
Angulo	α	0,79	m	Adoptado, entre 50° a 60°
Altura de la tolva	$H_{\text{microtolva}} = \tan(\alpha) \times ((D_{\text{inf}} - D_{\text{base}})/2)$	1,45	m	Calculado
Volumen microtolva	V_{mtolva}	5,88	m ³	Calculado, geometría troncopiramidal

La salida de los lodos se divide entre los lodos que se recirculan al reactor y los lodos que se purgan. La remoción de lodos que se realiza en esta unidad es la siguiente:

Tabla 82: Remoción de lodos en el sedimentador secundario.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Masa SST a remover	$P_x / \text{SSV/SST}$	3.130	kgSST/d	Calculado
Concentración SSV en el sedimentador	$X_r / \text{SSV/SST}$	10	kgSST/m ³	Calculado
Caudal de lodos a remover	$Q_p = m\text{SST} / X_r$	323	m ³ /d	Calculado

4.7.3 Salida del clarificado

La salida del efluente clarificado se realiza por la parte superior del sedimentador, por rebalse en vertederos tipo Thompson ubicados en el perímetro de la unidad. A continuación, en la Tabla 83, se muestra el cálculo de la salida del efluente clarificado.

Tabla 83: Salida del efluente clarificado por vertederos tipo Thompson.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Tirante en el vertedero	h	0,05	m	Adoptado
Caudal en c/ vertedero	$q = 1.34.H^{2.47}$	8,20E-04	m ³ /s	Calculado
Cantidad de vertederos necesarios	$n = Q/(q.N)$	202	Un.	Calculado
Recalculo q	$Q = Q_{un}/n$	8,20E-04	m ³ /s	Q_{un} = caudal que ingresa a un sedimentador
Altura del vertedero	$h_t = 2xh$	0,10	m	Calculado
Ángulo del vertedero con la vertical	Alfa	0,79	rad	Adoptado. Equivale a 45 grados
Ancho del vertedero	$W_v = \tan(\text{alfa}) \cdot h_t^2$	0,20	m	Calculado
Altura de revancha	h_r	0,15	m	Adopto
Largo mínimo total canaleta sin espaciado	$L_{min} = W_v \cdot n$	40	m	Calculado
Espaciado entre vertederos	$S = ((\pi \cdot D) - L_{min})/n$	0,47	m	Calculado

4.8 Salida del efluente clarificado – Canaleta Parshall

El efluente clarificado, que egresa de cada sedimentador, se transportará mediante tuberías PRFV DN 400 mm hasta una cámara unificadora de caudal, que además tendrá la función de cámara de inspección donde se podrán tomar muestras y proceder al control de calidad del efluente tratado. De dicha cámara se proyecta una cañería PRFV DN 1000 mm, que desemboca en un canal previo a la canaleta Parshall. Por medio de esta unidad, es posible medir el caudal tratado por la planta para luego volcar en bocas de registro interconectadas, que llevan efluente hacia un emisario submarino existente, que descarga al mar.

Para el diseño de la canaleta Parshall, se ha utilizado la siguiente **Figura 69** y la Tabla 84.

Tabla 84: Elección de canaleta Parshall según rango de caudales. Fuente: Ingenieros Asociados Control SL.

Ancho de Garganta W		Caudal Q (l/s)	
pulg	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
1 1/2'	45.7	4.25	696.2
2'	61.0	11.89	936.7
3'	91.5	17.26	1426.3
4'	122.0	36.79	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	200.0	5660.0

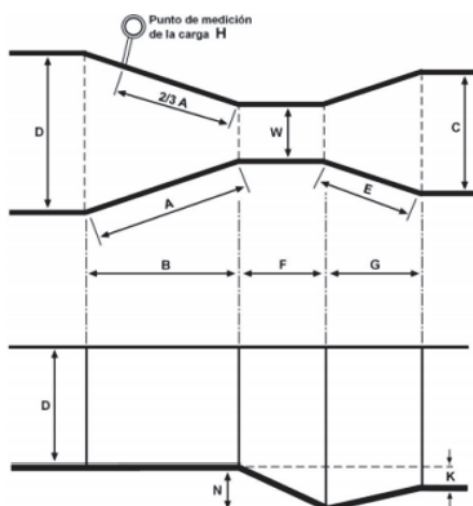


Figura 69: Dimensiones de una canaleta Parshall. Fuente: Ingenieros Asociados de Control SL.

Tabla 85: Valores típicos de las dimensiones de una canaleta Parshall. Fuente: Ingenieros Asociados Control SL.

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Luego, en función de la **Figura 69**, la Tabla 84 y la Tabla 85, se han obtenido los siguientes valores para las dimensiones de la canaleta Parshall.

Tabla 86: Dimensiones de las canaletas Parshall.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por canaleta parshall	Qparshall	831	l/s	Caudal que llega a la canaleta
Ancho de garganta	W	61	cm, equivale a 2''	Adoptado, Tabla 84
Caudal mínimo	Qmin parshall	11,89	l/s	Adoptado, Tabla 84
Caudal máximo	Qmax parshall	936,7	l/s	Adoptado, Tabla 84
Largo total	B+F+G	302	cm	Calculado
Ancho antes de garganta	D	120,7	cm	Adoptado, Tabla 84
Ancho después de garganta	C	91,5	cm	Adoptado, Tabla 85

La legislación provincial referida al vuelco al mar no considera la necesidad de desinfección a la salida de la planta, por lo que se omite la cámara de cloración. (**Ver los parámetros de vuelco en el Capítulo 1: Diagnóstico**).

4.8.1 Emisario submarino

Una vez colectado el efluente, se dispone del mismo a través de un conducto enterrado tipo emisario submarino PEAD Clase 10 DN 1000 mm, con una longitud de 1200 metros, que ya se haya construido en la zona. Esta longitud surge del análisis de las mareas históricas de Río Grande, y el perfil batimétrico en la costa más cercana donde se ubica la planta, de manera de asegurar que la pluma de difusión de líquido no entre en contacto con la línea de costa en ningún caso (DPOSS, Resolución 1044/2021).

4.9 Estación de recirculación

Para el diseño de la estación elevadora se han tenido en cuenta los lineamientos del capítulo 10 de las Normas ENOHSA, acerca de estación de bombeo. Se proyectaron 2 bombas en una configuración 2+1 (dos operativas y otra en reserva alternándose). El dimensionamiento se basó en el caudal de recirculación del año 20 (QR20), que proviene de multiplicar el QE20 por la tasa de reciclo de lodos. Mientras que la altura de impulsión se proyectó tal que llegue a la altura de ingreso de los reactores biológicos.

Tabla 87: Selección de la bomba de tipo sumergible.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Altura de fricción cañerías y accesorios	Hf	2,0	m	Calculado
Altura geométrica o desnivel	Hgeom	1,1	m	Adoptado
Altura total	Ht= Hgeom+Hf	3,1	m	Calculado
Caudal nominal de cada bomba para Ht	Qb20 / bombas activas	0,7	m³/s	Calculado
Bomba seleccionada	Xylem= PL 7065/705 3~ 1030			Modelo elegido
Caudal 1 bomba funcionando a nivel inferior (Q1)	curva de la bomba	0,734	m³/s	Fabricante
Caudal bombeo año 20 real (Qb20)	curva de la bomba	1,340	m³/s	

Se diseñó la cámara considerando el número de bombas en funcionamiento proyectado para el año 20. Se dimensionó la cámara de aspiración de manera que respete la frecuencia máxima de arranques por hora establecida por el fabricante, con un intervalo mínimo entre arranques que no comprometa la vida útil de las bombas, que cumpla con la sumergencia mínima de estas y con el tiempo máximo de permanencia hidráulica del efluente en la cámara.

Con base en estos criterios, se ha previsto que una bomba opere de manera individual hasta alcanzar el volumen V1 (Tabla 88); una vez superado este volumen, se activará la segunda bomba para operar en conjunto.

Tabla 88: Diseño de la cámara de aspiración

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Frecuencia máx admisible arranques por hora	fmax	15	a/h	Fabricante
Volumen útil para el ciclo de 1 bomba	$V1 = 1.15 \times (Q1 / 4 \times fmax)$	50,65	m³	Método Pincince
Volumen adicional para el ciclo de 2 bombas	$V2 = 1.15 \times 0.4 \times V1$	23,30	m³	Método Pincince
Volumen útil total de la cámara húmeda	Vt= V1+V2	73,94	m³	Sumatoria de volúmenes
Sumergencia mínima de la bomba	Hf	1,00	m	Fabricante: mínimo 535 mm
Volumen de fondo	Vf= Hf x S	17,50	m³	-
Tiempo máximo de permanencia hidráulica	tymax	8	Min.	Verifica<30 min

Luego, a partir del volumen y la altura de sumergencia de mínima, se obtuvieron las dimensiones de la cámara.

Tabla 89: Dimensiones de la cámara de aspiración.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Largo real	B	5,00	m	Adoptado en función de las dimensiones de las bombas
Ancho real	L	3,50	m	
Área líquida real	S = L x b	17,50	m²	Calculado

Por último, con el volumen del pozo establecido y los volúmenes útiles para las bombas 1 y 2 se obtuvieron las alturas de operación del sistema, mientras que la altura de parada de bombas se obtuvo del fabricante.

Tabla 90: Alturas de operación del sistema, donde NTN significa nivel del terreno natural.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Altura de parada de bombas	h0	1,20	m	Adoptado
Altura de arranque 1 bomba	$h1 = V1 / S$	2,89	m	Calculado
Altura de arranque 2 bomba	$h2 = V2 / S$	1,33	m	Calculado
Nivel de parada de bombas	N0	-1,39	m NTN	Referenciado al NTN
Nivel de arranque 1 bomba	N1	-0,19	m NTN	
Nivel de arranque 2 bomba	N2	1,14	m NTN	

4.10 Espesamiento de lodos secundarios por flotación

El flotador de lodos secundarios a instalar es de tipo circular con barredores de superficie y de fondo. Para su diseño se tuvo en cuenta la masa de sólidos que ingresa a la unidad. Luego, con la carga de sólidos, se obtuvo el área superficial. Para el diseño se utilizaron las Normas ENOHSA (ENOHSA, 1993) y (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000). Los parámetros de diseño se observan en la Tabla 91 y el dimensionamiento de la unidad en la

Tabla 92:

Tabla 91: Parámetros de diseño del Espesador por flotación de lodos biológicos

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Masa de SST en lodos del Sedario	$Mss = Q_{purga} \cdot X_p / (SSV / SST)$	3.230	kgSST/d	Calculado
Carga superficial en masa de sólidos	Cs	5	kgSS/m ² .h	Adoptado, Normas ENOHSA

Tabla 92: Dimensionamiento del espesador de barros por flotación

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Área superficial del flotador	$As = Mss / Cs$	67	m ²	Calculado
Carga hidráulica	$Ch = Q_{purga} / As$	0,2	m ³ /m ² .h	Verifica <5 m ³ /m ² .h
Diámetro del flotador	$D = \text{raiz}(As \cdot 4 / \pi)$	9	m	Calculado
Tiempo de residencia hidráulico	Tph	0,7	h	Adoptado <3 horas
Volumen del flotador	$Vol = Q_{purga} \cdot Tph$	226	m ³	Calculado
Tirante hidráulico	$Ht = Vol / As$	3,4	m	Calculado. Verifica entre 2 y 4 metros

Para que el equipo funcione, previamente se deben presurizar los lodos (saturándolos de aire) en un tanque, para luego, al liberar la presión en el flotador, los lodos sobresaturados

liberen burbujas de aire que los elevan a la superficie de la unidad de flotación. El diseño del tanque presurizador de lodos se muestra en la Tabla 93.

Tabla 93: Cálculo del tanque de presurización de lodos.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Relación aire/Sólidos para lodos secundarios	A/S	0,008	ml/mg	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Solubilidad del aire en agua a 0°C	sa	29,2	ml/l	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Fracción de saturación	f	0,7		Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
SST en el reciclo o purga	Xr	10.000	mg/l SST	Calculado
Presión de trabajo	Pt	4,44	atm	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Tiempo de residencia en tanque de presurización	Tr	2	min	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Volumen tanque de presurización de lodos	$V_{tq} = Q_{purga}/Tr$	0,45	m ³	Calculado
Altura líquida del tanque	htq	0,80	m	Adoptado
Diámetro del tanque	$D_{tq} = \text{raiz}(V_{tq}/htq \cdot 4/\pi)$	0,85	m	Calculado

A continuación, en la Tabla 94, se muestra la eficiencia de espesamiento de la unidad y las características del lodo que egresa de esta.

Tabla 94: Remoción y características de los lodos espesados por flotación.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Eficiencia de remoción de sólidos	E	85	%	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Carga de sólidos flotados o removidos	$SST_{remov} = M_{ss} \cdot E$	2.746	KgSST/d	Calculado
Porcentaje de SS en el lodo flotado	p%	4	%m/m	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Densidad de lodos flotados	Df	1.025	Kg/m ³	Adoptado, (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000)
Caudal de sólidos flotados	$Q_f = SST_{remov}/P\%D_f$	67	m ³ /d	Calculado

Y el clarificado del flotador retorna a la cámara partidora 1. En la siguiente tabla se muestran sus características:

Tabla 95: Características del clarificado luego de la flotación de lodos secundarios.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de sobrenadantes	$Q_s = Q_{Purga} - Q_f$	256	m ³ /d	Calculado
Carga de sólidos (totales-flotados)	$C_{sf} = C_{ss} - S_{STremov}$	485	KgSS/d	Calculado
Concentración de sólidos	$CLS = C_{sf}/Q_s$	1,90	Kg/m ³	Calculado

4.11 Deshidratación de lodos

Para la deshidratación de lodos se ha optado por un filtro banda del fabricante Teknofanghi Monobelt, modelo NP08C, que opera en un rango de caudales de 2 a 8 m³/h. Se prevé una humedad del lodo deshidratado a la salida de alrededor del 80%.

Tabla 96: Parámetros para la elección del Filtro Banda

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Eficiencia de retención de sólidos	ef	95	%	Según fabricante
Porcentaje m/m de sólidos	%sol	20	%	Según fabricante
Caudal de lodos flotados	Q_f	2,8	m ³ /h	Se elige el modelo que opera de 2 a 8 m ³ /h
Carga de sólidos flotados	$S_{STremov}$	2.746	KgSST/d	Calculado en la Tabla 94
Masa de sólidos en lodo deshidratado	$M_{sdh} = S_{STremov} * ef$	2.608	KgSST/d	Calculado
Densidad del lodo deshidratado	D_{ldh}	1.060	Kg/m ³	Adoptado, fabricante
Volumen de lodo deshidratado	$V_{LDH} = M_{sdh}/(\%sol.D_{ldh})$	12,3	m ³ /d	Calculado

Posteriormente, los lodos se acumulan por un rango de tiempo de aproximadamente 2 días para finalmente ser estabilizados con cal. El tratamiento trabajará en discontinuo por 8 horas cada 2 días. A continuación, se ilustra el dimensionamiento del silo acumulador de lodos deshidratados.

Tabla 97: Dimensiones del silo acumulador de lodos deshidratados

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Cantidad de tanques	1	1	Unidad	Adoptado
Tiempo de almacenamiento	trh	2	d	Adoptado
Volumen del almacenador de lodos deshidratados	$V_{ldh} = trh * V_{LDH}$	25	m ³	Calculado
Altura del silo	h	5,0	m	Adoptado
Área del silo	A_s	4,9	m ²	Calculado
Diámetro del silo	d	2,5	m	Calculado

4.12 Estabilización con cal

La última fase del tratamiento de los lodos biológicos es la estabilización. En este caso, debido al clima frío, un digestor no es la mejor opción para estabilizar los lodos, por ello se optó por una estabilización química con cal.

Una vez acumulados los lodos por 2 días en un silo, se tiene la cantidad suficiente para tratarlos en un tratamiento discontinuo con cal viva, que consta de un dosificador de cal viva, que junto con los lodos deshidratados se mezclan en un transportador de tornillo inverso (mezclador especial para lodos). La dosis de cal es 0,3 Kg Cal/Kg sólidos y teniendo en cuenta la cantidad de sólidos deshidratados a estabilizar, la cantidad de cal a adquirir 23.472 Kg de cal del mes, lo que equivale aproximadamente a 940 bolsones de 25 Kg de insumo.

Una vez estabilizados los lodos, se los acumula en un contenedor. Es de mencionar que, mediante la estabilización con cal, se obtienen biosólidos de tipo B, que puede ser utilizados en parquización y obras de vialidad del municipio, con la finalidad de otorgarles un destino sustentable.

4.13 Hidráulica de la planta de tratamiento

El cálculo hidráulico de la planta se ha dividido en 2 partes: interconexiones entre unidades y unidades específicas o estaciones elevadoras, de forma de establecer para cada una el marco teórico que se utilizan para calcular las pérdidas de carga en todo el tratamiento.

4.13.1 Interconexiones

Para el cálculo y dimensionamiento de las interconexiones de la planta de tratamiento de efluentes, primero se han implantado las unidades dentro de la parcela elegida, y a partir de este arreglo, se ha obtenido la longitud de los tramos de cañería que definirá posteriormente las pérdidas de carga en los conductos. A su vez, para el cálculo de la pérdida de carga de han tenido en consideración el material, espesor y bifurcaciones de los conductos, verificando la velocidad permitida de escurrimiento en tuberías (comprendida entre 1 y 1,8 m/s).

4.13.1.1 Línea líquida

Para la línea líquida se han elegido conductos PRFV Clase 6, considerando la magnitud de caudales que deben ser transportados y la conveniencia económica del PRFV por sobre otros materiales, como así también su resistencia química para transportar efluente cloacal.

4.13.1.1.1 Cañería cámara partidora N°1 a Reactores biológicos

A la salida del desarenador, se colocará una cámara partidora que dividirá el caudal en 3, por lo que se colocarán 3 conductos hacia los reactores biológicos.

Tabla 98: Cálculo del conducto desde cámara partidora N°1 a Reactores biológicos

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal máximo año 20	QE20	1,25	m³/s	-
N° de bifurcaciones	N°bif	3	und	-
Caudal por cañería	Qb20/N°bif	0,42	m³/s	-
Diámetro adoptado	Dint	699.60	mm	Fabricante Flowtite, PRFV Clase 6
Área de conducción	$A=(\pi \cdot D_{int}^2)/4$	0,38	m²	-
Velocidad	$v = Q/A$	1,08	m/s	-

Luego, se calculó la pérdida de carga en el conducto utilizando la fórmula de Hazen-Williams para conductos a presión considerando un coeficiente de rugosidad $C=140$ (PRFV), y teniendo en cuenta la longitud del conducto y accesorios para su instalación (Ecuación 14 y Ecuación 15).

$$H = H_t + \left(\sum_i \frac{L_i}{(0,279 * C)^{1,852} D_i^{4,871}} \right) * Q^{1,85}$$

Ecuación 14: Pérdida de carga en cañerías según el modelo de Hazen-Williams. L_i : largo de la tubería, C : coeficiente de Hazen-Williams del material, D_i : diámetro interno de la cañería y Q : caudal de diseño.

$$H_f = K * \frac{Q^2}{C}$$

Ecuación 15: Pérdida de carga por accesorios según el modelo de Hazen-Williams. K : constante de fricción del accesorio, Q : caudal de diseño y C : coeficiente de Hazen-Williams del material.

En la Tabla 99, se han volcado los valores de pérdida de carga para el conducto que transporta el efluente desde los desarenadores hacia los reactores biológicos.

Tabla 99: Pérdida de carga en el conducto desde cámara partidora N°1 a Reactores biológicos

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por línea	QE20/3	0,42	m³/s	
Diámetro de la cañería	Di	0,6	m	Adopto
Longitud de la cañería	L	30	m	Adopto, en función de aspectos constructivos
Pérdida localizada embocadura	Delta h	0,01	m	$k = 0.5$
Pérdida cañería	Delta h	0,06	m	Fórmula Hazen-Williams $C=140$
Pérdida accesorios	Delta h	0,03	m	$k = 0.4$
Pérdida desembocadura	Delta h	0,03	m	$k = 1$
Pérdida total	Delta h	0,13	m	

4.13.1.1.2 Cañería reactor biológico a Cámara partidora N°2

Luego de los 3 reactores biológicos, se proyectó una cámara partidora de caudal, donde confluirá el caudal proveniente de cada reactor, y se dividirá en 6 conductos, que se proyectan hacia los sedimentadores secundarios.

Tabla 100: Cálculo del conducto desde el Reactor biológico hacia la Cámara partidora N°2

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de diseño año 20	$Q_{d20} = Q_{E20} + Q_{R20}$	0,56	m³/s	Del reactor sale el caudal QE20 sumado al caudal de reciclo QR20
Caudal por cañería	Q_{d20}	0,56	m³/s	Dato
Diámetro adoptado	D_{int}	799,2	mm	Adopto, fabricante flowtite, PRFV Clase 6
Área de conducción	$A = (\pi \cdot D_{int}^2) / 4$	0,50	m²	
Velocidad	$v = Q/A$	1,11	m/s	Verifica velocidad en cañerías

Se ha calculado la pérdida de carga, considerando la cantidad de accesorios necesarios para el correcto funcionamiento de la planta.

Tabla 101: Pérdida de carga en el conducto desde el reactor biológico hacia la cámara partidora N°2

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	Q	0,56	m³/s	-
Diámetro de la cañería	D_i	799,2	mm	Adopto fabricante
Longitud de la cañería	L	50	m	Adopto, en función de aspectos constructivos
Pérdida localizada embocadura	Δh	0,02	m	$k = 0.5$
Pérdida cañería	Δh	0,09	m	Fórmula Hazen-Williams $C=140$
Pérdida accesorios	Δh	0,03	m	$k = 0,4$
Pérdida desembocadura	Δh	0,04	m	$k = 1$
Pérdida total	$\Delta h \text{ total}$	0,18	m	-
Tirante en cámara partidora	$H_{cámara}$	2,57	m	-

4.13.1.1.3 Cañería: Cámara partidora N°2 a Sedimentadores secundarios

A la salida de cámara partidora, se proyectaron 6 conductos hacia los sedimentadores secundarios.

Tabla 102: Cálculo del conducto desde la Cámara partidora N°2 hacia los Sedimentadores secundarios

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de diseño	Q_d	0,56	m³/h	
N° de bifurcaciones	$N^{\circ}bif$	6	Unidades	2 sedimentadores por reactor
Caudal por cañería	$Q_{b20}/N^{\circ}bif$	0,09	m³/h	
Diámetro adoptado	D_{int}	315	mm	Adopto, fabricante flowtite, PRFV Clase 6
Área de conducción	$A = (\pi \cdot D_{int}^2) / 4$	0,08	m²	
Velocidad	$v = Q/A$	1,19	m/s	Verifica velocidad en cañerías.

Se ha calculado la pérdida de carga, considerando la cantidad de accesorios necesarios para el correcto funcionamiento de la planta.

Tabla 103: Pérdida de carga en el conducto desde la Cámara partidora N°2 hacia los Sedimentadores secundarios

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	Q	0,09	m³/h	-
Diámetro de la cañería	Di	315	mm	Adopto fabricante
Longitud de la cañería	L	80	m	Adopto, en función de según aspectos constructivos
Perdida localizada embocadura	Delta h	0,01	m	k = 0.5
Perdida cañería	Delta h	0,08	m	Fórmula Hazen-Williams C=140
Pérdida accesorios	Delta h	0,01	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	0,01	m	k = 1
Pérdida total	Delta h total	0,09	m	-

4.13.1.1.4 Cañerías: Sedimentador secundario a Cámara de salida

A la salida de cada sedimentador secundario, el efluente clarificado se transporta mediante un conducto en dirección a la canaleta Parshall de salida.

Tabla 104: Cálculo del conducto desde el sedimentador secundario hacia la cámara de salida (unificadora de caudal)

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal máximo año 20 (QD20)	QD20	0,83	m³/h	-
N° de bifurcaciones	N°bif	6	Unidades	-
Caudal por cañería	Qb20/N°bif	0,14	m³/h	-
Diámetro adoptado	Dint	315	mm	-
Area de conducción	$A=(\pi \cdot D_{int}^2)/4$	0,08	m²	Adopto, fabricante Flowtite, PRFV Clase 6
Velocidad	$v = Q/A$	1,78	m/s	-

Se ha calculado la pérdida de carga, considerando la cantidad de accesorios necesarios para el correcto funcionamiento de la planta.

Tabla 105: Pérdida de carga en el conducto desde el sedimentador secundario hacia la cámara de salida (unificadora de caudal)

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	Q	0,14	m³/h	-
Diámetro de la cañería	Di	315	mm	Adopto fabricante
Longitud de la cañería	L	50	m	Adopto, en función de según aspectos constructivos
Perdida localizada embocadura	Delta h	0,006	m	k = 0,5
Perdida cañería	Delta h	0,12	m	Fórmula Hazen-Williams C=140
Pérdida accesorios	Delta h	0,01	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	0,01	m	k = 1
Pérdida total	Delta h total	0,15	m	-

4.13.1.2 Línea de recirculación de lodos

Se prevé la utilización de conductos PRFV clase 6, considerando los caudales que deben transportarse y la conveniencia económica de este material sobre otros materiales, como su resistencia química para transportar efluentes cloacales. Se verificó que los valores de velocidad se hallen entre 1 y 1,8 m/s.

4.13.1.2.1 Cañería: Sedimentador secundario - Estación de bombeo de recirculación

Los lodos biológicos provenientes del sedimentador secundario serán transportados hacia la estación de bombeo de recirculación de lodos, para retornar la fracción de reciclado al ingreso de los reactores biológicos.

Tabla 106: Cálculo del conducto desde el sedimentador secundario hacia la estación de bombeo de recirculación de lodos.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de diseño	QR20+Qpurga	1,35	m³/s	-
N° de bifurcaciones	N°bif	6	unidades	-
Caudal por cañería	Qb20/N°bif	0,22	m³/s	-
Diámetro adoptado	Dint	515	mm	Adopto de fabricante Flowtite, PRFV Clase 6
Área de conducción	$A = (\pi \cdot D_{int}^2) / 4$	0,21	m²	-
Velocidad	$v = Q/A$	1,08	m/s	Verifica velocidad en cañerías

Se ha calculado la pérdida de carga en el conducto utilizando la fórmula de Hazen-Williams para conductos a presión considerando un coeficiente de rugosidad $C = 140$ (PRFV) (Ecuación 14), y teniendo en cuenta la longitud y la cantidad de codos y accesorios necesarios para su instalación (Ecuación 15).

Es de destacar, que como el fluido a transportar no cumple con todas hipótesis de Hazen Williams (asimilable a agua limpia), se ha optado por utilizar la metodología propuesta por (METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización, 2000), donde se calcula un factor de multiplicación K, en función de la concentración de sólidos en el lodo, expresada en %. De esta manera, se ha calculado la pérdida de carga agregando el factor K obtenido en cada línea de lodos de la planta.

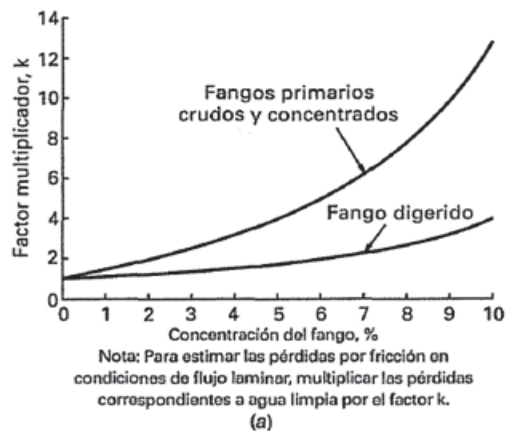


Figura 70: Factor multiplicador K para conducción de lodos.

En la Figura 70, se observa que a mayores concentraciones el factor de multiplicación crece en forma exponencial por la presencia de sólidos inmersos en el fluido. Sin embargo, también se puede ver que los lodos digeridos resultan más fáciles de transportar por su estructura, en comparación con lodos crudos o concentrados.

A la salida del sedimentador secundario el lodo tiene una concentración de 0,67 %, por lo que el factor K toma un valor de 1,5.

Tabla 107: Pérdida de carga en el conducto desde el sedimentador secundario a la estación de bombeo de recirculación de lodos

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	Q	0,22	m³/s	Dato
Concentración de barro	Metcalf-Eddy	0,67%		Bibliografía
Factor multiplicador	K	1,50		Figura 70
Diámetro de la cañería	Di	515	mm	Adopto, fabricante Flowtite, PRFV Clase 6
Longitud de la cañería	L	60	m	Adopto, según aspectos constructivos
Perdida localizada embocadura	Delta h	0,01	m	k = 0,5
Perdida cañería	Delta h	0,08	m	Fórmula Hazen-Williams C=140
Pérdida accesorios	Delta h	0,01	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	0,02	m	k = 1
Pérdida total	Delta h total	0,12	m	-

4.13.1.2.2 Cañería: Estación de bombeo de recirculación – Reactores biológicos

A la salida de la estación de bombeo de recirculación, una proporción de lodos se retorna hacia los reactores biológicos.

Tabla 108: Cálculo del conducto desde la estación de bombeo de recirculación de lodos a los reactores biológicos

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal de diseño	QR20	1,04	m³/s	-
N° de bifurcaciones	N°bif	3	und	Adopto
Caudal por cañería	Qb20/N°bif	0,35	m³/s	Dato
Diámetro adoptado	Dint	515	mm	Adopto, fabricante Flowtite, PRFV Clase 6
Área de conducción	$A=(\pi \cdot D_{int}^2) / 4$	0,21	m²	-
Velocidad	$v = Q/A$	1,66	m/s	Verifica velocidad en cañerías

Las hipótesis para el cálculo de pérdida de carga se mantienen para toda la línea de lodos, considerando la cantidad de accesorios necesarios para el correcto funcionamiento de la planta y la concentración de los mismos para obtener el factor de multiplicación.

A la salida de la EB recirculación el lodo tiene una concentración de 0,67% por lo tanto el factor de multiplicación es 1,5.

Tabla 109: Pérdida de carga en el conducto desde la estación de bombeo de recirculación de lodos reactores biológicos.

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	QR20	0,35	m³/h	Dato
Concentración de barro	Metcalf-Eddy	0,67%		Bibliografía
Factor multiplicador	K	1,50		Cuadro
Diámetro de la cañería	Di	515	mm	Adopto, fabricante Flowtite, PRFV Clase 6
Longitud de la cañería	L	100	m	Adopto, según aspectos constructivos
Pérdida localizada embocadura	Delta h	0,02	m	k = 0,5
Pérdida cañería	Delta h	0,24	m	Fórmula Hazen-Williams C=140
Pérdida accesorios	Delta h	0,10	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	0,04	m	k = 1
Pérdida total	Delta h total	0,41	m	

4.13.1.3 Línea de purga de lodos

Se utiliza cañería de acero inoxidable diámetro de 50 mm para el transporte de los lodos purgados.

4.13.1.3.1 Cañería: Estación de bombeo de recirculación – Espesador por flotación

La purga de lodos que provienen del sedimentador secundario se transporta al espesador por flotación por aire disuelto, previo a su paso por la estación de recirculación donde se elevan a una altura necesaria para alcanzar las unidades de tratamiento de sólidos de la planta.

Tabla 110: Cálculo del conducto desde la estación de recirculación de lodos al espesador por flotación

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Volumen de purga bombeado máximo	VLP= Qbp max	13	m³/h	-
Diámetro adoptado	Dint	52,5	mm	-
Área de conducción	$A=(\pi \cdot D_{int}^2)/4$	2E-03	m²	-
Velocidad	$v = Q/A$	1,67	m/s	Verifica < 1,8 m/s

Las hipótesis para el cálculo de pérdida de carga son iguales a las consideradas para la línea de recirculación de lodos, según la cantidad de accesorios necesarios para el correcto funcionamiento de la planta y la concentración de los mismos para obtener el factor de multiplicación. A la salida de EB recirculación el lodo tiene una concentración de 0,67% por lo tanto el factor de multiplicación es 1,5.

Tabla 111: Pérdida de carga en el conducto desde la estación de recirculación de lodos al espesador por flotación

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	Q	13,00	m³/h	-
Concentración de barro	Metcalf-Eddy	0,67%		Bibliografía
Factor multiplicador	K	1,50		Figura 70
Diámetro de la cañería	Di	51,00	mm	Catálogo
Longitud de la cañería	L	80	m	Adopto, según aspectos constructivos
Pérdida localizada embocadura	Delta h	6,8E-05	m	k = 0.5
Pérdida cañería	Delta h	0,1	m	Hazen-Williams C=110
Pérdida accesorios	Delta h	3,72-E04	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	1,36E-04	m	k = 1
Pérdida total	Delta h total	0,10	m	-

4.13.1.3.2 Cañería: Espesador por flotación – Filtro Banda

Los lodos espesados en el flotador por aire disuelto se dirigen hacia un filtro banda para su deshidratación.

Tabla 112: Cálculo del conducto desde el Espesador por flotación al Filtro banda

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Volumen de sólidos flotados	$V_f = SST_{remov}/P\%D_f$	2,80	m³/h	Ver Tabla 94
Diámetro adoptado	Dint	52,50	mm	-
Área de conducción	$(\pi \cdot D_{int}^2) / 4$	2E-03	m²	-
Velocidad		0,36	m/s	-

Las hipótesis para el cálculo de pérdida de carga son iguales a las consideradas para la línea de recirculación de lodos, según la cantidad de accesorios necesarios para el correcto funcionamiento de la planta y la concentración de los mismos para obtener el factor de

multiplicación. A la salida de EB recirculación el lodo tiene una concentración de 4.5% por lo tanto el factor de multiplicación es 4.

Tabla 113: Pérdida de carga en el conducto desde el espesador por flotación al filtro banda

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal por cañería	Q	2,80	m³/h	-
Concentración de barro	Metcalf-Eddy	4,50%		Bibliografía
Factor multiplicador	K	4,00		Cuadro
Diámetro de la cañería	Di	51,00	mm	Catálogo
Longitud de la cañería	L	12,00	m	Adopto, según aspectos constructivos
Pérdida localizada embocadura	Delta h	6E-06	m	k = 0,5
Pérdida cañería	Delta h	0,10	m	Hazen-Williams C=110
Pérdida accesorios	Delta h	4E-06	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	2E-06	m	k = 1
Pérdida total	Delta h total	0,01	m	-

4.13.2 Unidades

4.13.2.1 Rejas gruesas

El cálculo hidráulico y de la pérdida de carga de la reja gruesa se detalla en el inciso 4.1 Ingreso a la planta – Rejas gruesas de la presente Memoria de cálculo.

Se calculó la pérdida de carga por el vertedero rectangular ubicado al final del canal de esta unidad. A su vez, sobre este se prevé una compuerta reguladora de caudal.

Para modelar la pérdida de carga por un vertedero rectangular de pared delgada, se utilizó la siguiente ecuación que modela el comportamiento hidráulico del agua al atravesarlo.

$$Q = 0.5 b h (2gh)^{1/2}$$

Ecuación 16: Vertedero rectangular de pared delgada. *b* es el ancho, *h* es la cresta y *g* es la aceleración de la gravedad.

Tabla 114: Pérdida de carga por vertedero rectangular entre la Reja gruesa y la Estación elevadora

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Qmax	QE20	1,25	m³/s
Ancho del vertedero	b	2	m
Cresta del vertedero	h	0,43	m
Salto	s	0,10	m
Pérdida de carga	Deltah = h + s	0,53	m
Tirante luego de reja gruesa	hrg	2,08	m
Tirante en estación elevadora	hee	1,55	m

4.13.2.2 Estación elevadora

Se calculó la pérdida de carga en la Estación de Bombeo considerando el caudal impulsado por 1 bomba, el diámetro de impulsión, el material, la longitud y los accesorios necesarios para la correcta instalación de la estación de bombeo.

Tabla 115: Pérdida de carga por conducto en la estación elevadora

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal 1 bomba	QI	0,722	m³/h	-
Diámetro de la cañería	Di	0,50	m	Dato fabricante
Longitud de la cañería	L	7,00	m	Adopto
Velocidad	$V = Q / A$	6,42	m/s	Fórmula
Pérdida localizada embocadura	Delta h	0,02	m	k = 0,5
Pérdida cañería	Delta h	0,21	m	Hazen-Williams C=100
Pérdida accesorios	Delta h	0,99	m	k = 0,4
Pérdida desembocadura	Delta h	0,41	m	k = 1
Pérdida total	Delta	2,27	m	-

Se calculó la tubería de impulsión (manifold) en base al caudal máximo de diseño de las bombas y respetando criterios de velocidad máxima para tuberías a presión de acero inoxidable.

Tabla 116: Cálculo de la cañería de impulsión de la estación elevadora

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal de bombeo año 20	$Q_b(\text{máx}) = Q_{b20}$	1,26	m³/s
Diámetro adoptado	Dint	500	mm
Área de conducción	$(\pi \cdot D_{int}^2)/4$	0,20	m²
Velocidad de impulsión	$V = Q / A$	6,42	m/s

4.13.2.3 Cámara de carga – Rejas finas

El efluente proveniente de la estación de bombeo que alcanza la altura necesaria para descargar sobre la cámara de carga, atravesará un vertedero rectangular de pared delgada (Ecuación 16), para dirigirse a las rejas finas.

Tabla 117: Pérdida de carga por vertedero rectangular entre la cámara de carga y las rejas finas

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal máximo año 20	QE20	1,25	m³/s
Ancho de Vertedero	b	2	m
Cresta	h	0,43	m
Salto	s	0,10	m
Pérdida de carga	$\Delta h = h + s$	0,53	m
Tirante camara carga	hlcc	2,20	m
Tirante aprox reja fina	hlcc - Δh	1,67	m

El cálculo hidráulico y la pérdida de carga en las rejillas finas se detallan en el inciso 3.7 de la presente memoria de cálculo.

A la salida de las rejillas finas, el efluente continúa su recorrido hacia el desarenador desengrasador, atravesando un vertedero rectangular de pared delgada (Ecuación 16), cuya pérdida de carga se calcula a continuación.

Tabla 118: Pérdida de carga por vertedero rectangular entre las rejillas finas y el desarenador desengrasador

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal máximo	QE20	1,25	m ³ /s
Ancho de Vertedero	b	2	m
Cresta	h	0,43	m
Salto	s	0,15	m
Pérdida de carga	$\Delta h = h + s$	0,58	m
Tirante luego reja fina	hrf	1,59	m
Tirante desarenador	hdd	1,11	m

4.13.2.4 Desarenador – desengrasador

A la salida del desarenador – desengrasador se encuentra la Cámara Partidora N°1, cuyo objetivo es asegurar la partición equitativa de caudales a los 3 módulos de reactor biológicos que se encuentran aguas debajo de la misma.

Primeramente, se calcula el vertedero que vuelca el efluente desde el desarenador hacia la cámara partidora N°1.

Tabla 119: Pérdida de carga por vertedero entre el desarenador y la cámara partidora N°1

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal máximo	QE20	1,25	m ³ /s
Ancho de Vertedero	b	1,50	m
Cresta	h	0,52	m
Salto	s	0,10	m
Pérdida de carga	$\Delta h = h + s$	0,62	m
Tirante desarenador	hdd	3,20	m
Tirante en cámara partidora 1	hcp1	2,58	m

El cálculo de la cámara partidora de caudal N°1 se muestra en la Tabla 120 . Se calculó el tiempo de retención hidráulico para que no exista degradación biológica del líquido (menos de 30 segundos).

Tabla 120: Cálculo de la cámara partidora N°1 (entre desarenadores y reactores biológicos)

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal máximo año 20	QE20	1,25	m³/s
Tirante líquido	ht	2,58	m
Altura revancha	r	0,50	m
Largo	l	2,50	m
Ancho	b	2,50	m
Volumen de cámara	Vol= ht x l x b	16,00	m³
N° de vertederos	N° v	3	unidades
Tiempo de retención hidráulico (TRH)	Vol/*QE20	13	segundos

Y seguidamente, con las dimensiones de la cámara partidora N°1, se calculó la pérdida de carga.

Tabla 121: Pérdida de carga por vertedero rectangular al final de la cámara partidora N°1

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal por línea	Q(máx)/3	0,42	m³/s
Ancho de Vertedero	b	1,00	m
Cresta	h	0,33	m
Salto	s	0,10	m
Pérdida de carga	Deltah = h + s	0,43	m
Tirante antes del vertedero	hav	2,58	m
Tirante después del vertedero	hdp	2,15	m

El líquido ingresará al reactor a través de un canal transversal proveniente de la cámara partidora. Se calculó la pérdida de carga asociada al orificio.

Tabla 122: Pérdida de carga por orificios en el ingreso al reactor biológico

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad	Observaciones
Caudal	Q + Qr	1,00	m³/h	-
Número de orificios	N° or.	6	Unidades	2 por reactor
Caudal por cada orificio	Qo = Q / N°or.	0,16	m³/h	-
Ancho orificio	b.or	1,00	m	Adopto
Alto orificio	h.or	1,00	m	Adopto
Superficie orificio	Sup.or	1,00	m²	-
Velocidad de pasaje	V.pas = Q / Sup.op	0,16	m/s	-
Pérdida de carga	Delta h	0,004	m	Cd=0,6

4.13.2.5 Reactor biológico

El efluente egresará del reactor a través de un vertedero rectangular ubicado al final del mismo.

Tabla 123: Pérdida de carga por vertedero rectangular al final del reactor

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal	$(Q + Q_r) / 6$	0,16	m ³ /s
Ancho de Vertedero	b	12,00	m
Cresta	h	0,03	m
Salto	s	0,10	m
Pérdida de carga	$\Delta h = h + s$	0,13	m
Tirante antes del vertedero	hav	5,00	m
Tirante antes del vertedero	hdp	2,76	m

A la salida de los reactores biológicos, el efluente se transportará hacia la cámara partidora 2. En la Tabla 124, se muestra el cálculo de la cámara partidora 2.

Tabla 124: Cálculo de la cámara partidora N°2

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal de diseño	$Q_{d20} = Q_{E20} + Q_{R20}$	3,35	m ³ /h
Tirante liquido	ht	2,57	m
Altura revancha	r	0,50	m
Largo	l	2,00	m
Ancho	b	3,20	m
Volumen de cámara	$Vol = ht \times l \times b$	16,00	m ³
Tiempo de retención hidráulico (TRH)	$Vol / Q_{reactor}$	5,00	segundos

Posteriormente, se calculó la pérdida de carga asociada al vertedero rectangular ubicado en la cámara partidora 2.

Tabla 125: Pérdida de carga en vertedero rectangular en la salida de la cámara partidora N°2

Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal por línea	Q	0,56	m ³ /h
Ancho de Vertedero	b	1,40	m
Cresta	h	0,32	m
Salto	s	0,10	m
Pérdida de carga	$\Delta h = h + s$	0,42	m
Tirante antes del vertedero	hav	2,57	m
Tirante despues del vertedero	hdp	2,15	m

4.13.2.6 Sedimentador secundario

La pérdida de carga asociada al sedimentador secundario consta de 2 partes: la pérdida al ingreso por las perforaciones ubicadas en el perímetro de la campana deflectora y la asociada a los vertederos tipo Thompson en la salida del efluente.

Tabla 126: Pérdida de carga en los sedimentadores secundarios en ingreso (orificios) y en la salida (vertederos tipo Thompson)

Pérdida en las perforaciones de ingreso al sedimentador secundario			
Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Caudal máximo por sedimentador	$Q = Q + Q_r$	0,56	m ³ /s
Número de orificios	Nº or.	7	Unidades
Caudal por cada orificio	$Q_o = Q / N^o_{or.}$	0,08	m ³ /s
r del orificio	b.or	0,19	m
Superficie orificio	Sup.or	0,11	m ²
Velocidad de pasaje	$V_{pas} = Q / Sup.op$	0,70	m/s
Pérdida de carga	Delta h	0,07	m
Pérdida en vertedero a la salida del sedimentador secundario por vertederos triangulares			
Parámetro	Nomenclatura	Valor	Unidad
Nº vertederos	$n = Q / (q.N)$	169	Unidades
Caudal por vertedero	$q = 1.34.H^{2.47}$	0,0008	m ³ /s
Pérdida de carga	Delta hv	0,05	m
Salto	S	0,10	m
Perdida de carga total de vertedero de salida	$Delta h_{vt} = Delta hv + S$	0,15	m

4.13.3 Perfil hidráulico

En base a los cálculos hidráulicos de las cañerías y de las diferentes unidades de la planta depuradora de efluentes cloacales, han quedado definidas las pérdidas de carga en cada unidad y los tirantes correspondientes a cada tramo, que se informan en la Tabla 127.

Tabla 127: Perfil hidráulico de la planta depuradora

Perfil hidráulico Planta Depuradora										
Descripción	Delta h		Tirante líquido		Desnivel fondo		Nivel líquido		Nivel Fondo	
Pozo de gruesos- reja gruesa	0,00	m	2,15	m	-0,60	m	-2,90	m NTN	-5,65	m NTN
Reja gruesa	0,07	m	2,08	m	0,00	m	-2,97	m NTN	-5,05	m NTN
Reja gruesa - estación elevadora	0,53	m	4,12	m	-2,57	m	-3,50	m NTN	-7,62	m NTN
Estación elevadora (altura en la cámara de carga)	-11,50	m	2,20	m	13,42	m	8,00	m NTN	5,80	m NTN
Cámara de carga - Reja fina	0,53	m	1,67	m	0,00	m	7,47	m NTN	5,80	m NTN
Reja fina	0,09	m	1,59	m	0,00	m	7,39	m NTN	5,80	m NTN
Reja fina - desarenador	0,58	m	3,20	m	-2,19	m	6,81	m NTN	3,61	m NTN
Desarenador- desengrasador - Cámara salida desarenador	0,62	m	1,40	m	1,18	m	6,19	m NTN	4,79	m NTN
Cámara partidora N°1	0,62	m	2,58	m	-1,80	m	5,57	m NTN	2,99	m NTN
Cámara partidora N°1 - Reactor biológico	0,58	m	5,00	m	-3,01	m	4,98	m NTN	-0,02	m NTN
Reactor biológico - canal colector de salida	0,13	m	2,76	m	2,11	m	4,85	m NTN	2,09	m NTN
Canal colector - Cámara partidora N°2	0,18	m	2,58	m	0,00	m	4,67	m NTN	2,09	m NTN
Cámara partidora N°2	0,42	m	2,16	m	0,00	m	4,25	m NTN	2,09	m NTN
Cámara partidora N°2 - Sedimentador 2rio	2,61	m	1,56	m	-2,01	m	1,64	m NTN	0,08	m NTN
Sedimentador 2rio	0,22	m	1,33	m	0,00	m	1,41	m NTN	0,08	m NTN
Sedimentador 2rio - Cámara de salida (CP3)	0,15	m	1,18	m	0,00	m	1,26	m NTN	0,08	m NTN

Capítulo 6: Cómputo y presupuesto

1. Inversión inicial

Se han calculado los costos asociados a la provisión de materiales y construcción de la obra de captación de agua superficial sobre el Río Grande, las redes de distribución para el casco urbano y la planta depuradora de los efluentes cloacales de la ciudad. Se elaboraron planillas de cotización donde se muestran los trabajos y tareas a llevar a cabo, el equipamiento a instalar, el costo de materiales y de la mano de obra. Los valores se han obtenido de presupuestos de anteproyectos similares, que han sido dolarizados con el valor de dólar billete vendedor del Banco Nación del día anterior a la fecha del presupuesto, y mediante el contacto con proveedores vía mail.

1.1 Obra de captación de agua superficial

Para la obra de toma de agua sobre el Río Grande, se han tenido en cuenta los costos asociados a la construcción, en términos de materiales, mano de obra y equipamiento, de la torre en medio del cauce, la estación de bombeo ubicada en la costa, el caño de abducción que une ambas estructuras, y de la cisterna, cuya función es la de acumulación de agua para ser distribuida luego entre las dos Plantas Potabilizadoras existentes. Es de destacar que, se ha considerado el costo de realizar la ingeniería en detalle de la torre de toma a implantar para su materialización, así como el año de concesión, en el cual el contratista opera la nueva obra de toma.

El costo de inversión inicial resultó de U\$S 2.236.995,79 -. (Ver Cómputo y presupuesto en Anexos). Actualmente, como se mencionó en el diagnóstico del presente proyecto, la obra de captación actual opera al máximo de su capacidad y no hay, a la fecha de confección de este proyecto, otros proyectos cercanos a licitarse para atender esta demanda. No obstante, la situación de la potabilización de agua cruda es diferente, ya que se ha construido una planta potabilizadora en 2018, que tiene previsto dar servicio hasta el año 2038. En este sentido, la obra de captación superficial del presente proyecto complementará y contribuirá a la continuidad del servicio de producción de agua hasta el 2046.

1.2 Redes de distribución de agua

Para el armado del cómputo y presupuesto para la readecuación de las redes de suministro de agua, se han considerado los costos de construcción de la cisterna de almacenamiento de agua, que contempla el volumen operativo para brindar el servicio, un volumen para incendios y un volumen para emergencias, como cortes de suministro, equivalente a 6 horas. Por otro

lado, se tuvieron en cuenta los costos de la estación de bombeo para elevar el agua en cada zona de distribución y cumplir con valores mínimos de presión en los sitios más alejados de la red. Por último, se calcularon los costos asociados a la provisión y colocación de cañerías, es decir, al movimiento de suelos para excavar la zanja para colocación de cañerías de PVC y sus accesorios, así como el relleno, compactación de terreno, disposición del sobrante de suelo y parquización. Complementariamente, se ha incluido el costo de las conexiones domiciliarias y micromedidores. Por último, se consideraron costos como la delimitación del avance del frente de obra, cartel de obra y movilización del obrador.

El costo de inversión inicial para el recambio de las redes de suministro de agua resultó de U\$S 54.252.900,49-. (Ver Cómputo y presupuesto en Anexos). En el diagnóstico del actual proyecto se han mencionado las problemáticas de la red del casco urbano: caños antiguos de asbesto cemento que datan del año 1954 cuando se construyeron las redes que traen diversas complicaciones operativas como un gran número de pérdidas, roturas y cortes de suministro. Sumado a ello, la población de la zona céntrica se ha densificado, evidenciado por el crecimiento población de las últimas décadas y no así de su mancha urbana, lo que complica y limita la continuidad del suministro de agua en el casco urbano en los próximos años.

1.3 Planta depuradora de efluentes cloacales

Para la planta de tratamiento de los efluentes cloacales de la ciudad de Río Grande, se han considerado costos asociados a la construcción de las unidades del tren de tratamiento del efluente, de la gestión de lodos del proceso, del sistema de aireación, así como de las instalaciones complementarias como oficinas, laboratorios, depósito / taller mantenimiento y la instalación de un sistema tipo SCADA para el monitoreo y control de parámetros durante la etapa operativa. A su vez, se ha contemplado el costo de realizar la ingeniería en detalle de la planta para su materialización, así como un año de concesión de operación y mantenimiento de la planta depuradora a cargo de la empresa contratista de la obra.

El costo de inversión inicial resultó de U\$S 6.345.781,77-. (Ver Cómputo y presupuesto en Anexos) Esta obra viene a dar cobertura del 100% al tratamiento de los efluentes cloacales de la ciudad, previo al vuelco mar, lo que mejorará la calidad del ecosistema costero, un sitio Ramsar. Como se mencionó, hoy en día, solo el 50% de los efluentes cloacales de la ciudad recibe un tratamiento previo a su vuelco, volcando el resto por medio de emisarios al mar. Respecto a esta situación, cabe mencionar que la Costa Atlántica, 202 Km de costa, forma parte de una zona marino-costera protegida de gran importancia ecológica, que se haya protegida por la Ley N° 415/98, que la incorpora al sistema provincial de áreas protegidas otorgándole la categoría de Reserva Costera Natural. A su vez, está designada como sitio de

la Red Hemisférica para Aves Playeras y está reconocida como un humedal de gran importancia internacional según la convención RAMSAR, por lo es de gran reducir la materia orgánica para mitigar la afectación de estos ecosistemas.

2. Operación y mantenimiento

2.1 Obra de captación y redes

Los costos referidos a la operación y mantenimiento de la obra de captación están asociados al consumo energético, al mantenimiento y la mano de obra, para el año 20 del proyecto.

A continuación, en la Tabla 128 y la Tabla 129, se muestra el consumo eléctrico del equipamiento asociado a la obra de toma y las redes de distribución de agua:

Tabla 128: Consumo eléctrico asociado al equipamiento para la captación de agua.

Consumo (potencia)	Obra de captación	
Estación de bombeo 3 +1		
1 bomba	460	Kw/h
3 bombas	1380	Kw/h
Consumo bombas elevadoras	33.120	Kw/día
Rejas automáticas autolimpiantes	1.1	Kw/h
8 rejas gruesas	8.8	Kw/h
1 reja fina	1.1	Kw/h
Consumo rejas	238	Kw/día

Tabla 129: Consumo eléctrico para la distribución de agua por redes.

Consumo (potencia)	Redes	
Estación de bombeo 2+1		
Bomba centrífuga zona 1	75	Kw/h
Bomba centrífuga zona 2	75	Kw/h
Consumo de bombas elevadoras	7.200	Kw/día

El consumo eléctrico estimado para la captación y la distribución de agua por redes, resultó de 1.216.728 Kw/mes.

Los precios de la energía eléctrica para Río Grande, se obtuvieron del cuadro tarifario de la Dirección Provincial de Energía de Tierra del Fuego (Res. DPE N° 112/2024), que indica que la planta de tratamiento se encuentra en el rango de consumo de la TARIFA 3: Grandes demandas con potencia >300 Kw.

TARIFA 3 - GRANDES DEMANDAS con Potencia Contratada igual o mayor a 30 kW					
				Potencia desde 30 hasta 300 kW	Potencia >= 300 kW
Media Tensión					
	Cargo fijo		\$/mes	274320.80	274320.80
	Cargo por Potencia		\$/kW-mes		
	Por capacidad de suministro contratada en hs de punta			1872.16	2286.57
	Por capacidad de suministro contratada en hs fuera de punta			1650.79	1970.76
	Cargo por suministro de potencia		\$/kW-mes	3473.07	3516.81
	Cargo por consumo de energía		\$/kWh		
		Periodo horas de punta		57.2124	66.4112
		Periodo horas de resto		55.3901	65.3447
		Periodo horas de valle		54.2436	64.5360

Figura 71: Cuadro tarifario para grandes demandas con potencia contratada > 30Kw. Fuente: Dirección de energía provincia (DPOSS, Res. 17/2024).

Los cargos fijos asociados al Cargo de Comercialización, Uso de Red y Consumo de Potencia, dolarizados al 14 de febrero del 2024, fecha de la (Res. DPE N° 112/2024), son de U\$D 319,91.

Para el cálculo de los costos variables, se han tenido los diferentes precios atribuidos a las horas de utilización del servicio eléctrico (horas punta, valle y resto). Se consideró que tanto la obra de captación como las redes funcionan 24hs al día, 7 días a la semana, por lo que, en la siguiente tabla se muestra la potencia distribuida en las diferentes franjas horarias impuestas por el servicio de distribución de electricidad (Res. DPE N° 112/2024). (ver Tabla 130).

Tabla 130: horas punta, valle y resto del suministro eléctrico

Consumos mensuales para 24 hs de funcionamiento			
Clasificación del horario de consumo	Cantidad de horas	Consumo	Unidad
Pico (18-22hs)	4hs	202.788	Kw/mes
Resto (8-18 hs y 22-00 hs)	12hs	608.364	Kw/mes
Valle (00-08 hs)	8hs	405.576	Kw/mes

Los cargos variables relacionados con las horas de consumo por franja horaria dan un aproximado de U\$D 818,35.- En total, los gastos mensuales relacionados con el consumo energético son de U\$D 92.560,89.-

En relación al mantenimiento preventivo y correctivo del equipamiento e instalaciones, se estimó un valor aproximado para el costo anual 3% de la inversión inicial de ambas obras, distribuido en 12 meses, represente un costo mensual de U\$D 141.224,74.-

En cuanto a la mano de obra para la operación se consideró que serán necesarios: un jefe de mantenimiento, cinco operarios y dos personas de vigilancia y seguridad. No se consideró personal de mantenimiento ya que estos de la secretaria de obras sanitarias del Municipio de Río Grande. El costo total de los salarios mensual es de U\$D 5.993.-

El costo total de operación y mantenimiento mensual para la obra de captación de agua superficial y las redes distribución del casco urbano resultó ser U\$D 240.596,98-. El costo de captar y distribuir el agua por m³ de agua producido resultó de U\$D 35,35-.

Tabla 131: Costos operativos mensuales de la obra de captación y redes de distribución.

Ítem		Unidad	Cantidad	Precio (U\$S)	Parcial
Nº	Descripción				
1	Consumo energético				
	Cargo comercialización	\$/mes	1	319,91	319,91
	Uso de red	Kw-mes	55	4,96	272,98
	Potencia contratada	Kw-mes	55	4,10	225,46
	Costo fijo				818,35
	Energía pico	\$/Kwh	202788	0,08	1570,47
	Energía resto	\$/Kwh	608364	0,08	46345,46
	Energía valle	\$/Kwh	405576	0,08	30513,96
	Costo variable				92.560,89
	Total				93.379,24
3	Mantenimiento				
	3% de la inversión inicial Anual	%/mes	0,25%	56.489.896,28	141.224,74
	Inversión inicial redes			54.252.900,49	
	Inversión inicial obra de captación			2.236.995,79	
	Total				141.224,74
4	Mano de obra				
	Jefe de mantenimiento	U	1	997	997
	Operarios	U	5	730	3.650
	Seguridad y vigilancia	U	2	673	1.346
	Total				5.993
	Total, Costo de Operación Mensual - Obra de captación y Redes-				240.596,98

2.2 Planta depuradora

Los costos referidos a la operación y mantenimiento de la planta están asociados al consumo energético, la compra de insumos y la mano de obra. También se contempla un monto para costos asociados a reparaciones y mantenimiento de las instalaciones. Es de destacar que se han considerado los costos de la operación de la planta de tratamientos a plena capacidad, es decir, para el año 20 del proyecto.

El equipamiento que incurrirá en mayores consumos eléctricos son los siguientes:

Tabla 132: Consumo eléctrico asociado a la depuración de los efluentes cloacales

Consumo (potencia)	Planta depuradora	
Estación elevadora 2+1		
Potencia (Kwh) -2 bombas-	200	Kw/h
Estación de bombeo de barro 2+1		
Potencia (Kwh) -2bombas-	60	Kw/h
Rejas automáticas autolimpiantes		
Gruesas x2	2.2	Kw/h
Finas x2	2.2	Kw/h
Sopladores reactor x6		
Sopladores	222	Kw/h
Sopladores Desarenadores x2		
Potencia (Kwh)	74	Kw/h
Bombas extracción de arenas x4		
Potencia (Kwh)	8,8	Kw/h
Barredores		
Desarenadores x2		
Potencia (Kwh)	1,6	Kw/h
Sedimentadores 2ríos x6		
Potencia (Kwh)	4,8	Kw/h
Espesadores por flotación x2		
Potencia (Kwh)	1,6	Kw/h
Filtros banda x2		
Potencia (Kwh)	0,74	Kw/h
Consumo total equipamiento	577,2	Kw/h
Luminaria LED 5% DEL CONSUMO TOTAL		
Potencia (Kwh)	28,86	Kw/h
Consumo total planta (Kw)	14.545,44	Kw/día

El cálculo de los costos variables mensuales de consumo energético se han realizado en base a una factura de consumo energético de una planta depuradora de características similares, teniendo en cuenta los costos de la energía eléctrica en Río Grande (Figura 71). Los cargos fijos asociados al Cargo de Comercialización, Uso de Red y Consumo de Potencia rondan los U\$D 818,35-.

Para el cálculo de los costos variables, se han tenido los diferentes precios atribuidos a las horas de utilización del servicio eléctrico (horas punta, valle y resto). Se consideró que tanto la obra de captación como las redes funcionan 24 Hs al día, 7 días a la semana, por lo que, en la Tabla 133 se muestra la potencia distribuida en las diferentes franjas horarias impuestas por el servicio de distribución de electricidad.

Tabla 133: Consumos energéticos mensuales para la Planta Depuradora, para una operación de 24 Hs y 7 días a la semana.

Consumos mensuales para 24 hs de funcionamiento			
Pico (18-22hs)	4hs	72.727	Kw/mes
Resto (8-18 hs y 22-00 hs)	12hs	218.181	Kw/mes
Valle (00-08 hs)	8hs	145.454	Kw/mes

Los gastos variables relacionados con las horas de consumo por franja horaria dan un aproximado de U\$D 33.195,72-. En total, los gastos mensuales relacionados con el consumo energético son de U\$D 34.014,07-.

Los costos de insumos refieren al uso de cal para la estabilización de los lodos y para el tratamiento de las grasas procedentes del desarenador y del sedimentador secundario. Este ítem alcanza un valor mensual de U\$D 20-.

En relación al mantenimiento preventivo y correctivo del equipamiento e instalaciones, se estimó un valor aproximado del 5% de la inversión inicial, que representa U\$D 26.540,88- mensuales.

En cuanto a la mano de obra para la operación del ED se consideró que serán necesarios: un jefe de planta, dos técnicos químicos, seis operarios y dos personas de vigilancia y seguridad. No se consideró personal de mantenimiento ya que estos de la secretaria de obras sanitarias del Municipio de Río Grande. El costo total de los salarios mensual es de U\$D 8.183-.

El costo total de operación y mantenimiento mensual para la nueva planta de tratamiento de los efluentes es de USD 68.757,95-. El costo mensual por m³ de efluente tratado resultó de U\$S/m³ 21,28-.

Tabla 134: Costos operativos de la planta depuradora de efluentes cloacales.

Item		Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
N°	Descripción				
1	Consumo energético				
	Cargo comercialización	\$/mes	1	319,91	319,91
	Uso de red	Kw-mes	55	4,96	272,98
	Potencia contratada	Kw-mes	55	4,10	225,46
	Costo fijo				818,35
	Energía pico	\$/Kwh	72.727	0,08	5.631,12
	Energía resto	\$/Kwh	218.182	0,08	16.621,18
	Energía valle	\$/Kwh	145.454	0,08	10.943,42
	Costo variable				33.195,72
	Total				34.014,07
2	Insumos y servicios				
	Cal	Kg/mes	100	0,20	20
	Total				20
3	Mantenimiento				
	5% de la inversión inicial Anual	%/mes	0.42%	6.369.810,86	26.540,88
	Total				26.540,88
4	Mano de obra				
	Jefe de planta	U	1	997	997
	Técnicos químicos	U	2	730	1.460
	Operarios	U	6	730	4.380
	Seguridad y vigilancia	U	2	673	1.346
	Total				8.183
	Total, Costo de Operación Mensual				68.757,95

3. Evaluación financiera del proyecto

Se realizó una evaluación financiera global del proyecto para determinar la viabilidad económica del mismo.

Se ha determinado una ejecución de la inversión inicial tal como se muestra en la Tabla 135.

Tabla 135: Modo de ejecución de la Inversión inicial del proyecto

Año	Ejecución financiera del proyecto	Desembolso (U\$S)
2024	½ Total planta (1er módulo) + Total Captación + ½ Total redes	32.143.121,16
2025	Concesión operación y mantenimiento anual (captación y planta depuradora) + ½ Total Redes	27.650.737,93
2026	Habilitación 1er módulo planta	-
2035	¼ Planta depuradora (2do módulo)	1.520.909,48
2036	Habilitación 2do módulo	-
2045	¼ Planta depuradora (3er módulo)	1.520.909,48
2046	Habilitación 3er módulo	-
Total, Inversión Inicial		62.835.678,05

La inversión inicial para la construcción de la planta se ha proyectado realizarla en 3 tramos, dada su modulación y sucesiva habilitación de los módulos en el año 0, 10 y 20 del proyecto. El 1er módulo de la planta conlleva la construcción de unidades que serán compartidas con los restantes módulos. Por esta razón, se prevé un desembolso de la mitad de la inversión total de la planta en 2024 (año -2 del proyecto), un cuarto para el año 2035 (año 9 del proyecto) y el cuarto restante en 2045 (año 19 del proyecto). La habilitación del 1er módulo está prevista para 2026, el 2do para el año 2036 y el 3er módulo para el año 2046.

Para la obra de toma de agua se prevé ejecutar la inversión inicial durante el 2024 (año -2 del proyecto).

Por otra parte, el desembolso para la rehabilitación de las redes, en conjunto con las estaciones elevadoras, se planifica realizar la primera mitad en 2024 (año -2 del proyecto) y la segunda mitad durante el 2025 (año -1 del proyecto).

Se ha tenido en cuenta un año de operación y mantenimiento a cargo de la empresa contratista de la obra, a modo de garantía, para la captación de agua y la planta depuradora, durante el año 2025 (año -1 del proyecto).

Por otra parte, se han fijado los costos de operación y mantenimiento para las nuevas unidades que se incorporarán al servicio sanitario del municipio. Para ello, se han calculado los costos operativos para el año 20 del proyecto, que se muestran en la Tabla 131 y la Tabla 134, y se los dividió entre 3. Un tercio de este costo se aplicará durante el año 0 al 9 del

proyecto (2026 a 2035), 2 tercios del costo durante el año 10 y 19 del proyecto (2036 a 2045) y el total de los costos a partir del año 20 (2046).

En cuanto al financiamiento del proyecto del proyecto, se optará por obtener financiamiento desde el Tesoro Nacional o Financiamiento Externo desde Organismos Internacionales que otorgan créditos para este tipo de obras, como el Banco Interamericano de Desarrollo o el Banco Mundial.

El régimen tarifario para la provisión del servicio sanitario (DPOSS, Res. 17/2024), consta de un cargo fijo \$ 978,50.-, que dolarizado a la fecha de emisión de la Resolución, se obtiene un costo fijo de U\$S 1,18- y el cargo variable por servicio medido de agua es de U\$S/m³ 0.38-. El cargo correspondiente al saneamiento es el 95 % del cargo variable del agua (35% para recolección de los efluentes, 30% para el mantenimiento de las estaciones elevadoras y 35% corresponde al tratamiento de los efluentes cloacales), resultando de U\$S 0,41-.

Se ha calculado el costo por cuenta mensual para el servicio de agua y desagües cloacales, teniendo en cuenta la dotación efectiva de Río Grande, obtenida Diagnóstico de Río Grande (Fundación YPF, Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario, 2021) y la cantidad de habitantes por vivienda, reportadas en el Censo 2010 (INDEC, 2010). Se obtuvo un costo mensual estimado por cuenta/usuario de U\$S 29,89-.

Se ha considerado que los usuarios existentes cubren los costos por el servicio sanitario prestado en la actualidad, por lo que se ha asumido que los ingresos de los nuevos usuarios, consecuencia de las obras del presente proyecto, sean los que cubran los gastos de operación y mantenimiento del presente proyecto y los que amorticen los gastos de inversión inicial.

Los nuevos usuarios se han calculado como consecuencia de la proyección poblacional, la continuidad en la cobertura del servicio sanitario y la cantidad de habitantes por vivienda. A su vez, se ha considerado un 10% adicional por conexiones comerciales, consecuencia del proyecto.

Finalmente, se ha volcado lo expuesto en esta sección en la tabla resumen de la Evaluación Financiera del proyecto (Tabla 135), que incluye los costos de inversión inicial, los desembolsos por costos operativos y los nuevos ingresos por tarifas según el nuevo régimen tarifario para provincia de Tierra del Fuego (DPOSS, Res. 17/2024).

Tabla 136: Evaluación financiera de los flujos de caja del proyecto

Año	Periodo	Inversión inicial (U\$S)	FC (ingresos) (U\$S)	FC (desembolsos) (U\$S)	Total, FC (U\$S)
2024	-2	-32.143.121,16			-\$ 32.143.121,16
2025	-1	-27.650.737,93			-\$ 27.650.737,93
2026	0		1.034.180,80	-103.118,31	\$ 931.062,49
2027	1		1.584.346,79	-103.118,31	\$ 1.481.228,48
2028	2		2.157.812,56	-103.118,31	\$ 2.054.694,25
2029	3		2.755.564,89	-103.118,31	\$ 2.652.446,58
2030	4		3.378.632,31	-103.118,31	\$ 3.275.514,00
2031	5		4.028.086,93	-103.118,31	\$ 3.924.968,62
2032	6		4.705.046,27	-103.118,31	\$ 4.601.927,96
2033	7		5.410.675,15	-103.118,31	\$ 5.307.556,84
2034	8		6.146.187,76	-103.118,31	\$ 6.043.069,45
2035	9	-1.520.909,48	6.912.849,67	-103.118,31	\$ 5.288.821,87
2036	10		7.711.980,07	-206.236,62	\$ 7.505.743,45
2037	11		8.544.954,03	-206.236,62	\$ 8.338.717,41
2038	12		9.413.204,84	-206.236,62	\$ 9.206.968,22
2039	13		10.318.226,47	-206.236,62	\$ 10.111.989,85
2040	14		11.261.576,21	-206.236,62	\$ 11.055.339,59
2041	15		12.244.877,25	-206.236,62	\$ 12.038.640,63
2042	16		13.269.821,56	-206.236,62	\$ 13.063.584,94
2043	17		14.338.172,75	-206.236,62	\$ 14.131.936,13
2044	18		15.451.769,12	-206.236,62	\$ 15.245.532,49
2045	19	-1.520.909,48	16.612.526,82	-206.236,62	\$ 14.885.380,72
2046	20		17.822.443,16	-309.354,93	\$ 17.513.088,23
TOTAL		\$ (62.835.678,05)	\$ 175.102.935,40	-\$ 3.402.904,23	\$ 108.864.353,12

3.1 Resultados

Por otra parte, en la Tabla 135, se observa que el flujo de caja para los años del proyecto se ha realizado en dólares, para el cálculo del Valor Actual Neto, se ha tomado como referencia la Tasa libre de Riesgo de Estados Unidos para inversiones en dólares (aproximadamente 4,3%). El valor actual neto del proyecto resultó ser U\$S \$ 30.559.261,05-. Debido que este valor es mayor a cero, la Tasa Interna de Retorno del proyecto es mayor que la Tasa Libre de Riesgo en dólares, obteniéndose una TIR de 7,55%. En consecuencia, se puede concluir que el proyecto es financieramente viable. Por último, se ha realizado el cálculo del retorno de inversión, teniendo en cuenta la tasa del 4,3% utilizada en la VAN, recuperándose la misma en el año 16 del proyecto (2042).

3.2 Conclusiones y recomendaciones

El flujo de fondos es positivo para los años de funcionamiento de vida útil del proyecto, con lo cual se cubren los costos incrementales de operación y mantenimiento, con los nuevos usuarios generados producto del proyecto. El problema radica en el financiamiento de la obra, que, si el municipio de Río Grande o el Dirección provincial de obras y servicios sanitarios no tiene el dinero en caja, deben solicitar aportes al tesoro nacional o pedir financiamiento internacional. Luego, para devolver el dinero del préstamo, se podría proceder a un aumento de tarifas o financiarlo con otros ingresos del Municipio. A raíz de esto, se recomienda complementar con un estudio tarifario en un futuro, según los objetivos del ente operador.

Capítulo 7: Evaluación de Impacto Ambiental

1. Descripción de cada proyecto y sus acciones

1.1. Construcción de una nueva toma de agua sobre el Río Grande

En el proyecto de obra de captación superficial sobre el Río Grande, se identifican 3 etapas: construcción, operación y cierre/ampliación. A continuación, se describen las acciones de cada parte del proyecto que generarán impactos.

1.1.1 Etapa constructiva

- Contratación de servicios y compra de materiales:

En cuanto a los equipos necesarios para las diferentes unidades de tratamiento y control, se contemplan proveedores nacionales.

- Contratación del personal:

Se contratará personal de Río Grande.

- Transporte de materiales y personal:

Se contempla el transporte de maquinaria, materias primas, suelos y personal dentro del predio de implantación de la obra de captación.

- Construcción del obrador:

Implica la incorporación de instalaciones temporales para el almacenamiento de materiales de construcción, herramientas y maquinaria, y un área común para el personal.

- Limpieza, nivelación del terreno y movimiento de suelos.
- Encofrado y hormigonado: construcción de estructuras de hormigón simple y armado.
- Gestión de residuos: áridos, peligrosos y asimilables domiciliarios.
- Movimiento de maquinaria y equipos.

1.1.2 Etapa operativa

- Captación de agua cruda del Río Grande.
- Mantenimiento de la infraestructura de la obra de toma (torre, caño de abducción y estación de bombeo).

- Disminución del déficit de agua potable por ampliación del Sistema de Distribución de agua potable.
- Disminución del riesgo de enfermedades hídricas.

1.1.3 Etapa de cierre

Durante la etapa de cierre, hay 2 opciones. Por un lado, se puede realizar una readecuación/ampliación de la obra de toma. No obstante, si se procede al cierre de operaciones, se realizará el desmantelamiento de la torre, desvinculación y extracción del caño de abducción, y desmantelamiento de la estación de bombeo. Además, se gestionarán los residuos generados.

1.2. Recambio de redes en 2 sectores del margen norte de la Ciudad

En el proyecto de recambio de redes de distribución de agua potable, se identifican 3 etapas: construcción, operación y cierre/ampliación. A continuación, se describen los impactos identificados que derivarían de cada una de las etapas.

1.2.1 Etapa constructiva

El centro de distribución de las 2 zonas donde se efectuará el recambio de la totalidad de la red, consta de una cisterna y una estación de bombeo, para el abastecimiento de la red.

La construcción de los conductos troncales y redes de distribución de agua tendrán impactos moderados debido a la afectación del tránsito y la movilidad urbana y en el desarrollo de ciertas actividades comerciales y/o barriales, debido a que se cortará la circulación en calles y veredas.

A continuación, se detallan las acciones generadoras de impactos.

- Transporte de materiales y cuadrillas: previo al inicio de actividades deberá prepararse un programa de cortes y desvíos de tránsito.
- Construcción y movilización del obrador: Implica la incorporación de instalaciones temporales para el almacenamiento de materiales de construcción, herramientas y maquinaria, y un área común para el personal. Se realizarán movimientos de equipo y vehículos.
- Demanda y cortes del servicio: se requerirá del servicio de agua moderado para la obra que se obtendrá de otro sector de la red de distribución que empalma con el acueducto existente.
- Transporte y movimiento de materiales y equipos: el movimiento de materiales y de maquinaria pesada provocará un incremento del tráfico.

- Movimiento de suelos: excavación de la zanja para la colocación de las cañerías. Implica la utilización de maquinaria pesada.
- Gestión de residuos de obra: por sobre todo residuos áridos.

1.2.2 Etapa operativa

En la etapa de operación de las redes distribución de agua se identifica la provisión de agua potable a la margen norte de la Ciudad de Río Grande, como una acción que impacta positivamente.

1.2.3 Etapa de cierre

Para esta etapa se planea realizar un recambio de tuberías rotas y cambiar las bombas para dar continuidad al servicio de provisión de agua potable. Asimismo, se deberán confeccionar proyectos para extender la red, en el caso que la mancha urbana crezca.

1.3. Nueva planta depuradora de efluentes cloacales

En el proyecto de planta de tratamiento de efluentes se puede identificar 3 etapas: construcción, operación y cierre/ampliación. A continuación, se describen los impactos identificados que derivarían de cada una de las etapas.

1.3.1 Etapa constructiva

La etapa de construcción involucra todas las actividades asociadas a la obra que se llevarán a cabo para implantar la estructura de la planta de tratamiento de efluentes cloacales domiciliarios. La etapa constructiva se llevará a cabo en 3 etapas o módulos, de modo que, el 1er módulo se habilite en el año 0 del proyecto (año 2026), el 2do módulo en el año 10 del proyecto, (año 2036) y el 3er módulo en el año 20 del proyecto, (año 2046).

A continuación, se describen los trabajos que deberán llevarse a cabo:

- Construcción del obrador:

Implica la incorporación de instalaciones temporales para el almacenamiento de materiales de construcción, herramientas y maquinaria, y un área común para el personal.

- Construcción del pozo de gruesos
- Construcción del canal de rejillas gruesas
- Construcción de la estación de bombeo elevadora
- Construcción del desarenador, con su respectiva sala de sopladores
- Construcción de la cámara partidora de caudal 1

- Construcción del reactor biológico, comparte sala de sopladores con el desarenador
- Construcción de la cámara partidora de caudal 2
- Construcción del sedimentador secundario
- Construcción de la cámara de salida (unificadora de caudales)
- Construcción de la canaleta Parshall
- Construcción de la estación de recirculación de barros
- Construcción del espesador por flotación
- Adquisición e instalación del filtro banda
- Adquisición del equipo de estabilización de lodos biológicos con cal.
- Adquisición e instalación de equipamiento electromecánico asociado al funcionamiento de cada unidad de tratamiento.
- Armado del sistema de interconexión entre las diferentes unidades de tratamiento.
- Gestión de residuos de los residuos de obra:

Esta acción incluye la recolección, el transporte y la disposición final. Dentro de los residuos de la construcción se pueden identificar materiales de limpieza de terrenos (ramas, árboles, vegetación), materiales de excavación (tierra, rocas de excavación, materiales granulares) y materiales de la construcción (restos de materiales, recipientes de materias primas). Los residuos especiales como restos de pinturas, adherentes, aceites de maquinarias, bidones de gasolina serán gestionados como tales.

- Contratación de servicios y compra de insumos:

En cuanto a los equipos necesarios para las diferentes unidades de tratamiento y control, se contemplan proveedores nacionales. Las materias primas asociadas a la construcción serán adquiridas de proveedores locales, de la misma manera que sucederá con los servicios de seguridad e higiene y de agrimensura.

- Contratación del personal:

Se contratará personal de Río Grande.

- Transporte de materiales y personal:

Se contempla el transporte de maquinaria, materias primas, suelos y personal dentro del predio de implantación de la planta depuradora.

- Limpieza y nivelación del terreno:

Esta acción se llevará a cabo en el área operativa de la planta de tratamiento. Incluye el desmalezado, la nivelación topográfica, la compactación y la cimentación.

- Movimiento de suelos:

Las excavaciones se realizarán conforme a lo estimado en la sección cómputo y presupuesto.

- Encofrado y hormigonado:

La mayoría de las estructuras se realizan tanto con hormigón armado elaborado in-situ como premoldeado, de manera que esta acción estará presente a lo largo de toda la etapa constructiva.

- Almacenamiento de materiales y equipos:

Las materias primas y las maquinarias serán almacenadas en sitios debidamente delimitados.

- Montaje de equipos:

Una vez construidas las unidades de tratamiento y/o estructuras necesarias para soportar a los diferentes equipos, se procederá a la instalación física y eléctrica de cada uno, con las correspondientes pruebas de funcionamiento.

- Colocación de cañerías y conexiones entre unidades:

Incluye la instalación de las diferentes cañerías de conexión entre las unidades con su respectiva prueba hidráulica.

- Implantación del arbolado perimetral:

Incluye la implantación de árboles y plantas en todo el perímetro del terreno de la planta depuradora.

1.3.2 Etapa operativa

La etapa de operación tendrá una duración de 20 años. Dentro de esta etapa se llevarán a cabo las siguientes acciones.

- Capacitación del personal:

Se buscará emplear personal que habite dentro del departamento de Río Grande, que previo al inicio de sus actividades, durante el año de concesión de la planta que será operada por el contratista, deberán asistir a capacitaciones acerca del funcionamiento de la planta depuradora.

- Tratamiento de los efluentes cloacales domiciliarios:

La línea de tratamiento del efluente comienza con el ingreso de este desde el colector máximo al pozo de gruesos, desde ahí se dirige al canal de rejillas gruesas automáticas, a una estación de bombeo elevadores y a un canal de rejillas finas de operación automática. En ambos procesos de desbaste se retiran sólidos considerados como peligrosos, que serán acumulados en contenedores y cuyo retiro y disposición final serán tercerizados. Luego, el efluente, ya elevado, ingresa en los desarenadores aireados, que, por medio de aire insuflado, separan grasas y arenas, donde las primeras son tratadas con cal y las segundas se acumulan y envía a disposición final como residuo especial. Posteriormente, el clarificado llega por gravedad a una cámara partidora de caudal, que lo reparte en 3 reactores biológicos, cuyo objetivo es el de remover materia orgánica disuelta mediante el desarrollo de microorganismos en suspensión, que a posteriori deberán ser separados del efluente por medio de 6 unidades sedimentadoras. El clarificado obtenido de este tratamiento ingresa a la cámara de salida, que unifica el caudal y lo envía hacia una canaleta Parshall y luego hacia el vuelco en un emisario submarino existente.

Por otra parte, el tratamiento biológico requiere del recirculado de una proporción de barros biológicos, por lo que se cuenta con una estación de bombeo de recirculación, cuya finalidad es recircular una parte de los barros hacia el reactor y purgar la otra.

Para llevar a cabo el tratamiento se utiliza energía eléctrica y agua (extraída de la red)

Los residuos sólidos generados son, en su mayoría, sólidos removidos mediante desbaste y las arenas extraídas en la unidad desarenadora.

- Disposición final de residuos del proceso:

El retiro de los lodos será tercerizado y enviado a relleno sanitario. Los sólidos retenidos en el desbaste, así como las arenas procedentes de la unidad desarenadora serán gestionados como residuos sólidos peligrosos, cuyo retiro y disposición final será tercerizado.

- Gestión de lodos biológicos:

La línea de lodos comienza en la estación de recirculación de lodos biológicos, donde una proporción se purga de la línea de líquidos. Estos recibirán un destino sustentable, debido a que mediante el tratamiento de lodos (espesamiento, deshidratación y estabilización), se obtienen biosólidos tipo B, que se podrán a disposición del municipio para su uso en obras de parqueización.

- Insumos utilizados:

se utiliza agua de red para limpieza de las unidades como insumo principal, energía eléctrica y en menor proporción cal para la estabilización de grasas previo a su disposición final y de los lodos biológicos post espesamiento y deshidratación.

- Control y monitoreo del efluente:

Esta acción consiste en la medición de parámetros fisicoquímicos como pH, caudal, temperatura, sólidos disueltos y conductividad; y la toma de muestras para su análisis en laboratorio.

- Mantenimiento preventivo y correctivo:

El mantenimiento del predio de la planta, así como de las unidades de tratamiento incluye la limpieza de las instalaciones, desmalezado, reparación de estructuras, reemplazo y /o reparación de equipos electromecánicos.

1.3.3. Etapa de cierre

Durante la etapa de cierre, hay 2 opciones. Por un lado, se puede realizar una readecuación/ ampliación de la planta. No obstante, si se procede al cierre de operaciones de la planta, se realizará el desmantelamiento de las unidades, se gestionarán los residuos (en general, de áridos) y se realizará una reforestación del sitio.

2. Identificación y valoración de impactos ambientales

Para el presente proyecto se llevará a cabo la identificación y valoración de los diferentes aspectos ambientales que pueden ser considerados como generadores de impactos potenciales sobre los factores abióticos, bióticos y antrópicos, producto de las acciones del proyecto durante la construcción, operación y cierre. Este análisis es de importancia ya que sienta las bases para desarrollar el Plan de Gestión Ambiental.

La evaluación de impactos se lleva a cabo mediante la construcción de una matriz de doble entrada de Leopold, para lo cual se sigue la metodología explicada a continuación.

En primer lugar, se identificaron las acciones derivadas de cada acción del proyecto susceptibles de generar posibles impactos ambientales (que conformarán las filas de la matriz), así como la selección de los componentes ambientales con posibilidad de ser impactados (en las columnas de la matriz), para cada etapa del proyecto: construcción, operación y/o cierre.

Las acciones que generan impactos ya fueron especificadas en la sección anterior. Los factores del ambiente que susceptibles a ser impactados se identificaron y se agruparon como se muestra en la Tabla 137.

Tabla 137: Factores o componentes ambientales que serán potencialmente afectados por el proyecto

Componente	Factor/ Componente ambiental	
Medio Físico-Natural	Aire	Calidad
		Ruido
	Agua	Aguas superficiales
		Aguas subterráneas
	Suelo	Geomorfología/ geología
		Calidad
Medio Socio-económico	Flora	Cobertura vegetal
	Fauna	Diversidad de especies
	Aspectos sociales	Salud
	Infraestructura	Servicios sanitarios
		Tránsito vehicular
	Aspectos económicos	Generación de empleo

Posteriormente, se caracteriza según importancia cada uno de los efectos, que pueden identificarse mediante el cruce entre filas y columnas, ponderándolos según diferentes atributos, cuya valoración se muestra en la Tabla 138, mediante el uso de la Ecuación 17.

$$I = +/-(3 \text{ IN} + 2 \text{ EX} + \text{MO} + \text{PE} + \text{RV} + \text{D} + \text{P})$$

Ecuación 17: Ponderación de impactos ambientales, con los atributos descritos en la Tabla 138.

Tabla 138: Descripción y clasificación de las variables para evaluar el impacto derivado de las acciones del proyecto

Atributos	Descripción	Clasificación	Valor
Signo (+/-)		Beneficioso	+
		Perjudicial	-
Intensidad (I)	Grado probable de destrucción sobre el factor	Baja	1
		Media	2
		Alta	3
Extensión (E)	Área de influencia del impacto	Puntual	1
		Zonal	2
		Regional	3
Momento (MO)	Tiempo que transcurre entre la acción y la aparición del impacto en el medio.	Largo plazo	1
		Mediano plazo	2
		Inmediato	3
Persistencia (PE)	Refiere al tiempo de permanencia del efecto una vez generado el impacto.	Fugaz	1
		Temporal	2
		Permanente	3
Reversibilidad (RV)	Refiere a la posibilidad de reconstrucción del factor a las condiciones iniciales previas.	Corto	1
		Mediano	2
		Irreversible	3
Duración (D)	Tiempo que el impacto o sus efectos permanecen en el ambiente	Fugaz (días)	1
		Temporal (meses)	2
		Permanente (años)	3
Probabilidad (P)	Regularidad con la que se espera registrar el impacto	Baja	1
		Media	2
		Alta	3

La importancia de cada impacto se expresa según la importancia asignada a cada valor (Ecuación 17).

Tabla 139: Ponderación de los impactos ambientales y su importancia

Valores	Importancia
Positivos	Positivo
> -12	Irrelevante
Entre -12 y -17	Moderado
Entre -17 y -29	Severo
< -29	Crítico

Las celdas correspondientes acciones de las que no pueda evidenciarse impacto serán representadas en blanco.

A posteriori, se promedian los impactos de cada acción, por filas, permitiendo así la identificación de las acciones más significativas. Por otro lado, se promedia el efecto de cada factor impactado por columnas, permitiendo conocer los factores ambientales que “sufren” en mayor o menor medida las consecuencias de las acciones del proyecto en cada una de sus etapas. Por último, el impacto total neto será el resultado de promediar las medias de todos los impactos correspondientes a las etapas del proyecto.

2.1 Matriz de Impactos Ambientales – Obra de captación

Tabla 140: Matriz de impactos ambientales de la Obra de Captación, de acciones del proyecto sobre los factores ambientales.

Acción	Factores ambiental	Medio Físico				Medio Biológico		Media Relativa	Medio Socioeconómico			Media Relativa	Valor medio por acción	
		Aire	Agua		Flora	Fauna	Aspectos sociales		Infraestructura		Aspectos económicos			
			Calidad	Superficial					Salud	Servicios sanitarios				Tránsito vehicular
Construcción	Contratación de personal							0.0			30	30.0	10.0	
	Transporte de materiales y personal	-5	-10			-7.5		0.0		-11	30	9.5	0.7	
	Obrador, instalaciones y depósitos provisionarios		-10			-10.0		0.0		10	30	9.7	-0.1	
	Limpieza, nivelación del terreno y movimiento de suelos	-5	-10			-7.5	-9	-9		-11	30	9.5	-2.3	
	Encofrado y hormigonado		-10		-5	-7.5	-11	-12		-11	30	12.0	-2.3	
	Gestión de residuos de obra				-5	-5.0	-11	-11		-11	30	9.5	-2.2	
	Captación de agua cruda del Río Grande				-10	-10.0		-14	30	30		30.0	2.0	
	Mantenimiento preventivo y correctivo		-10		-10	-10.0		-7	30	30		30.0	4.3	
	Desmantelamiento de equipos e instalaciones	-5	-10		-10	-8.3	-7	-7	-11	-11		30	-0.8	
	Gestión de materiales y escombros		-7			-7.0	-5	-5	-5		12	30	3.0	
Cierre	Valor medio	Sobre el medio físico				Sobre el medio biológico		-7.3	Sobre el medio socioeconómico			-6.5	16.0	0.8

2.1.1 Calidad de aire

Durante la etapa **constructiva**, las actividades de excavación y movimiento de suelos para la colocación de tramos de cañería, levantarán polvo y material particulado. A su vez, la utilización de maquinaria pesada y el aumento del tránsito vehicular provocaría la emisión de gases de combustión hacia la atmósfera.

2.1.2 Ruido

Durante la etapa constructiva, habría un aumento del ruido debido al traslado de materiales y a la utilización de maquinaria pesada para la implantación de la torre sobre río, el caño de abducción hacia la costa y la estación de bombeo. Una situación similar ocurriría para la etapa de cierre y desmantelamiento de las estructuras mencionadas.

2.1.3 Agua

Durante la etapa **constructiva**, la calidad del agua superficial (del Río Grande) se vería afectada por el potencial derrame de materiales durante la implantación de las diferentes estructuras que componen la toma.

Por otra parte, durante la etapa **operativa**, las tareas de limpieza y mantenimiento de la torre pueden generar un derrame de lubricantes en el río.

Por último, durante la etapa de **cierre**, el desmantelamiento de las estructuras que componen la toma, puede provocar que parte de los materiales caigan al río.

2.1.4 Suelo

Durante la etapa **constructiva**, las tareas de limpieza, desmalezamiento, instalación de obrador y depósitos provisorios se consideran impactos leves, aunque el área destinada para el obrador podría compactar el suelo debido al acopio de materiales y equipos, así como la instalación de infraestructuras adicionales como comedores, sanitarios, vestuarios y áreas de servicios.

4.1.5 Cobertura vegetal

La cobertura vegetal en este caso no se tendría un impacto importante debido a que la obra se llevará a cabo mayormente sobre el río.

2.1.6 Fauna

Este componente es el que se vería más fuertemente impactado durante las 3 etapas **del proyecto**. Durante la etapa **constructiva** debido a la implantación de la estructura de la torre que obstaculizará parte del cauce del río, impidiendo la libre circulación de la ictiofauna

principalmente. Además, el derrame de materiales de construcción también podría impactar negativamente en este factor.

Por otra parte, durante la etapa **operativa**, la fauna acuática podría ingresar al sistema de captación, especialmente si se captura peces o invertebrados. De todas maneras, se han puesto 2 sistemas de rejillas, uno de rejillas gruesas y otro de rejillas finas, para atenuar este impacto.

2.1.7 Aspectos sociales – salud

Este componente se ve impactado positivamente durante la etapa **operativa**, debido a que se está extendiendo la cobertura de población con acceso a agua potable, lo que incurre en una disminución en riesgo de contraer enfermedades de origen hídrico.

2.1.8 Infraestructura

Sobre el componente servicios sanitarios, el impacto resulta positivo durante la etapa **operativa** ya que se incrementa el porcentaje de población servida, pudiendo darle continuidad al servicio de distribución de agua potable por 20 años.

El tránsito vehicular aumentaría durante etapa **constructiva**, por el transporte de materiales de construcción y durante la etapa de **cierre**, debido al transporte de residuos áridos y de obra.

2.1.9 Aspectos económicos

Para este aspecto el impacto resulta positivo porque se prevé bajar los costos de mantenimiento de la torre, construyendo un puente de acceso desde la costa, que se conecta con el techo de la torre. De esta manera, no se necesitan embarcaciones para realizar tareas de mantenimiento y limpieza en la torre. A su vez, habrá generación de empleo debido a la demanda de mano obra, mayormente para la etapa **constructiva**, y por mantenimiento, durante la **operativa**.

2.2 Matriz de Impactos Ambientales - Recambio de redes de agua

Tabla 141: Matriz de impactos ambientales de la Recambio de Redes de Agua, de acciones del proyecto sobre los factores ambientales.

Acción	Factores ambientales	Medio Físico						Medio Biológico			Medio Socioeconómico					Valor medio por acción			
		Aire	Agua		Suelo	Media Relativa	Flora	Fauna	Media Relativa	Aspectos sociales		Aspectos económicos							
			Calidad	Ruido						Superficial	Geomorfología y topografía	Calidad	Cobertura vegetal natural	Diversidad de especies	Salud		Sancos sanitarios	Infraestructura	Tarifa de vialidad
Operación	Contratación de personal						0.0										27.0	9.0	
	Transporte de materiales y personal	-11	-16		-11	-14	-10	-12.4	-10	-13	-12		-11				27	8.0	
	Obra, instalaciones y depósitos provisionales		-16			-14		-15.0	-12				-11				27	8.7	
	Movimiento de suelos (zanja, colocación de cañerías y tapada)	-8	-11			-14	-11	-11.0	-11	-9	-10		-11				27	8.0	
	Gestión de residuos de obra			-11			-11	-10.0	-11	-16	-14		-11				27	8.0	
Construcción	Captación de agua cruda del Río Grande				-13			0.0		-11	0		33				27	31.0	
	Mantenimiento preventivo y correctivo de la red				20			20.0		9	0		33		33	-11	27	20.5	
Valor medio		Sobre el medio físico						-4.1	Sobre el medio biológico			-6.7	Sobre el medio socioeconómico					15.9	1.7

2.2.1 Calidad de aire

Durante la etapa **constructiva**, las actividades de excavación y movimiento de suelos para la colocación de tramos de cañería, levantarán polvo y material particulado. A su vez, la utilización de maquinaria pesada y el aumento del tránsito vehicular provocaría la emisión de gases de combustión hacia la atmósfera.

2.2.2 Ruido

Se espera generación de ruido durante la **etapa constructiva** debido al traslado de materiales y a la utilización de maquinaria como retroexcavadora o aplanadora.

2.2.3 Agua

Para este componente, se ha contemplado el impacto sobre el cuerpo de agua superficial Río Grande, que se verá negativamente impactado debido a la extracción de agua para su potabilización y distribución a la población.

Por otra parte, durante el mantenimiento de válvulas, puede producirse contingencias como derrame de aceites y lubricantes que pueden afectar tanto el agua de consumo o infiltrarse a la napa.

2.2.4 Suelo

Este componente se vería impactado por el movimiento de suelos debido a la excavación para el armado de la zanja donde se colocarán los tramos de cañería, que luego se tapa con el mismo suelo y se lo aplanan. Este impacto se considera de corto plazo, pero de gran extensión ya que debe realizarse en toda la extensión donde se desea hacer el recambio de redes.

2.2.5 Cobertura vegetal

La cobertura vegetal en este caso no se tendría un impacto importante debido a que donde se desea hacer un recambio de la red, ya existen calles pavimentadas y con densidad de viviendas.

2.2.6 Fauna

Se destaca el impacto sobre la fauna asociada al cuerpo de agua superficial (el Río Grande), desde donde se extrae el agua para consumo.

2.2.7 Aspectos sociales – salud

Para este componente el impacto es positivo durante la etapa **operativa** ya que se distribuirá agua potable para consumo, lo que incurre en una disminución en riesgo de contraer

enfermedades de origen hídrico. Por esta razón, se espera un aumento en el índice de calidad de vida de la población.

2.2.8 Infraestructura

Sobre el componente servicios sanitarios, el impacto resulta positivo durante la etapa **operativa** ya que se incrementa el porcentaje de población servida, pudiendo darle continuidad al servicio de distribución de agua potable por 20 años.

En cuanto a la infraestructura vial, el tránsito vehicular será de relevancia en la etapa **constructiva** debido al traslado de materiales y área de influencia directa de las nuevas redes. En este sentido, además se esperan corte de tránsito en el sector donde se estén instalando las redes.

2.2.9 Aspectos económicos

En el sector Economía el puntaje es positivo porque se prevé bajo costo de mantenimiento de las redes. A su vez, habrá generación de empleo debido a la demanda de mano obra, mayormente para la etapa constructiva y luego, en menor medida, para el mantenimiento de la red.

2.3 Matriz de Impactos Ambientales - Planta de tratamiento de efluentes cloacales

Tabla 142: Matriz de impactos ambientales de la Planta de tratamiento de efluentes cloacales, de acciones del proyecto sobre los factores ambientales.

Acción	Factores ambientales	Medio Físico						Medio Biológico			Medio Socioeconómico				Media Relativa	Valor medio por acción
		Cantidad	Ave	Ruido	Agua		Geomorfología altimétrica	Cobertura vegetal natural	Fauna	Media Relativa	Aspectos sociales	Infraestructura	Aspectos económicos			
					Calidad	Superficial								Diversidad de especies		
	Compra de insumos y materiales						0.0							27	27.0	13.5
	Contratación de personal						0.0							27	27.0	9.0
	Transporte de materiales y personal	-11	-16			-14	-14.3	-13	-14	-14				27	27	8.0
	Obra, instalaciones y depósitos provisionales		-16			-8	-12.0	-11	-11	-11				27	27	8.7
	Limpieza y nivelación del terreno	-11	-17			-14	-13.3	-14	-9	-12				27	27	8.0
	Movimiento de suelos	-8	-11			-17	-12.0	-15	-11	-13				27	27	8.0
	Encofrado y hormigonado		-11				-11.0	-11	-11	-11				27	27	11.0
	Almacenamiento de materiales y equipos					-11	-11.0			0				27	27	0.0
	Montaje de equipos						0.0			0				20	-11	27
	Colocación de cañerías y conexiones					-11	-11.0	-11	0	-6				20	-11	27
	Generación de residuos de obra	-11			-11		-11.0	-11	-11	-11					27	8.0
	Parqueización y arbolado perimetral	20	-11			10	6.3	10		10					27	27.0
	Capacitación del personal						0.0			0				27	20	27
	Tratamiento de los efluentes cloacales domiciliarios		-17		-11	-11	-13.0			0				34	31	27
	Control y monitoreo del efluente				16	16				0				30	30	27
	Gestión de lodos provenientes del proceso		-13			17	2.0			0				28	24	27
	Disposición final de residuos del proceso	-11			-11		-11.0			0.0				-11	-11	27
	Mantenimiento preventivo y correctivo	20	-11	20	20		12.3			0				25	30	27
	Desmantelamiento de equipos e instalaciones	-13	-15	-11	-11	-15	-12.7	-7	-7	0				-17	-17	27
	Gestión de materiales y escombros	-13				-15	-14.0			0				-11	-11	27
	Restauración paisajística	20	20			30	0	30	23	0				-11	-11	27
	Valor medio	Sobre el medio físico						-5.2		-3.3	Sobre el medio socioeconómico				14.0	18

2.3.1 Calidad de aire

La calidad del aire se puede ver afectada durante la etapa de **construcción** por la circulación de vehículos pesados y el movimiento de suelos asociado a las intervenciones sobre el terreno, debido a que provocan la suspensión de material particulado en el aire. Se considera que esta alteración genera un potencial impacto negativo moderado. Cabe destacar que el proyecto se inserta en un área semi urbana y la planta cuenta con un acceso directo a la Ruta Nacional 3, sin necesidad de ingresar a la ciudad para el traslado de materiales.

Los gases de combustión producidos por máquinas y vehículos utilizados en esta etapa tendrán un efecto negativo sobre la calidad del aire. Este impacto se considera de intensidad moderada y temporal.

Un impacto positivo moderado, está relacionado con las acciones de parquización. La obra propone cultivar una cortina forestal en el perímetro de la planta y sobre veredas y calles perimetrales. Esto compensará las perturbaciones de la obra mejorando la calidad del aire.

En la etapa de **operación**, el sistema de tratamiento se encuentra enmarcado dentro de las actividades generadoras de emisiones de COVs y olores, consecuentes de los procesos de depuración. Dichos gases tendrán un efecto negativo sobre la calidad del aire, el cual se considera de intensidad moderada.

Respecto al mantenimiento de la planta, los gases de combustión producidos por los vehículos livianos y/o camiones utilizados para tal fin, tendrán un efecto negativo de intensidad leve, provocado por la cantidad baja de vehículos involucrado. En este sentido, deberán contemplarse las medidas necesarias para minimizar la generación de material particulado, garantizar la combustión completa de los motores de vehículos y maquinaria.

Durante la etapa de **cierre**, se verá impactada la calidad del aire debido a las demoliciones, el movimiento de suelos y la circulación de vehículos pesados, que al igual que en la etapa constructiva, provocan la suspensión de material particulado. Por su lado, la restauración paisajística tiene como finalidad compensar los efectos negativos sobre este componente mejorando la calidad del aire.

2.3.2 Ruido

Todas las tareas que impliquen la operación de equipos y circulación de vehículos tanto en la etapa constructiva, operativa y de cierre, generarán un incremento en el nivel sonoro. Particularmente, durante las etapas de **construcción** y de **cierre**, se generarán ruidos procedentes de las actividades constructivas y de demolición. Sin embargo, se espera que este impacto sea puntual y de corto plazo.

Según (Fernandez-Vitora, 1997) si se considera que el impacto es temporal y reversible, se lo considera como leve a moderado. No obstante, deben tomarse las medidas adecuadas para no alterar los niveles de decibeles permitidos.

Por otro lado, es de destacar que alrededor de la parcela elegida para la implantación de la planta (en un radio de 500 metros), hay escasa presencia de viviendas. En este sentido, este impacto se considera leve sobre la población y, por este motivo, las afectaciones directas y temporales involucrarán solo al personal en obra o que esté implicada en la operación de equipos y circulación de vehículos. Asimismo, se construirá una cortina forestal en el perímetro del predio, con lo cual, se atenuará el ruido proveniente de la operación de la planta de tratamiento de efluentes (**etapa operativa**).

2.3.3 Calidad de agua

Los potenciales impactos identificados sobre el recurso hídrico se vinculan a la alteración de la calidad del agua subterránea/superficial por variaciones químicas por la explotación o por dispersión de contaminantes. No obstante, es de destacar que actualmente estaba proyectado una planta de pretratamiento que se conectaría a un emisario submarino para su vuelco al mar, mientras que el presente proyecto propone un pretratamiento sumado a un tratamiento biológico con la finalidad de remover o tratar la materia orgánica biodegradable previo a su vuelco en el mar. De esta manera, se reduce el riesgo de alteración de los hábitats marinos y la afectación de la calidad del agua por contaminación biológica y orgánica.

Durante la etapa de **construcción** y de **cierre**, las distintas acciones como movimiento de suelos, demoliciones y las obras de construcción del nuevo sistema de tratamiento e interconexiones, pueden obstruir el sistema hídrico superficial modificando la escorrentía, no en su totalidad, sino parcialmente donde se desarrollarán las obras.

A pesar de comprender un efluente tratado, con sus parámetros dentro de los niveles de admisión establecidos por Ley provincial N°55, Decreto provincial 1333/93, potencialmente podría generar modificaciones en las características químicas del recurso. El tratamiento de los líquidos cloacales atenúa los niveles de vuelco en el cuerpo receptor mitigando el impacto sobre el mismo.

Cabe mencionar que, durante la etapa de operación, se prevé un impacto de carácter moderado, derivado de realizar algún by-pass y vuelco de efluente sin el tratamiento completo consecuencia de una posible “parada de planta”.

2.3.4 Suelo

Los potenciales impactos identificados para este componente son la afectación sobre sus propiedades físicas (geomorfología) y químicas (calidad de suelo).

En cuanto a la geomorfología, la etapa de **construcción** del proyecto se identifican varios tipos de impactos ambientales relacionados principalmente con la modificación y afectación del suelo. Las acciones de limpieza, desmalezamiento, instalación de obrador y depósitos provisorios se consideran impactos leves, aunque el área destinada para el obrador podría compactar el suelo debido al acopio de materiales y equipos, así como la instalación de infraestructuras adicionales como comedores, sanitarios, vestuarios y áreas de servicios.

La construcción del nuevo sistema de tratamiento e interconexiones, junto con el traslado de materiales, movimiento de maquinaria y vehículos, se registran como impactos moderados significativos. Estas actividades pueden causar compactación adicional del suelo debido al tránsito continuo de maquinarias y vehículos, afectando la estructura natural del terreno y reduciendo su capacidad de infiltración y porosidad.

Especial importancia tiene la acción de preparación y movimiento de suelos, que se considera un impacto significativo debido a la modificación mecánica de las condiciones naturales del suelo. Esto incluye la compactación del terreno, la pérdida de su capacidad de infiltración y porosidad, así como la remoción de la cubierta edáfica existente. Los efectos ambientales de estas acciones sobre el suelo varían desde valores negativos significativos hasta leves.

Por otro lado, la parquización del predio se evalúa como un impacto moderadamente positivo. La plantación de árboles ayuda a fijar el suelo, mientras que la incorporación de herbáceas, especialmente gramíneas, contribuye a prevenir la erosión eólica y reduce la escorrentía superficial que puede provocar erosión hídrica.

Para la etapa de **cierre**, las demoliciones y retiros de escombros se catalogan como impactos moderados. Mientras que la reforestación del predio impacta positivamente en este componente.

Con respecto a la calidad del suelo, durante la etapa de **construcción** y **cierre** del proyecto, se identifican diversos impactos en la calidad del suelo, categorizados como significativos, moderadamente significativos, moderados y leves. Las actividades de movimiento de suelos causan erosión y pérdida de estructura, afectando la cobertura vegetal y aumentando la degradación. La instalación del obrador y depósitos provisorios puede compactar el suelo negativamente. Las demoliciones, el transporte de maquinaria y el manejo de materiales pueden provocar derrames de lubricantes y combustibles, alterando la calidad del suelo. El manejo incorrecto de residuos y vertidos de productos químicos también impacta negativamente, con la magnitud dependiendo de la cantidad vertida. Las contingencias no evaluadas podrían afectar temporalmente el suelo, cuya reversibilidad dependerá de un plan de emergencias adecuado.

2.3.5 Cobertura vegetal

Para la **etapa constructiva**, se identifican diversos impactos directos que afectan principalmente a la vegetación circundante. El desmalezamiento, la limpieza del terreno así el movimiento de suelos representa un impacto negativo moderado, debido a que estas actividades afectan directamente la vegetación. Sin embargo, la parcela donde se emplazará la planta no posee una cobertura vegetal densa, debido a su ubicación próxima al mar.

Por otro lado, la implantación de estructuras temporales como el obrador, las instalaciones sanitarias y depósitos provisorios se clasifican como impactos leves. Aunque estas actividades implican alguna intervención en la vegetación, su afectación se considera casi despreciable debido a que el área ya ha sido antropizada y los espacios utilizados ya han sido intervenidos previamente.

No obstante, la parquización del predio se espera tenga un impacto positivo, ya que incluye la siembra de pastos autóctonos en áreas perturbadas y el cultivo de árboles para formar una cortina forestal alrededor de la planta.

Durante la **etapa operativa** del proyecto, no se anticipan impactos relevantes sobre la vegetación. Sin embargo, se reconocen posibles contingencias relacionadas con el funcionamiento, accidentes o eventos extraordinarios que podrían afectar directamente la vegetación en el área de influencia.

2.3.6 Fauna

Durante la etapa de tanto de **construcción** como de **cierre**, el desmalezamiento del terreno y la eliminación de vegetación podrían afectar refugios y recursos alimenticios clave como frutos y raíces para la fauna del lugar. El movimiento de maquinaria y vehículos, junto con el aumento del nivel sonoro, pueden provocar desplazamientos temporales de la fauna, especialmente de aves y roedores.

Para mitigar estos efectos, se propone realizar actividades de parquización al término de la obra, que consisten en sembrar pastos autóctonos y cultivar árboles para restaurar parte del hábitat perturbado. Esta medida se considera positiva, ya que ayudaría a crear un entorno favorable para el retorno de la fauna.

Además, en las **3 fases del proyecto** se identifican contingencias como el manejo inadecuado de residuos domésticos y el riesgo de contaminación por sustancias como combustibles y lubricantes, así como accidentes vehiculares que podrían impactar directamente sobre la fauna.

2.3.7 Aspectos sociales - salud

En cuanto a los impactos en el medio socio-económico, se destaca el impacto positivo sobre la salud de las personas que tiene la operación de la planta de tratamiento de efluentes cloacales. También es de gran importancia la generación de empleo asociada al presente proyecto, tanto en la etapa de construcción como operación.

2.3.8 Infraestructura

Durante la etapa **operativa**, se destaca el acceso a servicios sanitarios, lo que tiene un impacto positivo.

del proceso de tratamiento durante la etapa operativa de la planta depuradora.

Con respecto al tránsito vehicular, durante etapa constructiva y de cierre, el tráfico de vehículos hacia y desde el sitio afectará moderadamente el tránsito local en las rutas y avenidas cercanas, especialmente la Ruta Nacional 3. Aunque el impacto es significativo debido al traslado de materiales y maquinaria durante la fase **constructiva**, de lodos y arenas durante la etapa **operativa**, y de residuos áridos durante la etapa de **cierre**, se considera un impacto de corto plazo.

2.3.9 Aspectos económicos

La economía local podría experimentar mejoras debido a un aumento potencial en el comercio para satisfacer las necesidades logísticas del proyecto, incluyendo la adquisición de materiales y la contratación personal y servicios.

Durante la etapa **constructiva**, se generan demandas significativas de servicios como transporte de combustibles y materiales, gestión de residuos, consultoría y seguridad, entre otros. En la etapa **operativa**, el mantenimiento de la nueva planta también impulsará la economía local mediante la necesidad continua de proveedores de insumos y servicios, beneficiando desde grandes proveedores hasta pequeñas empresas locales como ferreterías corralones, así como también empresas de servicios y mantenimiento, por ejemplo, reparación de equipos y maquinaria, empresas de seguridad privada, estaciones de servicios, empresas de mantenimiento de espacios verdes, entre otros.

3. Plan de Gestión Ambiental (PGA)

El Plan de Gestión Ambiental (PGA) constituye la herramienta metodológica destinada a garantizar el cumplimiento de las medidas generales y específicas que permiten prevenir, mitigar, controlar y reducir al máximo los impactos ambientales negativos dentro del área de influencia. Para la estructuración del PGA que se desprende de las etapas de construcción, operación y cierre del Proyecto, se han considerado los resultados obtenidos en la evaluación

de los posibles impactos ambientales, contemplando principalmente aquellos valorados como críticos y moderados, las acciones más impactantes y los factores más sensibles e impactados del entorno.

3.1 Plan de Prevención y Mitigación

Es un instrumento de gestión que propone medidas tendientes a evitar o minimizar los impactos ambientales negativos significativos que fueron detectados durante la evaluación del impacto. El presente plan procura, además, incluir comportamiento del personal en cuanto a la responsabilidad de conservación y mantenimiento del ambiente, como así también en lo que respecta a la preservación de su salud y seguridad en el trabajo.

Las medidas de mitigación para el control de impactos negativos se clasifican según:

- Preventivas: que tienen como fin evitar la aparición de efectos ambientales negativos.
- Correctivas: que repara las consecuencias producidas por la acción del proyecto en el medio.
- Mitigadoras: que recupera aquellos recursos o sitios que hayan sido impactados negativamente.

A continuación, se indican, en forma de tabla cada una de las medidas, indicando el tipo, los impactos a evitar y las acciones propuestas que permitirán llevarla a cabo.

APLICACIÓN GENERAL	
MEDIDA 1	CONTROL DE EMISIONES DE POLVOS
Clasificación	Mitigación
Etapas	Constructiva, operativa y de cierre
Impacto a evitar	-Gases, humos y polvos en suspensión -Contaminación atmosférica -Afectación a la calidad de vida de la población cercana por disminución en la calidad de aire -Afectación de la flora por deposición de polvo. -Afectación del personal de la obra por inhalación de polvillo.
Acción propuesta	-Se deberá realizar mantenimiento de los vehículos como camiones y maquinaria pesada, a la vez que se deberá optimizar el traslado de materiales. -Humectar acopios de tierra y arena, suelos en excavación, superficies de ripio y tierras en los accesos, playas de maniobras y estacionamientos. -Cubrir con lonas las cajas de camiones que transporten arenas, tierra y áridos. -Regar con agua las calles de tierra utilizadas para circular los vehículos de la obra. -Se prohibirá la quema de materiales, leña, residuos forestales y domiciliarios en la obra, y se contará con un programa de prevención contra incendios.

APLICACIÓN GENERAL	
MEDIDA 2	REDUCCIÓN DE RUIDOS Y VIBRACIONES
Clasificación	Prevención y mitigación
Etapa	Construcción, operación y cierre
Impacto a evitar	Ruidos, vibraciones, contaminación sonora
Acción propuesta	-Mantener los niveles de presión sonora promedio en obra inferiores a 65 dB. -No producir ruidos y vibraciones en horario nocturno (22Hs a 6 Hs) o en horario feriado (6Hs a 22 hs). -Impedir la permanencia de equipos pesados en marcha sin razón justificada. -Utilizar equipamiento y vehículos en buen estado y con sistema de atenuación de ruido. -Disponer de un dispositivo de medición de ruidos y personal capacitado para utilizarlo. -Las acciones generadoras de ruido deberán realizarse en horarios diurnos. -Se repartirá y exigirá el uso de elementos de protección personal al personal de la obra

APLICACIÓN: PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOCALES	
MEDIDA 3	Vuelco dentro de los parámetros fijados por Normativa
Clasificación	Prevención y mitigación
Etapa	Operación
Impacto a evitar	Derrame de efluente en el mar fuera de los parámetros admitidos por la normativa de vuelco.
Acción propuesta	-Armar e implementar un sistema de monitoreo con régimen diario, semanal y mensual de los diferentes parámetros físico-químicos (caudal, pH, turbidez, SST) y tomar muestras para hacer análisis microbiológicos. -Implementar un sistema de mantenimiento preventivo y correctivo de toda la planta. -Capacitar periódicamente al personal de la planta en términos operativos y de seguridad e higiene.

APLICACIÓN: GENERAL	
MEDIDA 4	Conservación de la geomorfología del suelo
Clasificación	Mitigación/compensación
Etapa	Construcción y cierre
Impacto a evitar	Pérdida de suelos edáficos, alteraciones en la secuencia natural de los horizontes, erosión hídrica, sobre compactación de suelos
Acción propuesta	-La circulación de vehículos y maquinaria deberá circunscribirse a los caminos debidamente indicados para ello. -Retirar los suelos excedentes de las excavaciones a medida que se vayan acumulando. -Armar acopios transitorios de material de excavación de forma organizada, humectando el material para evitar voladuras. -Acopiar suelos edáficos de forma separada para ser utilizados como cubierta de zanjas, cobertura de rellenos o parquización. -Señalizar los accesos vehiculares.

APLICACIÓN: GENERAL	
MEDIDA 5	Gestión adecuada de residuos
Clasificación	Prevención y mitigación
Etapas	Constructiva, operación y cierre
Impacto a evitar	-Afectación de la salud del personal de obra y de la población cercana al predio. -Afectación de la flora y fauna -Contaminación del suelo y percolación hacia la napa freática
Acción propuesta	-Se hará una segregación de residuos durante la etapa de construcción con el fin de separar aquellos que son inertes o no peligrosos (tierra, rocas de excavación, materiales granulares) de los residuos peligrosos (contenedores de hidrocarburos, lubricantes, pinturas, solventes). -Los residuos peligrosos serán almacenados en contenedores bien señalizados y resguardados para ser retirados posteriormente por un transportista habilitado.

APLICACIÓN: GENERAL	
MEDIDA 6	CONTROL EN EL USO DE MATERIALES
Clasificación	Preventiva
Etapas	Construcción
Impacto a evitar	Fugas y contaminación
Acción propuesta	Utilizar caños de PVC Clase 6 para las redes de agua y caños PRFV Clase 6 para la planta de tratamiento de efluentes, así como caños de acero inoxidable el tratamiento de lodos en la planta y para todas las estaciones de bombeo del proyecto.

APLICACIÓN: GENERAL	
MEDIDA 7	PLAN DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO
Clasificación	Preventiva
Etapas	Operativa
Impacto a evitar	Mal funcionamiento de la obra de captación, las redes de agua o la planta de tratamiento de efluentes cloacales y/o "paradas de planta".
Acción propuesta	-Realizar un manual e implementar un programa de mantenimiento preventivo y correctivo de la planta de tratamiento de efluentes. -Realizar inspecciones y mantenimiento regular de las instalaciones para prevenir y corregir fallas. -Desarrollar planes de contingencias. -Desarrollar un plan de renovación y actualización de las unidades del proyecto

APLICACIÓN: PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES	
MEDIDA 8	IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMA DE MONITOREO TIPO SCADA
Clasificación	Preventiva
Etapas	Operativa
Impacto a evitar	Mal funcionamiento de la planta de tratamiento de efluentes cloacales y vuelco fuera de los parámetros indicados por la normativa. Evitar paradas de planta por no detectar fallas a tiempo.
Acción propuesta	Implementar un sistema de monitoreo remoto de parámetros fisicoquímicos en las diferentes unidades de tratamiento de la planta. Realizar mantenimiento preventivo y correctivo según se necesite.

APLICACIÓN: OBRA DE CAPTACIÓN	
MEDIDA 9	Sistema de rejas
Clasificación	Prevención/mitigación
Etapas	Operativa
Impacto a evitar	Ingreso de ictiofauna y fauna acuática al sistema de captación
Acción propuesta	Colocación de un sistema de rejas gruesas y a continuación uno de rejas finas para evitar o minimizar el ingreso de ictiofauna al sistema de captación.

APLICACIÓN: PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES	
MEDIDA 10	Forestación con plantas y árboles nativos
Clasificación	Mitigación
Etapas	Construcción
Impacto a evitar	Afectación de la fauna y flora del sitio Ruidos
Acción propuesta	Se construirá una cortina forestal en el perímetro del predio de la planta con árboles y plantas nativas de la región.

3.2 Plan de Seguimiento y Control Ambiental

Las acciones indicadas en esta sección están orientadas a servir en la evaluación de las actividades y los posibles impactos derivados, con el fin de ponderar su situación con respecto a los requerimientos de calidad ambiental. En consecuencia, este plan permitirá, por medio de inspecciones visuales y seguimiento de indicadores, la identificación de efectos no previstos en la evaluación de impactos, así como la verificación del correcto funcionamiento de las medidas de prevención y mitigación previstas en el PGA, pudiendo evaluar la eficacia de las mismas, detectar deficiencias y dando el espacio para el planteo de medidas adicionales, según corresponda.

En la siguiente Tabla 143, se presenta un conjunto de medidas de control que se desarrollarán durante cada etapa del proyecto (construcción, operación y cierre). En este sentido, se utilizarán diferentes tipos de indicadores con frecuencias específicas, cuyos datos se registrarán en la documentación pertinente.

Tabla 143: Medida, indicadores, registros y frecuencia de aplicación para el Plan de Seguimiento y Control Ambiental.

MEDIDA	INDICADOR	REGISTRO	FRECUENCIA
Uso de elementos de protección personal (EPP)	Personal que utiliza correctamente los EPP/dotación total que requiere utilización de EPP	Planilla de control de entrega de EPP; Registro Capacitaciones	Trimestral
Equipos de lucha contra incendios	Equipos en condiciones de uso / Equipamiento total	Registros de control/verificación de funcionamiento de equipos	De acuerdo al cronograma de verificación del fabricante
Adecuada Gestión de Residuos	Volumen de residuos dispuestos inadecuadamente/ volumen total de residuos generados	Registro fotográfico y planillas de inspección	Semanal
Mantenimiento de maquinaria y vehículos	Cantidad de vehículos con VTV al día/ cantidad de vehículos de la flota	Base de datos de VTVs realizadas	Anual
Monitoreo de ruidos	Cantidad de decibeles por encima de la norma	Planillas de inspección	Semanal/quincenal
Control de parámetros dentro de la planta de tratamiento	Cantidad muestras (o mediciones) dentro de niveles guía /cantidad de muestras (o mediciones) totales	Bases de datos del Laboratorio	Mensual

3.3 Planes de capacitación

Con el fin de asegurar el cumplimiento de las medidas de seguridad, todos los trabajadores recibirán capacitación en materia de seguridad laboral y ambiental, a la vez que se llevará a cabo un programa de capacitación en materia de operación y mantenimiento, para la obra de captación, las redes y la planta de tratamiento de efluentes cloacales.

Es deber del contratista que construya la obra la de confeccionar Manuales de Operación y Mantenimiento y de impartir capacitaciones mencionadas, al finalizar la obra, momento en que comienza a correr un periodo de prueba de 1 año en el cual el contratista opera las instalaciones al tiempo que capacita al Ente Prestador del servicio sanitario (La secretaria Obras Sanitarias del Municipio de Río Grande). Luego, durante la etapa operativa, el ente prestador será el encargado de capacitar periódicamente al personal sanitario para suministrar correctamente los servicios prestados como consecuencia del presente proyecto.

3.3.1 Plan de capacitación ambiental

El presente plan se centra en sensibilizar y concientizar a los trabajadores, para evitar o minimizar los impactos negativos sobre ambiente y la salud humana como consecuencia de la operación de las instalaciones del presente proyecto. Algunos puntos que el programa deberá incluir son:

- Introducción a la norma internacional ISO 14.001 para sistemas de gestión ambiental, destinada a la protección del medio ambiente;
- Capacitación técnica en gestión de residuos;
- Sobre las funciones y responsabilidades del personal en el logro de cumplimiento de las políticas, los procedimientos ambientales y los requisitos del PGA y las consecuencias de las malas prácticas ambientales;
- Capacitación en efectos ambientales y medidas de prevención/ mitigación;
- En protocolos de actuación ante emergencias en materia ambiental;
- Armado y seguimiento de un plan de mantenimiento preventivo y correctivo de las instalaciones sanitarias;
- En la correcta operación de las instalaciones sanitarias.

3.3.2 Plan de Capacitación en Higiene y Seguridad

El objetivo es reducir los riesgos ocupacionales y, en caso de no ser posible, tener las herramientas y conocimientos para enfrentar accidentes de trabajo y potenciales enfermedades laborales, derivados de las diferentes etapas del proyecto. Este programa de capacitación deberá incluir:

- Introducción a la norma internacional ISO 45.001 para sistemas de gestión de seguridad y salud en el trabajo, destinada a proteger a los trabajadores, de accidentes y enfermedades laborales;
- Capacitaciones en el uso de Elementos de Protección Personal (EPP).
- Capacitación para identificar las condiciones de cada área de trabajo y los riesgos potenciales del ambiente de trabajo;
- Capacitación en planes de evacuación;
- Capacitación en primeros auxilios;
- Prevención y control de incendios;
- Prevención y gestión de derrames;
- Protocolo ante inundaciones.

4. Conclusiones

En el presente EIA se han identificado y ponderado las interacciones de las acciones producidas por cada sub-proyecto: la obra de captación, el recambio de las redes y la planta depuradora, en sus 3 etapas: construcción, operación y cierre, sobre los medios físico, biológico y socioeconómico. En este sentido, se han hallado impactos tanto negativos como positivos sobre el ambiente, como es natural en cualquier actividad antrópica. Sin embargo,

al tratarse un proyecto de optimización del servicio de agua y saneamiento para la ciudad de Río Grande, se espera que los impactos positivos sean más significativos que los negativos. Esto se ve evidenciado por los puntajes globales de la matriz de impactos ambiental para la nueva toma de agua, el recambio de las redes de agua y la nueva planta depuradora de efluentes cloacales, resultando de 0,8, 1,7 y 1,8 puntos, respectivamente.

Es de mencionar que, aunque se haya obtenido una puntuación global positiva, es esencial proponer un Plan de Gestión Ambiental, con el objetivo de minimizar los impactos que se les atribuyen a las acciones del proyecto. Dicho plan consta de un Plan de Prevención y Mitigación, que incluye medidas tanto preventivas, mitigativas y correctivas; Un Plan de Seguimiento y Control, que incluye una muestra de indicadores y su frecuencia de aplicación, que se pueden utilizar para llevar a cabo un seguimiento y monitoreo ambiental; y, por último, un Plan de capacitación en materia seguridad e higiene ambiental y laboral.

En síntesis, habiendo evaluado el amplio conjunto de factores ambientales sobre los que el proyecto puede impactar, se puede concluir que el proyecto de agua y saneamiento para la ciudad de Río Grande es **ambientalmente viable**.

Conclusiones generales

En primera instancia, se han alcanzado los objetivos del proyecto actual, con un horizonte de 20 años. Se desarrolló un anteproyecto de ingeniería, para optimizar el servicio de distribución de agua, por medio de una nueva obra de captación sobre el Río Grande y el recambio de las redes de distribución del casco urbano. Por otra parte, se proyectó una nueva planta depuradora de los efluentes cloacales de la ciudad, para completar la cobertura en el tratamiento de efluentes, que actualmente llegan al mar sin tratamiento previo, y hay evidencias de su impacto sobre ecosistemas acuáticos debido a su carga orgánica.

Finalmente, se concluye que se ha logrado cumplir con los objetivos del proyecto, cuya originalidad radica en el abordaje de la problemática de brindar servicios sanitarios en climas fríos, como sucede en Río Grande y otros sitios del sur del país. Esto se vio reflejado principalmente en la elección de una obra de toma adecuada para las dinámicas de un río, con fuertes variaciones de caudal estacionales y el congelamiento de sus capas superiores, durante parte del invierno; en la elección de un tipo de reactor biológico capaz de resistir bajas temperaturas, sin necesidad de aislamiento o calefacción; y en el método de tratamiento de lodos de la planta, donde en lugar de la digestión anaeróbica, inviable en condiciones de frío, se optó por el espesado, deshidratación y estabilización con cal, con la finalidad de brindarles un destino sustentable en obras viales o de parqueización del municipio. Es importante destacar que la nueva planta contribuirá significativamente a mitigar el vertido de aguas residuales al mar a través de emisarios, especialmente en un Sitio Ramsar de gran importancia ecológica para la conservación.

Bibliografía

- DPOSS. (Resolución 1044/21). *Nueva Planta de Pretratamiento y Emisario Submarino Río Grande*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de <https://dposs.gob.ar/wp-content/uploads/2021/09/RESOL.-No-1044-2021-LLAMADO-A-L.P.-No-19-21.pdf>
- AREF. (2016). *Agencia de recaudación fueguina*. Obtenido de Gobiernos de Tierra del Fuego: https://catastro.aref.gob.ar/Web_TDF_catastro_rgr/
- AySA. (2020). *Agua y Saneamientos Argentinas S.A.* Obtenido de https://www.aysa.com.ar/media-library/programa_cultural_educativo/nivel_secundario/La_potabilizacion_2020.pdf
- Bukart R., B. N. (1999). *Eco-regiones de la Argentina. Administración de Parques Nacionales, Presidencia de la Nación*. Banco Interamericano de Desarrollo. Obtenido de https://sib.gob.ar/archivos/Eco_regiones_de_la_Argentina_1999.pdf
- Cátedra Diseño de Sistemas de Tratamiento Biológico. (2022). *Biomasa adherida*. Universidad Nacional de San Martín.
- CMO Valves. (2024). *CMO Valves*. Obtenido de <https://cmovalves.com/wp-content/uploads/2016/11/CMO-VALVES-CATALOGUE-SERIE-CA-Rev-03-Sheet-Data-ES.pdf/>:
- Consejo federal de agua potable y saneamiento. (1993). *Fundamentación de las Normas ENOHSA* (Vol. 6). Argentina.
- Consultora Serman & Asociados S.A. (2022). *Estudio de Impacto Ambiental, Puerto de Río Grande*. Obtenido de https://prodyambiente.tierradelfuego.gob.ar/wp-content/uploads/2023/01/2.-Estudio-de-Impacto-Ambiental-EsIA-ptor-grande_signed.pdf
- Cueva del Civil. (2024). *Cueva del Ingeniero Civil*. Obtenido de <https://www.cuevadelcivil.com/2012/09/toma-tirolesa.html>
- Davis, M. L. (2020). *Water and Waste Water Engineering - Design principles and practice* (Segunda Edición ed.). McGraw Hill Education.
- Del fuego noticias. (18 de julio de 2012). *Del fuego noticias*. Obtenido de <https://www.delfuegonoticias.com.ar/noticias/provinciales-6/municipio-anuncio-tres-obras-a-traves-del-fideicomiso-austral-1316>
- Dirección General de Recursos Hídricos (DGRH) – SDSyA de Tierra del Fuego. (2009). *Evaluación hidro- ambiental del estuario del río Grande, Tierra del Fuego*. Tierra del

- Fuego: Actas del XXII Congreso Nacional del Agua. Obtenido de [https://www.legistdf.gob.ar/lp/novedadesip/Com.%20Of.%202014/C.%20Of.%20N%20041-14/C.%20Of.%20N%20BA%20041-14%20\(Folios%20001%20al%20149\).pdf](https://www.legistdf.gob.ar/lp/novedadesip/Com.%20Of.%202014/C.%20Of.%20N%20041-14/C.%20Of.%20N%20BA%20041-14%20(Folios%20001%20al%20149).pdf)
- Dirección general de recursos hídricos. (s.f.). *Dirección General de Recursos Hídricos, Provincia de Tierra del Fuego*. Obtenido de http://recursoshidricos.tierradelfuego.gov.ar/?page_id=56
- Dirección Nacional de Inversión Pública. (2022). *Guía de Evaluación del sector Agua Potable y Saneamiento*. Argentina. Recuperado el Junio de 2024, de https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/sector_agua_potable_y_saneamiento_17-5_0.pdf
- Dirección provincial de energía. (Res. DPE N° 112/2024). *Cuadro tarifario vigente*. Tierra del Fuego.
- DPOSS. (1044/2021). *Planta de pretratamiento y emisario submarino Río Grande*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de <https://dposs.gob.ar/wp-content/uploads/2021/09/RESOL.-No-1044-2021-LLAMADO-A-L.P.-No-19-21.pdf>
- DPOSS. (Res. 17/2024). *Nuevo Régimen Tarifario para la Dirección Provincial de Obras y Servicios Sanitarios*. Obtenido de https://dposs.gob.ar/wp-content/uploads/2024/01/DECRETO_17_2024.pdf
- DPOSS. (Res. 900/2017). *Planta de tratamiento de efluentes cloacales Margen Sur*. Río Grande, Tierra del Fuego, Argentina. Obtenido de <https://dposs.gob.ar/wp-content/uploads/2017/07/Resolucion-900-Tratamiento-Efluentes-Margen-Sur-final.pdf>
- DPOSS. (Resolución 1044/2021). *Planta de pretratamiento y emisario submarino Río Grande*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de <https://dposs.gob.ar/wp-content/uploads/2021/09/RESOL.-No-1044-2021-LLAMADO-A-L.P.-No-19-21.pdf>
- ENOHSA. (1993). *Normas ENOHSA*. Argentina: Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento.
- Facultad de Agronomía, UBA. (2022). *Heladas en Argentina*. Obtenido de Centro de Información Agroclimática: https://www.agro.uba.ar/heladas/riogrande_ba_0.htm
- Fernandez-Vitora, C. (1997). *Guía metodológica para la evaluación del impacto ambiental*. Madrid, España: MUNDI-PRENSA.
- Francisca, F. G. (2005). Protección de las márgenes del Río Grande en Tierra del Fuego. *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y el Ambiente*(21), 59-69.

- Fundación YPF, M. d. (2021). *Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de https://fundacionypf.org.ar/Documents/Publicaciones/Plan_de_Accion_Rio_Grande.pdf
- Fundación YPF, M. d. (2021). *Río Grande Sostenible, Plan de Acción del Centenario*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de https://fundacionypf.org.ar/Documents/Publicaciones/Plan_de_Accion_Rio_Grande.pdf
- Gobierno de la Provincia de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur. (2011). *Plan de Manejo de la Reserva Costa Atlántica de Tierra del Fuego*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de <https://prodyambiente.tierradelfuego.gob.ar/wp-content/uploads/2022/07/PLAN-DE-MANEJO-RCATDF-VF.pdf>
- INA. (2001). *Proyecto de una defensa costera en la Ciudad de Río Grande*. Río Grande, Tierra del Fuego. Obtenido de <https://repositorio.ina.gob.ar/server/api/core/bitstreams/72c1c850-d874-4ca7-b62a-a9c2dc0a77a9/content>
- INDEC. (2010). *Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas*. Argentina. Obtenido de <https://www.indec.gob.ar/indec/web/Nivel4-Tema-2-41-135>
- INDEC. (2010). *Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas*. Argentina. Obtenido de <https://indec.gob.ar/indec/web/Nivel4-CensoProvincia-999-999-94-014-2010>
- INDEC. (2022). *Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas*. Argentina. Obtenido de https://www.indec.gob.ar/ftp/cuadros/poblacion/cnphv2022_resultados_provisionales.pdf
- Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. (2024). *Captación de aguas superficiales*. (U. d. Facultad de Ingeniería, Ed.) Recuperado el 2024, de FIUBA.
- IPIEC. (2023). *Instituto de Análisis e Investigación, Estadística y Censos*. Obtenido de <https://ipiec.tierradelfuego.gob.ar/estadisticas-economicas-2/>
- ISA . (2024). *Ingeniería y Servicios Ambientales*. Obtenido de <https://isa.ec/soluciones-ambientales/plantas-de-tratamiento-de-aguas-residuales/>
- Iturraspe., U. (2000). *Clasificación y caracterización de las cuencas hídricas de Tierra del Fuego. XVIII Congreso Nacional del Agua*. Termas de Río Hondo, Santiago del Estero.
- Junco, J. (29 de Marzo de 2015). *Monitoreo ambiental*. Obtenido de <https://www.monitoreoambiental.com/lodos-activados/>

- Martinez. (12 de Abril de 2012). *Sistemas de tratamiento de agua*. Obtenido de Blogspot: <http://sistemadetratamientodelagua.blogspot.com/2009/04/desarenador.html>
- Masanganise, N. (2002). Surface water intake and small dams. En *Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership* (págs. 252-263). Obtenido de https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/SMET%202002%20Surface%20Water%20Chapter%2011.pdf
- Metcalf & Eddy, I. (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Vol. 1 y 2). McGraw-Hill.
- METCALF & EDDY, I. (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Vol. 1 y 2). McGraw-Hill.
- METCALF & EDDY, I. (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Vol. 2). McGraw-Hill.
- Ministerio de Economía. (2022). *Informe Productivo Provincial*. Tierra del Fuego. Obtenido de argentina.gob.ar/sites/default/files/informe_productivo_tierra_del_fuego_web_2022.11.pdf
- Ministerio de Industria e Innovación Productiva. (2014). *Diagnóstico de la gestión actual del residuo industrial no peligroso de los establecimientos fabriles de la ciudad de Río Grande y empresa Newsan de la Ciudad de Ushuaia*. INTI, CFI. Obtenido de <https://prodyambiente.tierradelfuego.gob.ar/wp-content/uploads/2015/08/TOMO-I.pdf>
- Ministerio de Producción y Ambiente. (2023). Obtenido de Gobierno de Tierra del Fuego: <https://prodyambiente.tierradelfuego.gob.ar/regimen-de-promocion-economica-y-fiscal-ley-19-640-2/>
- Municipio de Río Grande. (4 de Julio de 2020). *Municipio de Río Grande*. Obtenido de <https://info.riogrande.gob.ar/defensa-civil-recuerda-que-esta-prohibido-caminar-sobre-el-hielo-del-cauce-del-rio-grande>
- Osorio, M. (2013). *Repositorio Universidad del Bio-Bio*. Obtenido de epobib.ubiobio.cl: http://repobib.ubiobio.cl/jspui/bitstream/123456789/147/3/Osorio%20Petersen%2C%20Marcos.pdf
- Qasim, M. &. (2000). *Water Works Engenieering, Planning, Design and Operation*. Prentice Hall.
- Ramos., C. C. (2015). Composición malacológica en depósitos litorales del NE de Tierra de Fuego (Río Grande y Estacia María Luisa). Obtenido de

<https://host170.sedici.unlp.edu.ar/server/api/core/bitstreams/a6a96331-e407-48dd-bb51-aa52f2178766/content>

Rodriguez, J. (5 de Noviembre de 2018). *iagua*. Obtenido de iagua.es: iagua.es/blogs/juan-jose-salas/lechos-bacterianos-tecnologia-robusta-pero-tanto-olvidada

Sec. desarrollo sustentable y ambiente. (2013). *Caracterización de amenazas hidrológicas en la cuenca del Río Grande, Tierra del Fuego*. Dirección general de recursos hídricos.

Secretaría de Energía de la Nación. (2014). *Recursos Hídricos de Tierra del Fuego*. Obtenido de <http://www.mineria.gov.ar/estudios/irn/tierradelfuego/t-4sub.asp>

Secretaría de Minería de la Nación. (2014). *Usos de la tierra en Tierra del Fuego*. Obtenido de <http://www.mineria.gov.ar/estudios/irn/tierradelfuego/T-8.asp>

Sur54. (31 de Mayo de 2021). *Sur54*. Obtenido de <https://www.sur54.com/noticias/2021/05/31/91420-rio-grande-se-llevan-adelante-tareas-en-el-tropezon-para-evitar-el-congelamiento-de-la-toma-de-agua>

Universidad de Huanuco. (2024). *Slideshare*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/cinthianoelygonzalesronquillo/captacines-en-lagos-y-embalses>

Zelaya. (Septiembre de 2012). *Desarenadores tradicionales y mallas de efecto COANDAS*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/ingmariocastellon/desaarenadores-convencionales>

Anexos

1. Cómputo y presupuesto de la inversión inicial

1.1 Obra de captación

INVERSIÓN INICIAL					
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial
N°				Unitario	
1	Torre				
	Estructura Torre Hormigón H30	m³	2.411	133	320.108,47
	Herrería para escalera de acceso	m²	8	201,42	1.611,38
	Pasarela metálica	m²	108	201,42	21.753,60
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	3.276	52	170.834,95
	Rejas automáticas autolimpiantes (Espaciado 50 mm y ancho de barrote de 10 mm)	U	8	45.170,93	361.367,47
	Rejas automáticas autolimpiantes (Espaciado 15 mm y ancho de barrote de 10 mm)	U	1	45.170,93	45.170,93
	Puente + pilares Hormigón H30	m³	105	133	13.940,85
	Caño de abducción PEAD Clase 6 DN 1600 mm	m	126	261,93	33.003,32
Total					967.790,97
2	Estación de bombeo				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	1.166	52	60.803,89
	Estructura de cám. de aspiración + cám. de la cañería de impulsión Hormigón H20, e=0,3	m³	240	133	31.864,80
	Tapa de acceso metálica	U	1	241,07	241,07
	Escalera y pasarela metálica	m²	10	201,42	2.014,22
	Sala de tableros y obra eléctrica	Gl	1	449.288,45	449.288,45
Total					544.212,43
3	Sala de bombas				
	Estructura Hormigón H30	m³	40	133	5.310,80
	Tapa de acceso metálica	U	1	241,07	241,07
	Provisión e instalación de bombas centrífugas para un caudal de 630m³/h y 40 mca	U	3	28.293,94	84.881,83
	Accesorios, válvula esclusa y de retención para bombas	m	16	2.994,93	47.918,94
Total					138.352,64
4	Cisterna				
	Estructura cisterna redonda de 300 m³ semienterrada H30e=0,3	m³	376	133	49.921,52

	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	400	52	20.858,97
	Compuertas de accionamiento manual	U	2	7.195,99	14.391,98
	Desagues de cisterna	GI	1	1.160	1.159,69
Total					86.332,16
5	Trabajos preliminares				
	Movilización e instalación del obrador	GL	1.00	53.101,59	53.101,59
Total					53.101,59
6	Servicios profesionales				
	Jefe de obra	U	1	17.052	17.052,31
	Ingeniero ambiental	U	1	16.354	16.353,81
	Capataz + cuadrilla	U	3	15.332	45.995,09
	Seguridad e Higiene	U	2	14.310	28.619,16
	Topógrafo	U	1	10.319	10.319,41
Total					118.339,78
7	Documentación Técnica, Planos y Manual de Operación	GI	1	66.722,39	
Total					66.722,39
8	Concesión de operación y mantenimiento por 1 año	GI	1	262.143,84	
Total					262.143,84
Costo, Inversión inicial - Obra de captación					2.236.995,79

1.2 Redes de distribución de agua

INVERSIÓN INICIAL					
ZONA 1					
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	Costo Unitario (U\$S)	Costo Parcial
1	Cisterna de almacenamiento				
	Estructura cisterna redonda de 5.000m³ semienterrada H30 e=0,3	m³	376	132,77	49.921,52
	Excavación y movimiento de tierras, relleno y compactación del suelo. Transporte del suelo sobrante.	m³	3.800	52,15	198.160,20
	Compuertas de accionamiento manual	U	2	3.020,28	6.040,56
	Desagues de cisterna	GI	1	1.159,69	1.159,69
Total					255.281,97
2	Sala de tableros y obra eléctrica	GI	1	24.027,50	
Total					24.027,50
3	Sala de bombas				
	Estructura H30, e=0,3	m³	40	102,77	4.110,80
	Tapa de acceso metálica	m²	30	79,18	2.375,40

	Provisión e instalación de bombas centrífugas para un caudal de 630m ³ /h y 40 mca	U	3	7.169,03	21.507,09
	Accesorios, válvula esclusa y de retención para bombas DN 300	Gl	1	530,49	530,49
Total					28.523,78
4	Red de agua potable				
	Excavación, relleno, compactación y transporte de tierra excedente de zanja	m ³	4.8742	52,15	2.541.759,80
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 110	m	19.996	11,02	220.354,16
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 160	m	22.464	19,05	427.940,72
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 355	m	15.882	120,00	1.905.895,20
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 500	m	123	140,00	17.204,60
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 75 (Red secundaria)	m	63.258	10,25	648.390,35
	Válvulas esclusas DN 110	U	20	266,88	5.337,60
	Válvulas esclusas DN 160	U	16	307,57	4.921,12
	Válvulas esclusas DN 355	U	18	718,66	12.935,88
	Válvulas esclusas DN 500	U	1	890,60	890,60
	Válvulas esclusas DN 75	U	102	234,14	23.882,28
	Hidrantes	U	50	186,00	9.300,00
	Motobombas	U	3	223,20	669,60
	Cámara de desague y limpieza	U	1	1.091,13	1.091,13
	Conexión domiciliaria corta	U	5.850	203,29	1.189.168,11
	Conexión domiciliaria larga	U	5.842	352,77	2.060.901,77
	Provisión y colocación de micromedidor	U	11.692	183,63	2.146.868,38
Total					25.695.244,31
6	Servicios profesionales				
	Jefe de obra	U	1	17.052,31	17.052,31
	Ingeniero ambiental	U	1	16.353,81	16.353,81
	Capataz + cuadrilla	U	6	15.331,70	91.990,17
	Seguridad e Higiene	U	2	14.309,58	28.619,16
	Topógrafo	U	3	5.723,83	17.171,50
Total					171.186,96
ZONA 2					
Item		Unidad	Cantidad	Precio USD	
N°	Descripción			Unitario	Parcial
1	Cisterna de almacenamiento				
	Estructura cisterna redonda de 5.000m ³ semienterrada H30 e=0,3	m ³	376	132,77	49.921,52
	Excavación y movimiento de tierras, relleno y compactación del suelo. Transporte del suelo sobrante.	m ³	3.800	52,15	198.160,20
	Compuertas de accionamiento manual	U	2	3.020,28	6.040,56

	Desagues de cisterna	Gl	1	1.159,69	1.159,69
Total					255.281,97
2	Sala de tableros y obra eléctrica	Gl	1	24.027,50	
Total					24.027,50
3	Sala de bombas				
	Estructura H 20	m³	40	102,77	4.110,80
	Tapa de acceso metálica	m²	30	79,18	2.375,40
	Provisión e instalación de bombas centrífugas para un caudal de 550m³/h y 50 mca	U	3	7.169,03	21.507,09
	Accesorios, válvula esclusa y de retención para bombas	Gl	1	530,49	530,49
Total					28.523,78
4	Red de agua potable				
	Excavación, relleno, compactación y transporte de tierra excedente de zanja	m³	49.044	52,15	2.557.534,94
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 110	m	24.570	11,02	270.766,69
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 160	m	50.947	19,05	970.534,83
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 200	m	52.634	45,55	2.397.483,26
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 400	m	50.581	157,53	7.968.083,22
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 500	m	42.069	189,60	7.976.286,19
	Provisión y colocación de cañería PVC DN 75 (Red secundaria)	m	70.272	10,25	720.291,38
	Válvulas esclusas DN 110	U	38	266,88	10.141,44
	Válvulas esclusas DN 160	U	34	307,57	10.457,38
	Válvulas esclusas DN 200	U	26	818,66	21.285,16
	Válvulas esclusas DN 400	U	1	830,00	830,00
	Válvulas esclusas DN 75	U	182	234,14	42.613,48
	Hidrantes	U	65	186,00	12.090,00
	Motobombas	U	4	223,20	892,80
	Cámara de desague y limpieza	U	3	1.091,13	3.273,38
	Conexión domiciliar cortá	U	5.055	352,77	1.783.178,96
	Conexión domiciliar largá	U	5.040	183,63	925.470,00
	Provisión y colocación de micromedidor	U	10.095	183,63	1.853.647,43
Total					27.524.860,53
5	Trabajos preeliminares				
	Movilización e instalación del obrador	GL	1	31.479,97	31.479,97
	Colocación de carteles de obra	GL	1	2.937,77	2.937,77
	Parquización	GL	1	26.550,79	26.550,79
Total					60.968,53
6	Servicios profesionales				
	Jefe de obra	U	1	17.052,31	17.052,31
	Ingeniero ambiental	U	1	16.353,81	16.353,81

	Capataz + cuadrilla	U	6	15.331,70	91.990,17
	Seguridad e Higiene	U	2	14.309,58	28.619,16
	Topógrafo	U	3	10.319,41	30.958,23
Total					184.973,69
Total, INVERSIÓN INICIAL - REDES DE AGUA					54.252.900,49

1.3 Planta depuradora de efluentes cloacales

INVERSIÓN INICIAL					
Item		Unidad	Cantidad	Precio USD	
N°	Descripción			Unitario	Parcial
1	Pozo de gruesos- Rejas gruesas				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	370	52	19.294,55
	Estructura del pozo de gruesos + canal de rejas H30, e=0,3	m³	116	133	15.401,32
	Rejas automáticas autolimpiantes (espaciado de 50 mm y ancho de barrote 10mm), canasto y rastrillo	U	2	32.572,51	65.145,02
	Sensor de nivel ultrasónico	U	2	1.544,09	3.088,18
	Contenedor para sólidos 1 m3	U	2	1.507,47	3.014,95
	Compuertas Stop de Acero Inoxidable de accionamiento manual	U	4	4.046,38	16.185,53
Total				122.129,55	
2	Estación de bombeo				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	350	52	18.251,60
	Estructura de cám. de aspiración + cám. de la cañería de impulsión H30, e=0,3	m³	102	133	13.542,54
	Vertedero rectangular con chapa acero inoxidable	U	1	510.09	510,09
	Tapas de acceso metálica	U	1	241.07	241,07
	Bombas sumergibles Xylem, modelo CP 3531/806 3~ 1240 + dispositivo de izaje	U	3	58.121.76	174.365,29
	Cañería de impulsión DN 500 con accesorios	m	13	266,96	3.470,50
	Válvula de retención DN 500	U	3	1.643,91	4.931,72
	Cañería de impulsión DN 700 con accesorios	m	5	242,02	1.210,10
	Válvula de esclusa DN 700	U	3	3.321,51	9.964,52
	Herrería para escalera y pasarela metálica	m²	10	201,42	2.014,22
Total				228.501,64	
3	Sala de tableros y obra eléctrica				
	Sala de tableros y obra eléctrica	Gl	1	33.855,51	33.855,51
Total				33,855.51	
4	Cámara de carga, Rejas Finas				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	18	52	938,65
	Estructura de hormigón y pilares H30 e=0,3	m³	62	133	8.231,74

	Herrería para escalera y pasarela metálica	m ²	25	201,42	5.035,56
	Rejas automáticas autolimpiantes (espaciado de 15 mm y ancho de barrotes 10mm), canasto y rastrillo	U	2	32.572,51	65.145,02
	Sensor de nivel	U	2	1.859,05	3.718,11
	Contenedor para sólidos 1 m3	U	2	1.507,47	3.014,95
	Compuertas Stop de Acero Inoxidable de accionamiento manual	U	4	4.046,38	16.185,53
	Vertedero rectangular con chapa acero inoxidable	U	2	510,09	1.020,18
Total					103.289,73
5	Desarenadores- desengrasadores aireados				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m ³	72	52	3.754,61
	Estructura H30 e=0,3	m ³	844	133	112.057,88
	Escalera y pasarela metálica	m ²	50	201,42	10.071,11
	Compuertas Stop de Acero Inoxidable de accionamiento manual	U	4	4.046,38	16.185,53
	Puente barredor de arenas y grasas	U	2	358.143,10	716.286,21
	Aireador Jet Burbuja gruesa	U	4	16.081,46	64.325,82
	Cañería de conducción de aire de acero inoxidable DN 200	m	150	82,13	12.319,54
	Sopladores Repicky	U	2	17.858	35.716,54
	Electrobomba sumergible para extracción de arena	U	2	9.943,93	19.887,87
	Tanque clasificador de arenas	Gl	1	26.311,65	26.311,65
	Equipamiento separador de grasas	Gl	1	34.743,49	34.743,49
	Vertedero rectangular con chapa acero inoxidable	U	1	510,09	510,09
Total					1.052.170,33
6	Cámara Partidora N°1				
	Estructura H30 e=0,3	m ³	54	133	7.169,58
	Relleno y compactación de suelo	m ³	42	30,00	1.260,00
	Escalera y pasarela metálica	m ²	810	201,42	163.152,00
	Vertedero rectangular con chapa acero inoxidable	U	3	510,09	1.530,28
	Sensor de pH, Transmisor de pH, Cable para pH y Protector para sensor	Gl	1	20326,06	20.326,06
Total					193.437,91
7	Reactores biológicos				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m ³	126	52	6.570,57
	Estructura exterior y pilares H30 e=0,3	m ³	1.800	133	238.986,00
	Escalera y pasarela metálica	m ²	810	201,42	163.152,00
	Difusores Repicky	U	1.544	26,90	41.529,95
	Sensor de oxígeno disuelto	U	6	4.876,45	29.258,71
	Cañería de conducción de aire de acero inoxidable DN 300	m	165	110,95	18.306,01
	Cañería de conducción de aire de acero inoxidable secundaria DN 200	m	360	82,13	29.566,89

Total					527.370,13
8	Cámara Partidora N°2				
	Estructura H30 e=0,3	m ³	56	133	7.435,12
	Escalera y pasarela metálica	m ²	9	201,42	1.812,80
	Vertedero rectangular con chapa acero inoxidable	U	6	510,09	3.060,55
	Sensor de pH, Transmisor de pH, Cable para pH y Protector para sensor	Gl	1	20.326,06	20.326,06
Total					32,634.53
9	Sedimentadores secundarios				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m ³	12420	52	647.670,96
	Estructura hormigón H30 e=0,3	m ³	3015	133	400.301,55
	Puente barredor de arenas y grasas	U	6	118.450,58	710.703,51
	Equipamiento separador de grasas	U	6	56.631,31	339.787,87
	Campana deflectora central metálica	m ²	36	30,01	1.080,27
	Puente pasarela y escalera	m ²	132	201,42	26.587,73
Total					2,126,131.89
10	Cámara de salida (unificadora de caudal)				
	Estructura hormigón H30 e=0,3	m ³	54	133	7,169.58
	Escalera y pasarela metálica	m ²	9	201,42	1,812.80
	Vertedero rectangular con chapa acero inoxidable	U	1	510,09	510.09
	Sensor de pH, Transmisor de pH, Cable para pH y Protector para sensor	Gl	1	20.326,06	20.326,06
Total					29,818.53
11	Canaleta Parshall				
	Estructura hormigón H30 e=0,3	m ³	14	133	1.858,78
	Sensor de nivel	U	1	1.544,09	1.544,09
	Excavación y relleno para zanjeo y colocación de cañería y empalme con emisario	m	125	52	6.518,43
Total					9.921,30
12	Estación de recirculación de barros				
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m ³	77	52	4.015,35
	Cámara de aspiración + cámara de la cañería de impulsión hormigón H30, e=0,3	m ³	73	133	9.692,21
	Tapas de acceso metálica	U	1	241,07	241,07
	Bombas sumergibles Xylem, modelo PL 7065/705 3~ 1030 + dispositivo de izaje	U	3	33.611,04	100.833,12
	Válvula de retención	U	3	530	1.590,00
	Válvula de esclusa	U	3	791	2.373,00
	Escalera y pasarela metálica	U	1	266,06	266,06
Total					119,010.81
13	Tratamiento de los lodos secundarios				
	Espesadores por flotación				

	Tanque presurizador 500 litros + Equipo Presurizador Q=12m³/h y H=40mca	Gl	1	2.718,59	2.718,59
	Movimiento de suelos, excavación, relleno con suelo natural y transporte sobrantes	m³	440	52	22.944,86
	Estructura hormigón H30 e=0,3	m³	280	133	37.175,60
	Equipamiento separador de lodos flotados	U	6	56.631,31	339.787,87
	Barredor de fondo y superficial	U	2	24.111,47	48.222,93
	Campana deflectora central metálica	m²	12	27,27	327,26
	Filtros Banda	U	2	196.700	393.400,00
	Post tratamiento con cal (Roediger Pittsburg)	U	1	155.028	155.028,00
Total					999.605,11
14	Interconexiones entre unidades				
	Provisión e instalación de cañería PRFV DN 1000 mm Clase 6 y accesorios	m	130	165,96	21.574,28
	Provisión e instalación de cañería cañería PRFV DN 800 mm Clase 6 y accesorios	m	600	154,56	92.733,07
	Provisión e instalación de cañería cañería PRFV DN 550 mm Clase 6 y accesorios	m	353	75,99	26.826,05
	Provisión e instalación de cañería cañería PRFV DN 400 mm Clase 6 y accesorios	m	920	64,98	59.778,70
	Provisión e instalación de cañerías de acero D° 2" bridada, accesorios y válvulas y soportes para línea de conducción	m	225	70,94	15.961,11
Total					216.873,22
15	Instrumentación y control				
	Provisión y Colocación cableados y todo lo necesario para la instalación de Sistema de medición y Control SCADA.Equipamiento de laboratorio.	Gl	1,00	24.029,09	24.029,09
Total					24.029,09
16	Obras complementarias				
	Montaje del obrador	GL	1	31.479,97	31.479,97
	Limpieza y nivelación del terreno	Gl	1	15.510,12	15.510,12
	Asfaltado de calles internas y caminos + arbolado perimetral	m²	3720	16,54	61.523,53
Total					108.513,62
17	Servicios profesionales				
	Jefe de obra	U	1	17.052,31	17.052,31
	Ingeniero ambiental	U	1	16.353,81	16.353,81
	Capataz + cuadrilla	U	5	15.331,70	76.658,48
	Seguridad e Higiene	U	2	14.309,58	28.619,16
	Topógrafo	U	2	5.723,83	11.447,67
Total					150.131,43
18	Documentación Técnica, Planos y Manual de Operación	Gl	1	30.242,69	30.242,69
19	Concesión de operación y mantenimiento por 1 año	Gl	1	262.143,84	262.143,84
Total, INVERSIÓN INICIAL - PLANTA DE DEPURADORA DE EFLUENTES CLOACALES					6.345.781,77

2. Planos

2.1 Obra de captación de agua

Torre - PFI-OC-EST-01

Estación de bombeo - PFI-OC-EST-02

Perfil hidráulico - PFI-OC-PH-01

2.2 Redes de distribución de agua

Zona 1, cañerías principales - PFI-REDZ1-GEN-01

Zona 1, detalle cañerías secundarias - PFI-REDZ1-DET-01

Zona 2, cañerías principales - PFI-REDZ2-GEN-01

Zona 2, detalle cañerías secundarias - PFI-REDZ2-DET-01

2.3 Planta depuradora de efluentes cloacales

Pretratamiento - PFI-PD-EST-01

Reactor Biológico - PFI-PD-EST-02

Sedimentador Secundario - PFI-PD-EST-03

Estación de Recirculación de Lodos - PFI-PD-EST-04

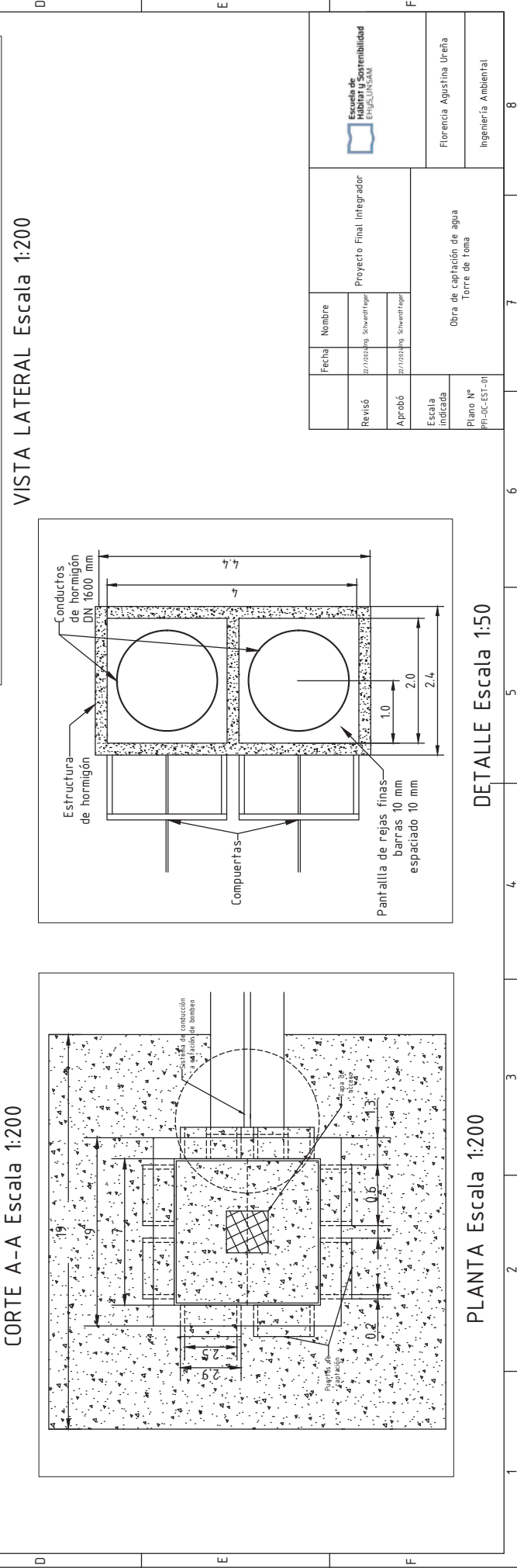
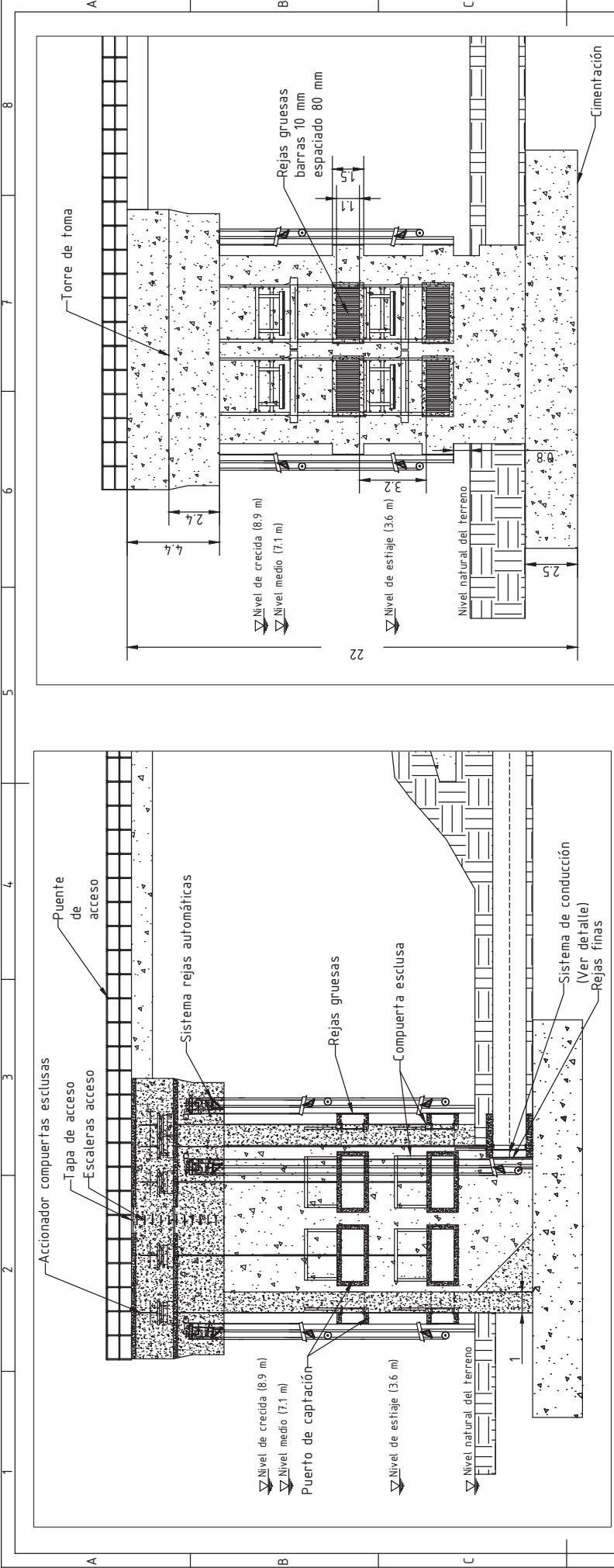
Espesador de Barros por Flotación - PFI-PD-EST-05

Implantación General o Lay Out - PFI-PD-LAY-01

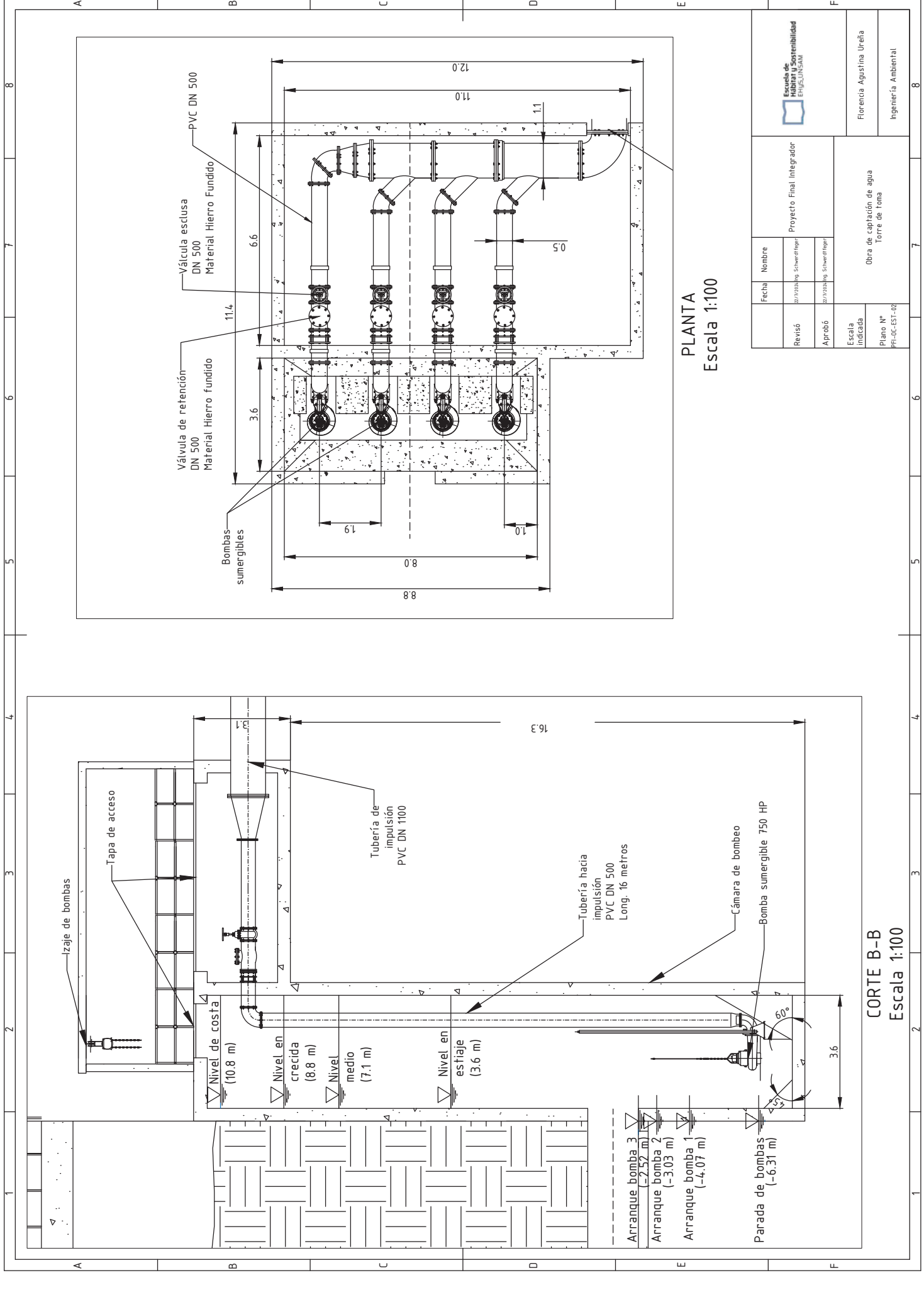
Perfil Hidráulico 1 - PFI-PD-PH-01

Perfil Hidráulico 2 - PFI-PD-PH-02

Perfil Hidráulico 3 - PFI-PD-PH-03



--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

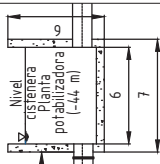


Revisó	Fecha	Nombre	Proyecto Final Integrador		Escuela de Habitat y Sostenibilidad EHSUNSAM
	22/11/2023	Schwarzl Fager			
Aprobó	22/11/2023	Schwarzl Fager			
Escala indicada	Obra de captación de agua Torre de toma				Florencia Agustina Ureña
Plano N°					
PH-DC-EST-02					Ingeniería Ambiental

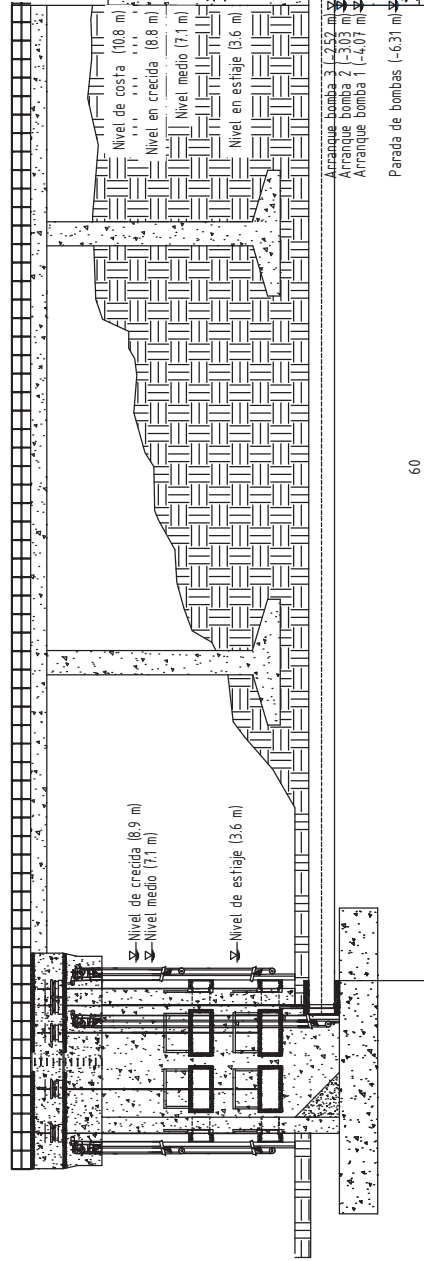
PH-OC-EST-02

Ingeniería Ambiental

Cámara de carga
Planta Potabilizadora



370



Torre de toma

Estación de bombeo elevadora

PERFIL HIDRÁULICO - OBRA DE TOMA DE AGUA -
Escala 1:300

			Escuela de Ingeniería Sostenibilidad ENHUSUNSAM	
				
			Florencia Agustina Ureña	
			Ingeniería Ambiental	
Proyecto Final Integrador				
Revisó	Fecha	Nombre	Obra de captación de agua Torre de Toma	
	22/12/2019	Schwartzkopf		
Aprobó	22/12/2019	Schwartzkopf	Escuela indicada	
			Plano N°	
			PFI-OC-EST-01	



RED PRINCIPAL
ESCALA 1:1000

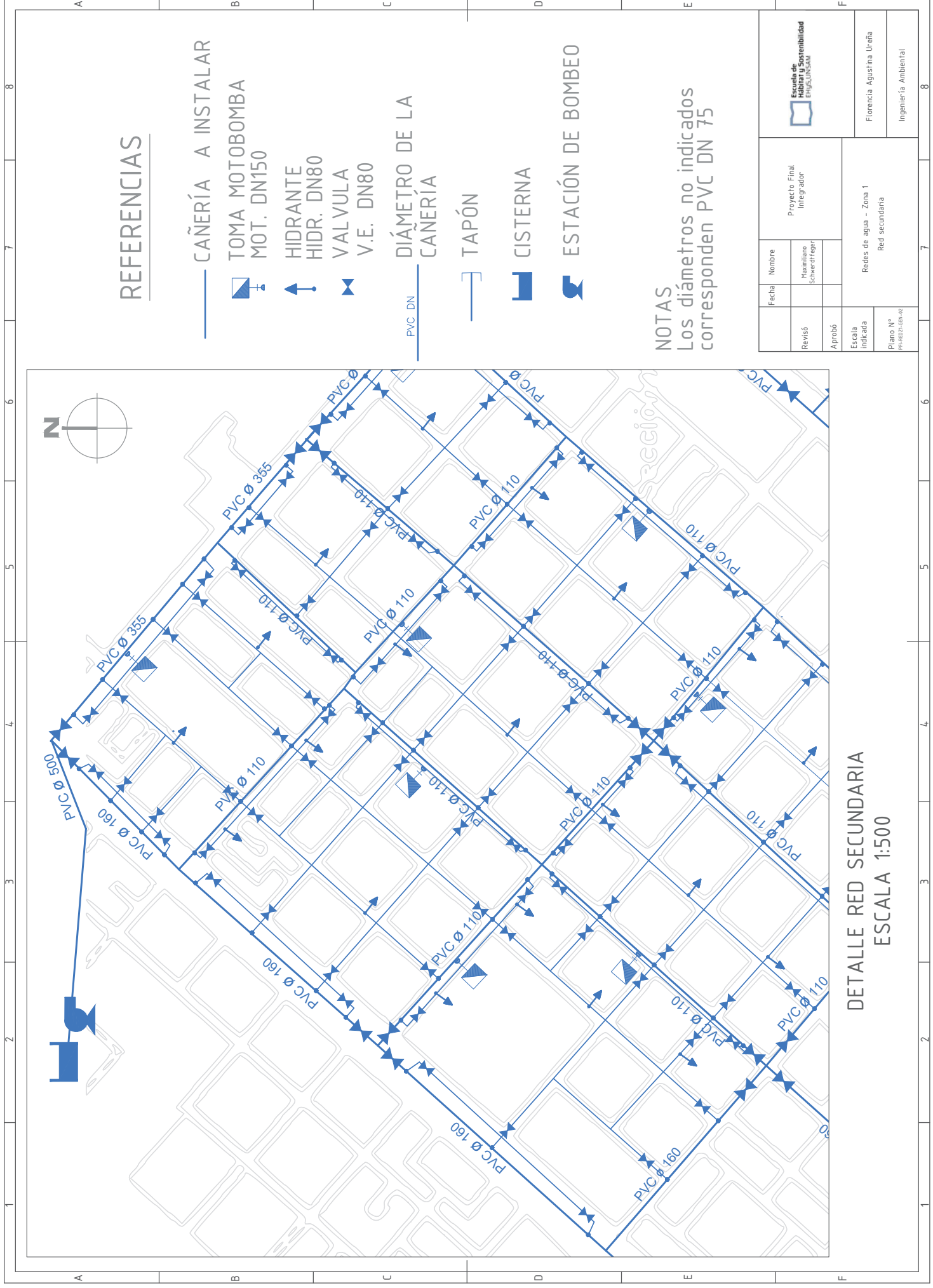
REFERENCIAS

- CAÑERÍA PRINCIPAL A INSTALAR
- VALVULA V.E. DN80
- DIÁMETRO DE LA CAÑERÍA
- CÁMARA DE DESAGÜE
- TAPÓN
- CISTERNA
- ESTACIÓN DE BOMBEO

		Escuela de Hábitat y Sostenibilidad EHUSUNSAM			
Fecha		Nombre		Proyecto Final Integrador	
Revisó		Maximiliano Scherer di Egeri			
Aprobó					
Escala Indicada		Redes de agua – Zona 1			
Plano N°		Red principal			
Firma del Diseñador		Florencia Agustina Ureña			
		Ingeniería Ambiental			



Florencia Agustina Ureña
Ingeniería Ambiental



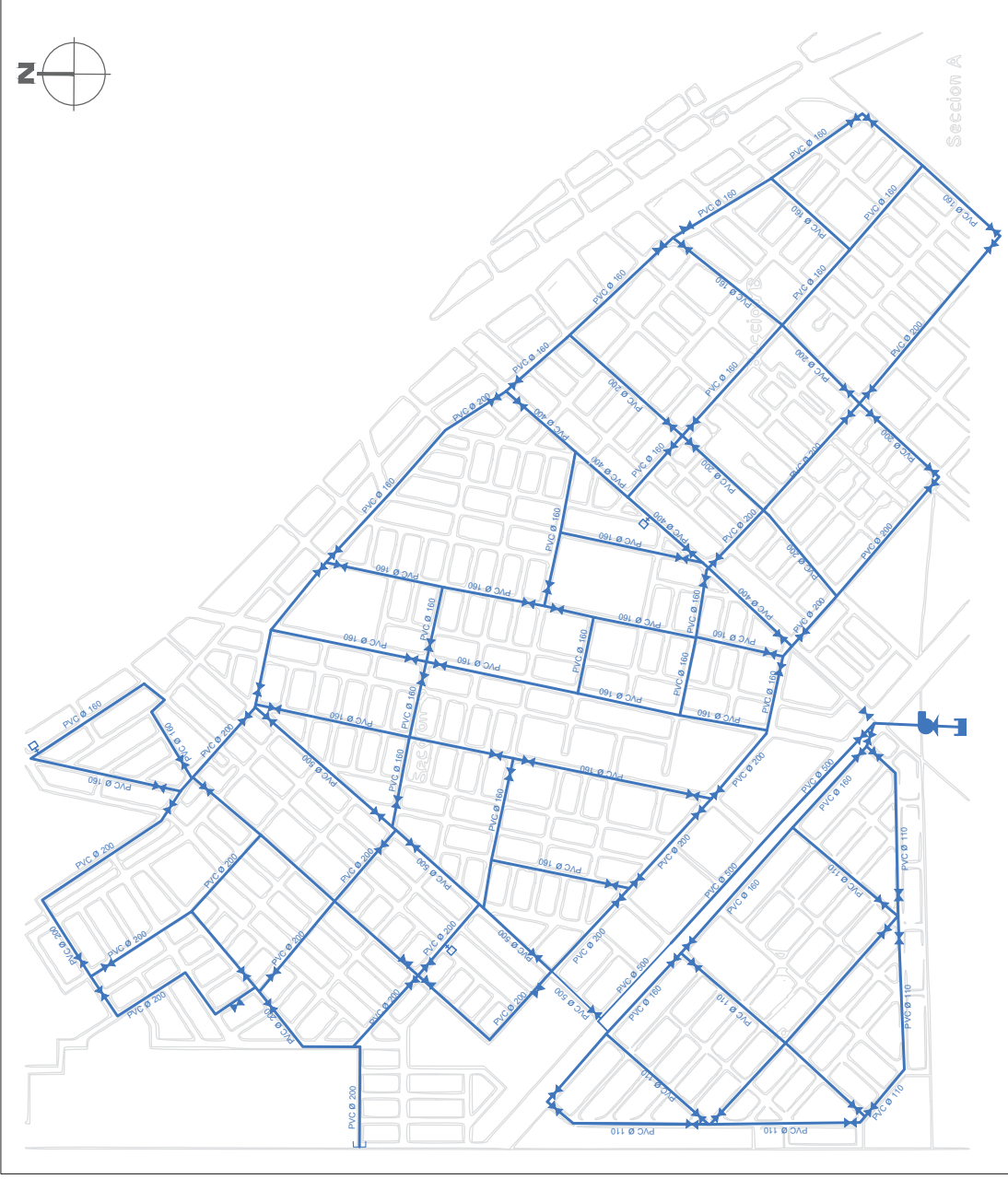
REFERENCIAS

- CAÑERÍA A INSTALAR
- TOMA MOTOBOMBA MOT. DN150
- HIDRANTE HIDR. DN80
- VALVULA V.E. DN80
- DIÁMETRO DE LA CAÑERÍA
- TAPÓN
- CISTERNA
- ESTACIÓN DE BOMBEO

NOTAS
Los diámetros no indicados corresponden PVC DN 75

Fecha		Nombre		Proyecto Final Integrador	 Escuela de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín ENUSAM	Florencia Agustina Ureña	Ingeniería Ambiental
Revisó		Maximiliano Scherer di Tegen					
Aprobó							
Escala indicada		Redes de agua - Zona 1 Red secundaria					
Plano N°		PPA-RED2-GEN-02					

DETALLE RED SECUNDARIA
ESCALA 1:500



RED PRINCIPAL
ESCALA 1:1000

REFERENCIAS

— CAÑERÍA PRINCIPAL
A INSTALAR

✕ VALVULA
V.E. DN80

— PVC DN
DIÁMETRO DE LA
CAÑERÍA

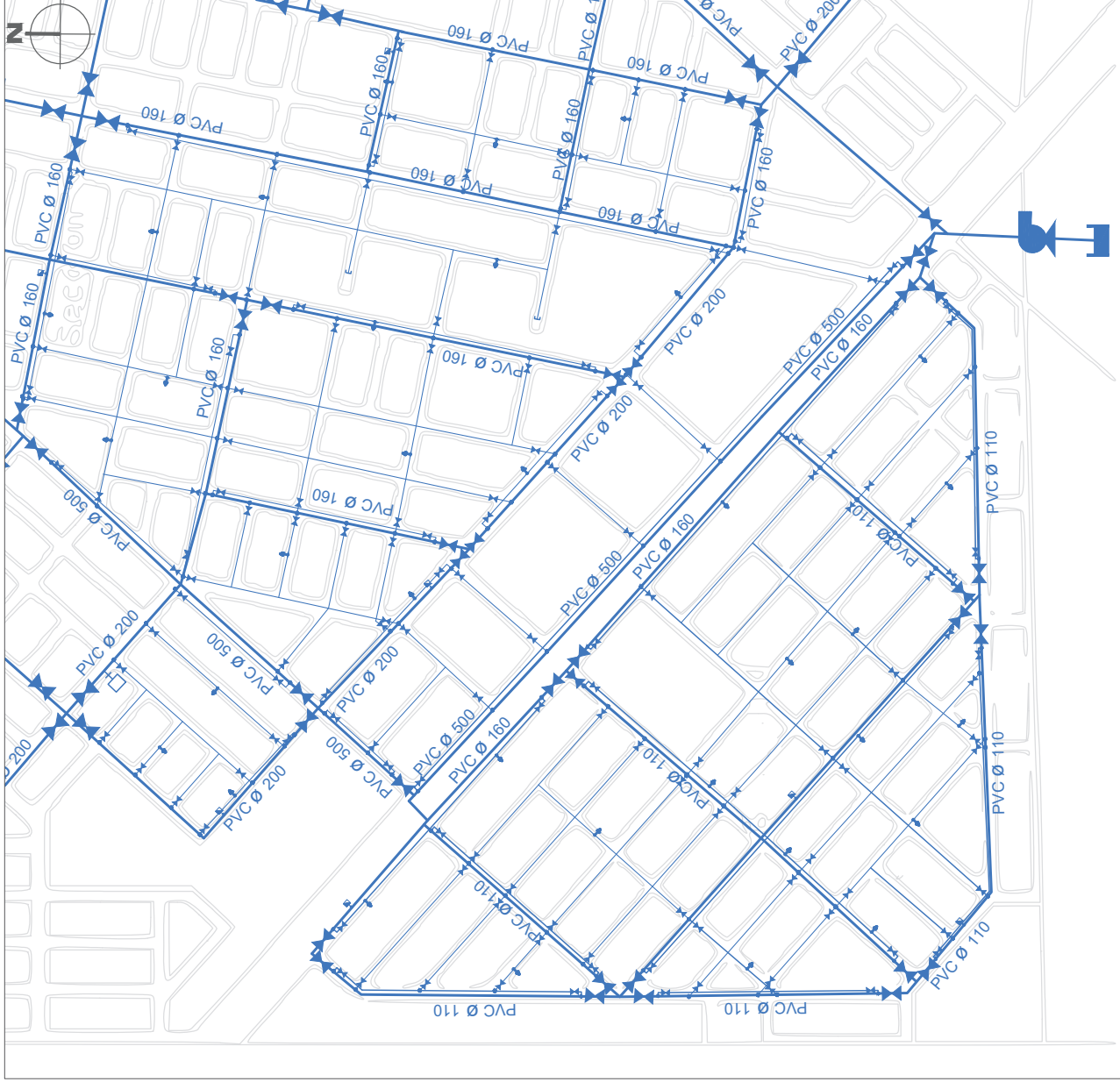
☐ CÁMARA DE
DESAGÜE

— TAPÓN

■ CISTERNA

■ ESTACIÓN DE BOMBEO

Escuela de Ingeniería y Arquitectura ENHUSUNSAM		Ingeniería Ambiental	
Flores de agua - Zona 2		Red principal	
Redes de agua - Zona 2		Red principal	
Escala indicada		Plano N° PPA-REDZ-GEN-01	
Fecha		Nombre	
Revisó		Maximiliano Schwerdtfeger	
Aprobó		Maximiliano Schwerdtfeger	
Proyecto Final Integrador			



DETALLE RED SECUNDARIA
ESCALA 1:500

REFERENCIAS

— CAÑERÍA A INSTALAR

 TOMA MOTOBOMBA
MOT. DN150

 HIDRANTE
HIDR. DN80

 VALVULA
V.E. DN80

 DIÁMETRO DE LA
CAÑERÍA

 TAPÓN

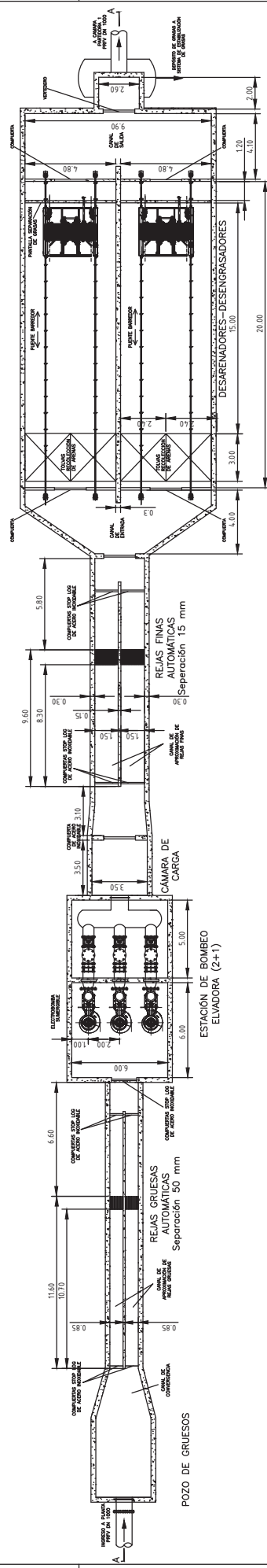
 CÁMARA DE DESAGÜE

 CISTERNA

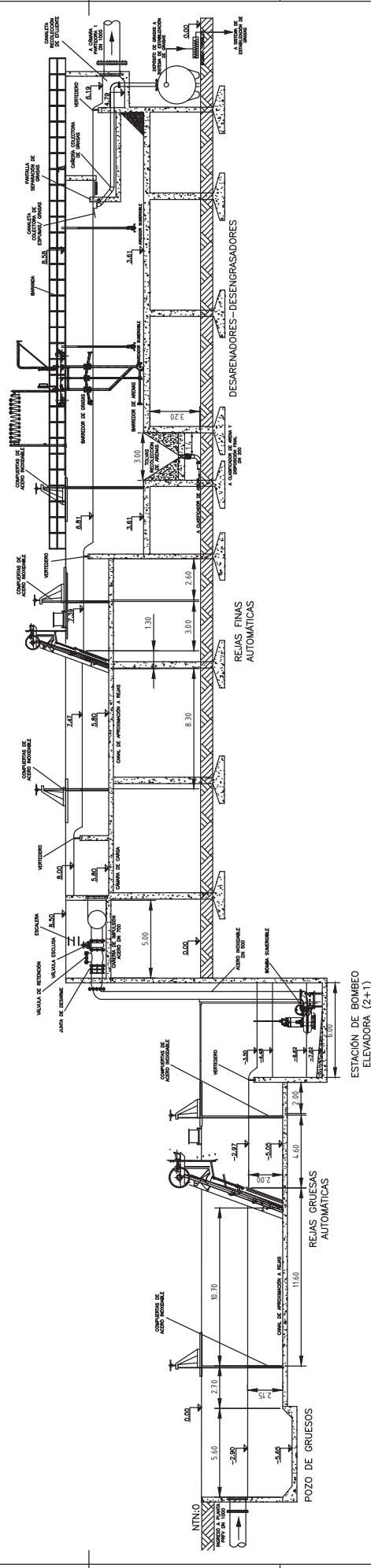
 ESTACIÓN DE BOMBEO

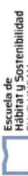
	Fecha	Nombre	Proyecto Final Integrador	
Revisó		Maximiliano Schwerdtfeger		
Aprobó		Maximiliano Schwerdtfeger		
		Maximiliano Schwerdtfeger		
Escala indicada	Redes de agua - Zona 2			
Plano N°	Red secundaria			
PPA-RED22-GEN-02				

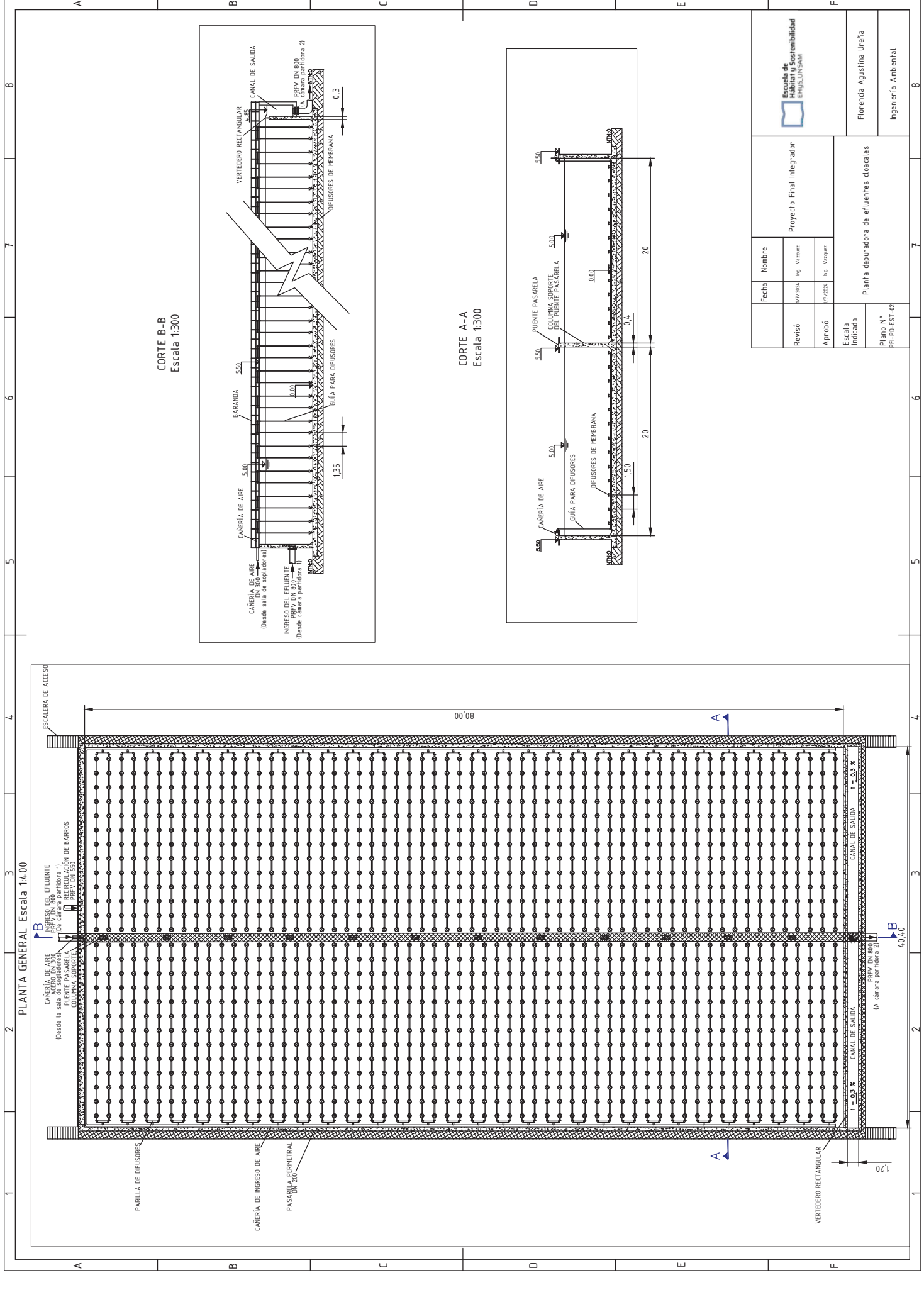
PLANTA GENERAL
Escala 1:250



CORTE A-A
Escala 1:250



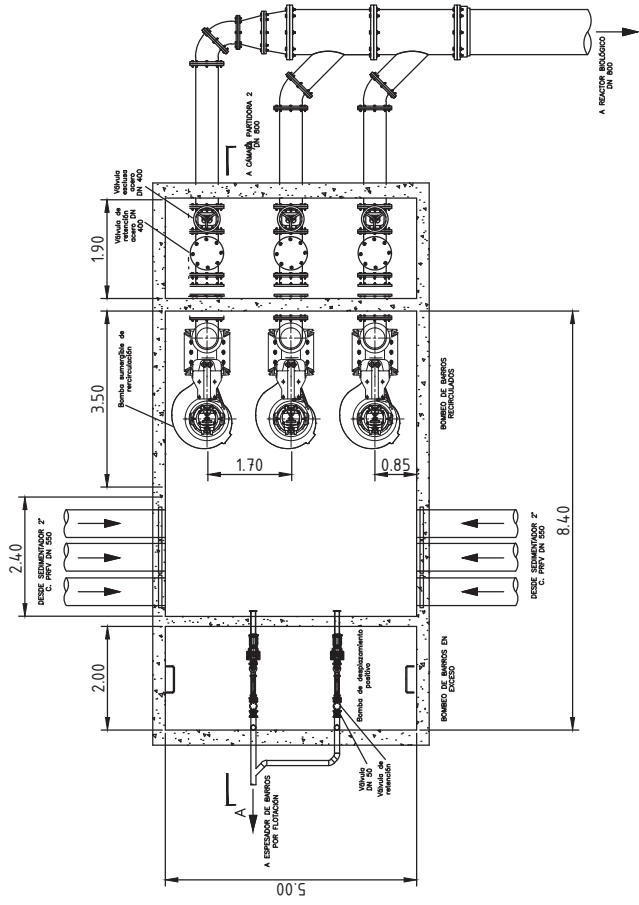
Revisó	Fecha	Nombre	Proyecto Final Integrador		Escuela de Ingeniería Sostenibilidad ENHUSUNSAM
		Ing. Vazquez			
Aprobó	1/7/2024	Ing. Vazquez			
Escala Indicada	Planta depuradora de efluentes cloacales			Florencia Agustina Ureña	
Plano N°				Ingeniería Ambiental	



Fecha		Nombre		Proyecto Final Integrador		Escuela de Habitat y Sostenibilidad EHS/UNSAM 
Revisó		Ing. Vazquez				
Aprobó		Ing. Vazquez				
Escala Indicada		Planta depuradora de efluentes cloacales				
Plano N°		PFI-PD-EST-02				
				Floresia Agustina Ureña		
						Ingeniería Ambiental

Technical drawing of a stepped shaft. The shaft has a total length of 1.00. It features a central section with a diameter of 0.47 and two end sections with a diameter of 0.20. The end sections are 0.20 long each. The central section is 0.60 long. The shaft is shown in a side view with a centerline.

Fecha	Nombre	Proyecto Final Integrador		Escuela de Ingeniería de Sistemas y Computación ENUSC
Revisó	9/7/2024 Ing. Vazquez			
Aprobó	9/7/2024 Ing. Vazquez	Planta depuradora de efluentes cloacales	Escuela Indicaada	Florencia Agustina Ureña Ingeniería Ambiental
Plano N°	PH-PD-IST-03			

[illegible]

	Fecha	Nombre	Proyecto Final Integrador	Planta depuradora de efluentes cloacales	Florencia Agustina Ureña		Escala indicada		
Revisó	01/12/2024	Ing. Vazquez						Ingeniería Ambiental	Plano N° PH-PD-EST-04
Aprobó	17/12/2024	Ing. Vazquez							

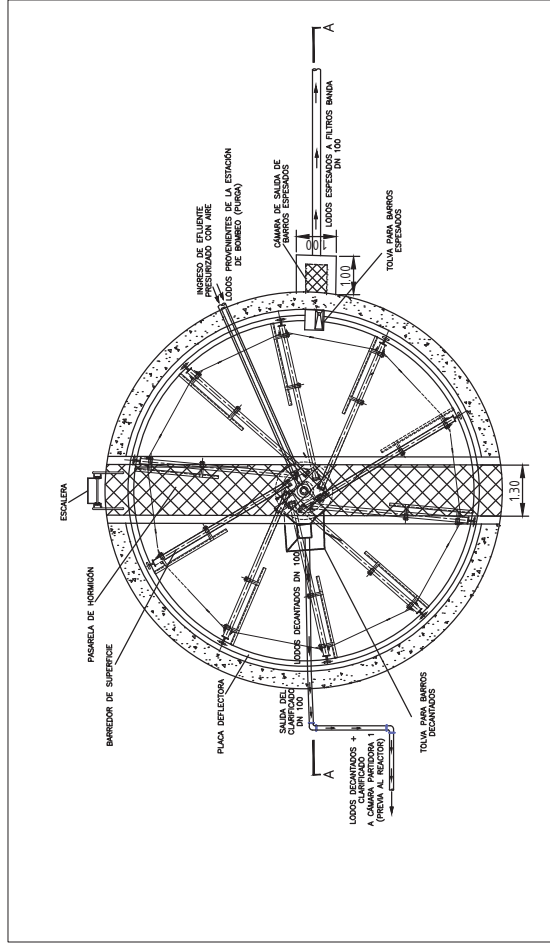


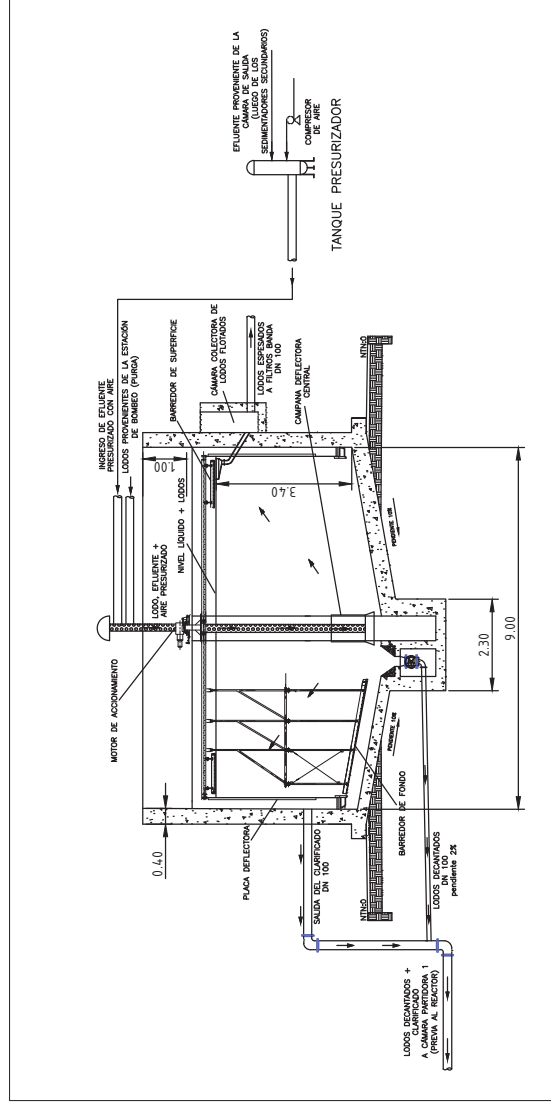
Diagram illustrating the cross-section of a wastewater treatment tank with a floating cover system.

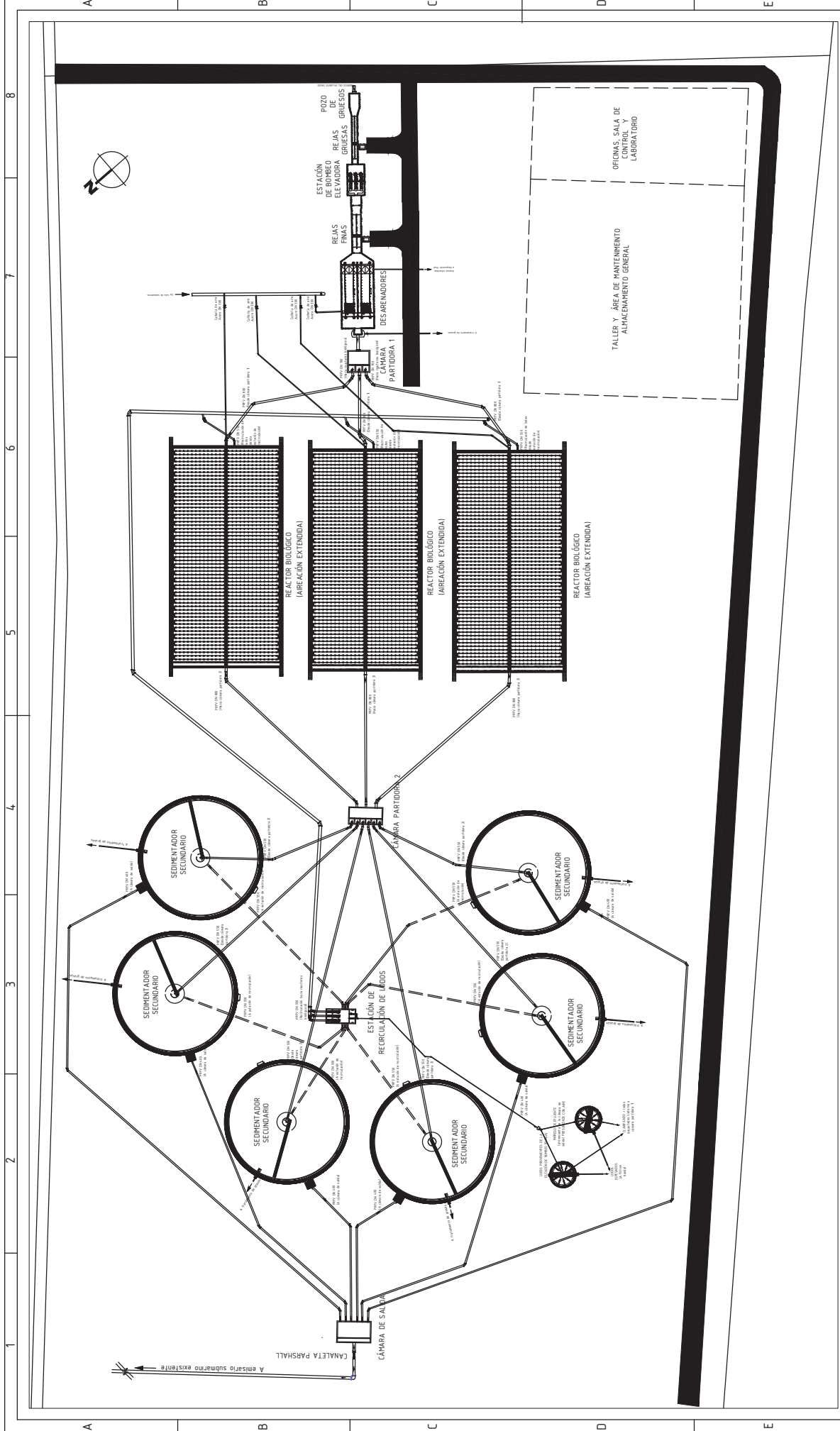
Key Components and Labels:

- INGRESO DE EFLENTE PRESURIZADO CON AIRE:** Pressurized effluent with air inlet.
- LODOS PRESURIZADOS A LA ESTACIÓN DE BOMBEO (PULGA):** Pressurized sludge to the pump station.
- EFLENTE PROVENIENTE DE LA CÁMARA DE REACTORES (LUEGO DE LOS SEDIMENTADORES SECUNDARIOS):** Effluent from the reactor chamber (after secondary sedimentation).
- CÁMARA DE AIRE:** Air chamber.
- TANQUE PRESURIZADOR:** Pressurization tank.
- MOTOR DE ACCIONAMIENTO:** Drive motor.
- BARREDOR DE SUPERFICIE:** Surface scraper.
- CÁMARA COLECTORA DE LODOS FLUOTADOS:** Floating sludge collection chamber.
- LODOS ESPESOS A FILTROS BANDA EN 100:** Thick sludge to belt filters at 100.
- CÁMARA DEFLECTORA CENTRAL:** Central deflector chamber.
- NIVEL LÍQUIDO + LODOS:** Liquid level + sludge.
- PLACA DEFLECTORA:** Deflector plate.
- SAIDA DEL CLARIFICADO EN 100:** Clarified effluent outlet at 100.
- BARREDOR DE FONDO:** Bottom scraper.
- LODOS DECANTADOS A CÁMARA FLOTACION 1 (PREVA AL REACTOR):** Settled sludge to flotation chamber 1 (prior to reactor).
- LODOS DECANTADOS A CÁMARA FLOTACION 2 (PREVA AL REACTOR):** Settled sludge to flotation chamber 2 (prior to reactor).

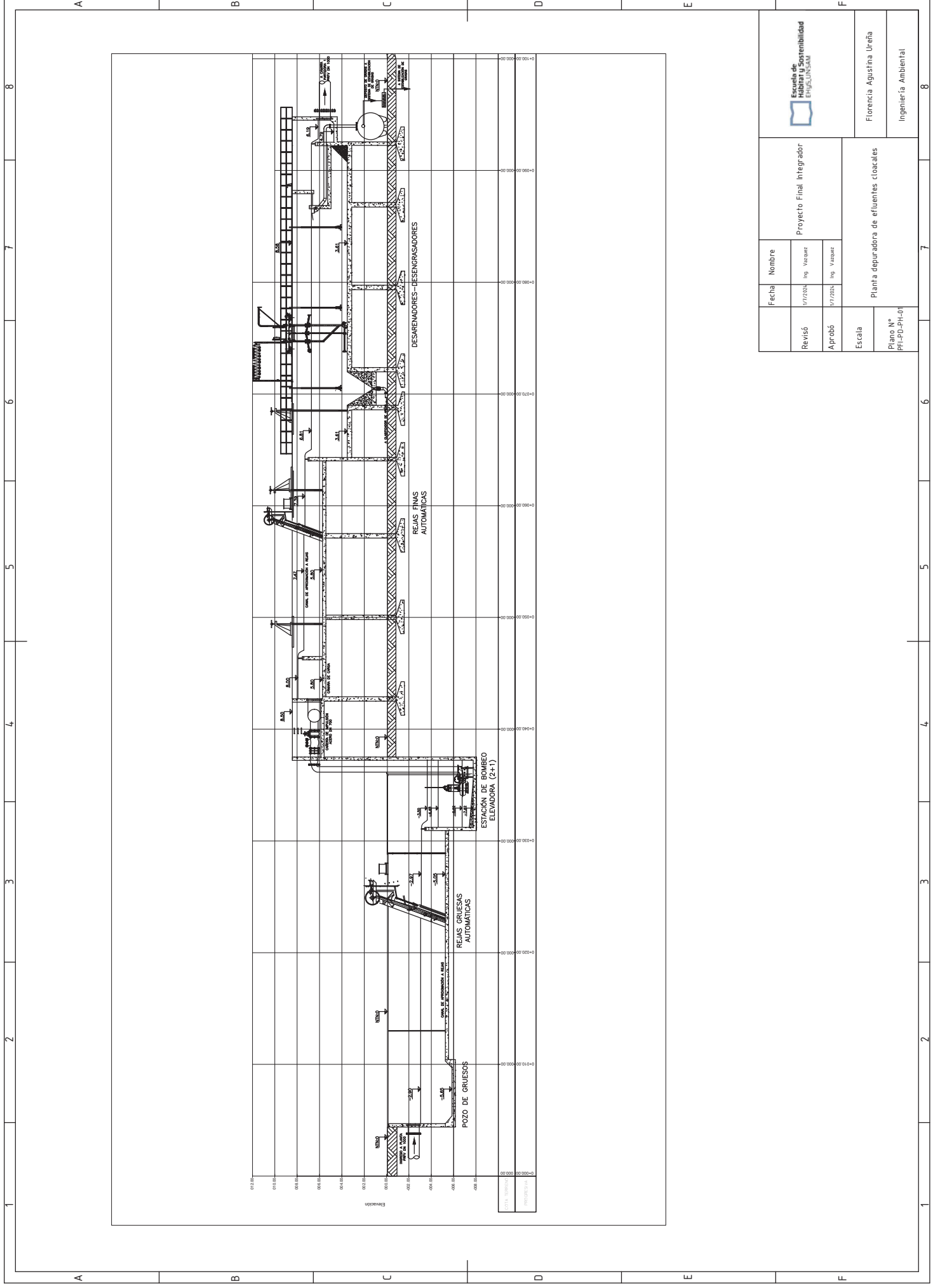
Dimensions:

- Overall width: 9.00
- Overall depth: 2.30
- Motor height: 0.40
- Surface scraper height: 1.00
- Bottom scraper height: 0.40



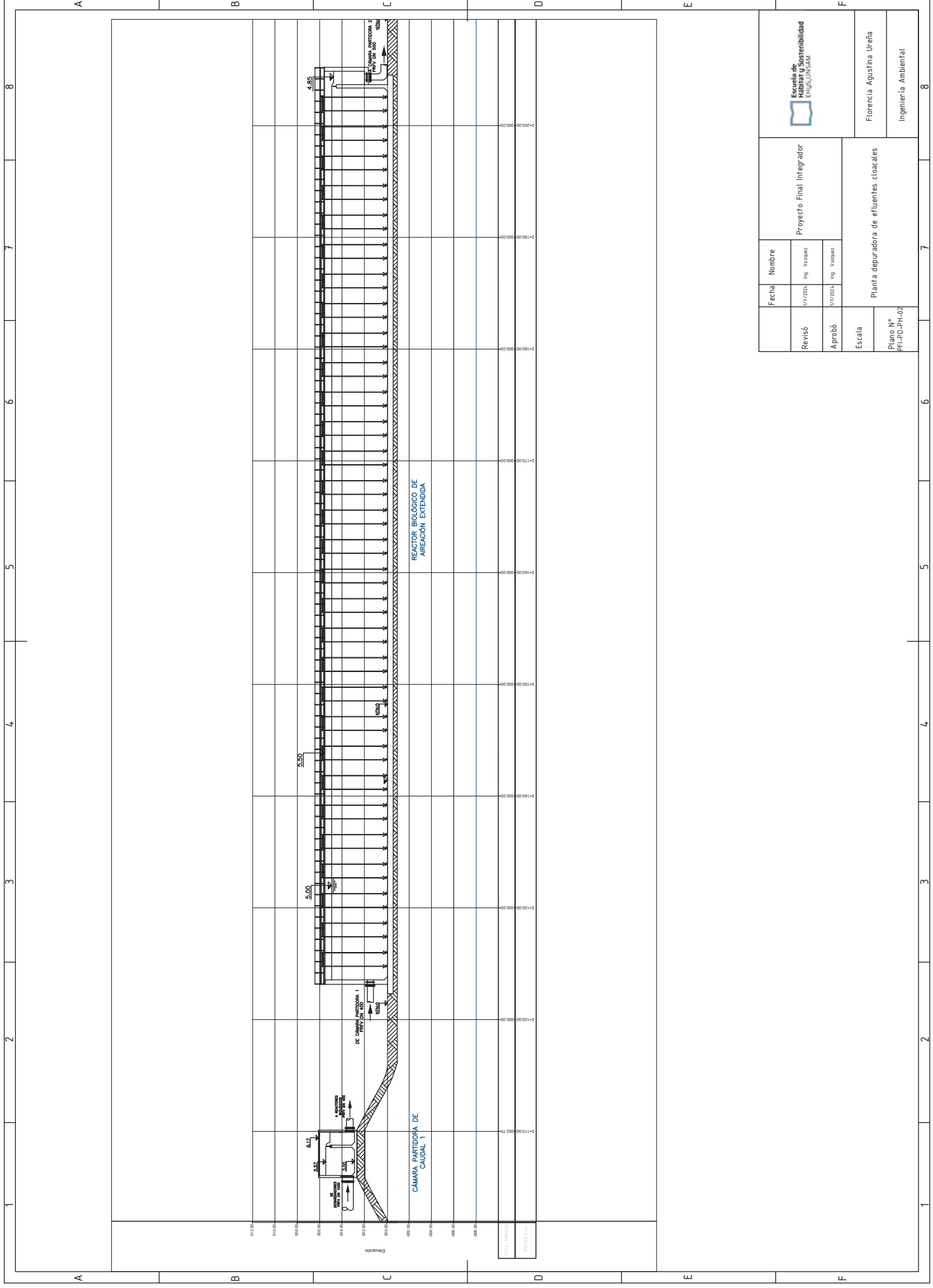


Escuela de Habitat y Sostenibilidad EHUS-UNSAM		Proyecto Final Integrador		Planta depuradora de efluentes cloacales	Florencia Agustina Ureña	Ingeniería Ambiental	
		Revisó	Fecha				Nombre
			01/12/2024				Ing. Vazquez
		Aprobó	07/12/2024				Ing. Vazquez
Escala	1:500						
Plano N°	PH-PD-LAY-00						



				Escuela de Habitat y Sostenibilidad ENIGUNSAM 		Florencia Agustina Ureña Ingeniería Ambiental
				Proyecto Final Integrador		
						Planta depuradora de efluentes cloacales
Revisó		Fecha	Nombre	1/7/2024 Ing. Vazquez		
Aprobó		1/7/2024	Ing. Vazquez			
Escala						Plano N° PFI-LPD-PH-01





Escuela de Habitat y Sustentabilidad ENIGUAN SAM		Proyecto Final Integrador		Escuela		Planta depuradora de efluentes cloacales		Florencia Agustina Ureña	
								Ingeniería Ambiental	
Revisó	Fecha	Nombre							
	1/1/2024	Ing. Vazquez						PFI-PD-PH-02	
Aprobó			1/1/2024	Ing. Vazquez					

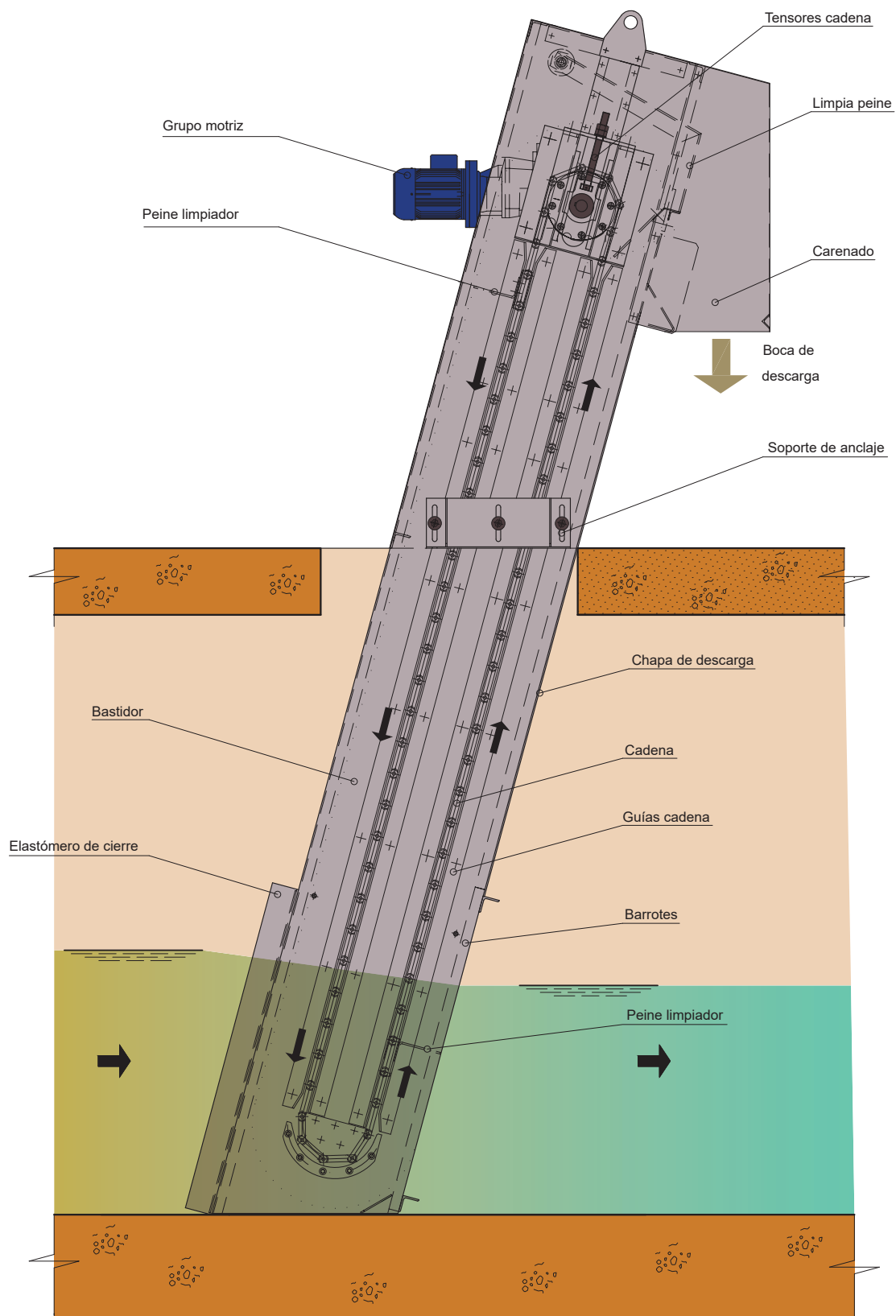
3. Equipamiento electromecánico y tuberías (Catálogos)

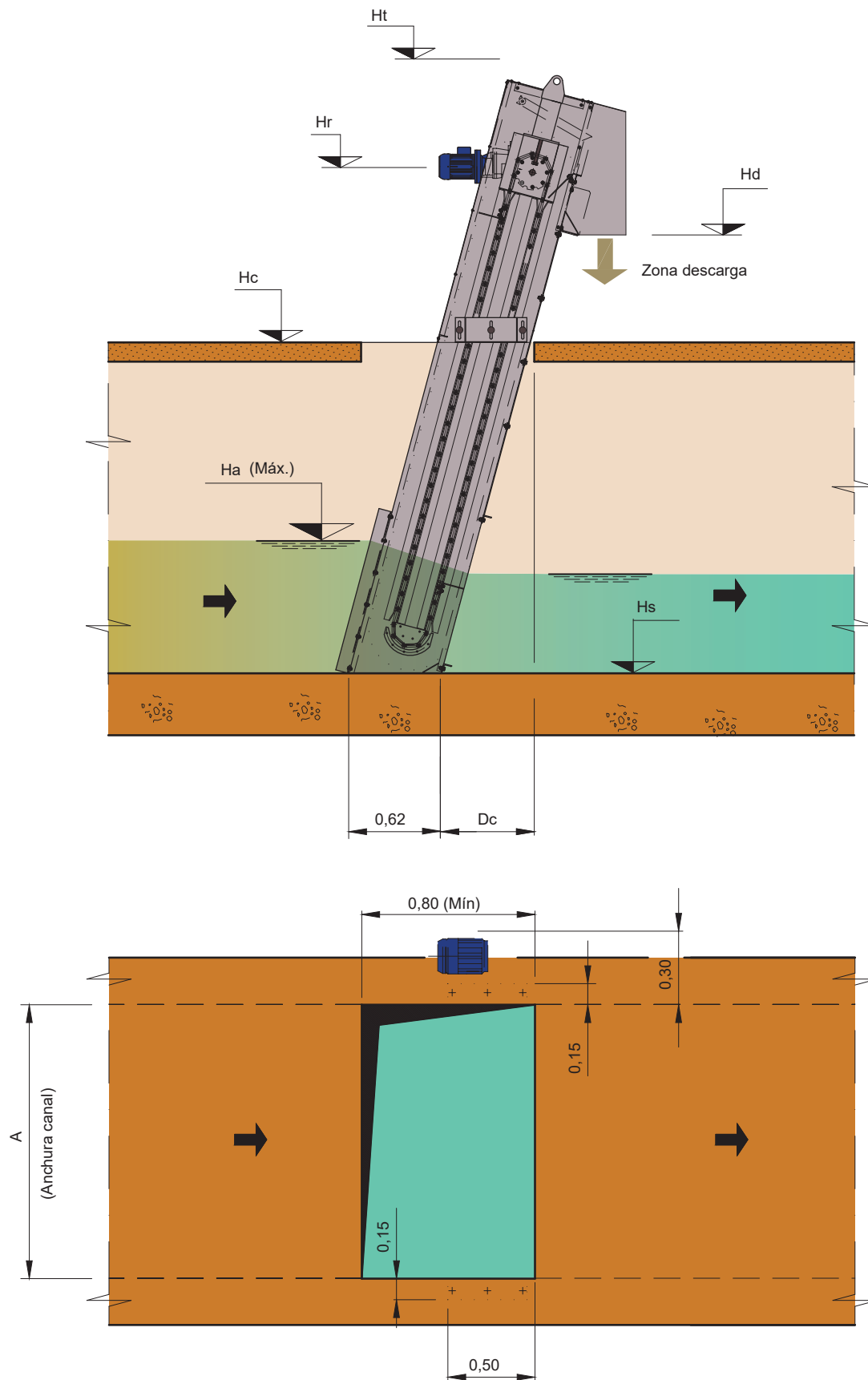
1. Rejas Automáticas Autolimpiantes - Fabricante: Daga
2. Compuertas Stop Log – Fabricantes: Orbinox
3. Elección de bombas sumergibles 3+1, para Obra de Captación – Fabricante: Flygt Xylem
4. Tubos de concreto ASTM-C-76 para Obra de Captación – Fabricante: Concrepal
5. Elección de bombas centrífugas para redes (Zona 1) – Fabricante: Lowara Xylem
6. Elección de bombas centrífugas para redes (Zona 2) – Fabricante: Lowara Xylem
7. Tubos de PVC – Fabricante: Tigre
8. Elección de bombas sumergibles 2+1, para Planta Depuradora – Fabricante: Flygt Xylem
9. Tubos de PRFV – Fabricante: FlowTite
10. Aireador Jet para Desarenador – Fabricante: Sulzer
11. Sopladores de aire – Fabricante: Repicky
12. Difusores de burbuja fina para Reactor biológico – Fabricante: Repicky
13. Elección de bombas sumergibles para lodos para estación de recirculación – Fabricante: Flygt Xylem
14. Filtro Banda para desahidratación de barros – Fabricante: WPG srl
15. Equipo para estabilización de lodos con cal – Fabricante: Charter Machine Company

La reja de limpieza automática es un equipo monobloc diseñado para ser instalado en canales y extraer de forma automática los sólidos del agua mediante un desbaste. Este modelo F (gama ligera) es útil para canales de hasta 1,3m de anchura, una altura del agua de 2,7m y con una carga de elevación de 200Kg.

Descripciones y características:

- **Bastidor.** Tipo monobloc totalmente carenado y construido en chapa de acero. Sirve de soporte de todos los elementos de traslación, automatismos, barrotes y chapa de descarga. Con soporte de anclaje regulable en altura para fijación en obra. Incorporados elastómeros de cierre para ajustar a las paredes del canal.
- **Barrotes.** De sección rectangular y paso útil variable a partir de 10mm.
- **Grupo motriz.** Compuesto por un motoreductor y un eje motriz que acciona las dos cadenas transportadoras laterales, donde van sujetos los peines limpiadores. El tensado de las cadenas se realiza mediante un sistema de husillos que permite efectuar la operación con facilidad y seguridad.
- **Peines limpiadores.** Sujetos por sus extremos a las cadenas transportadoras, efectúan la limpieza de los barrotes. Como norma general el número de peines aumenta según la altura de descarga y el tipo de residuo a tratar.
- **Limpia peine.** Una rasqueta de nylon acoplada sobre brazos pivotables, evacua los residuos depositados sobre los peines limpiadores.
- **Chapa de descarga.** De dimensiones variables según el punto de descarga y la altura de agua. Permite efectuar el vertido de los residuos a la altura requerida.
- **Equipo de control** (opcional). Es posible configurar el equipo para un funcionamiento temporizado o por pérdida de carga a caudal variable.





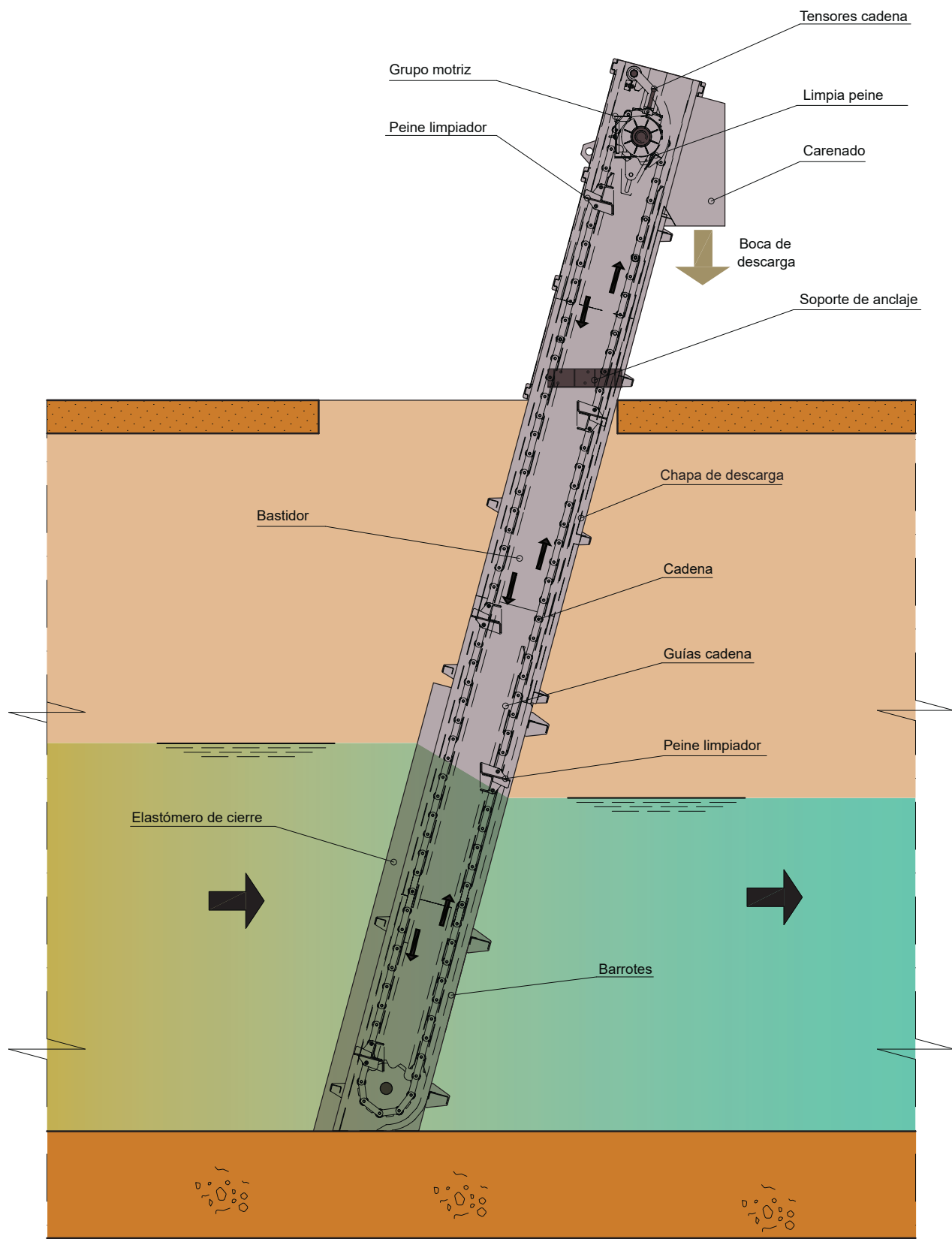
Cotas en metros

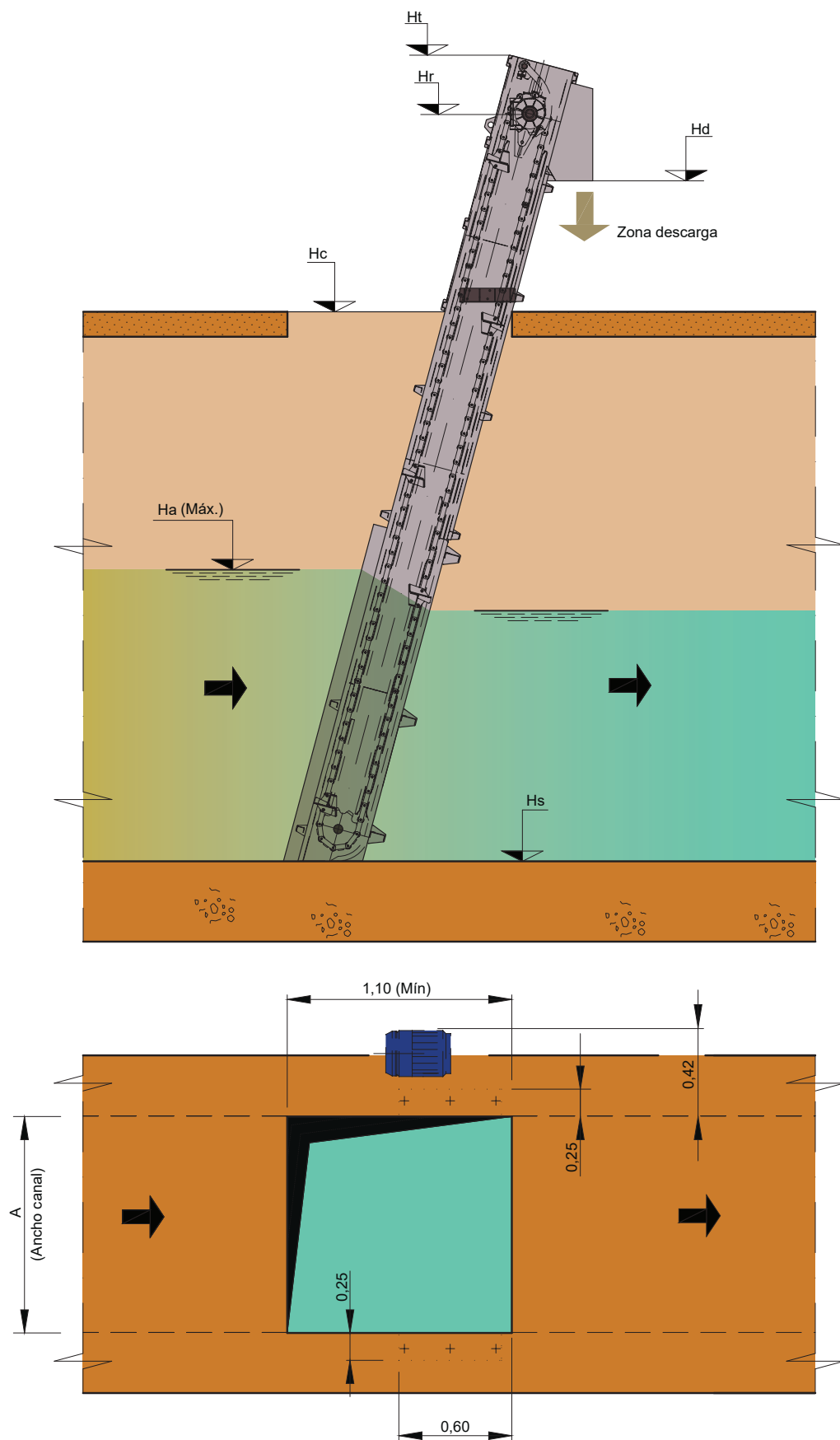


La reja de limpieza automática es un equipo monobloc diseñado para ser instalado en canales y extraer de forma automática los sólidos del agua mediante un desbaste. Este modelo N (gama media) es útil para canales de hasta 2m de anchura, una altura del agua de 9m y con una carga de elevación de 400Kg.

Descripciones y características:

- **Bastidor.** Tipo monobloc totalmente carenado y construido en chapa de acero. Sirve de soporte de todos los elementos de traslación, automatismos, barrotes y chapa de descarga. Con soporte de anclaje regulable en altura para fijación en obra. Incorporados elastómeros de cierre para ajustar a las paredes del canal.
- **Barrotes.** De sección rectangular y paso útil variable a partir de 10mm.
- **Grupo motriz.** Compuesto por un motoreductor y un eje motriz que acciona las dos cadenas transportadoras laterales, donde van sujetos los peines limpiadores. El tensado de las cadenas se realiza mediante un sistema de husillos que permite efectuar la operación con facilidad y seguridad.
- **Peines limpiadores.** Sujetos por sus extremos a las cadenas transportadoras, efectúan la limpieza de los barrotes. Como norma general el número de peines aumenta según la altura de descarga y el tipo de residuo a tratar.
- **Limpia peine.** Una rasqueta de nylon acoplada sobre brazos pivotables, evacua los residuos depositados sobre los peine limpiadores. Este modelo está diseñado para permitir que el conjunto limpiador, en caso de atasco, permita la inversión del sentido de giro de los peines.
- **Chapa de descarga.** De dimensiones variables según el punto de descarga y la altura de agua. Permite efectuar el vertido de los residuos a la altura requerida.
- **Equipo de control** (opcional). Es posible configurar el equipo para un funcionamiento temporizado o por pérdida de carga a caudal variable.





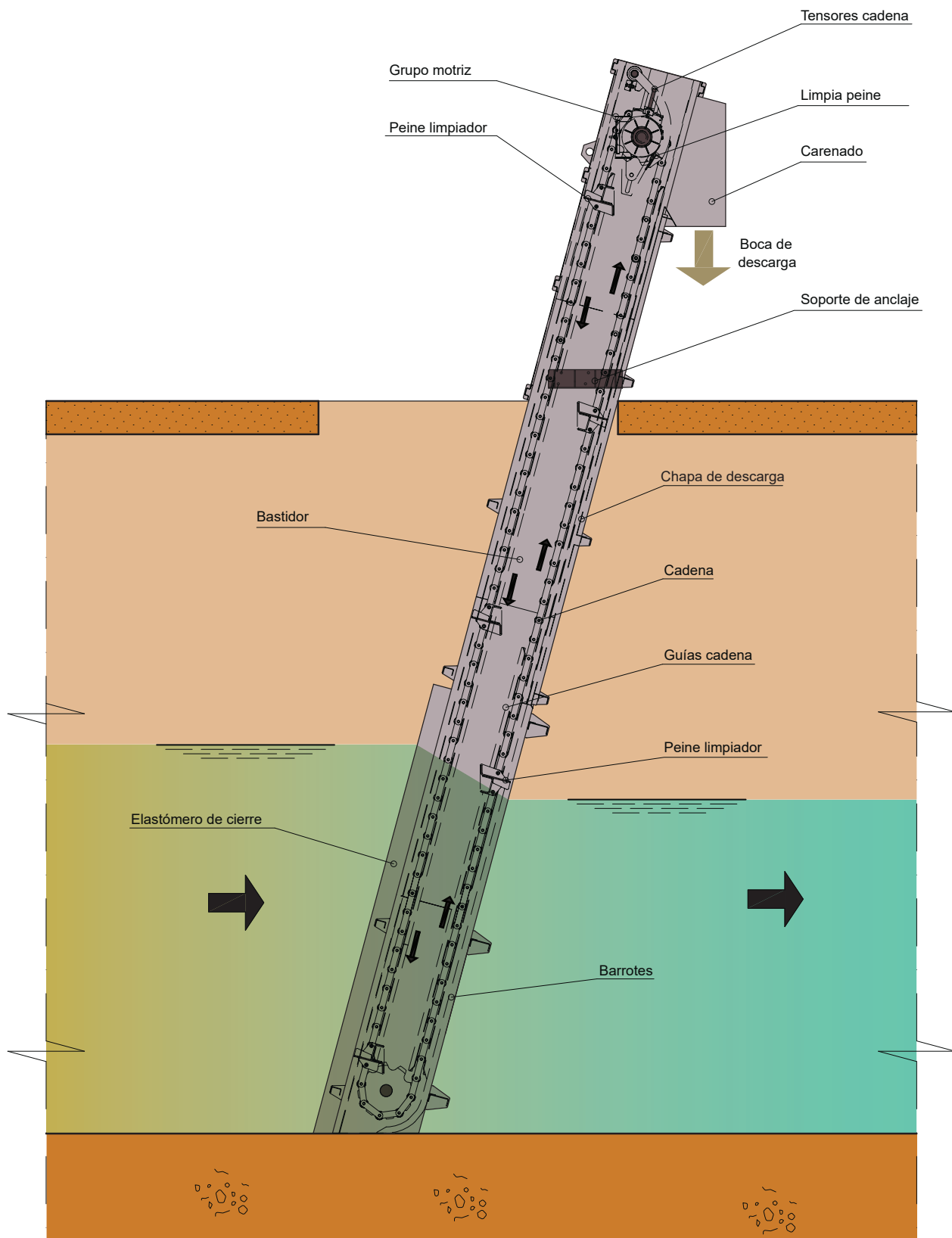
Cotas en metros

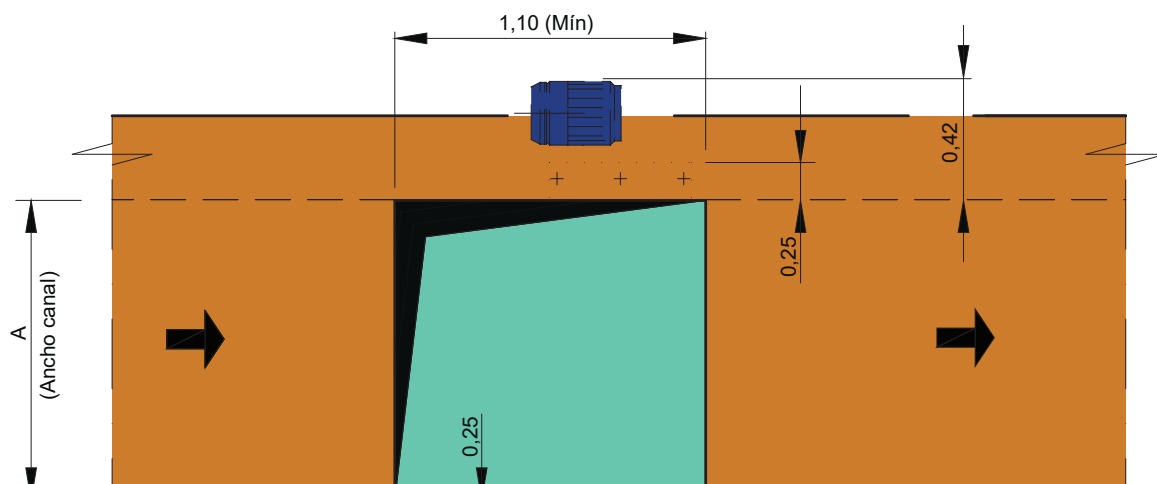
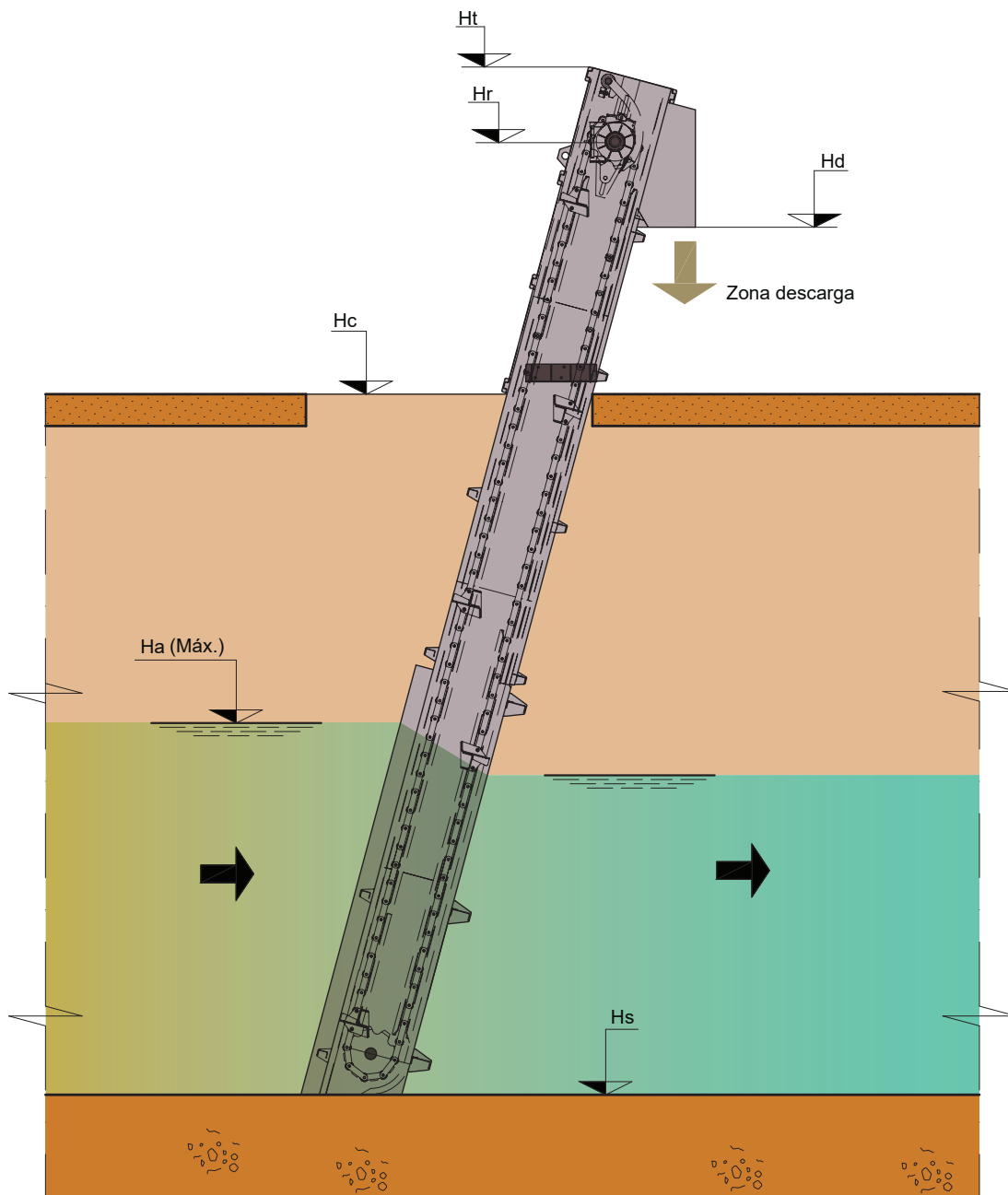


La reja de limpieza automática es un equipo monobloc diseñado para ser instalado en canales y extraer de forma automática los sólidos del agua mediante un desbaste. Este modelo G (gama pesada) es útil para canales de hasta 3m de anchura, una altura del agua de 11m y con una carga de elevación de 800Kg.

Descripciones y características:

- **Bastidor.** Tipo monobloc totalmente carenado y construido en chapa de acero. Sirve de soporte de todos los elementos de traslación, automatismos, barrotes y chapa de descarga. Con soporte de anclaje regulable en altura para fijación en obra. Incorporados elastómeros de cierre para ajustar a las paredes del canal.
- **Barrotes.** De sección rectangular y paso útil variable a partir de 10mm.
- **Grupo motriz.** Compuesto por un motoreductor y un eje motriz que acciona las dos cadenas transportadoras laterales, donde van sujetos los peines limpiadores. Tensado de las cadenas se realiza mediante un sistema de husillos que permite efectuar la operación con facilidad y seguridad.
- **Peines limpiadores.** Sujetos por sus extremos a las cadenas transportadoras, efectúan la limpieza de los barrotes. Como norma general el número de peines aumenta según la altura de descarga y el tipo de residuo a tratar.
- **Limpia peine.** Una rasqueta de nylon acoplada sobre brazos pivotables, evacua los residuos depositados sobre los peines limpiadores. Este modelo está diseñado para permitir que el conjunto limpiador, en caso de atasco, permita la inversión del sentido de giro de los peines.
- **Chapa de descarga.** De dimensiones variables según el punto de descarga y la altura de agua. Permite efectuar el vertido de los residuos a la altura requerida.
- **Equipo de control** (opcional). Es posible configurar el equipo para un funcionamiento temporizado o por pérdida de carga a caudal variable.







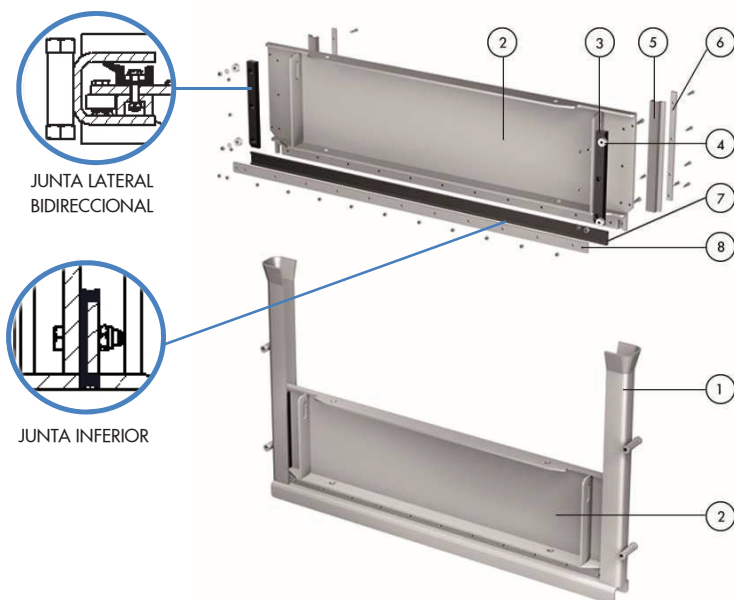
El modelo Stop Log SL es una compuerta de cierre a 3 lados formada por tableros (log en inglés) que se apilan uno encima del otro diseñado para montaje en canalización abierta y de aplicación principal en plantas de tratamiento de aguas, sistemas de regadíos, presas y embalses, etc. Las compuertas Stop Log se suelen utilizar para realizar tareas de mantenimiento o reparación de otros equipos, o como sistema de control de inundaciones.

Descripción del producto:

- Bidireccional
- Tamaños desde 200x200 hasta 2000x2000
- Presión a favor y en contra igual a la altura del total de tableros (logs)
- Construcción mecanosoldada en acero inoxidable. Disponibilidad de diferentes tipos de acero inoxidable
- Manipulación mediante percha manual o viga cepo
- Diseñada de acuerdo a DIN 19569. Disponible también de acuerdo a BS 7775

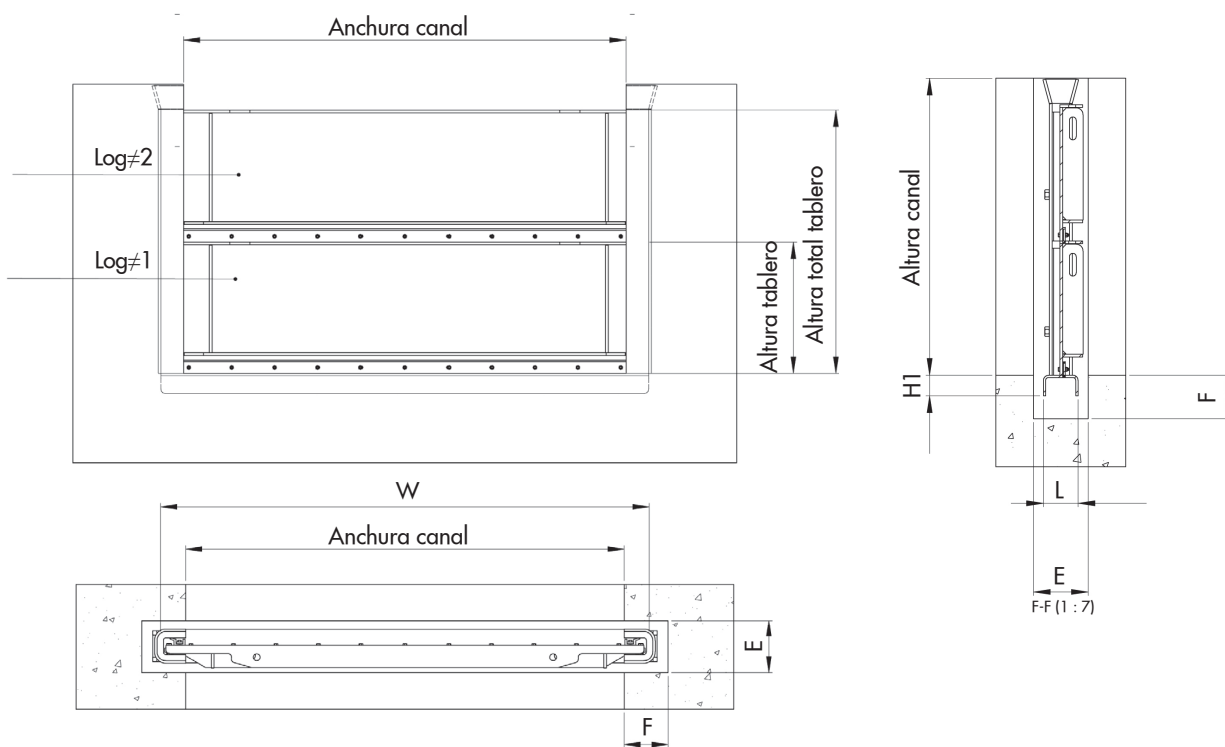
Características de diseño:

- Diseño de bastidor abierto
- Tableros son intercambiables.
Juntas laterales como las horizontales para el control de fugas entre tableros
- Deslizaderas HMWPE con bajo coeficiente de fricción, minimizando la fuerza de accionamiento y alargando la vida útil de la junta
- Junta de estanqueidad autoajustable de labio en EPDM. Los tableros están diseñados para que cierren debido a su propio peso
- Opciones de montaje: habitualmente embebida en hormigón, también montaje mural y montaje mural en final de canal o montaje mural lateral en canal existente
- Diseño "fondo plano"
- Nivel de estanqueidad según DIN 19569-4 Clase 1



LISTA DE COMPONENTES ESTÁNDAR

ITEM	DESCRIPCIÓN	MATERIAL (estándar)
1	Bastidor	AISI 304L / AISI 316L
2	Tablero	AISI 304L / AISI 316L
3	Deslizaderas	Polietileno (HMWPE)
4	Guía lateral	Polietileno (HMWPE)
5	Junta	EPDM
6	Llantas	AISI 304L / AISI 316L
7	Junta inferior	EPDM
8	Llanta de junta inferior	AISI 304L / AISI 316L



TAMAÑO (mm) Anchura canal	TAMAÑO (mm) Altura canal	W	L	H1	E x F
150	150	321	80	30	120 x 100
200	200	371	80	30	120 x 100
300	300	471	80	30	120 x 100
400	400	571	80	30	120 x 100
500	500	671	80	30	120 x 100
600	600	776	90	45	120 x 100
700	700	876	90	45	120 x 100
800	800	976	90	45	120 x 100
900	900	1076	90	45	120 x 100
1000	1000	1176	90	45	120 x 100
1100	1100	1276	110	60	250 x 125
1200	1200	1376	110	60	250 x 125
1300	1300	1476	110	60	250 x 125
1400	1400	1576	110	60	250 x 125
1500	1500	1576	110	60	250 x 125
1600	1600	1814	215	90	250 x 125
1700	1700	1914	215	90	250 x 125
1800	1800	2014	215	90	250 x 125
1900	1900	2114	215	90	250 x 125
2000	2000	2214	215	90	250 x 125

Estos tamaños y dimensiones son para ataguías bidireccionales embebidas en hormigón

NOTA:

Estas dimensiones solo son informativas, no usar para fines de instalación o presentación.

Para otras dimensiones y opciones de montaje consultar con un representante de ORBINOX

CP 3531/935 3~ 640

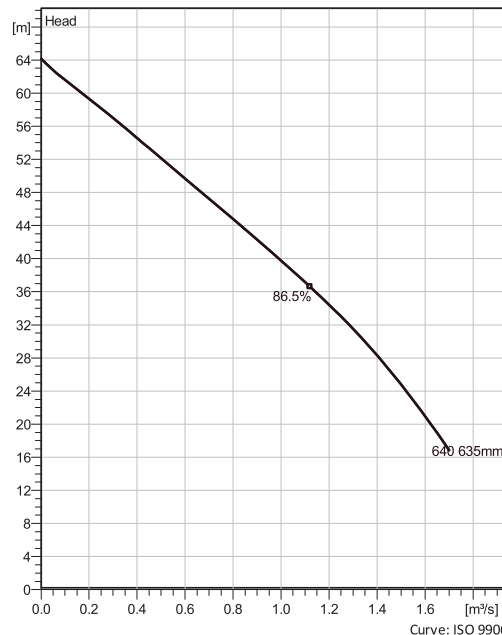
Shrouded single or multi-channel impeller pumps with large throughlets and single volute pump casing for liquids containing solids and fibres. Cast iron design with double sealing technology. Some models available as stainless steel versions.



Technical specification



Curves according to: Water, pure Water, pure [100%], 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.5692 mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

Configuration

Motor number C0935.000 66-66-6AA-W 460KW	Installation type P - Semi permanent, Wet
Impeller diameter 635 mm	Discharge diameter 500 mm

Pump information

Impeller diameter 635 mm
Discharge diameter 500 mm
Inlet diameter 600 mm
Maximum operating speed 990 rpm
Number of blades 3
Throughlet diameter 105 mm
Max. fluid temperature 40 °C

Material

Impeller Grey cast iron

Project	Xylect-21592819
Block	0

Created by	Florencia Ureña
Created on	12/15/2023
Last update	12/15/2023

CP 3531/935 3~ 640

Technical specification



Motor - General

Motor number C0935.000 66-66-6AA-W 460KW	Phases 3~	Rated speed 990 rpm	Rated power 460 kW
Approval No	Number of poles 6	Rated current 770 A	Stator variant 44
Frequency 50 Hz	Rated voltage 415 V	Insulation class H	Type of Duty S1
Version code 000	Direct media cooling system		

Motor - Technical

Power factor - 1/1 Load 0.87	Motor efficiency - 1/1 Load 95.5 %	Total moment of inertia 36.1 kg m ²	Starts per hour max. 10
Power factor - 3/4 Load 0.86	Motor efficiency - 3/4 Load 96.0 %	Starting current, direct starting 3690 A	
Power factor - 1/2 Load 0.81	Motor efficiency - 1/2 Load 95.9 %	Starting current, star-delta 1230 A	

Project	Xylect-21592819
Block	0

Created by	Florencia Ureña
Created on	12/15/2023
Last update	12/15/2023

CP 3531/935 3~ 640

Performance curve

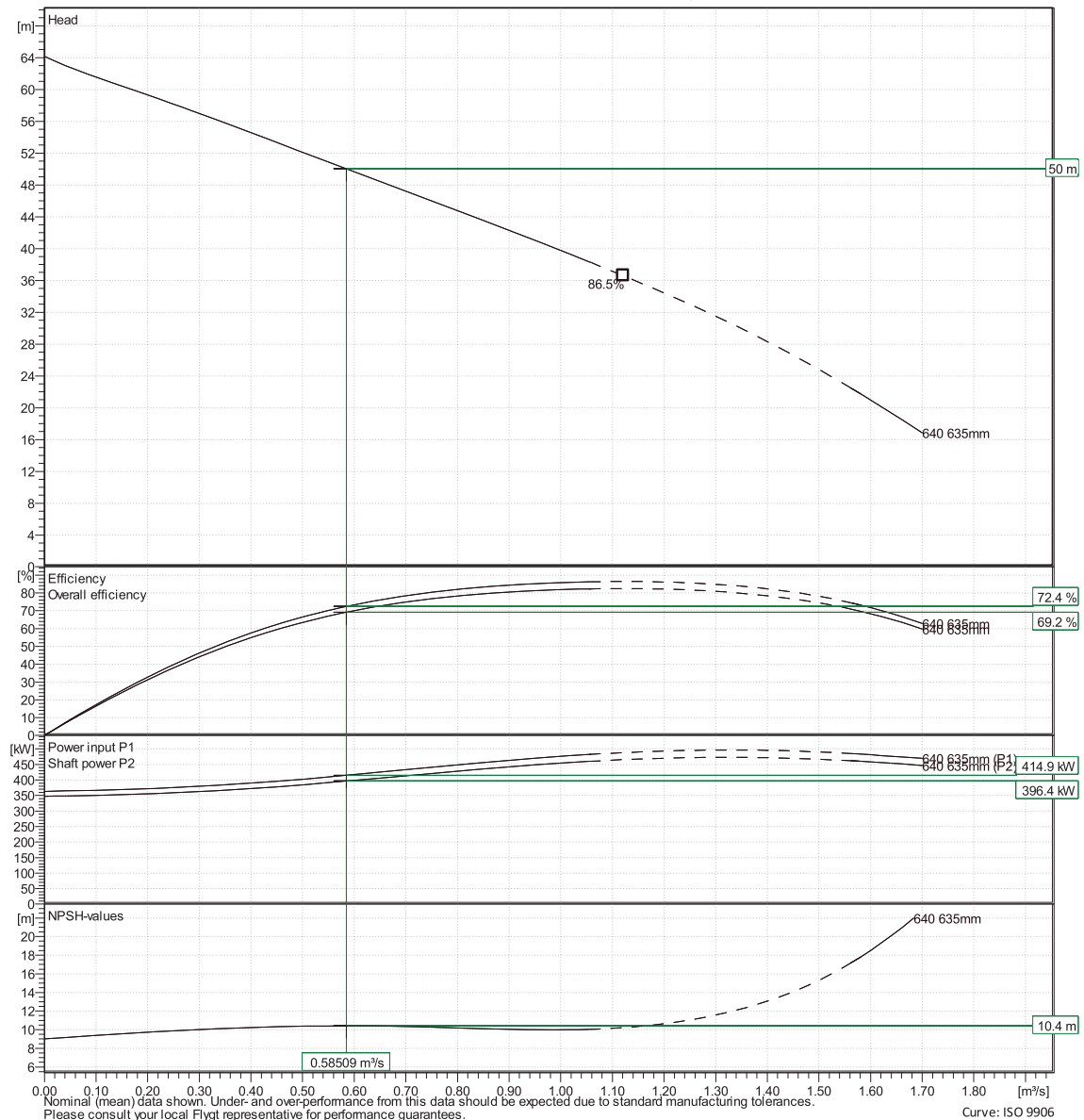


Duty point

Flow
0.583 m³/s

Head
50 m

Curves according to: Water, pure Water, pure [100%], 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.5692 mm²/s



Xylet-21592819

Florencia Ureña

0

Created on

12/15/2023 Last update

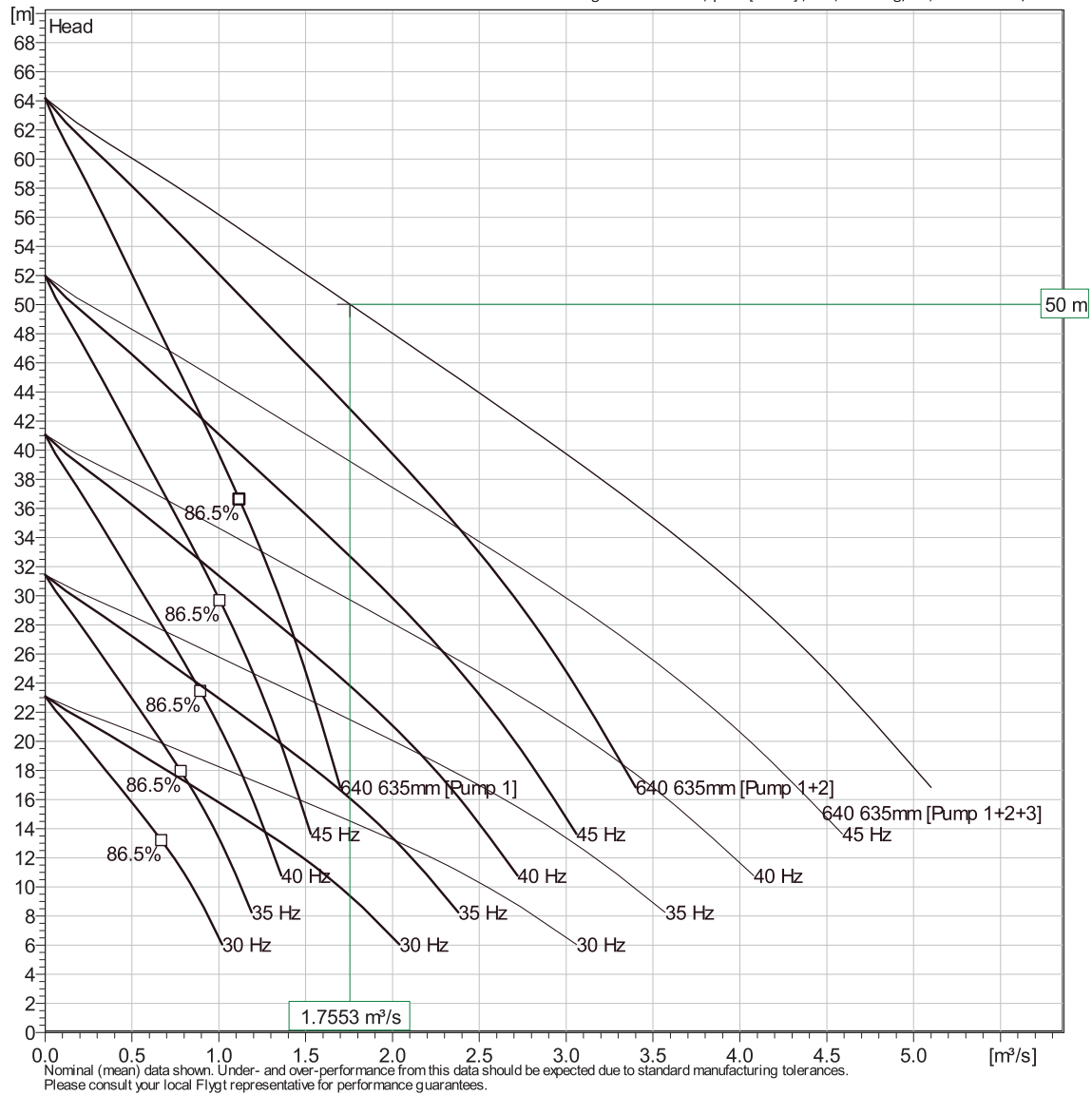
12/15/2023

CP 3531/935 3~ 640

Duty Analysis



Curves according to: Water, pure [100%] ; 4°C; 999.9kg/m³; 1.5692mm²/s



Operating characteristics

Pumps / Systems	Flow m³/s	Head m	Shaft power kW	Flow m³/s	Head m	Shaft power kW	Hydr.eff.	Spec. Energy kWh/m³	NPSHre m
3 / 1	0.583	50	396	1.75	50	1190	72.3 %	0.197	10.4
2 / 1	0.658	48.3	407	1.32	48.3	814	76.5 %	0.18	10.4
1 / 1	0.722	46.7	417	0.722	46.7	417	79.3 %	0.168	10.3

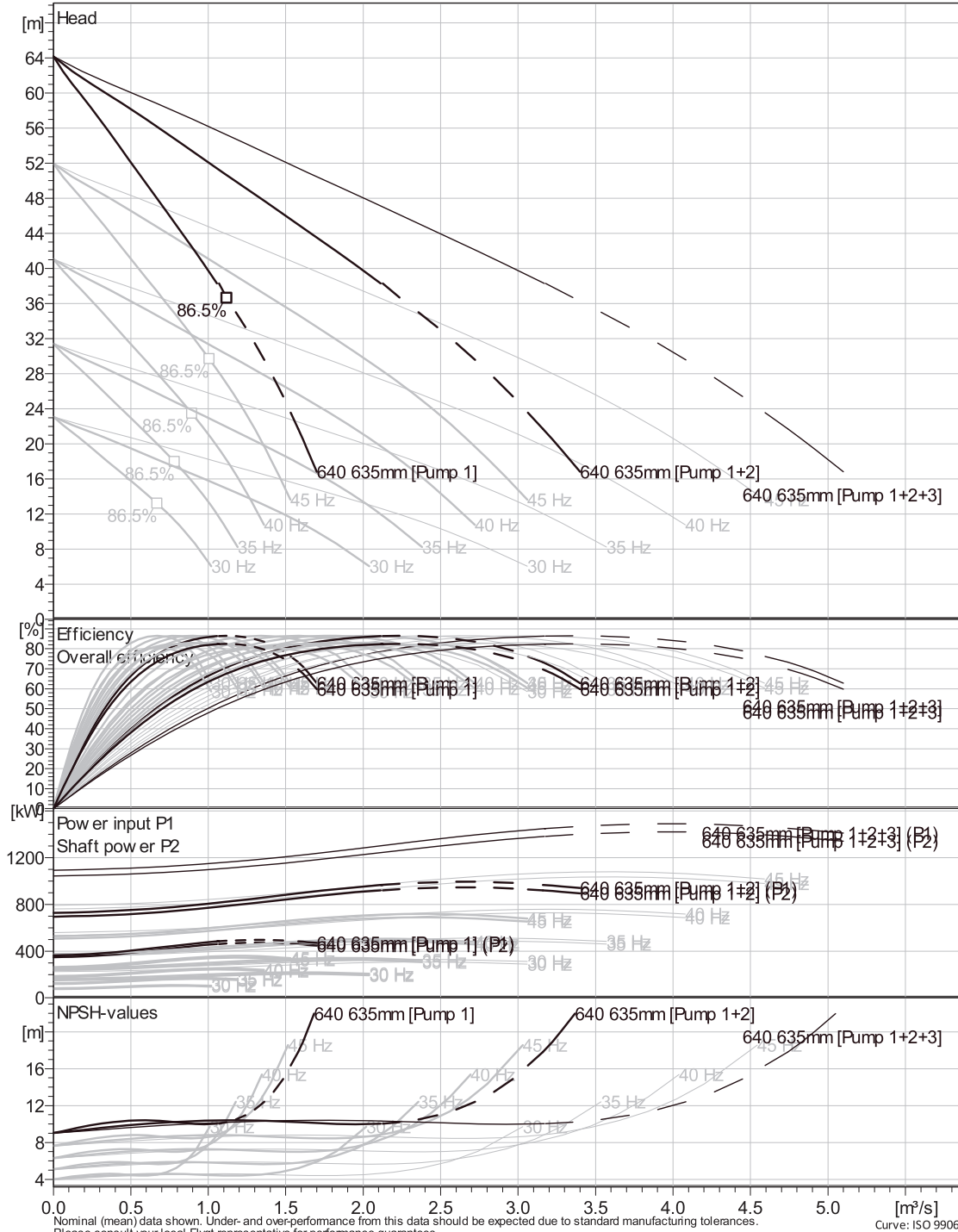
Project		Created by	Florencia Ureña
Block	Xylect-21592819	Created on	12/15/2023
		Last update	12/15/2023

CP 3531/935 3~ 640

VFD Curve



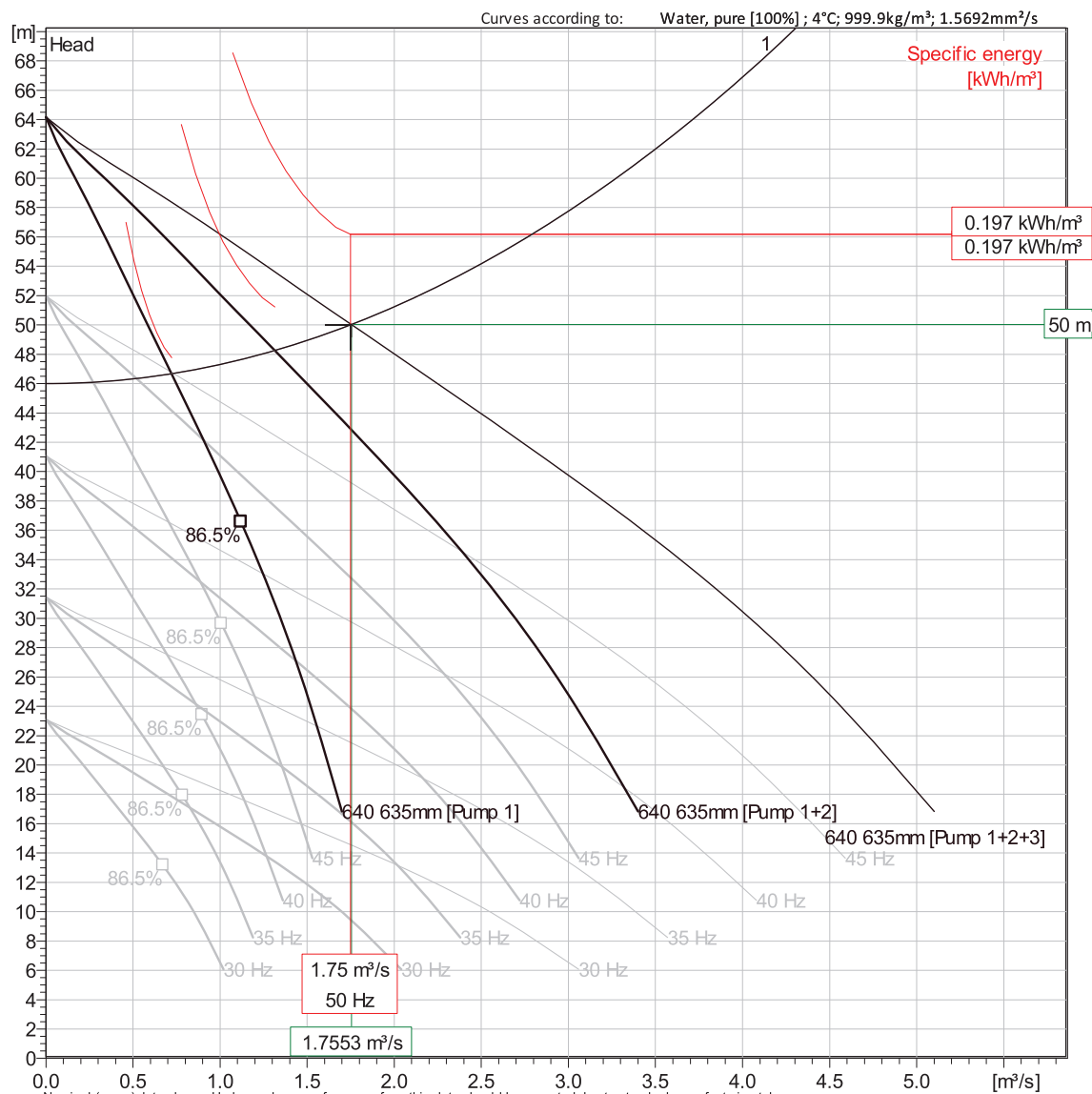
Curves according to: Water, pure, 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.5692 mm²/s



Project Xylect-21592819
Block 0

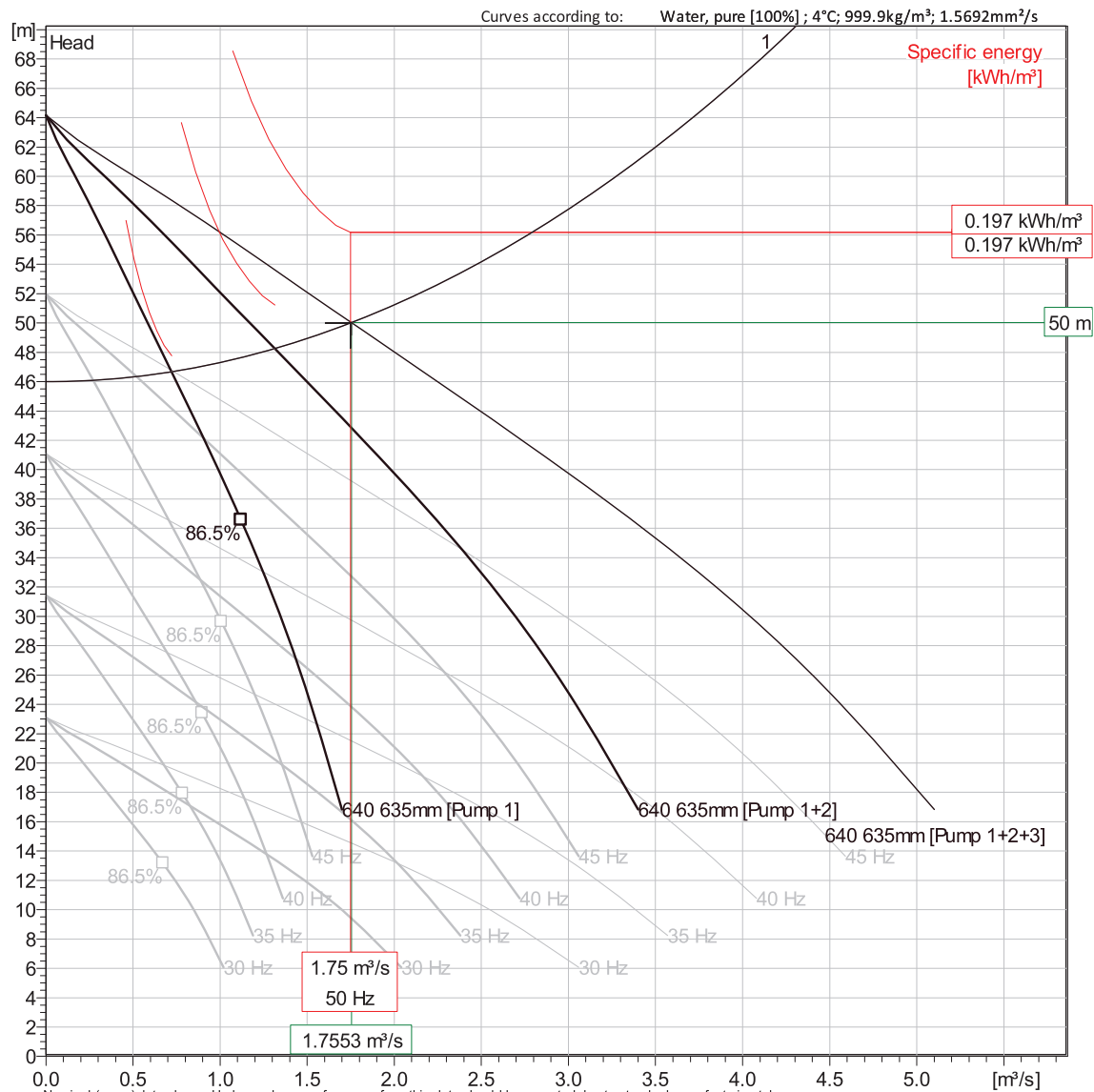
Created by Florencia Ureña
Created on 12/15/2023 Last update 12/15/2023

VFD Analysis

[illegible]

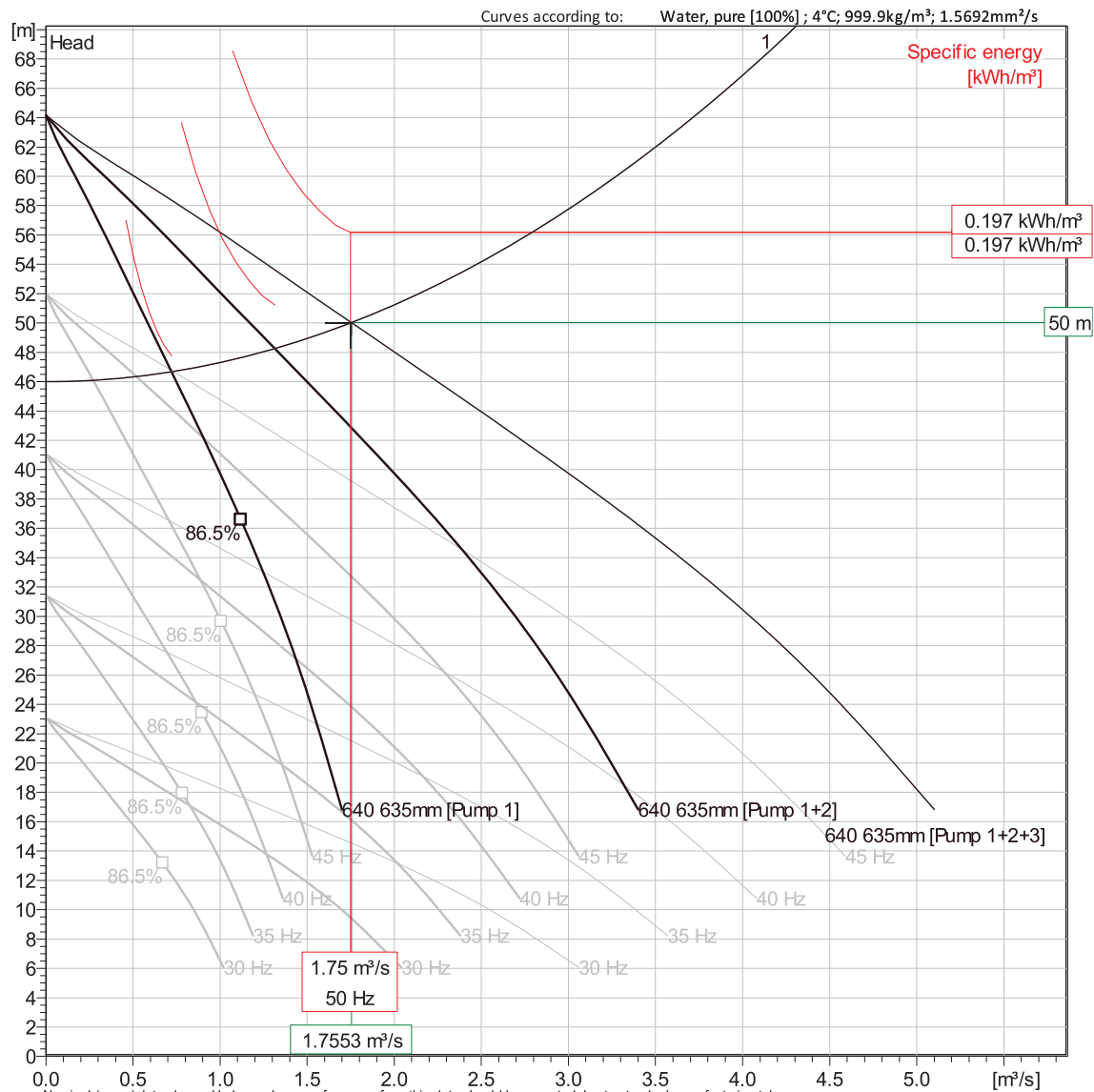
Program version
71.0 - 17/11/2023 (Build 91)

VFD Analysis

[illegible]

Program version
71.0 - 17/11/2023 (Build 91)

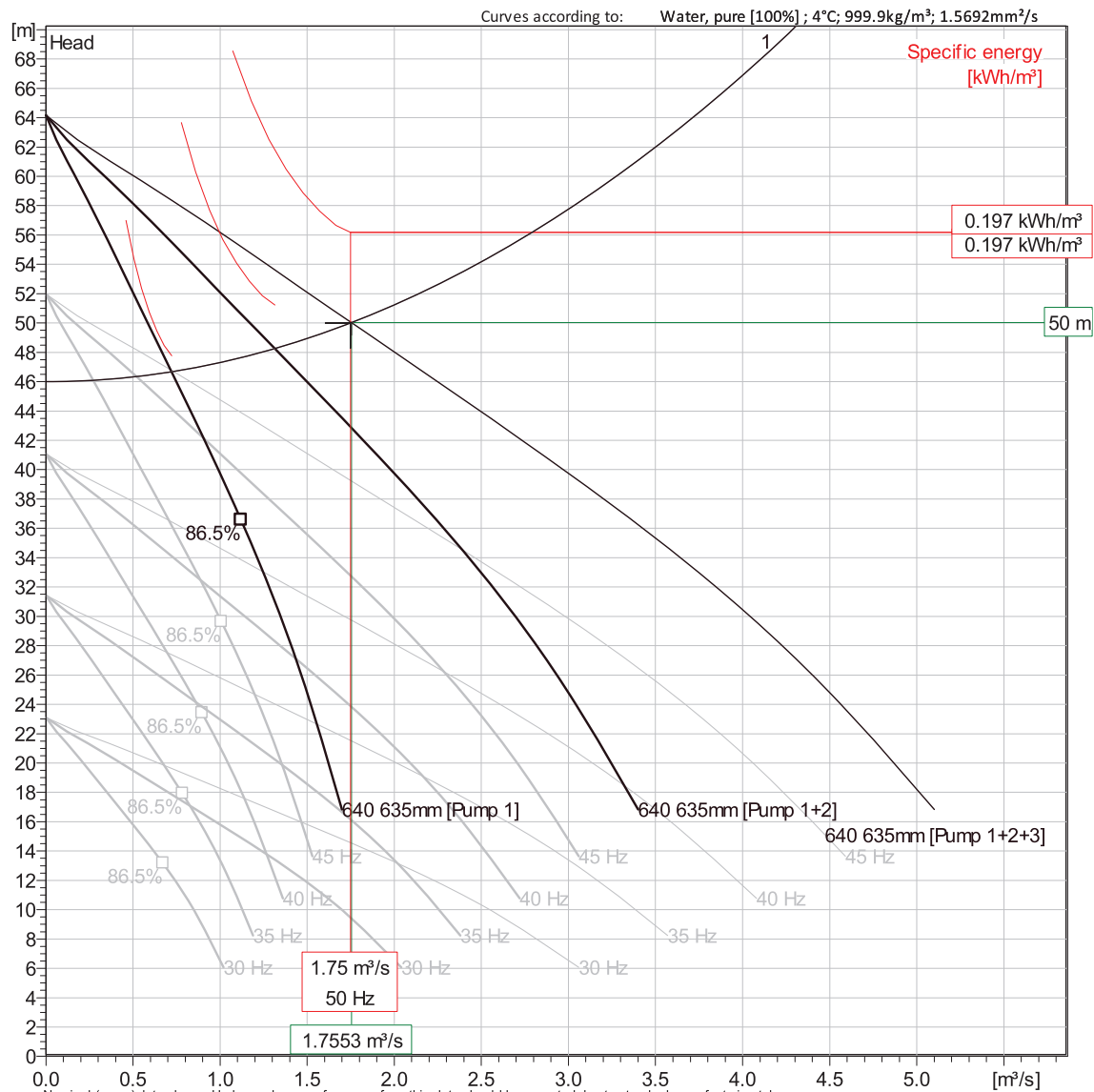
VFD Analysis



Pumps / Systems	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hydr.eff.	Specific energy	NPSHre
		m³/s	m	kW	m³/s	m	kW		kWh/m³	m
2 / 1	35 Hz									
2 / 1	30 Hz									
1 / 1	50 Hz	0.722	46.7	417	0.722	46.7	417	79.3 %	0.168	10.3
1 / 1	45 Hz	0.273	46.1	264	0.273	46.1	264	46.6 %	0.28	8.46

Program version
71.0 - 17/11/2023 (Build 91)

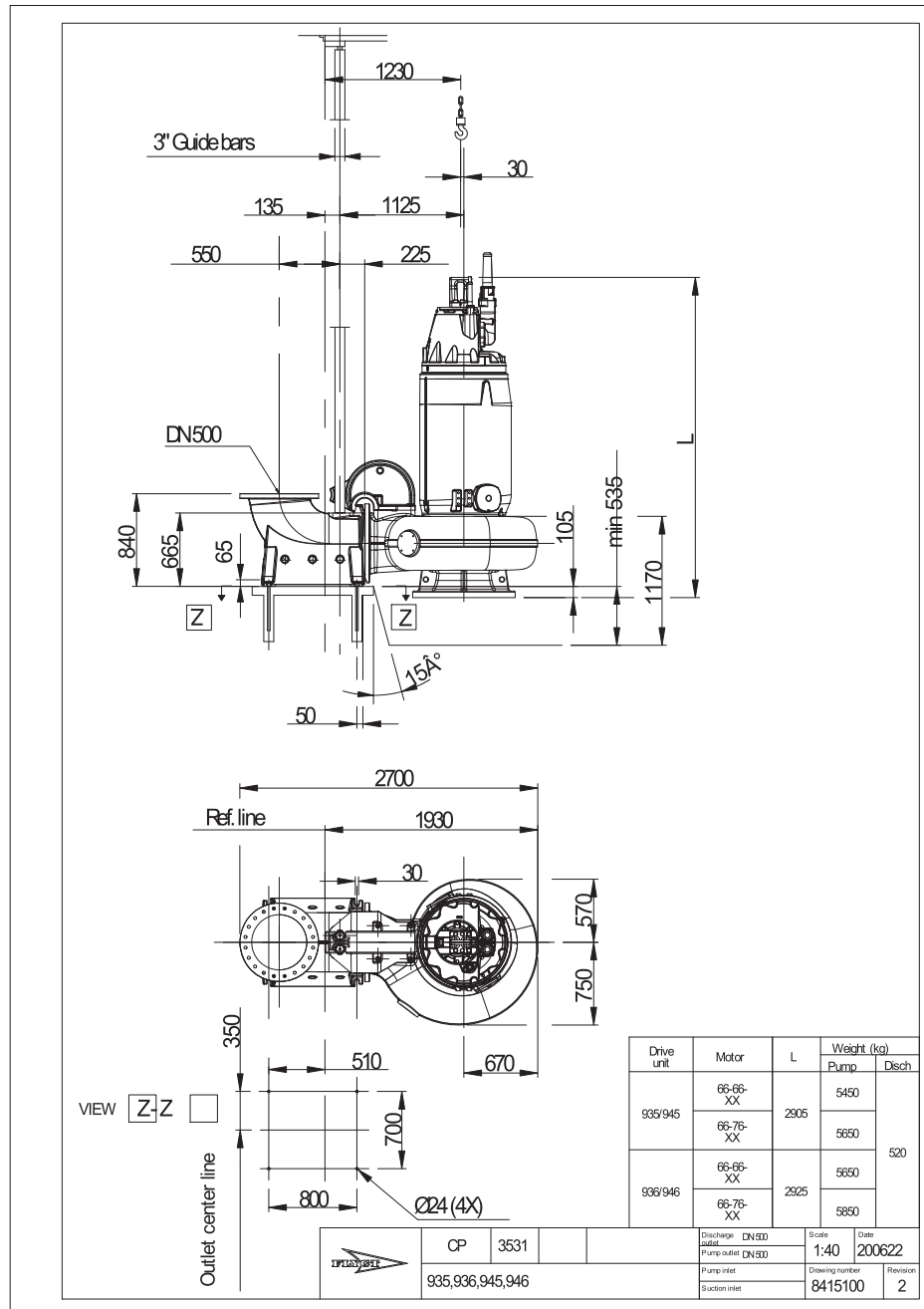
VFD Analysis

[illegible]

Program version
71.0 - 17/11/2023 (Build 91)

CP 3531/935 3~ 640

Dimensional drawing



Project Xylect-21592819
Block 0

Created by Florencia Ureña
Created on 12/15/2023 Last update

12/15/2023

Tubos de Concreto ASTM C-76

DESCRIPCIÓN

Las tuberías de concreto de Concrepal son las únicas en Centroamérica que cuentan con una certificación ISO 9001:2015, se elaboran en una moderna planta productora, lo que garantiza un proceso controlado y un producto de alta calidad y amigable con el ambiente, pues no se producen residuos tóxicos ni desechos contaminantes. Las materias primas utilizadas en la producción son de primera calidad. Los agregados en bruto se extraen de nuestra concesión en el río Barranca, una de las mejores fuentes del país, y se procesan en plantas de trituración propiedad de la compañía, para garantizar que el producto final se ajuste a los requisitos de las normas INTECO.

Los tubos son sometidos a un riguroso control de calidad, y diseñados de acuerdo con las especificaciones de la norma INTE C 376 (ASTM C 76).

Las tuberías C 76 de Concrepal están sometidos a ensayos de verificación realizados en nuestro laboratorio por entes acreditados por el ECA, con el fin de garantizar su calidad.

USOS Y RECOMENDACIONES

- Alcantarillas para aguas pluviales.
- Colectores de residuos industriales.
- Drenajes y pasos de agua en carreteras o caminos.
- Alcantarillado de aguas negras.

NORMAS TÉCNICAS APLICABLES

- INTE C376:2017 Tubos de concreto con refuerzo para alcantarillas y alcantarillado sanitario y pluvial. Requisitos.
- ASTM C-76, AASHTO M170.
- INTE C231:2018 Juntas flexibles para tuberías de concreto y pozos de inspección, con el uso de empaques de hule. Requisitos.
- INTE C15:2018 Agregados para Concreto. Requisitos (MOD).
- RTCR 479: 2015. Materiales de-construcción. Cementos hidráulicos. Especificaciones
- INTE C238:2017 Tubos y secciones de pozos de inspección prefabricados en concreto. Métodos de ensayo.
- INTE C400:2019 Barras de acero al carbono lisas y corrugadas para refuerzo de concreto. Requisitos.
- INTE C401:2020 Barras de acero de baja aleación, lisas y corrugadas para refuerzo de concreto. Requisitos.
- INTE C402:2020 Alambre de acero al carbono liso y corrugado, y mallas electrosoldadas para refuerzo de concreto.

VENTAJAS

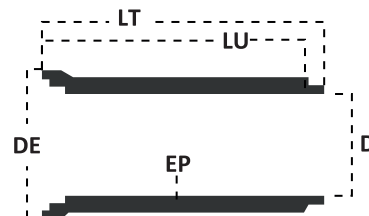
- Gran durabilidad
- Fácil instalación.
- Resistencia al fuego.
- Gran desempeño.
- Economía.
- Resistencia.
- Durabilidad.
- Resistencia a diferentes cargas de esfuerzo cortantes.

Resistencia de Tubería ASTM C76

Clase de Tubería	Carga a la Grieta	Carga de Ruptura
	N/m/mm	N/m/mm
I	40	60
II	50	75
III	65	100
IV	100	150
V	140	175

DIMENSIONES Y PESOS

D.I. Pulgadas	D.I.cm	D.E.cm	L.U.cm	L.T.cm	E.P.cm	Peso Promedio
12	30	64	125	130	7	278
16	40	78	125	133	8.5	291
20	50	64	125	130	7	640
24	60	78	125	133	8.5	640
30	75	94	125	135	9	985
32	80	100	125	135	10	914
36	90	111	125	135	10	1164
42	105	129	125	135	11.5	1280
48	120	147	125	133	12.5	1280
55	137.5	167	125	133	15.5	1280
60,8	152	180	125	133	15	2920
72,8	182	218	125	139	18	3300
85,2	213	257	100	110	22	4400
100	250	304	100	110	27	5225



EP: Espesor de Pared.
DI: Diámetro Interno.
LU: Largo Útil.
DE: Diámetro Externo.
LT: Largo Total.



- **Sucursal 1:** Palmares, Alajuela
- **Sucursal 2:** Barranca, Puntarenas
- **Sucursal 3:** Bagaces, Guanacaste
- **Sucursal 4:** Parrita, Puntarenas

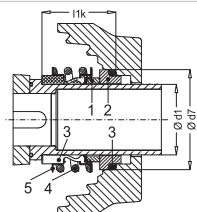
✉ info@concrepal.net  [Concrepal](https://www.facebook.com/Concrepal)  [Concrepalcr](https://www.instagram.com/Concrepalcr)  [Concrepal.com](https://www.concrepal.com)

Tel: 2453-0133

IXPC125-100-200C750L25BDN4S1G

Technical data

Company name
Contact
Phone number
e-mail address

Operating data								
1	Pumpe type	Single pumps as parallel circuit			Fluid	Water, pure		
2	No. of pumps	2			Operating temperature t A	°C 4		
3	Nominal flow	m³/h	640			Max / Min Operating Temperature °C 120 / -40		
4	Nominal head	m	40.45			pH-value at t A 7		
5	Static head	m	40			Density at t A kg/m³ 1000		
6	Inlet pressure	kPa	0			Kin. viscosity at t A mm²/s 1.569		
7	Environmental temperature	°C	20			Vapor pressure at t A kPa 100		
8	Available system NPSH	m	10.25			Altitude 0		
Pump data								
9	Lubrication	Grease Lubrication [Std] (Size 32)						
10	Execution	Spacer coupling			Impeller Ø	Max. mm 229		
11	Design	Horizontal				designed mm 211		
12	Operating speed	2985 rpm				Min. mm 188		
13	Suction nozzle	EN1092-2	DNs 125	PN10/16	Flow	Nominal m³/h 640		
14	Discharge nozzle	EN1092-2	DNd 100	PN10/16		Max- m³/h 373.5		
15	Max. casing pressure	kPa	1600			Min- m³/h 50.3		
16	Max. working pressure	kPa	586.6		Head	Nominal m 40.5		
17	Impeller type	Radial impeller				at Qmax m 29		
18	Head H(Q=0)	m	60			at Qmin m 59.4		
19	Max. shaft power	kW	87.4		Shaft power kW 87.4			
20	Pump weight	kg	115		Efficiency % 79.2			
21	Total weight	kg	916.2		NPSH 3% m 7			
Materials								
22	Pump			Shaft Seal				
23	Impeller (1)	Austenitic Stainless Steel, 1.4408, ASTM CF8M			[S1] Single Mechanical Seal - Unbalanced			
24	Discharge Casing (2)	Ductile Iron, EN-GJS-400-15, ASTM 65-45-12			eMG12 - Ø43mm	BQ7EGG		
25	Casing Cover (3)	Ductile Iron, EN-GJS-400-15, ASTM 65-45-12			Mechanical seal diameter	43 mm		
26	Seal Cover (4)	not applicable for selected seal configuration			1. Rotating ring	Carbon graphite resin impregnated		
27	Wear Ring (5)	Duplex Stainless Steel, 1.4462/1.4517			2. Stationary ring	SiC, silicon carbide, sintered press.less		
28	Impeller Nut (6)	Duplex Stainless Steel, 1.4517, ASTM CD4MCuN			3. Secondary seal	Ethylene propylene rubber (EPDM)		
29	Quench Labyrinth Ring (7)	not applicable for selected seal configuration			4. Springs	CrNiMo - Steel		
30	Shaft Sleeve (8)	Duplex Stainless Steel, 1.4462, ASTM F51			5. Others	CrNiMo - Steel		
31	Shaft (9)	Stainless Steel, 1.4057, ASTM 431			Supplier Code	BQ7EGG		
32	Bearing Bracket (11)	Cast Iron, EN-GJL-250, ASTM Class 35						
33	Bearing Cover (12)	Cast Iron, EN-GJL-250, ASTM Class 35						
34	Pump Support Foot (14)	Carbon Steel, 1.0038, ASTM Grade C, D						
35	O-Ring (16)	PTFE						
36	O-Ring Casing Cover (17)	Ethylene propylene rubber (EPDM)						
37	Plug (19)	Austenitic Stainless Steel						
38	Key (21)	Stainless Steel, 1.4571, ASTM - 316Ti						
39	Screw & Nut (22)	Austenitic Stainless Steel						
40								
41	Shaft Sealing	Radial Shaft Seal Ring - FKM						
Motor data								
Electrical and dimensional data refer to IE4 motor								
42	Manufacturer	Lowara					Coupling	
43	Specific design	IE4 3ph Surface Motor - Super Premium Efficiency					Manufacturer	Flender
44	Type	3MGS 280 S B3 75 kW E4			Series	Spacer Coupling - N-EUPEX - Type H		
45	Rated power	75 kW	Rated current	129 A	Spacer length 140 mm	Suitable for EEx-design NO		
46	Nominal speed	2985 rpm	Rated voltage	400 V	Shaft diameter	Motor 65 mm Frame size 160		
47	Frame size	280 S	Service factor	1	Pump 32 mm Weight 15.2 kg			
48	Weight kg	596.0	Degree of protection	IP55	GR.COUPPLGUARD ES32-190-30 A4			
49	Length shaft end	140 mm	Design acc. standard	IEC	Coupling protection	Material Edelstahl		
					Weight	3.1 kg		
Base plate					Remarks			
50	Name	FRAME 32B200C-280C280						
51	Weight kg	186.9						
52	Drip Pan	Without Drip Pan						

IXPC125-100-200C750L25BDN4S1G

Performance curve

Company name
Contact
Phone number
e-mail address

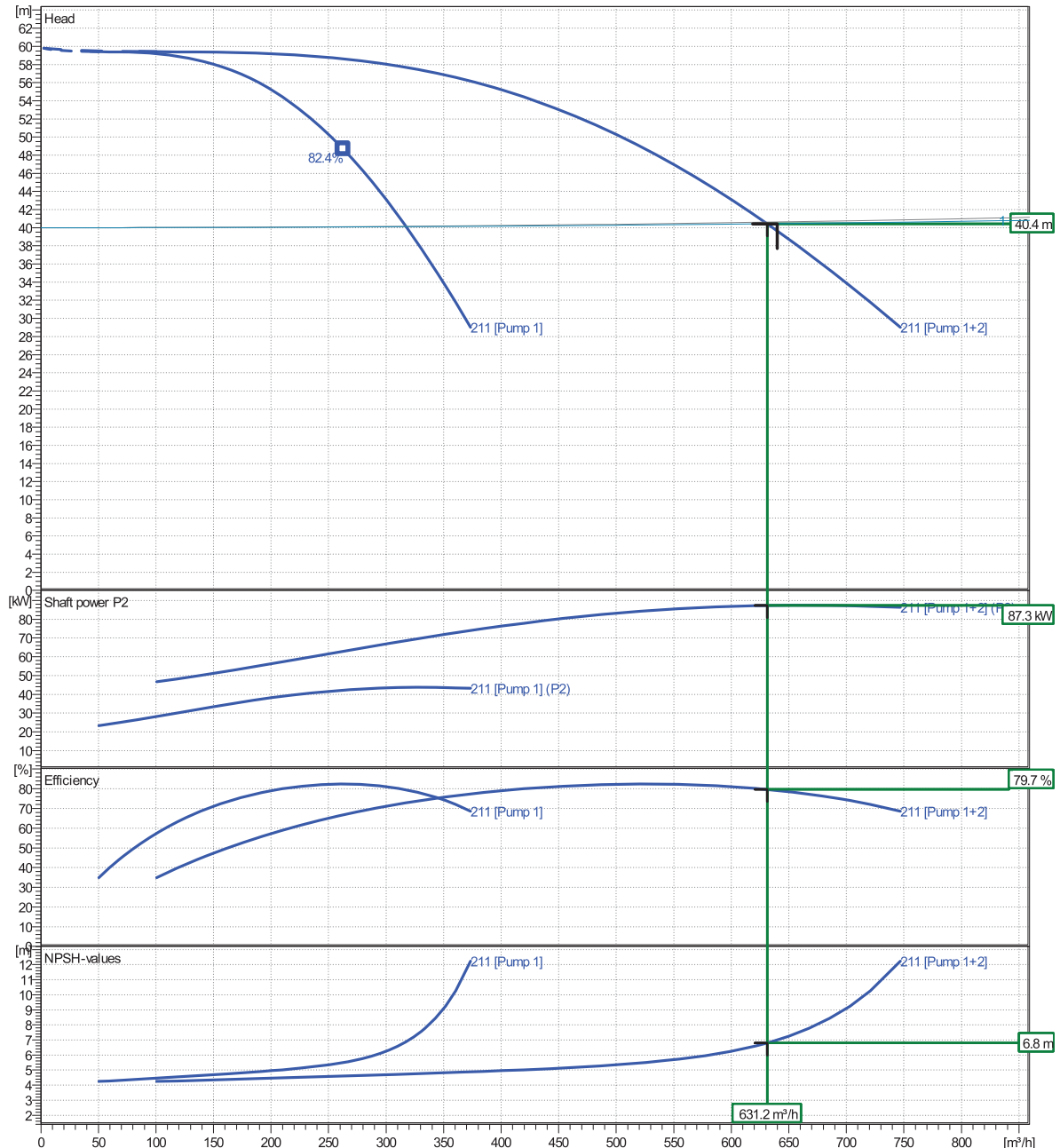
	Ø mm	Pump capacity			Pump head		Shaft power P2			Frequency	Hz	50
		Operating range Min. m³/h	Max. m³/h	η Max. m³/h	H(Q=0) m	η Max. m	P2(Q=0) kW	Max. kW	η Max. kW	Operating speed rpm		2985
actual	211	50.3	374	263	59.8	48.7		87.4	42.2	Nominal flow	m³/h	640
Min.	188	/	/	222	46.6	37.8		/	28.6	Nominal head	m	40.45
Max.	229	/	/	299	71.4	57.1		/	55.6	Inlet pressure	kPa	0
										Static head	m	40

Power data referred to:

Water, pure [100%] ; 4°C; 1000kg/m³; 1.57mm²/s

hydr. Performance acceptance acc. To EN ISO 9906 Class 2B

MEI: 0,59 - according to Ecodesign Directive 2009/125/EC and Regulation (EU) No.547/2012
(Note: only v valid for pure water up to 50°C)

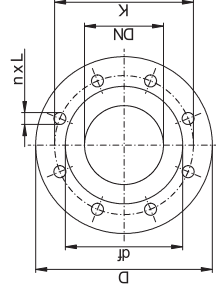
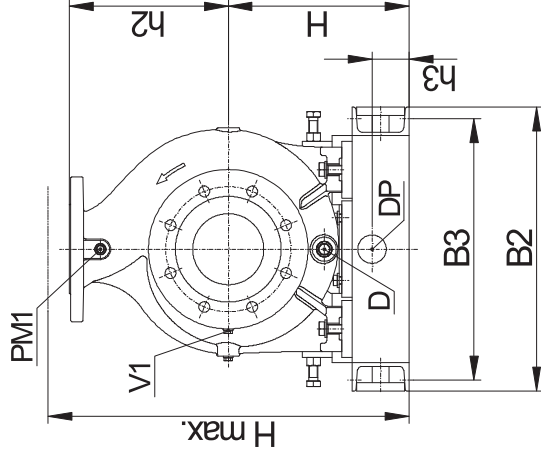
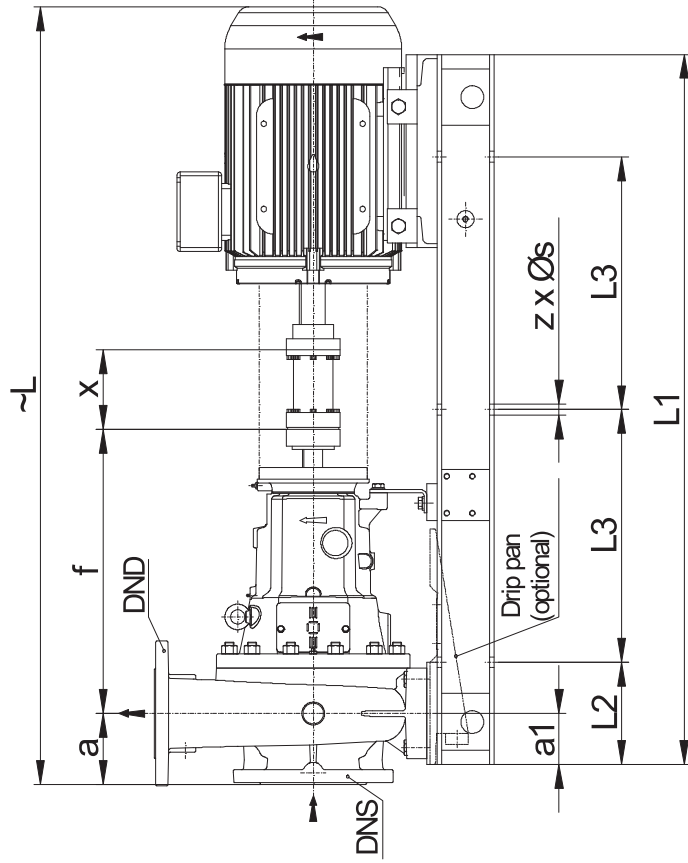


IXPC125-100-200C750L25BDN4S1G

Dimensions

Company name
Contact
Phone number
e-mail address

Frame mounted
Spacer coupling
3MGS 280 S B3 75 kW E4



Connections:
D: Drain G1/2"
D1: Drip pan connection G1" (optional)
V1: Pressure gauge connector G1/4" (suction side)
PM1: Pressure gauge connector G1/4" (discharge side)

Dimensions and weight without obligation

Project	Xylect-22211508
Block	IXPC125-100-200C750L25BDN4S1G

Created by
Created on

Florencia Ureña
4/27/2024

Last update

4/27/2024

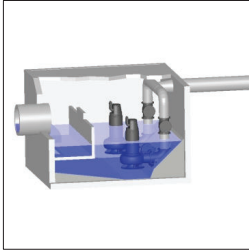
Electrical and dimensional data refer to IE4 motor

Dimensions	[mm]
a	125
a1	90
B2	830
B3	780
DND	100
DNS	125
f	500
Guard	360
H max.	856
H	443
h2	280
h3	185
L	1721.5
L1	1600
L2	200
L3	600
s	26
Volumen	1.1494
x	140
z	6

Weight	(+/- 5%)
Pump	115 kg
Coupling	15.2
Base plate	187
Motor	596
Total weight	916.2 kg

Connections	
Suction nozzle	Discharge nozzle
DNS 125	DND 100
PN10/16	PN10/16
EN1092-2	EN1092-2
C	C
D	D
df	df
K	K
n	n
ØL	ØL

Note:
Value D, C and df may vary from standard



Friction loss calculation

Pumped fluid Water, pure	Static head 40	Layout Wet well installation
Flow 640 m ³ /h	Number of pumps 2	Calculation model Colebrook-White
Viscosity 1.569 mm ² /s	Nature of system Single pumps as parallel circuit	

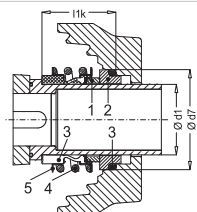
Type	Ø (mm)	? or L	Qty.	v (m/s)	k (mm)	ΔH (m)
Ø = Diameter v = Velocity k = Pipe roughness ΔH = Head loss						
Individual discharge side pipe - Metal / Stainless steel PN 10 / DN 250 (256x3,0 mm) / New piping						
Pipe length	470	50 m	1	0.5123	0.03	0.02407
Discharge Connection	470	0.3	1	0.5123		0.004014
Elbows	470	0.3	1	0.5123		0.004014
Inlet	470	1	1	0.5123		0.01338
Non-return valves	470	0.9	1	0.5123		0.01204
Valve	470	0.3	1	0.5123		0.004014
Total friction head						0.06153
Common discharge side pipe - Metal / Stainless steel PN 10 / DN 500 (508x4,0 mm) / New piping						
Pipe length	470	200 m	1	1.025	0.03	0.3426
Discharge Connection	470	0.3	1	1.025		0.01605
Elbows	470	0.3	1	1.025		0.01605
Valve	470	0.3	1	1.025		0.01605
Total friction head						0.3908
Friction loss head						0.4523 m
Total static head						40 m
Total head						40.45 m

Project		Created by	Florencia Ureña	Last update	4/27/2024
Block	IXPC125-100-200C750L25BDN4S1G	Created on	4/27/2024		

IXPC200-150-400C750L45BDN4S1G

Technical data

Company name
Contact
Phone number
e-mail address

Operating data													
1	Pumpe type		Single pumps as parallel circuit			Fluid		Water, pure					
2	No. of pumps		3			Operating temperature t A		°C	4				
3	Nominal flow		m³/h	610		Max / Min Operating Temperature		°C	120 / -40				
4	Nominal head		m	50.26		pH-value at t A		7					
5	Static head		m	49		Density at t A		kg/m³	1000				
6	Inlet pressure		kPa	0		Kin. viscosity at t A		mm²/s	1.569				
7	Environmental temperature		°C	20		Vapor pressure at t A		kPa	100				
8	Available system NPSH		m	10.25		Altitude		0					
Pump data													
9	Lubrication		Grease Lubrication [Std] (Size 48)										
10	Execution		Spacer coupling			Impeller Ø	Max.	mm	423				
11	Design		Horizontal				designed	mm	377				
12	Operating speed		1490 rpm				Min.	mm	327				
13	Suction nozzle		EN1092-2	DNs 200	PN16	Flow	Nominal	m³/h	546.9				
14	Discharge nozzle		EN1092-2	DNd 150	PN10/16		Max-	m³/h	633.3				
15	Max. casing pressure		kPa	1600			Min-	m³/h	70.5				
16	Max. working pressure		kPa	498.2		Head	Nominal	m	50				
17	Impeller type		Radial impeller				at Qmax	m	32.4				
18	Head H(Q=0)		m	51			at Qmin	m	50.9				
19	Max. shaft power		kW	144.5		Shaft power		kW	97.3				
20	Pump weight		kg	305		Efficiency		%	76.4				
21	Total weight		kg	1,214.6		NPSH 3%		m	2.4				
Materials													
22	Pump					Shaft Seal							
23	Impeller (1)		Austenitic Stainless Steel, 1.4408, ASTM CF8M			[S1] Single Mechanical Seal - Unbalanced							
24	Discharge Casing (2)		Ductile Iron, EN-GJS-400-15, ASTM 65-45-12			eMG12 - Ø65mm		BQ7EGG					
25	Casing Cover (3)		Ductile Iron, EN-GJS-400-15, ASTM 65-45-12			Mechanical seal diameter		65 mm					
26	Seal Cover (4)		not applicable for selected seal configuration			1. Rotating ring		Carbon graphite resin impregnated					
27	Wear Ring (5)		Duplex Stainless Steel, 1.4462/1.4517			2. Stationaryring		SiC, silicon carbide, sintered press.less					
28	Impeller Nut (6)		Duplex Stainless Steel, 1.4517, ASTM CD4MCuN			3. Secondaryseal		Ethylene propylene rubber (EPDM)					
29	Quench Labyrinth Ring (7)		not applicable for selected seal configuration			4. Springs		CrNiMo - Steel					
30	Shaft Sleeve (8)		Duplex Stainless Steel, 1.4462, ASTM F51			5. Others		CrNiMo - Steel					
31	Shaft (9)		Stainless Steel, 1.4057, ASTM 431			Supplier Code		BQ7EGG					
32	Bearing Bracket (11)		Cast Iron, EN-GJL-250, ASTM Class 35										
33	Bearing Cover (12)		Cast Iron, EN-GJL-250, ASTM Class 35										
34	Pump Support Foot (14)		Carbon Steel, 1.0038, ASTM Grade C, D										
35	O-Ring (16)		PTFE										
36	O-Ring Casing Cover (17)		Ethylene propylene rubber (EPDM)										
37	Plug (19)		Austenitic Stainless Steel										
38	Key (21)		Stainless Steel, 1.4571, ASTM - 316Ti										
39	Screw & Nut (22)		Austenitic Stainless Steel										
40													
41	Shaft Sealing		Radial Shaft Seal Ring - FKM										
Motor data													
Electrical and dimensional data refer to IE4 motor													
42	Manufacturer		Lowara							Coupling			
43	Specific design		IE4 3ph Surface Motor - Super Premium Efficiency							Manufacturer		Flender	
44	Type		3MGS 280 S B3 75 kW E4							Series		Spacer Coupling - N-EUPEX - Type H	
45	Rated power		75 kW	Rated current	134 A					Spacer length		180 mm	Suitable for EEx-design
46	Nominal speed		1490 rpm	Rated voltage	400 V	Shaft diameter		Motor	75 mm	Frame size	180		
47	Frame size		280 S	Service factor	1			Pump	48 mm	Weight	21.9 kg		
48	Weight		kg	Degree of protection	IP55	GR.COUPPLGUARD ES48-255-37 A4							
49	Length shaft end		140 mm	Design acc. standard	IEC	Coupling protection		Material	Edelstahl				
								Weight	5.1 kg				
Base plate						Remarks							
50	Name		FRAME 48C315D-450C280										
51	Weight		kg	180.6									
52	Drip Pan		Without Drip Pan										

IXPC200-150-400C750L45BDN4S1G

Performance curve

Company name
Contact
Phone number
e-mail address

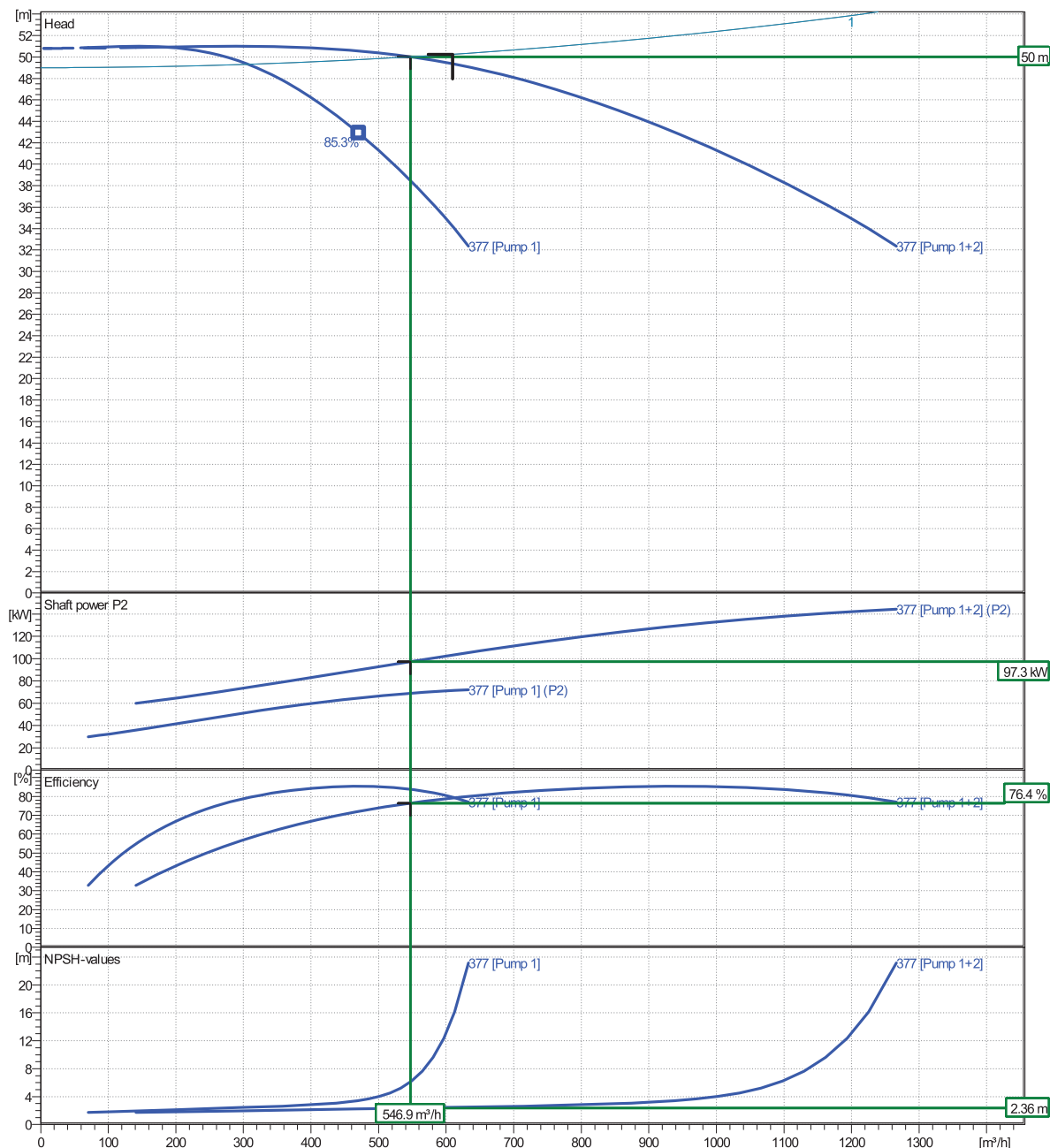
	Ø mm	Pump capacity			Pump head		Shaft power P2			Frequency	Hz	50
		Operating range Min. m³/h	Max. m³/h	η Max. m³/h	H(Q=0) m	η Max. m	P2(Q=0) kW	Max. kW	η Max. kW	Operating speed rpm		1490
actual	377	70.5	633	471	50.8	42.9		144	64.7	Nominal flow	m³/h	610
Min.	327	/	/	387	37.2	31.4		/	40.4	Nominal head	m	50.26
Max.	423	/	/	511	64.6	56.1		/	90.6	Inlet pressure	kPa	0
										Static head	m	49

Power datas referred to:

Water, pure [100%] ; 4°C; 1000kg/m³; 1.57mm²/s

hydr. Performance acceptance acc. To EN ISO 9906 Class 2B

MEI: >=0,70 - according to Ecodesign Directive 2009/125/EC and Regulation (EU) No.547/2012
(Note: only valid for pure water up to 50°C)

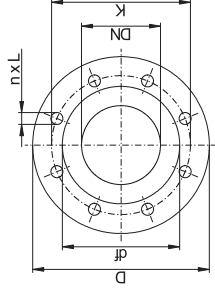
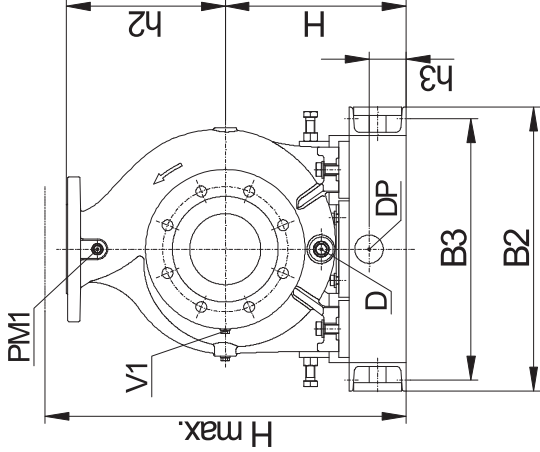
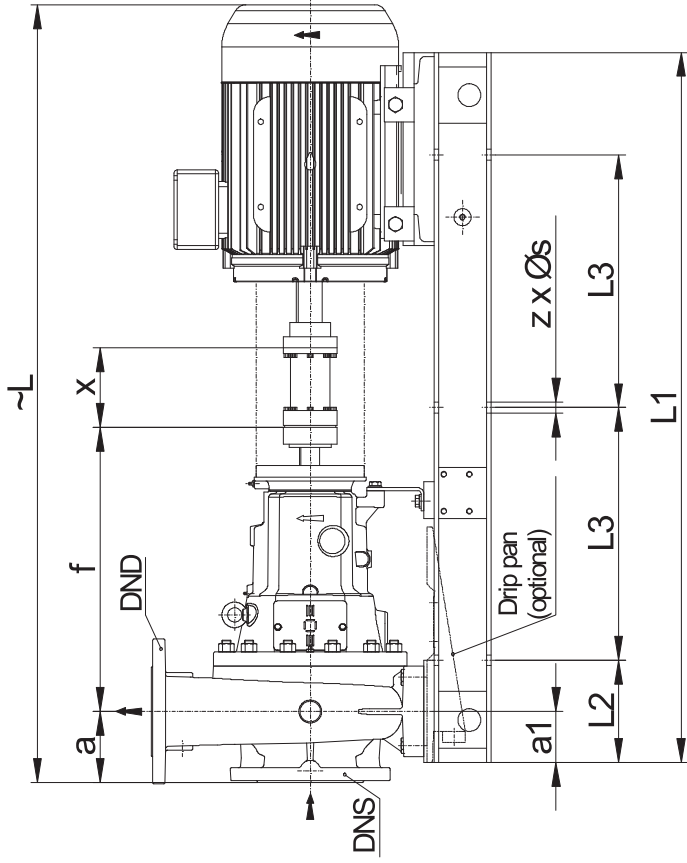


IXPC200-150-400C750L45BDN4S1G

Dimensions

Company name
Contact
Phone number
e-mail address

Frame mounted
Spacer coupling
3MGS 280 S B3 75 kW E4



Connections:
D: Drain G1/2"
DND: Drip pan connection G1" (optional)
V1: Pressure gauge connector G1/4" (suction side)
PM1: Pressure gauge connector G1/4" (discharge side)

Dimensions and weight without obligation

Project Xylect-22211619
Block Block: 1

Program version 73.0 - 23/04/2024 (Build 125)
Data version 23/04/2024 12:36
User group(s) Xylem/Argentina - EXT

Created by Florendia Ureña
Created on 4/27/2024

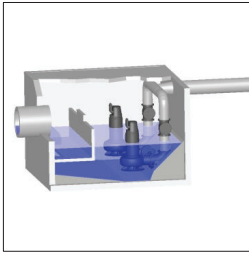
Last update 4/27/2024

Electrical and dimensional data refer to IE4 motor

Dimensions		[mm]
a	s	26
a1	Volumen	1.4234
B2	x	180
B3	z	6
DND		
DNs		
f		
Guard		
H max.		
H		
h2		
h3		
L		1966.5
L1		1800
L2		200
L3		700

Weight		(+/- 5%)
Pump		305 kg
Coupling		21.9
Base plate		181
Motor		702
Total weight		1214.6 kg

Connections	
Suction nozzle	Discharge nozzle
DNs 200	DND 150
PN16	PN10/16
EN1092-2	EN1092-2
C	C
D	D
df	df
K	K
n	n
ØL	ØL



Friction loss calculation

Pumped fluid Water, pure	Static head 49	Layout Wet well installation
Flow 610 m ³ /h	Number of pumps 2	Calculation model Colebrook-White
Viscosity 1.569 mm ² /s	Nature of system Single pumps as parallel circuit	

Type	Ø (mm)	¿ or L	Qty.	v (m/s)	k (mm)	ΔH (m)
Ø = Diameter v = Velocity k = Pipe roughness ΔH = Head loss						
Individual discharge side pipe - Metal / Stainless steel PN 10 / DN 250 (256x3,0 mm) / New piping						
Pipe length	250	50 m	1	1.726	0.03	0.4795
Discharge Connection	250	0.3	1	1.726		0.04555
Elbows	250	0.3	1	1.726		0.04555
Inlet	250	1	1	1.726		0.1518
Non-return valves	250	0.9	1	1.726		0.1366
Valve	250	0.3	1	1.726		0.04555
Total friction head						0.9046
Common discharge side pipe - Metal / Stainless steel PN 10 / DN 500 (508x4,0 mm) / New piping						
Pipe length	470	200 m	1	0.9767	0.03	0.3136
Discharge Connection	470	0.3	1	0.9767		0.01458
Elbows	470	0.3	1	0.9767		0.01458
Valve	470	0.3	1	0.9767		0.01458
Total friction head						0.3574
Friction loss head						1.262 m
Total static head						49 m
Total head						50.26 m

Project	Created by	Last update
Block: 1	Florencia Ureña	4/27/2024
	Created on	
	4/27/2024	



Catálogo Redes de Agua en PVC



Proyectos de instalación

Para la elaboración de proyectos de sistemas de conducción y distribución de agua se deben calcular las pérdidas de carga unitaria en función de la fórmula de Colebrook en conjunto con la fórmula universal de pérdida de carga distribuida, ecuación de continuidad y número de Reynolds.

FÓRMULA DE COLEBROOK PARA PÉRDIDA DE CARGA:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left\{ \frac{2,51}{\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{D} \cdot \frac{1}{3,71} \right\}$$

PÉRDIDAS DE CARGA UNITARIAS

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^5}{2 \cdot g}$$

ECUACIÓN DE CONTINUIDAD:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot V = \text{Cte.}$$

NÚMERO DE REYNOLDS:

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

J= Pérdida de carga en mmca/m. λ = Coeficiente de rozamiento. Re = N° de Reynolds. V= Velocidad en m/s. D= Diámetro en m.

K= Rugosidad de la instalación.

Las tablas anexas fueron calculadas considerándose para tubos de PVC con una rugosidad equivalente k igual a 0,06 mm. Las velocidades constantes de las tablas refieren exclusivamente a tubos PBA clase 10 de 50 a 400 mm.

Tubo mm	Velocidad	CLASE 6		CLASE 10	
		Caudal lts/s	Pérdida (m/1000m)	Caudal lts/s	Pérdida (m/1000m)
50	1,5			2,41	53,89
63	1,5	4,13	38,73	3,83	40,56
75	1,5	5,87	31,24	5,42	32,82
90	1,5	8,43	25,08	7,81	26,28
110	1,5	12,64	19,62	11,64	20,62
140	1,5	20,47	14,67	18,88	15,4
160	1,5	26,72	12,5	24,63	13,12
200	1,5	41,73	9,56	38,51	10,03
250	1,5	65,28	7,32	60,28	7,67
315	1,5	103,64	5,55	95,69	5,82
400	1,5	167,09	4,18		

Golpe de ariete

El golpe de ariete es uno de los fenómenos físicos más conocidos en el mundo de las conducciones. Sin embargo, frecuentemente se desconocen sus características y cómo evitarlo. El golpe de ariete es la sobrecarga de presión que sufre una tubería en su interior cuando una columna de líquido se mueve dentro de ella con cierta inercia y, de repente, ese flujo cesa de forma repentina.

Este fenómeno puede ser generado por:

- La apertura y el cierre rápidos de una válvula.
- El arranque o parada de una bomba.
- La acumulación y el movimiento de bolsas de aire en el interior de las propias tuberías.

Cuando hay aire atrapado en un tubo, éste, al moverse con el agua, puede actuar como un resorte y forzar la flexibilidad de la tubería con muchas y aleatorias compresiones y expansiones. Esos cambios bruscos pueden hacer que en algunos puntos concretos se llegue a multiplicar hasta por 10 la presión normal de servicio.

Para reducir los efectos del golpe de ariete normalmente se utilizan los siguientes dispositivos: válvulas de alivio, válvulas de retención, cámaras de absorción de presión, ventosas de doble efecto, tanques de compensación unidireccionales.

CP 3531/806 3~ 1240

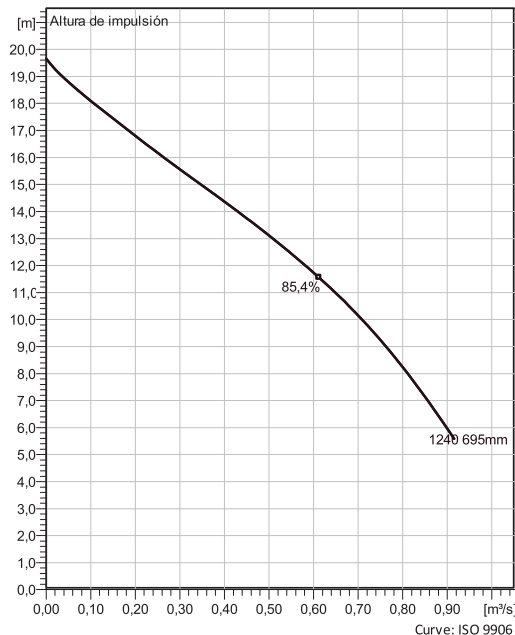
Bombas con impulsor de canal simple o multicanal con pasos de esfera grandes, capaces de bombear solidos y fibras. Impulsores fabricados en hierro fundido y algunos tambien disponibles en acero inoxidable. Trabajan con tecnologia de doble sello mecanico patentado



Especificaciones técnicas



Curvas según: Agua Agua [100%], 4 °C, 999,9 kg/m³, 1,5692 mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

Configuración

Motor number C0806.000 54-38-12ID-W 100KW	Tipo de instalación P - Semipermanente, húmeda
Impeller diameter 695 mm	Diámetro de descarga 500 mm

Información sobre la bomba

Diámetro del impulsor 695 mm
Discharge diameter 500 mm
Diámetro interno 600 mm
Maximum operating speed 495 rpm
Número de aspas 3
Throughlet diameter 105 mm
Temp. máx. fluido 40 °C

Material

Rodete Fundición gris

Nombre del proyecto: 22077027
Bloque 0

Creado por
Creado el: 3/31/2024 Última actualización 3/31/2024

CP 3531/806 3~ 1240

Especificaciones técnicas

Motor - General



Motor number C0806.000 54-38-12ID-W 100KW	Fases 3~	Velocidad nominal 495 rpm	Potencia nominal 100 kW
Certificación ATEX No	Nº de polos 12	Corriente nominal 250 A	Variante de estator 1
Frecuencia 50 Hz	Tensión nominal 380 V	Clase de aislamiento H	Tipo de servicio S1
Código de la versión 000	Closed loop cooling system		

Motor - Técnica

Factor de potencia - 1/1 Carga 0,65	Rendimiento del motor - 1/1 Carga 93,1 %	Momento de inercia total 17,4 kg m ²	Máx. arranques / h 10
Factor de potencia - 3/4 carga 0,58	Rendimiento del motor - 3/4 carga 93,3 %	Corriente arranque, arranque directo 1020 A	
Factor de potencia - 1/2 Load 0,46	Rendimiento del motor - 1/2 Load 92,6 %	Corriente arranque, arranque estrella-triángulo 342 A	

Nombre del proyecto: 22077027
Bloque 0

Creado por
Creado el: 3/31/2024 Última actualización 3/31/2024

CP 3531/806 3~ 1240

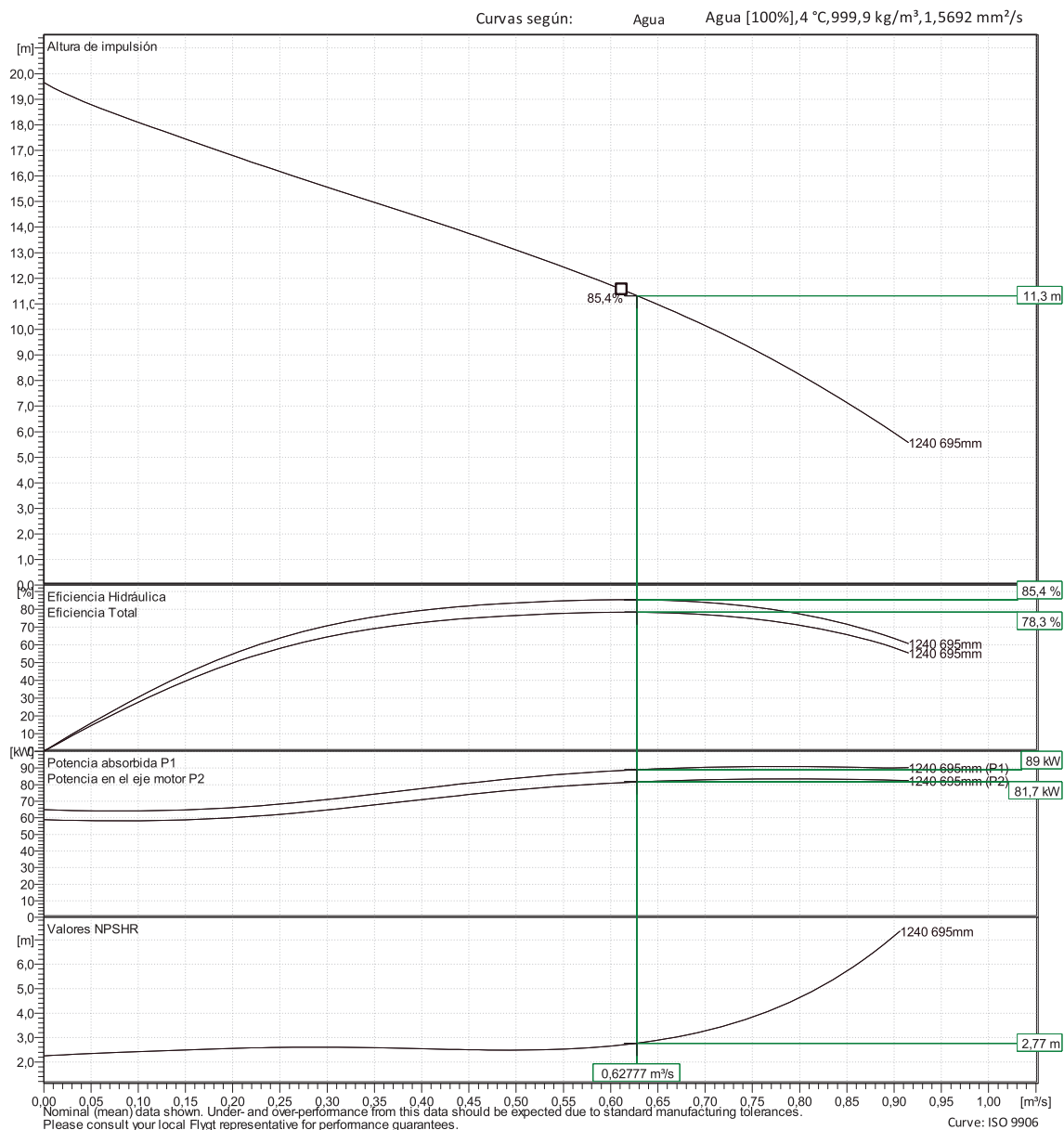
Curva de rendimiento



Punto de funcionamiento

Caudal
0,628 m³/s

Altura impulsión
11,3 m



Xylect-22077027

0

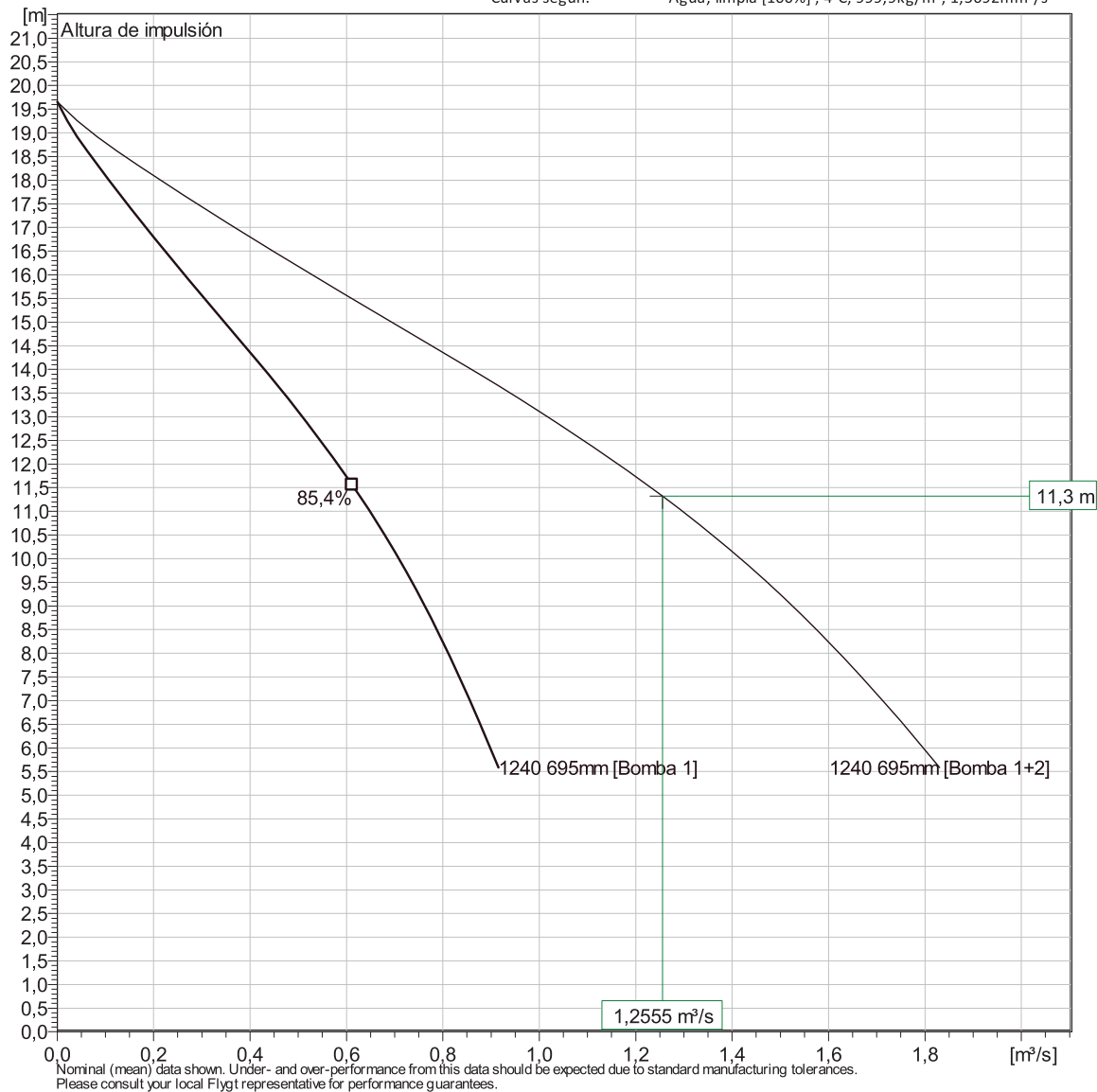
Creado el: 3/31/2024 Última actualización 3/31/2024

CP 3531/806 3~ 1240

Análisis de la carga



Curvas según: Agua, limpia [100%] ; 4°C; 999,9kg/m³; 1,5692mm²/s



Características de funcionamiento

Pumps / Systems	Caudal m³/s	Altura de impulsión m	Potencia absorbida kW	Caudal m³/s	Altura de impulsión m	Potencia absorbida kW	Rend. hidr.	Espec. Energ. kWh/m³	NPSHre m
2 / 1	0,628	11,3	81,7	1,26	11,3	163	85,4 %	0,0394	2,77
1 / 1	0,722	9,77	83,3	0,722	9,77	83,3	83 %	0,0349	3,49

Nombre del proyecto:
Bloque Xylect-22077027

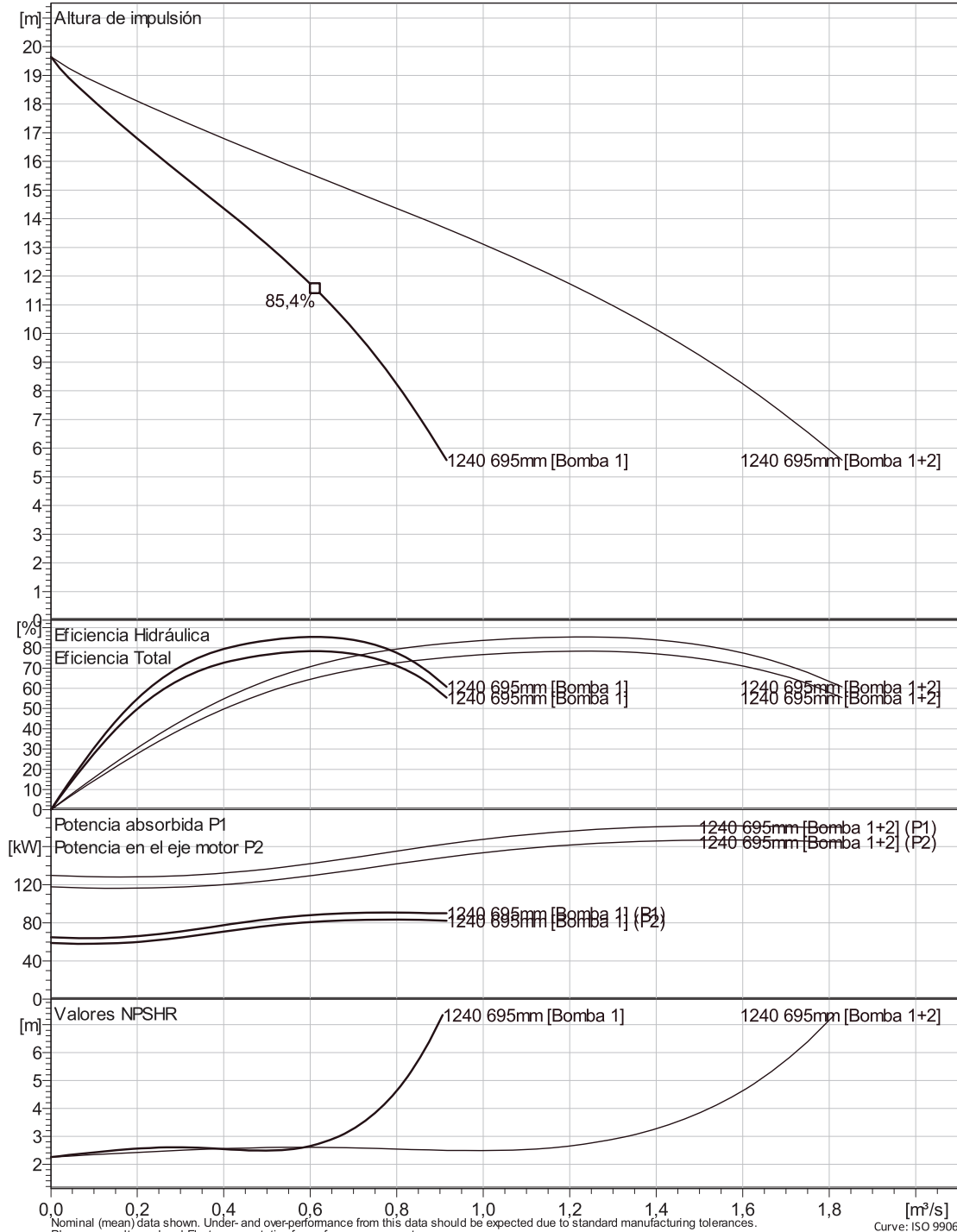
Creado por
Creado el: 3/31/2024
Ultima actualización 3/31/2024

CP 3531/806 3~ 1240

Curva VFD



Curvas según: Agua ,4 °C,999,9 kg/m³,1,5692 mm²/s



Nombre del proyecto: 22077027

Bloque 0

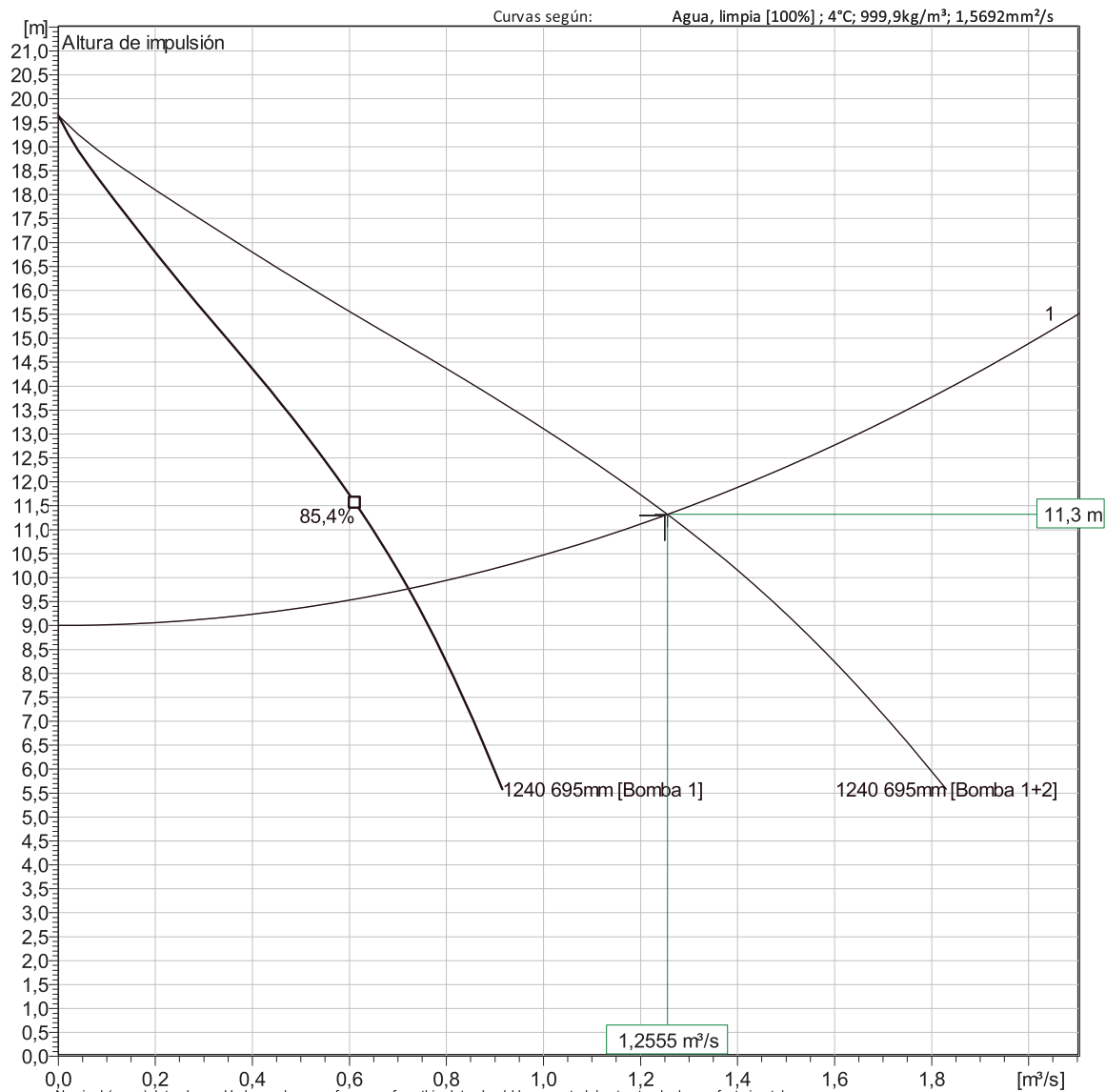
Creado por

Creado el: 3/31/2024

Ultima actualización: 3/31/2024

CP 3531/806 3~ 1240

Análisis de VFD



Operating Characteristics

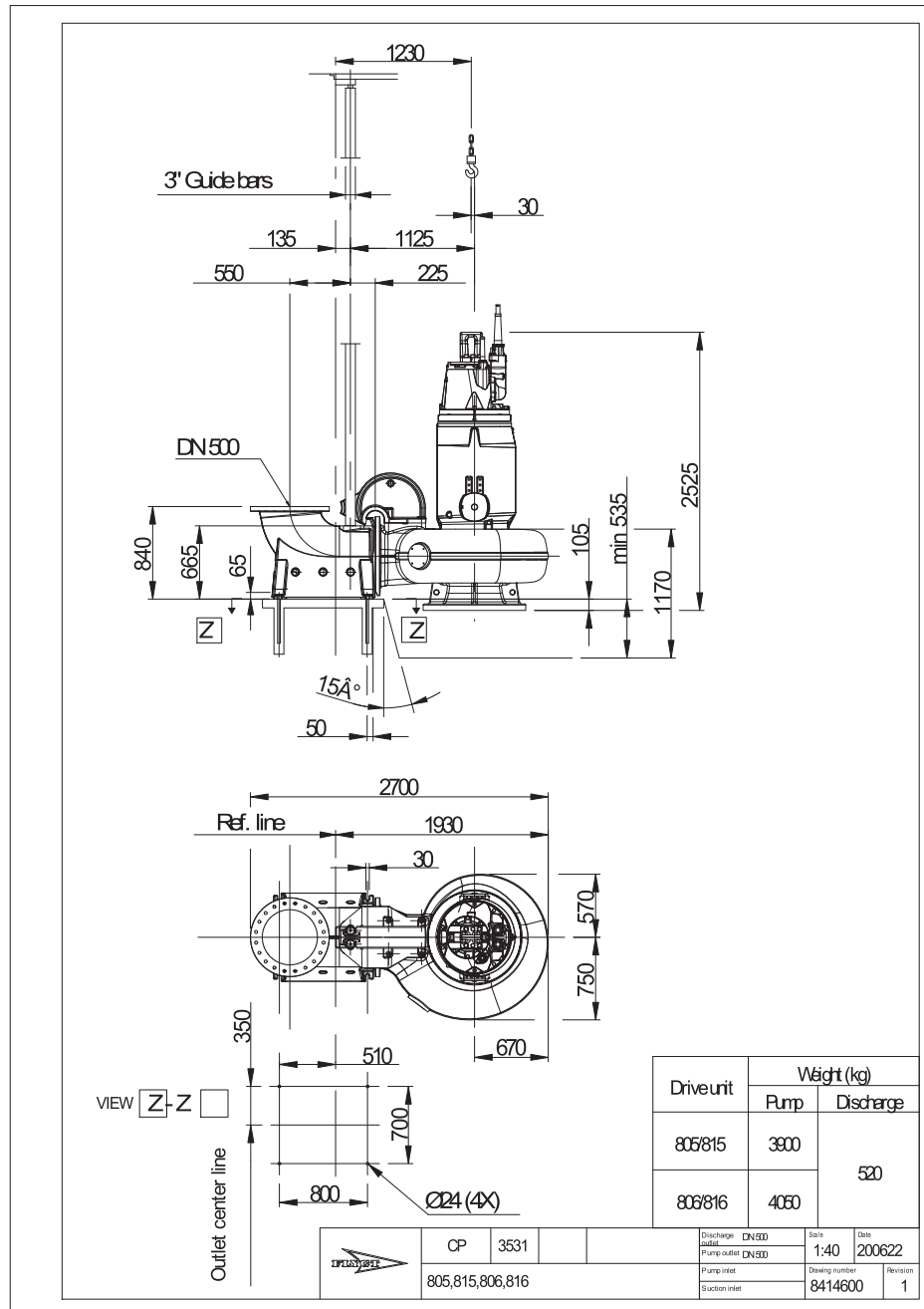
Pumps / Systems	Frecuencia	Caudal	Altura de impulsión	Potencia absorbida	Caudal	Altura de impulsión	Potencia absorbida	Rend. hydr.	Especificar energía	NPSHre
		m³/s	m	kW	m³/s	m	kW		kWh/m³	m
2 / 1	50 Hz	0,628	11,3	81,7	1,26	11,3	163	85,4 %	0,0394	2,77
1 / 1	50 Hz	0,722	9,77	83,3	0,722	9,77	83,3	83 %	0,0349	3,49

Nombre del proyecto: 22077027
Bloque 0

Creado por
Creado el: 3/31/2024
Ultima actualización 3/31/2024

CP 3531/806 3~ 1240

Dibujo dimensional



Nombre del proyecto: 22077027

Bloque 0

Creado por

Creado el: 3/31/2024 Última actualización

3/31/2024

TECHNICAL DATA

The following tables provide a selection of technical data. Comprehensive information can be found in the relevant Flowtite literature, such as installation instructions, test reports, technical notes, and other documents.

The numbers in these tables are approximate, nominal values, and are subject to change without notice. For current, accurate values, please contact your local Flowtite supplier.

Units used in the tables below: SN = N/m²; PN = bar; DN, DOSmax, ID MIN = mm; Weight = Kg/m

PIPE DIMENSIONS

SN 2500		FLOWTITE PIPE - ID MIN							WEIGHT SPAN	
DN	DOS max	Sewer	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32	From	To
300	324.5	314.0	314.8	314.9	315.1	316.1	315.4		7.3	9.3
350	376.4	364.6	365.4	365.8	366.0	367.0	366.4		9.8	12.5
400	427.3	414.2	415.1	415.6	416.0	416.9	416.4		12.5	16.3
450	478.2	463.8	464.7	465.5	465.8	466.8	466.4		15.5	20.5
500	530.1	514.3	515.2	516.3	516.7	517.8	517.3		18.8	25.5
600	617.0	598.9	599.9	601.5	602.0	603.0	602.6		25.2	34.8
700	719.0	698.3	699.6	701.4	702.0	703.1	702.7		33.7	47.7
800	821.0	798.3	799.2	801.3	802.1	803.3	802.9		43.5	60.5
900	923.0	897.6	898.9	901.2	902.2	903.4	902.9		54.5	76.9
1000	1025.0	997.7	998.5	1001.1	1002.3	1003.5	1003.2		66.6	92.3
1100	1127.0	1097.2	1098.1	1101.1	1102.4	1103.6	1103.3		79.9	111.2
1200	1229.0	1196.1	1197.8	1201.0	1202.5	1203.7	1203.4		94.4	134.9
1300	1331.0	1296.1	1297.4	1301.0	1302.6	1303.8	1303.5		110.4	155.6
1400	1433.0	1395.5	1397.2	1400.9	1402.7	1403.9	1403.6		127.3	180.8
1500	1535.0	1495.1	1497.0	1501.0	1502.8	1504.1	1503.8		145.3	208.7
1600	1637.0	1595.1	1596.5	1600.8	1602.9	1604.2	1603.9		164.6	234.3
1700	1739.0	1694.3	1695.9	1700.8	1703.0	1704.3	1704.0		185.5	265.9
1800	1841.0	1794.3	1795.6	1800.8	1803.1	1804.4	1804.1		207.1	294.6
1900	1943.0	1893.9	1895.3	1900.8	1903.2	1904.5	1904.4		229.2	327.9
2000	2045.0	1993.8	1995.0	2000.7	2003.3	2004.6	2004.5		253.5	359.7
2100	2147.0	2093.1	2094.7	2100.6	2103.4	2104.8	2104.6		278.7	398.4
2200	2249.0	2193.1	2194.3	2200.6	2203.5	2204.9	2204.7		305.8	433.5
2300	2351.0	2292.7	2294.0	2300.5	2303.6	2305.0	2304.9		332.8	472.5
2400	2453.0	2392.4	2393.7	2400.6	2403.7	2405.1	2404.9		362.4	513.4
2500	2555.0	2491.8	2493.5	2500.5	2503.8	2505.2			410.5	558.3
2600	2657.0	2591.3	2593.0	2600.4	2603.8	2605.3			443.8	604.1
2700	2759.0	2691.3	2692.7	2700.4	2704.0	2705.5			477.7	647.0
2800	2861.0	2790.8	2792.5	2800.4	2804.0	2805.6			513.6	696.4
2900	2963.0	2890.8	2892.1	2900.3	2904.1	2905.7			549.8	742.4

SN 2500 STIS *continues*

SN 2500		FLOWTITE PIPE - ID MIN							WEIGHT SPAN	
DN	DOS max	Sewer	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32	From	To
3000	3065.0	2990.0	2991.7	3000.3	3004.2	3005.8			588.6	798.0
3100	3167.0		3091.5	3100.3	3104.3				629.8	800.0
3200	3269.0		3191.2	3200.2	3204.4				668.4	852.9
3300	3371.0		3290.8	3300.2	3304.5				710.4	907.5
3400	3473.0		3390.5	3400.1	3404.6				753.7	962.0
3500	3575.0		3490.1	3500.1	3504.7				798.2	1019.5
3600	3677.0		3589.8	3600.0					930.5	1078.7
3700	3779.0		3689.4	3700.0					982.1	1139.0
3800	3881.0		3789.3	3799.9					1035.8	1198.8
3900	3983.0		3888.8	3899.9					1090.8	1263.8
4000	4085.0		3988.4	3999.9					1146.1	1330.1

PIPE DIMENSIONS

SN 5000		FLOWTITE PIPE - ID MIN							WEIGHT SPAN	
DN	DOS max	Sewer	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32	From	To
300	324.5	311.9	312.8	312.8	313.4	314.5	314.5		9.1	11.7
350	376.4	362.1	363.0	363.3	364.0	365.2	365.1		12.1	15.9
400	427.3	411.3	412.3	412.9	413.7	414.7	414.8		15.4	20.7
450	478.2	460.5	461.5	462.4	463.4	464.4	464.5		19.1	26.2
500	530.1	510.5	511.8	512.9	513.8	515.1	515.2		23.3	32.7
600	617.0	595.1	596.1	597.5	598.6	599.9	600.1		31.1	43.3
700	719.0	694.2	695.2	696.8	698.1	699.5	699.7		41.8	57.8
800	821.0	793.5	794.3	796.1	797.7	799.1	799.3		54.1	74.1
900	923.0	892.3	893.4	895.1	897.2	898.7	899.0		67.8	93.8
1000	1025.0	990.6	992.5	994.3	996.7	998.3	998.6		83.3	117.6
1100	1127.0	1090.0	1091.6	1093.6	1096.3	1097.9	1098.2		100.3	139.8
1200	1229.0	1188.9	1190.8	1192.8	1195.8	1197.5	1197.8		118.7	167.6
1300	1331.0	1288.1	1289.6	1292.1	1295.4	1297.1	1297.5		138.7	194.5
1400	1433.0	1386.9	1388.7	1391.5	1394.9	1396.7	1397.1		160.4	225.6
1500	1535.0	1486.1	1487.6	1490.7	1494.4	1496.3	1496.7		183.6	256.7
1600	1637.0	1585.4	1586.8	1589.9	1594.0	1595.9	1596.4		208.4	289.9
1700	1739.0	1684.0	1685.8	1689.2	1693.5	1695.5	1696.0		234.6	328.4
1800	1841.0	1783.3	1784.8	1788.5	1793.1	1795.1	1795.6		263.0	365.9

Aireador Gama ABS Venturi Jet

Aireador con uno o dos eyectores acoplado a un motor Premium-Efficiency de la gama de bombas XFP y apto para instalación fija o transportable.

Aplicaciones

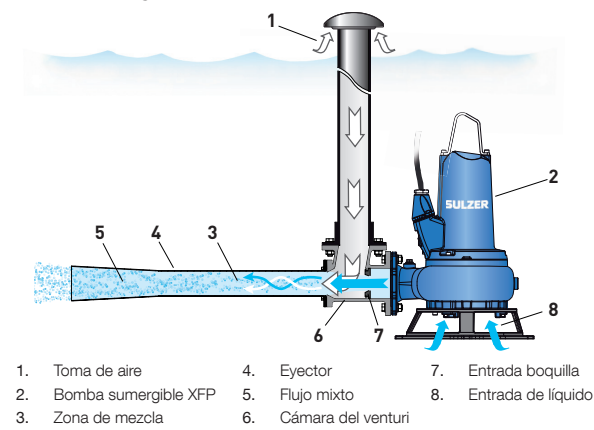
Efecto combinado de aireación y agitación de aguas residuales en balsas de pequeño y mediano tamaño. El aireador venturi jet es igualmente idóneo para la limpieza de tanques de tormentas y para utilizarse en balsas de homogeneización donde la combinación de aireación y agitación ayuda a reducir la septicidad y minimizar los olores.

Características

- Sistema auto-aspirante de instalación fija a través de un tubo guía y un pedestal, o transportable con una base de apoyo al suelo. La opción transportable está especialmente diseñada para trabajos de emergencia o de aireación intermitente ya que además permite variar su posición dentro del depósito.
- Utiliza bombas estándar de la serie XFP equipadas con motor Premium-Efficiency de régimen continuo, doble junta mecánica y sistemas de vigilancia de la temperatura y la estanqueidad.
- Diseño hidráulico anti-atascos con el impulsor Contrablock Plus.
- Bajo nivel de ruido y generación reducida de aerosoles en comparación con los sistemas qe trabajan en superficie.
- Temperatura máxima permitida del líquido en funcionamiento continuo 40 °C.

Venturi injection principle

El aireador venturi jet está basado en el principio de inyección a través del efecto venturi que produce una mezcla efectiva de aireagua creando una óptima aireación y suspensión de los sólidos. La velocidad del flujo de agua primario generado por la bomba se acelera al salir a través de una boquilla de menor sección reduciendo lo suficiente la presión interna como para aspirar aire (flujo secundario). Ambos flujos de agua y aire se mezclan completamente en el eyector y lo abandonan como un chorro de agua con burbujas que se incorpora al depósito.



Motor

Motor IE3 Premium-Efficiency, trifásico, con rotor en jaula de ardilla; 400 V; 50 Hz; 4 polos (1450 r.p.m.) y 6 polos (980 r.p.m.).

Tipo de protección: IP 68

Aislamiento del estátor: Clase H.

Arranque: 1,3 - 2,9 kW = directo (DOL)
4,0 - 11,0 kW = estrella-triángulo (YΔ).

Refrigeración: modelos 100C - 150E auto-refrigeración.
modelos 150G & 200G con sistema de refrigeración cerrado.

Factor de servicio: 1.3

Notas

1. Base soporte y pedestal suministrados como accesorios.
2. Tubo de entrada de aire y conexiones, codos y bridas son suministro del cliente.

Materiales

Descripción		Material
Aerador	Eyector	Acero inox. 1.4301 (AISI 304)
	Alojamiento cámara venturi	Fundición gris EN-GJL-200
Bomba	Alojamiento del motor	Fundición gris EN-GJL-250
	Eje del motor	Acero inox. 1.4021 (AISI 420)
	Impulsor	Fundición gris EN-GJL-250
	Voluta	Fundición gris EN-GJL-250
	Placa base	Fundición gris EN-GJL-250
	Asa de elevación	Acero inox. 1.4401 (AISI 316)
Tornillería		Acero inox. 1.4401 (AISI 316)

Datos técnicos

Modelo bomba XFP	Motor	Tamaño impulsor	Salida bomba DN	Entrada aireador DN	Eyector ø mm	Q agua m³/h	Potencia motor* (kW) P ₁ P ₂	Corriente nominal (A)	Cable	Peso ** (bomba) kg
100C-CB1	PE13/6	1	100	100	55	50	1.6 1.3	3.6	7G1.5	105
	PE22/4	4	100	100	55	70	2.5 2.2	4.6	7G1.5	107
	PE29/4	2	100	100	55	100	3.4 3.0	6.4	7G1.5	109
100E-CB1	PE40/4	5	100	100	55	140	4.4 4.0	8.4	10G1.5	159
150E-CB1	PE60/4	4	150	150	80	190	6.7 6.0	13.6	10G1.5	186
	PE90/4	1	150	150	80	240	10.0 9.0	18.1	10G1.5	198
150G-CB1	PE160/4	3	150	150	80	315	17.4 16.0	33.1	10G2.5	347
200G-CB1	PE185/4	2	200	150	80	500	20.0 18.5	36.9	10G2.5	375

(* XFP 200G requiere dos eyectores. Se necesita pieza T DN 150, 2 codos DN 150 y brida adaptador DN 200 / DN 150 para conexión con la descarga de la bomba (no incluido en suministro).

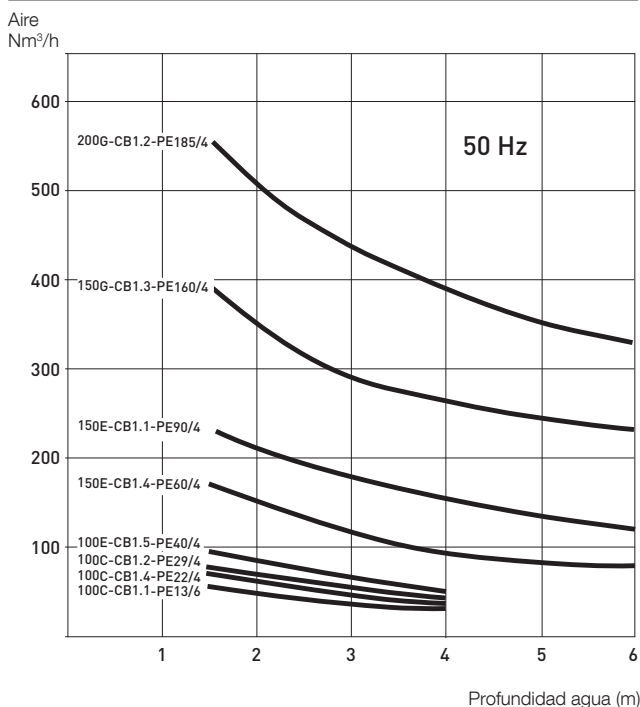
* P₁ = potencia en la red. P₂ = potencia en eje del motor.

** Peso del aireador: DN 100 = 20 kg, DN 150 = 40 kg (no incluye tubo de entrada de aire o conexiones). Base transportable: 100C = 9,5 kg, 100 & 150E = 10,5 kg, 150 & 200G = 17,5 kg.

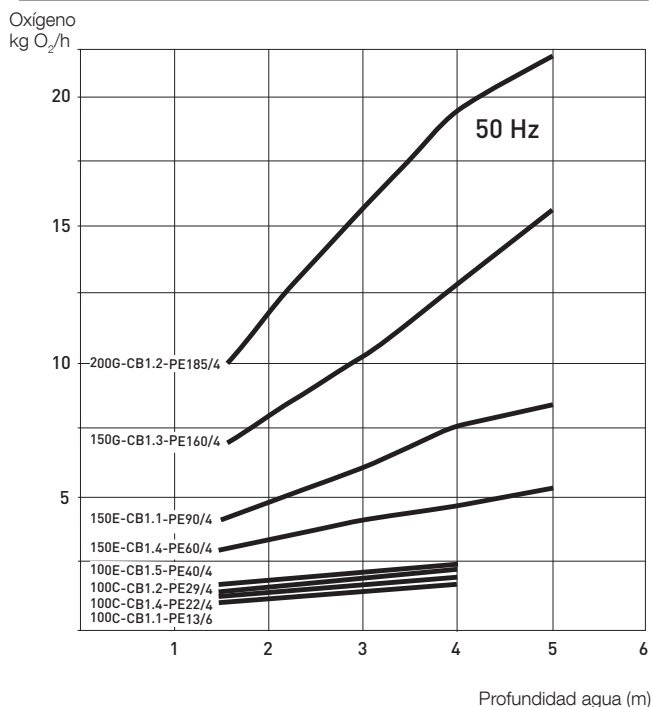
Selección del aireador / Dimensiones del depósito (m)

Bomba XFP	Motor	Tamaño impulsor	Balsa de agua residual (tamaño muestra)			Tanque de tormentas (tamaño muestra)		
			Rectangular	Cuadrado	Circular	Rectangular (salida en un lateral)	Rectangular (canal central)	Circular (salida central)
100C-CB1	PE13/6	1	6.0 X 4.0	4.9	ø 5.5	-	-	-
	PE22/4	4	7.2 X 4.8	5.9	ø 6.6	-	-	-
	PE29/4	2	8.0 X 5.3	6.5	ø 7.4	8.0 X 6.0	8.0 X 5.0	ø 5.5
100E-CB1	PE40/4	5	9.5 X 6.3	7.8	ø 8.8	10.0 X 8.0	10.0 X 6.5	ø 6.5
150E-CB1	PE60/4	4	12.0 X 8.0	9.8	ø 11.1	18.0 X 10.0	15.0 X 8.0	ø 8.0
	PE90/4	1	15.0 X 10.0	12.2	ø 13.8	22.0 X 12.0	20.0 X 10.0	ø 13.0
150G-CB1	PE160/4	3	17.5 X 11.5	14.2	ø 16.0	24.0 X 13.0	22.0 X 10.0	ø 14.0
200G-CB1	PE185/4	2	21.0 X 13.0	16.4	ø 18.0	27.0 X 14.0	24.0 X 10.0	-

Rendimiento del caudal de aire



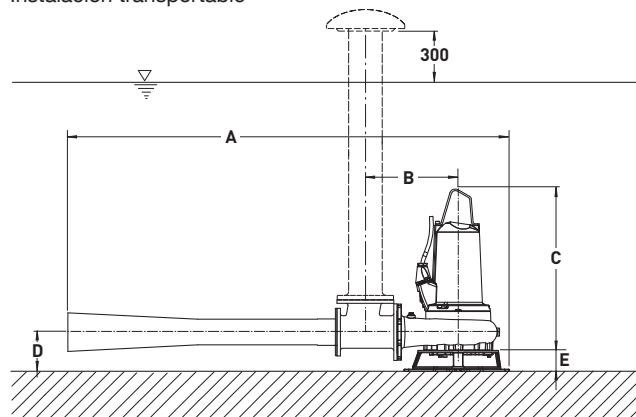
Rendimiento de transferencia de oxígeno



Datos de transferencia de oxígeno según Norma ASCE 2-06, 2006
"Medición de transferencia de oxígeno en agua limpia".

Dimensiones (mm)

Instalación transportable



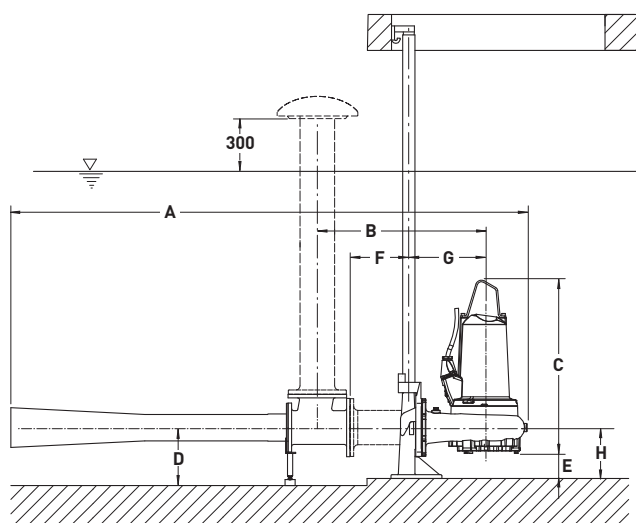
Nota: En algunos casos es posible que la base soporte necesite ser anclada al suelo del depósito para evitar movimientos laterales del equipo.

	100C	100E	150E		150G	200G*
			PE60/4	PE90/4		
A	1596	1636	2239	2239	2319	2384*
B	390	405	471	471	496	543*
C	686	728	749	819	1261	1348
D	193	179	198	198	300	320
E	105	105	105	105	200	200

* Una bomba con dos eyectores como estándar.

Se necesitan: Pieza DN 150 T, 2 x codos DN 150 y brida adaptador DN 200 / DN 150 para conexión con la descarga de la bomba (no se incluye en las medidas; suministro del cliente).

Instalación con pedestal plano

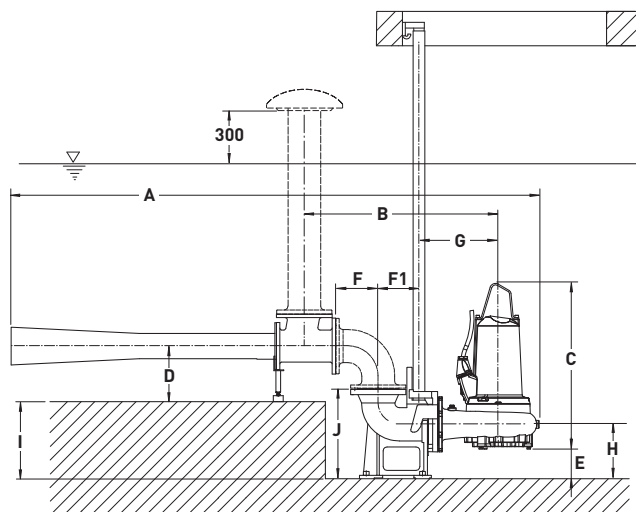


	100C	100E	150E		150G	200G*
			PE60/4	PE90/4		
A	1594+F	1627+F	2251+F	2251+F	2316+F	2505+F
B	442+F	655+F	531+F	531+F	556+F	995+F
C	716	762	783	853	1297	1348
D	289	289	286	286	286	286
E	82	92	123	123	114	119
F	**	**	**	**	**	**
G	318	333	372	372	397	546
H	200	200	250	250	250	240

** Dimensión variable (depende de la longitud de tubo elegida por el cliente)

Se necesitan: Brida DN 100 ó DN 150 para XFP 100C - 150G; y pieza T DN 150, 2 x codos DN 150 y brida adaptador DN 200 / DN 150 para XFP 200G.

Instalación con pedestal acodado 90°



Nota: Croquis dimensionales adicionales y más detallados disponibles a petición.

	100C	100E	150E		150G	200G*
			PE60/4	PE90/4		
A	1594+F	1627+F	2251+F	2251+F	2316+F	2505+F
B	442+F	655+F	531+F	531+F	556+F	995+F
C	716	762	783	853	1297	1348
D	289	289	286	286	286	286
E	82	92	123	123	114	119
F	**	**	**	**	**	**
G	318	333	372	372	397	546
H	200	200	250	250	250	240
I	262	262	397	397	397	524
J	371	371	463	463	463	550

** Dimensión variable (depende de la longitud de tubo elegida por el cliente)

Se necesitan: Codo DN 100 ó DN 150 para XFP 100C - 150G; y pieza T DN 150, 2 x codos DN 150 y codo adaptador DN 200 / DN 150 para XFP 200G.

Accesorios

	Descripción	Tamaño	XFP		Nº artículo
Instalación fija - sumergida con Sistema de acoplamiento automático Sulzer	Pedestal (kit)* (fundición gris EN-GJL-250) Codo 90° fundido en una sola pieza (un solo tubo guía) - conexión brida DIN	DN 100	100C & 100E		62320652
		DN 150	150E & 150G		62320655
		DN 200	200G		DPT91211A
	Pedestal (componentes)* fundición gris EN-GJL-250 recto (un solo tubo guía) - conexión brida DIN	DN 100	100C & 100E	Junta plana	14020018
				Base	32560611
				Soporte	41420520
				Junta goma	43070518
				Pieza guía	31450510
		DN 150	150E & 150G	Junta plana	14020020
				Base	32560620
				Soporte	31420535
				Junta goma	43070519
				Pieza guía	31450510
		DN 200	200G		Bajo petición
	Tornillería soporte pedestal versión un solo tubo guía (acero galvanizado)		100C & 100E		62610633
			150E & 150G		62610635
			200G		62610883
	versión un solo tubo guía (acero inoxidable)		100C & 100E		62610637
			150E & 150G		62610639
			200G		62610862
Transportable	Base de apoyo al suelo		100C		61355016
			100E		61355018
			150E		61355019
General	Protección catódica (ánodos de zinc)		150G & 200G		61355025
			100C - 200G		13905000
	Relé para protección de fugas Gama ABS CA 461	110 - 230 VAC	100C - 200G		16907010
		18 - 36 VDC, SELV			16907011
	Relé para detección de temperatura y fugas Gama ABS CA 462	110 - 230 VAC	100C - 200G		16907006
		18 - 36 VDC, SELV			16907007

* Rail guía no incluido

[sulzer.com](https://www.sulzer.com)

Aerator Type ABS Venturi Jet ES (07.2024), Copyright © Sulzer Ltd 2024

Este documento no constituye ni proporciona ningún tipo de garantía. Contacte con nosotros si desea información sobre las garantías de nuestros productos. Las instrucciones de seguridad y uso se facilitan por separado. Toda la información contenida en este documento está sujeta a cambios sin previo aviso.

Sopladores de Aire Bombas de Vacío TRILOBULARES



Serie RT

Equipos desde
350 m³/h a 11500 m³/h

Presión hasta **1 bar**

Vacío hasta **0.5 bar**



REPICKY

Desde 1965, el aire confiable en sus proyectos

Sopladores y bombas de vacío de lóbulos rotativos trilobulares



Dimensiones generales - Equipos con accesorios.

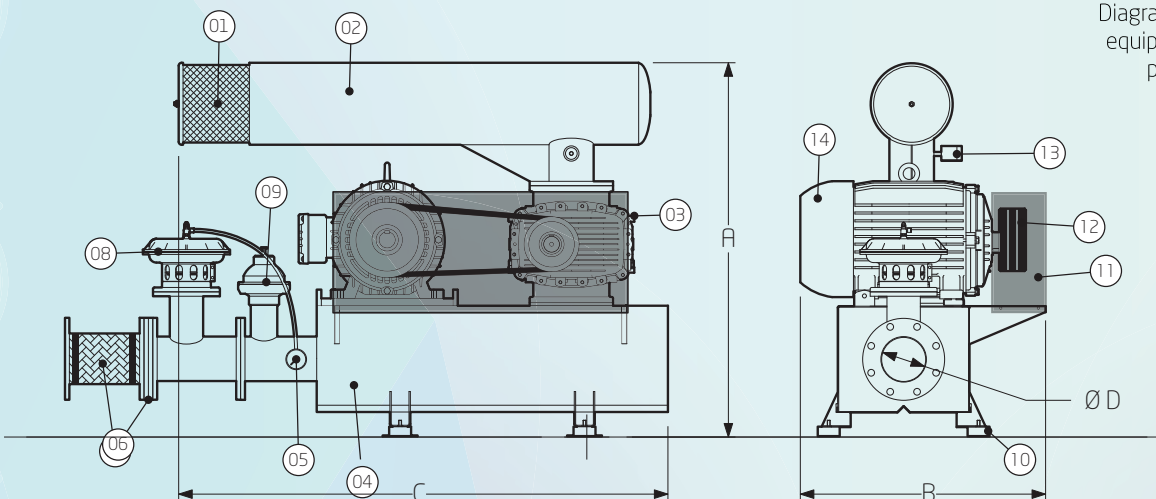


Diagrama de equipo para presión

Referencias

Pos.	Descripción	Características
01	Filtro de admisión	De fácil desmontaje para recambio
02	Silenciador de admisión	--
03	Cabezal soplador	Según caudal y presión requeridos
04	Base resonadora	Según modelo
05	Manómetro de presión	0-1 bar con baño de glicerina
06	Válvula de retención	--
07	Acople elástico	Según modelo
08	Válvula de arranque sin carga	Opcional
09	Válvula de alivio de presión	--
10	Tacos antivibratorios	--
11	Cubrepoleas	Desmontable
12	Conjunto de transmisión	Según potencia requerida
13	Indicador de filtro obstruido	Standard
14	Motor eléctrico	Según potencia requerida



Equipo completo con accesorios



Rotores sincronizados

Medidas según equipo (en mm.)

MODELO	A (ALTO)	B (ANCHO)	C (LARGO)	Ø D (CONEXIÓN)	PESO (SIN MOTOR)
RT1627	986	742	1130	4" Brida ANSI B16.5	475 kg.
RT2034	1400	990	1823	6" Brida ANSI B16.5	803 kg.
RT2048	1400	1083	1823	8" Brida ANSI B16.5	885 kg.
RT2542	1580	1133	2020	8" Brida ANSI B16.5	1152 kg.
RT2560	1580	1313	2020	10" Brida ANSI B16.5	1615 kg.
RT3150	1877	1272	2565	10" Brida ANSI B16.5	1748 kg.
RT4070	1780	1568	2970	10" Brida ANSI B16.5	2226 kg.
RT5064	2070	1682	2970	12" Brida ANSI B16.5	3340 kg.

Conversión de Unidades

Caudal

Nm³/h (aire) x 1,0728 = m³/h std
 Pie³/min (SCFM) x 1,69 = m³/h std
 l/h x 0,001 = m³/h standard
 L/min x 0,06 = m³/h std.

Presión

PSIG (lb/plg²) x 68,9 = mbar
 At(Kg/cm²) x 980,06 = mbar
 m H₂O a 4°C x 98 = mbar
 mmHg a 0°C x 1,332 = mbar
 Torr x 1,333 = mbar

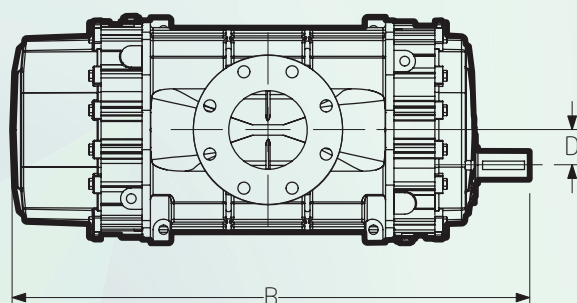
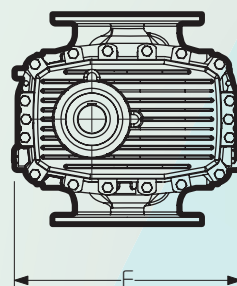
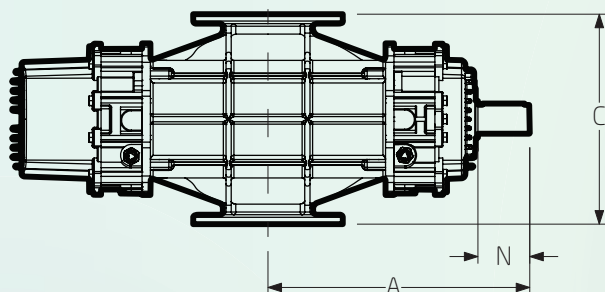
Potencia

HP x 0,746 = KW
 KW x 1,341 = HP



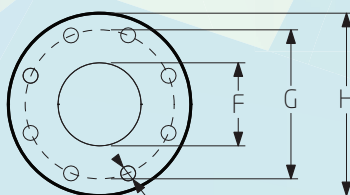
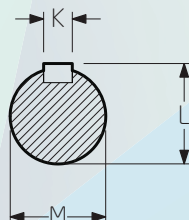


Dimensiones generales - Equipos con punta de eje libre (PEL)



Detalle eje soplador

Brida DIN de conexión superior e inferior



I: Cantidad de agujeros. / ØJ: Diámetro de agujeros.

DIMENSIONES GENERALES						BRIDA DE CONEXIÓN				
MODELO	A	B	C	D	E	Ø F	Ø G	Ø H	I	ØJ
RT1627	361	718	360	53.3	326	100	180	220	8	18
RT2034	428	846	400	67.5	435	150	240	285	8	22
RT2048	498	986	400	67.5	430	200	240	285	8	22
RT2542	529	1018	500	83.8	487	200	295	340	8	22
RT2560	680	1198	500	84	487	250	295	340	8	22
RT3150	607	1170	630	106	615	250	350	395	12	22
RT4070	720	1392	710	135	842	300	400	440	12	22
RT5064	837.5	1578	1000	167.5	960	300	400	445	12	22

EJE DEL SOPLADOR						PESO CABEZAL	
MODELO	K (CHAVETA)	L	Ø M	N			
RT1627	14	47.5	45	96		164 kg.	
RT2034	16	57.5	55	99		270 kg.	
RT2048	16	57.5	55	99		292 kg.	
RT2542	18	63	60	120		420 kg.	
RT2560	18	63	60	125		506 kg.	
RT3150	20	74	70	125		883 kg.	
RT4070	25	94	90	135		1394 kg.	
RT5064	28	106	100	210		1816 kg.	

Dp(mbar)	RT2034.								
300	Q (m3/h)	840	1092	1416	1626	1836	2076	2328	2418
	rpm soplador	1490	1860	2330	2640	2945	3300	3670	3800
	rpm motor	2930	2930	2930	2930	2945	2945	2950	2950
	N sopl. (kw)	9.56	12.2	15.8	18.4	21.2	24.9	29.1	30.7
	N motor (kw)	11	15	18.5	22	30	30	37	37
400	Q (m3/h)	816	1068	1392	1584	1806	2052	2292	2388
	rpm soplador	1490	1860	2340	2620	2945	3300	3660	3800
	rpm motor	2930	2930	2945	2945	2945	2950	2940	2940
	N sopl. (kw)	12.4	15.7	20.3	23.2	26.8	31.1	35.9	37.9
	N motor (kw)	15	18.5	30	30	30	37	45	45
500	Q (m3/h)	774	1044	1374	1560	1788	2016	2286	2364
	rpm soplador	1465	1860	2340	2620	2950	3290	3680	3800
	rpm motor	2930	2930	2945	2950	2950	2940	2955	2955
	N sopl. (kw)	14.9	19.2	24.7	28.2	32.5	37.2	43.2	45.1
	N motor (kw)	18.5	22	30	37	37	45	55	55
600	Q (m3/h)	756	1008	1350	1542	1758	2010	2274	2346
	rpm soplador	1465	1840	2340	2620	2940	3310	3700	3800
	rpm motor	2930	2945	2950	2950	2940	2955	2970	2970
	N sopl. (kw)	17.7	22.5	29.2	33.1	37.9	43.8	50.5	52.3
	N motor (kw)	22	30	37	37	45	55	75	75
700	Q (m3/h)	738	990	1332	1542	1752	2004	2256	2328
	rpm soplador	1475	1840	2340	2650	2955	3330	3700	3800
	rpm motor	2945	2945	2950	2940	2955	2970	2970	2970
	N sopl. (kw)	20.6	26	33.6	38.6	43.7	50.4	57.5	59.5
	N motor (kw)	30	30	37	45	55	75	75	75
800	Q (m3/h)	720	972	1302	1530	1728	1986	2130	2304
	rpm soplador	1475	1840	2330	2660	2955	3330	3520	3800
	rpm motor	2945	2950	2940	2960	2955	2970	2970	2970
	N sopl. (kw)	23.4	29.4	37.8	43.8	49.3	56.7	60.7	66.7
	N motor (kw)	30	37	45	55	55	75	75	75
900	Q (m3/h)	708	954	1302	1494	1722	1956	2220	2292
	rpm soplador	1475	1840	2350	2630	2970	3330	3700	3800
	rpm motor	2945	2950	2955	2955	2970	2970	2970	2970
	N sopl. (kw)	25.2	32.9	42.6	48.2	55.2	63	71.5	73.9
	N motor (kw)	30	37	55	55	75	90	90	90
1000	Q (m3/h)		936	1284	1482	1710	1818	2208	2274
	rpm soplador		1840	2350	2640	2970	3130	3700	3800
	rpm motor		2940	2955	2970	2970	2970	2970	2970
	N sopl. (kw)		36.4	47.1	53.4	60.9	64.6	78.5	81.1
	N motor (kw)		45	55	75	75	75	90	90

Dp(mbar)

RT2048.

	Q (m3/h)	1182	1350	1560	2022	2292	2466	2610	2946	3132	3306	3435
300	rpm soplador	1465	1640	1860	2340	2620	2800	2950	3300	3490	3670	3800
	rpm motor	2930	2930	2930	2945	2945	2945	2950	2950	2940	2940	2960
	N sopl. (kw)	13,2	15	17,5	23,4	27,2	29,8	32,1	32,8	35,4	38	42
	N motor (kw)	15	18,5	22	30	30	37	37	37	45	45	55
400	Q (m3/h)	1146	1314	1506	1992	2286	2424	2568	2922	3084	3288	3395
	rpm soplador	1465	1640	1840	2340	2650	2790	2940	3310	3480	3690	3800
	rpm motor	2930	2930	2945	2950	2940	2940	2940	2955	2955	2960	2960
	N sopl. (kw)	17,1	19,4	22,2	29,6	34,7	37,2	39,8	41,8	44,6	48,1	50
500	N motor (kw)	22	22	30	37	45	45	45	55	55	55	55
	Q (m3/h)	1128	1296	1476	1950	2268	2400	2550	2904	3072	3276	3360
	rpm soplador	1475	1650	1840	2330	2660	2800	2955	3320	3500	3710	3800
	rpm motor	2945	2945	2945	2940	2955	2955	2955	2970	2970	2970	2970
600	N sopl. (kw)	21,2	24	27	35,7	42	44,8	48	50,9	54,3	58,4	60
	N motor (kw)	30	30	30	45	55	55	55	75	75	75	75
	Q (m3/h)	1098	1266	1446	1938	2238	2394	2538	2874	3048	3246	3330
	rpm soplador	1475	1650	1840	2350	2660	2820	2970	3320	3500	3710	3800
700	rpm motor	2945	2950	2950	2955	2955	2970	2970	2970	2970	2970	2970
	N sopl. (kw)	25,2	28,4	32	42,3	49,1	52,8	56,3	59,7	63,6	68,3	70
	N motor (kw)	30	37	37	55	55	75	75	75	90	90	90
	Q (m3/h)	1074	1242	1422	1902	2196	2364	2508	2682	3018	3222	3305
800	rpm soplador	1475	1650	1840	2340	2640	2820	2970	3150	3500	3710	3800
	rpm motor	2950	2950	2940	2955	2970	2970	2970	2970	2970	2970	2970
	N sopl. (kw)	29,1	33,9	36,9	48,4	55,7	60,3	64,2	64,6	73	78,2	80
	N motor (kw)	37	37	45	55	75	75	75	75	90	90	90

Dp(mbar)

RT2542.

	Q (m3/h)	1614	1854	2142	2406	2754	3144	3342	3540
300	rpm soplador	1465	1650	1870	2070	2340	2640	2790	2940
	rpm motor	2930	2945	2945	2945	2950	2940	2940	2940
	N sopl. (kw)	17,4	19,9	23	26	30,1	34,9	37,4	40
	N motor (kw)	22	30	30	30	37	45	45	45
400	Q (m3/h)	1584	1812	2100	2382	2700	3126	3312	3528
	rpm soplador	1475	1650	1870	2090	2330	2660	2800	2970
	rpm motor	2945	2945	2950	2940	2940	2955	2955	2970
	N sopl. (kw)	22,9	25,9	29,8	33,9	38,4	44,9	47,7	51,2
500	N motor (kw)	30	30	37	45	45	55	55	75
	Q (m3/h)	1542	1770	2058	2358	2670	3090	3294	3492
	rpm soplador	1475	1650	1870	2100	2340	2660	2820	2970
	rpm motor	2950	2950	2950	2940	2955	2970	2970	2970
600	N sopl. (kw)	28,2	31,9	36,6	41,6	47,1	54,5	58,3	62
	N motor (kw)	37	37	45	55	55	75	75	75
	Q (m3/h)	1506	1734	2022	2322	2658	3054	3192	3444
	rpm soplador	1475	1650	1870	2100	2360	2660	2770	2960
700	rpm motor	2950	2940	2955	2955	2970	2970	2970	1480
	N sopl. (kw)	33,6	37,8	43,3	49,2	56,1	64,1	67,2	72,5
	N motor (kw)	37	45	55	55	75	75	75	90
	Q (m3/h)	1470	1692	2004	2304	2628	2994	3150	3432
800	rpm soplador	1470	1640	1880	2110	2360	2640	2760	2980
	rpm motor	2940	2955	2970	2970	2970	1480	1480	1485
	N sopl. (kw)	38,8	43,5	50,4	57,1	64,5	73,2	76,9	83,8
	N motor (kw)	45	55	75	75	75	90	90	110
900	Q (m3/h)	1446	1656	1974	2268	2586	2976	3132	3402
	rpm soplador	1475	1640	1880	2110	2350	2650	2770	2980
	rpm motor	2955	2955	2970	2970	1480	1485	1485	1485
	N sopl. (kw)	44,2	49,5	57,2	64,8	72,8	83,1	87,2	94,6
1000	N motor (kw)	55	55	75	75	90	110	110	110
	Q (m3/h)	1416	1644	1944	2244	2544	2946	3102	3372
	rpm soplador	1475	1650	1880	2110	2340	2650	2770	2980
	rpm motor	2955	2970	2970	1480	1480	1485	1485	1485
1100	N sopl. (kw)	49,6	55,8	64	72,4	80,9	92,6	97,2	105
	N motor (kw)	55	75	75	90	90	110	110	132
	Q (m3/h)	1398	1614	1914	2178	2526	2916	3072	3348
	rpm soplador	1485	1650	1880	2080	2350	2650	2770	2980
1200	rpm motor	2970	2970	1480	1480	1485	1485	1485	1485
	N sopl. (kw)	55,3	61,7	70,8	76,8	89,8	102	107	116
	N motor (kw)	75	75	90	90	110	132	132	132

Dp(mbar)

RT2560.

300	Q (m3/h)	1368	1986	2274	2784	3372	3852	4410	4722	5034
	rpm soplador	975	1310	1465	1740	2060	2320	2620	2790	2960
	rpm motor	1460	1465	1465	1470	1470	1475	1480	1480	1480
	Nsopl. (kw)	15,8	21,7	24,5	29,9	36,7	42,8	50,5	55,2	60,3
400	N motor (kw)	18,5	30	30	37	45	55	75	75	75
	Q (m3/h)	1302	1920	2214	2712	3360	3804	4362	4656	4968
	rpm soplador	975	1310	1470	1740	2090	2330	2630	2790	2960
	rpm motor	1465	1470	1470	1470	1475	1480	1480	1480	1480
500	Nsopl. (kw)	20,8	28,4	32,2	38,8	48,1	55	64,3	69,6	75,5
	N motor (kw)	30	37	37	45	55	75	75	90	90
	Q (m3/h)	1242	1860	2154	2658	3324	3744	4320	4596	4926
	rpm soplador	975	1310	1470	1740	2100	2330	2640	2790	2970
600	rpm motor	1465	1470	1470	1475	1480	1480	1480	1485	1485
	Nsopl. (kw)	25,8	35,1	39,7	47,8	59,2	67	78,2	83,9	91,1
	N motor (kw)	30	45	45	55	75	75	90	110	110
	Q (m3/h)	1200	1806	2112	2622	3270	3714	4320	4542	4878
700	rpm soplador	980	1310	1475	1750	2100	2340	2670	2790	2970
	rpm motor	1470	1475	1475	1480	1480	1480	1485	1485	1485
	Nsopl. (kw)	31	41,8	47,4	57,1	70	79,3	93	98,2	106
	N motor (kw)	37	55	55	75	90	90	110	110	132
800	Q (m3/h)	1146	1758	2070	2574	3216	3660	4272	4494	4806
	rpm soplador	980	1310	1480	1750	2100	2340	2670	2790	2960
	rpm motor	1470	1475	1480	1480	1480	1485	1485	1485	1480
	Nsopl. (kw)	36	48,6	55,2	66,1	80,8	91,4	107	113	121
900	N motor (kw)	45	55	75	75	90	110	132	132	160

Dp(mbar)

RT3150.

300	Q (m3/h)	2022	2628	3252	3522	3996	4248	4818	5142	5418
	rpm soplador	978	1220	1470	1580	1770	1870	2100	2230	2340
	rpm motor	1465	1465	1470	1470	1475	1475	1480	1480	1480
	Nsopl. (kw)	21,3	27,1	33,7	36,8	42,6	45,8	53,7	58,4	62,7
400	N motor (kw)	30	30	45	45	55	55	75	75	75
	Q (m3/h)	1968	2586	3198	3462	3882	4206	4758	5082	5352
	rpm soplador	980	1230	1475	1580	1750	1880	2100	2230	2340
	rpm motor	1470	1470	1475	1475	1480	1480	1480	1480	1480
500	Nsopl. (kw)	28,1	35,9	44,1	47,8	54,1	59,1	68,2	73,9	78,9
	N motor (kw)	37	45	55	55	75	75	90	90	90
	Q (m3/h)	1908	2532	3156	3378	3828	4152	4752	5022	5400
	rpm soplador	980	1230	1480	1570	1750	1880	2120	2230	2380
600	rpm motor	1470	1475	1480	1480	1480	1480	1485	1485	1485
	Nsopl. (kw)	34,9	44,4	54,5	58,3	66,2	72,1	83,7	89,3	97,2
	N motor (kw)	45	55	75	75	75	90	110	110	110
	Q (m3/h)	1866	2484	3102	3330	3780	4104	4698	4974	5370
700	rpm soplador	982	1230	1480	1570	1750	1880	2120	2230	2390
	rpm motor	1475	1480	1480	1480	1480	1485	1485	1485	1485
	Nsopl. (kw)	41,8	52,9	64,7	69,1	78,3	85,1	98,4	105	114
	N motor (kw)	55	75	75	90	90	110	110	132	132
800	Q (m3/h)	1818	2436	3060	3282	3756	4056	4650	4926	5250
	rpm soplador	982	1230	1480	1570	1760	1880	2120	2230	2360
	rpm motor	1475	1480	1480	1480	1485	1485	1485	1480	1480
	Nsopl. (kw)	48,6	61,4	75	80	91	98,2	113	120	129
900	N motor (kw)	55	75	90	90	110	110	132	160	160
	Q (m3/h)	1782	2394	3024	3240	3714	4038	4608	4860	5208
	rpm soplador	985	1230	1485	1570	1760	1890	2120	2220	2360
	rpm motor	1480	1480	1485	1485	1485	1485	1480	1480	1480
1000	Nsopl. (kw)	55,6	69,9	85,5	90,9	103	112	128	135	145
	N motor (kw)	75	90	110	110	132	132	160	160	160
	Q (m3/h)	1740	2352	2988	3198	3672	3996	4566	4818	5166
	rpm soplador	985	1230	1485	1570	1760	1890	2120	2220	2360
1100	rpm motor	1480	1480	1485	1485	1485	1480	1480	1485	1485
	Nsopl. (kw)	62,4	78,4	95,8	102	115	125	142	150	161
	N motor (kw)	75	90	110	132	132	160	160	200	200
	Q (m3/h)		2310	2946	3162	3630	3954	4530	4776	5130
1200	rpm soplador		1230	1485	1570	1760	1890	2120	2220	2360
	rpm motor		1485	1485	1485	1480	1480	1485	1485	1485
	Nsopl. (kw)		86,9	106	113	128	138	157	166	178
	N motor (kw)		110	132	132	160	160	200	200	200

Dp(mbar)

RT4070.

300	Q (m3/h)	4638	5664	6120	6960	7320	7920	8820	9120
	rpm soplador	982	1170	1250	1410	1480	1580	1750	1800
	rpm motor	1475	1480	1480	1480	1480	1485	1485	1485
	N sopl. (kw)	48,4	59,4	64,5	75,3	80,3	87,8	102	106
400	N motor (kw)	55	75	75	90	90	110	132	132
	Q (m3/h)	4548	5556	6060	6840	7260	7800	8760	9000
	rpm soplador	985	1170	1260	1410	1485	1580	1760	1800
	rpm motor	1480	1480	1485	1485	1485	1485	1480	1480
500	N sopl. (kw)	63,4	77,1	84,2	96,6	103	112	129	133
	N motor (kw)	75	90	110	110	132	132	160	160
	Q (m3/h)	4452	5460	6000	6780	7200	7620	8640	8880
	rpm soplador	985	1170	1270	1410	1485	1570	1760	1800
600	rpm motor	1480	1485	1485	1485	1480	1480	1485	1485
	N sopl. (kw)	78,3	94,8	104	118	126	135	156	160
	N motor (kw)	90	110	132	132	160	160	200	200
	Q (m3/h)	4362	5370	6060	6600	7080	7560	8580	8820
700	rpm soplador	985	1170	1300	1400	1485	1570	1760	1800
	rpm motor	1485	1485	1480	1480	1485	1485	1485	1485
	N sopl. (kw)	93,2	113	127	138	148	158	182	188
	N motor (kw)	110	132	160	160	200	200	250	250
800	Q (m3/h)	4284	5292	5778	6540	7020	7500	8520	8700
	rpm soplador	985	1170	1260	1400	1485	1580	1760	1800
	rpm motor	1485	1480	1480	1485	1485	1485	1485	1485
	N sopl. (kw)	108	130	141	159	170	183	209	215
900	N motor (kw)	132	160	160	200	200	250	250	250
	Q (m3/h)	4212	5328	5760	6480	6960	7440	8400	8640
	rpm soplador	985	1190	1270	1400	1488	1580	1760	1800
	rpm motor	1480	1485	1485	1485	1485	1485	1490	1490
1000	N sopl. (kw)	123	151	162	180	193	207	235	242
	N motor (kw)	160	200	200	200	250	250	315	315
	Q (m3/h)	4140	5256	5694	6420	6900	7380	8340	8580
	rpm soplador	985	1190	1270	1400	1488	1580	1760	1800
1100	rpm motor	1480	1485	1485	1485	1485	1490	1490	1490
	N sopl. (kw)	138	169	181	202	216	231	262	269
	N motor (kw)	160	200	200	250	250	315	315	315
	Q (m3/h)	4104	5190	5628	6360	6840	7320	8280	8520
1200	rpm soplador	990	1190	1270	1400	1488	1580	1760	1800
	rpm motor	1485	1485	1485	1485	1490	1490	1490	1490
	N sopl. (kw)	154	187	200	223	238	255	289	296
	N motor (kw)	200	250	250	250	315	315	355	355

Dp(mbar)

RT5064.

300	Q (m3/h)	5510	7100	8690	9890	11480
	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
	N sopl. (kw)	60	75	90	101	117
400	N motor (kw)	75	90	110	132	160
	Q (m3/h)	5370	6960	8552	9745	11340
	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
500	N sopl. (kw)	78	97	116	131	150
	N motor (kw)	90	110	132	160	200
	Q (m3/h)	5245	6835	8430	9620	11215
	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
600	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
	N sopl. (kw)	95	119	143	160	184
	N motor (kw)	110	132	160	200	250
	Q (m3/h)	5130	6720	8315	9510	11100
700	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
	N sopl. (kw)	112	140	168	190	218
	N motor (kw)	132	160	200	250	315
800	Q (m3/h)	5025	6620	8210	9405	10990
	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
	N sopl. (kw)	130	162	195	219	252
900	N motor (kw)	160	200	250	315	355
	Q (m3/h)	4925	6515	8110	9300	10890
	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
1000	N sopl. (kw)	147	184	221	248	285
	N motor (kw)	160	250	315	355	355
	Q (m3/h)	4835	6425	8020	9210	10800
	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
1100	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
	N sopl. (kw)	165	206	247	278	319
	N motor (kw)	200	250	315	355	355
	Q (m3/h)	4745	6335	7930	9125	9920
1200	rpm soplador	800	1000	1200	1350	1550
	rpm motor	1500	1500	1500	1500	1500
	N sopl. (kw)	182	227	273	307	330
	N motor (kw)	215	250	315	355	355



REPICKY

Desde 1965, el aire confiable en sus proyectos

Desde 1965 somos en Argentina la empresa Líder en la fabricación de sopladores y bombas de vacío tipo roots libres de aceite, para aire y gases en general.

Nuestros equipos, reconocidos por su robustez y confiabilidad, están presentes en las más importantes y exigentes instalaciones tanto nacional como internacionalmente. La **Línea RT** de este catálogo comprende equipos que **operan con presiones relativas de hasta 1 bar y vacío relativo de hasta 0.5 bar.**

Disponemos de la línea de **vacío medio RVM (bilobulares y trilobulares)** con valores de hasta **0.8 bar relativos y picos máximos de 0.9 bar.**

Completan nuestra línea de productos los Boosters para alto vacío.

Los equipos Repicky son utilizados en:

- Transporte neumático por presión o vacío.
- Aireación de efluentes líquidos industriales y cloacales.
- Agitación neumática.
- Secado por vacío.
- Camiones succionadores y desobstructores.
- Como sobrealimentadores en presión y vacío.
- En envasadoras, metalizadoras por vacío o alto vacío.



Uso en transporte neumático por presión positiva



Uso en aireación de efluentes líquido con difusores a membrana

Somos Proveedores de:
Industrias Alimenticias, Químicas, Textiles,
Curtiembres, Metalúrgicas, Petroquímicas,
Cementeras, Farmacéuticas, Gráficas,
Constructoras, Pesqueras, Piscicultura,
Industria del Vidrio y Mineras, entre otras.



REPICKY



EQUIPOS
TRILOBULARES



GESTIÓN
DE LA CALIDAD

RI-9000-5957

Acreditación SC 004



INDUSTRIA
ARGENTINA

Calle 162 (José Luis Cabezas) N° 110 Bernal Oeste - B1883FKB - Buenos Aires - Argentina
Tel/Fax: (54 11) 5354-5100 - mail: info@repicky.com.ar - web: www.repicky.com.ar

Repicky se reserva el derecho de modificar parcial o totalmente la información contenida en este catálogo.
Sugerimos siempre solicitar información con nuestro departamento de ventas.

Sistemas de Aireación para Tratamiento de Efluentes Líquidos Industriales y Cloacales

La mejor alternativa
para optimizar
los costos operativos

Los que saben
eligen **confiabilidad.**

Los que saben eligen



REPICKY

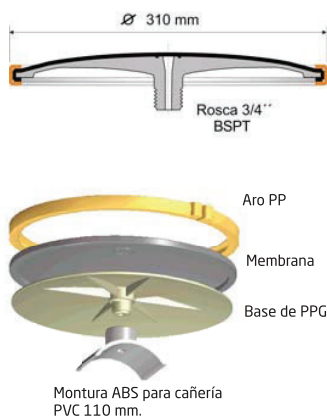
Desde 1965, el aire confiable en sus proyectos.

**REPICKY**

Información Técnica

Los difusores de membrana Repicky se fabrican en dos versiones, de burbuja fina y de burbuja gruesa.

Los primeros, modelo RG-300 con miles de microperforaciones, permiten obtener valores muy altos de transferencia de O_2 siendo ideales para su instalación en los reactores aeróbicos de las plantas de tratamiento de efluentes, tanto industriales como cloacales.



Para otros diámetros o materiales de cañerías consultar el tipo de adaptador.

Por otra parte los difusores de burbuja gruesa modelo CB-300, se utilizan en tanques de ecualización, digestores aeróbicos y también en cámaras de aireación de efluentes con muy baja demanda de O_2 (DBO).

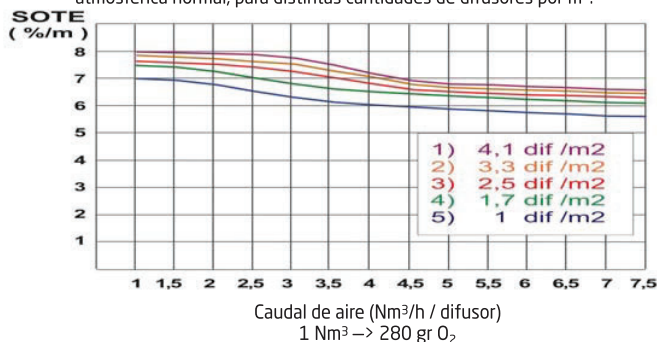
Consulte por nuevos materiales disponibles para su efluente industrial.

Difusor de burbuja fina | RG-300

Rango de caudal:	2 a 8 Nm^3 /hora
Caudal de diseño:	5 Nm^3 /hora
Pérdida de carga:	20 mbar para 2 Nm^3 /hora 40 mbar para 5 Nm^3 /hora 70 mbar para 8 Nm^3 /hora
Densidad:	1 a 6 difusores/ m^2
SOTE:	15,4 gr. (5,5%) a 22,4 gr. (8%) por m^3 /h de aire y por m de profundidad.
Eficiencia de transferencia de O_2 :	2,5 – 6 Kg. O_2 /KWh



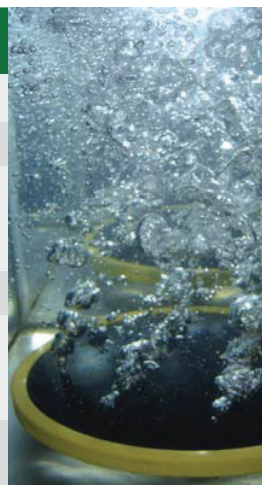
Transferencia de O_2 para el modelo RG-300 por metro de profundidad en función del caudal de aire por difusor [m^3 /h] a 20 °C, agua limpia y presión atmosférica normal, para distintas cantidades de difusores por m^2 .



La membrana de EPDM o Acrilo nitrilo de ambos modelos, permite operar en forma intermitente, sin que ingrese líquido a las cañerías sumergidas facilitando el arranque de los soplores de aire.

Difusor de burbuja gruesa | CB-300

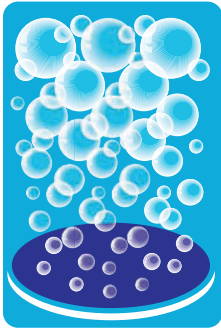
Rango de caudal:	3 a 25 Nm^3 /hora
Caudal de diseño:	10 Nm^3 /hora
Pérdida de carga:	20 mbar para 3 Nm^3 /hora 40 mbar para 10 Nm^3 /hora 70 mbar para 25 Nm^3 /hora
Densidad:	0,5 a 3 difusores/ m^2
SOTE:	5,1 gr. (1,8%) a 7,4 gr. (2,6%) por m^3 /h de aire y por m de profundidad.
Eficiencia de transferencia de O_2 :	0,8 – 2 Kg. O_2 /KWh



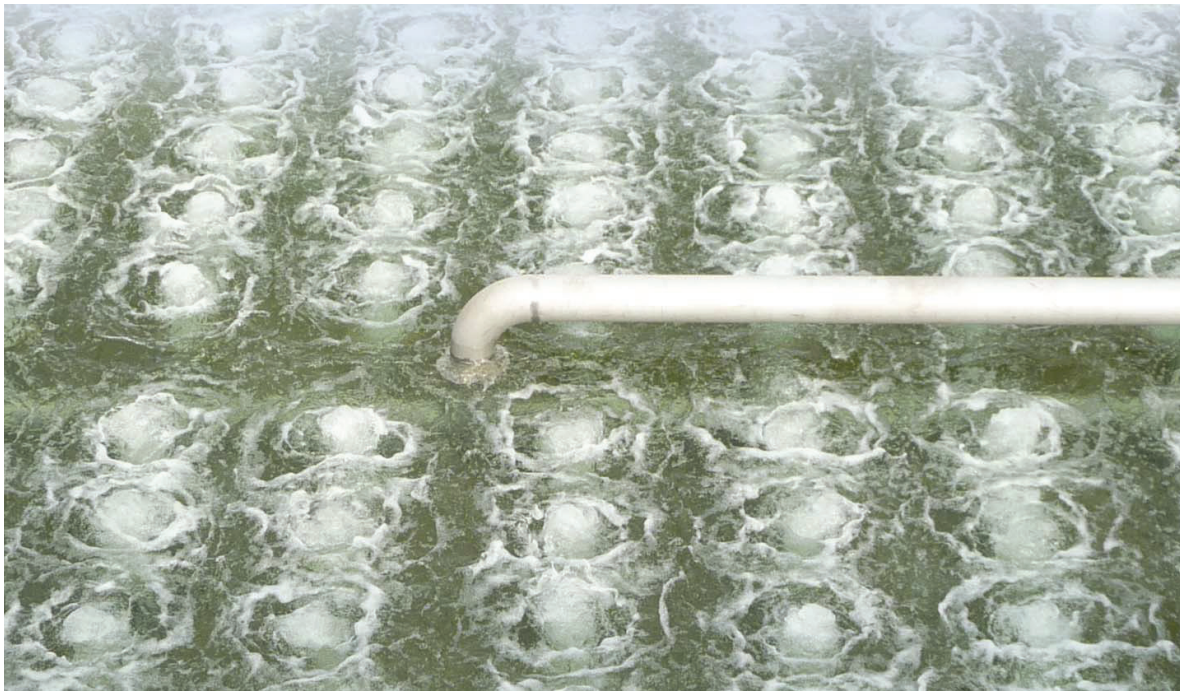
Sistemas de Aireación para Tratamiento de Efluentes Líquidos Industriales y Cloacales

Ofrecemos sistemas de alta eficiencia para la aireación y mezcla de efluentes líquidos industriales y cloacales. La tecnología desarrollada por REPICKY permite el uso de los sistemas de aireación no sólo en nuevos proyectos sino en la optimización de plantas existentes.

Principales ventajas frente a la aireación mecánica:



- Ahorro de energía eléctrica de hasta un 50%.
- Mayor flexibilidad ante demandas de oxígeno variables.
- Eliminación de spray contaminantes en los alrededores de la planta.
- Menores costos de mantenimiento.
- Eliminación de zonas muertas en cualquier geometría de reactor y en cualquier profundidad.
- Posibilidad de crecimiento modular tanto en los difusores como en los sopladores, lo que permite cubrir las necesidades de aire en forma confiable y con los montos de inversión adecuados en cada etapa del crecimiento.



Sistemas de Grilla Fija

Es el sistema más económico para la instalación de difusores de membrana. Suele utilizarse cuando existen dos o más reactores, de modo que se pueda realizar el mantenimiento programado en un tanque, mientras los otros continúan en operación. También se los puede utilizar en plantas medianas y pequeñas con un solo reactor, siempre que se pueda vaciar sin mayores inconvenientes en paradas generales de planta programadas.

Existen distintas configuraciones de grillas que permiten adaptarse a todas las geometrías de tanques, de modo de operar en forma eficiente aún en procesos con demandas de O_2 variables.

Los difusores son montados en ramales de PVC o PP y llevan soportes regulables de acero inoxidable para su vinculación al fondo y su correcta nivelación.





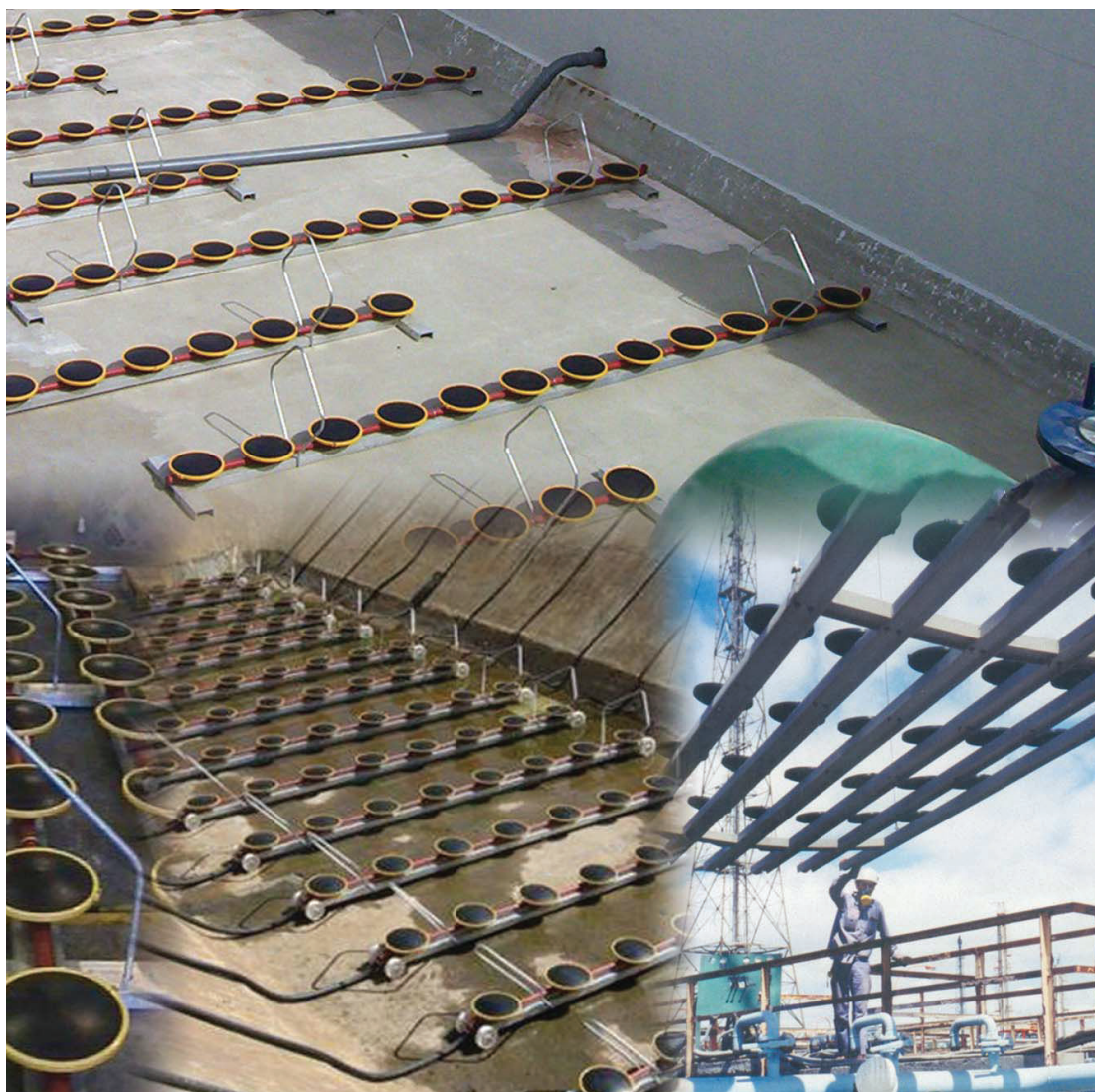
REPICKY

Sistemas de Módulos Removibles

Son recomendados para aquellas instalaciones en las que no es recomendable el vaciado del reactor. En este caso la grilla se divide en módulos removibles con alimentación independiente de aire.

Existen distintas configuraciones de módulos que se adaptan a todas las geometrías, incluyendo plantas en operación.

Para lograr que el módulo quede correctamente posicionado en el fondo, las cañerías plásticas se montan sobre una estructura metálica que le da rigidez y el peso suficiente para que el modulo quede en el fondo.



Más productos en **REPICKY.com.ar**

Los Sistemas Repicky son la mejor opción para la aireación de efluentes líquidos, industriales o cloacales.

Los difusores de membrana garantizan altas tasas de transferencia de O_2 , optimizando los costos operativos en comparación con la aireación mecánica convencional.

Nuestros servicios abarcan desde la ingeniería para la correcta selección del sistema, hasta la provisión llave en mano cuando es requerido por el cliente.

La línea de Sopladores comprende equipos desde 10 m^3/h hasta 12.800 m^3/h y presiones relativas de hasta 1 bar, ideales para instalaciones en reactores profundos.

Los equipos Repicky son reconocidos internacionalmente por su robustez, confiabilidad y permanencia en los mercados y procesos mas exigentes del mundo.



REPICKY

Gral. Smith 76 - (B1883FKB) Bernal Oeste - Bs. As. - Argentina

E-mail: info@repicky.com.ar - Web: www.repicky.com.ar

Tel/Fax: (54 11) 5354-5100 / 4259-2636



Seguinos en



Repicky se reserva el derecho de modificar parcial o totalmente la información contenida en este catálogo.
Sugerimos solicitar medidas actualizadas al hacer su pedido.

CP 3400/706 3~ 1230

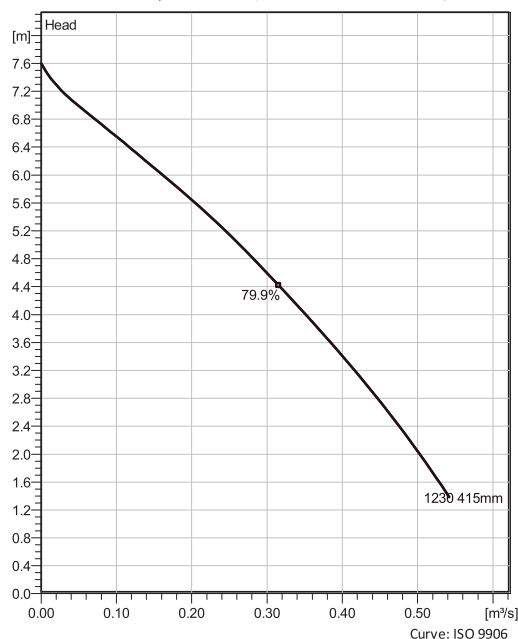
Shrouded single or multi-channel impeller pumps with large throughlets and single volute pump casing for liquids containing solids and fibres. Cast iron design with double sealing technology. Some models available as stainless steel versions.



Technical specification



Curves according to: Water, pure Water, pure [100%], 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.5692 mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

Configuration

Motor number
C0706.000 43-30-12LD-W
30KW

Installation type
P - Semi permanent, Wet

Impeller diameter
415 mm

Discharge diameter
400 mm

Pump information

Impeller diameter
415 mm

Discharge diameter
400 mm

Inlet diameter
500 mm

Maximum operating speed
490 rpm

Number of blades
3

Throughlet diameter
110 mm

Max. fluid temperature
40 °C

Material

Impeller
Grey cast iron

Project Xylect-21822572
Block

Created by Florencia Ureña
Created on 2/8/2024 **Last update** 2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

Technical specification



Motor - General

Motor number C0706.000 43-30-12LD-W 30KW	Phases 3~	Rated speed 490 rpm	Rated power 30 kW
Approval No	Number of poles 12	Rated current 75 A	Stator variant 5
Frequency 50 Hz	Rated voltage 415 V	Insulation class H	Type of Duty S1
Version code 000	Closed loop cooling system		

Motor - Technical

Power factor - 1/1 Load 0.61	Motor efficiency - 1/1 Load 90.7 %	Total moment of inertia 6.37 kg m ²	Starts per hour max. 10
Power factor - 3/4 Load 0.52	Motor efficiency - 3/4 Load 90.2 %	Starting current, direct starting 335 A	
Power factor - 1/2 Load 0.40	Motor efficiency - 1/2 Load 88.1 %	Starting current, star-delta 112 A	

Project Xylect-21822572
Block

Created by Florencia Ureña
Created on 2/8/2024 **Last update** 2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

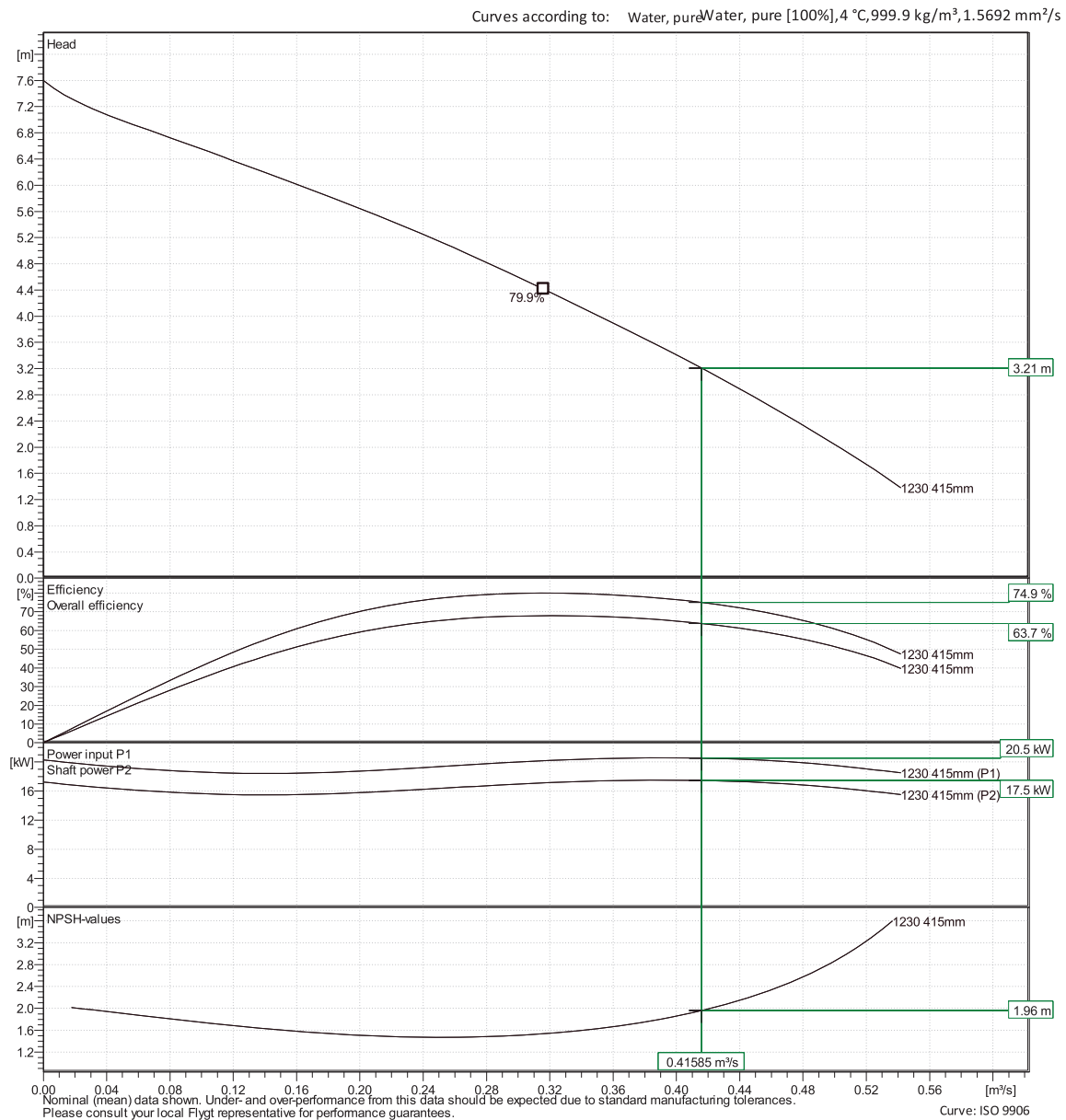
Performance curve



Duty point

Flow
0.416 m³/s

Head
3.21 m



Xylect-21822572

Florencia Ureña

Created on 2/8/2024 Last update

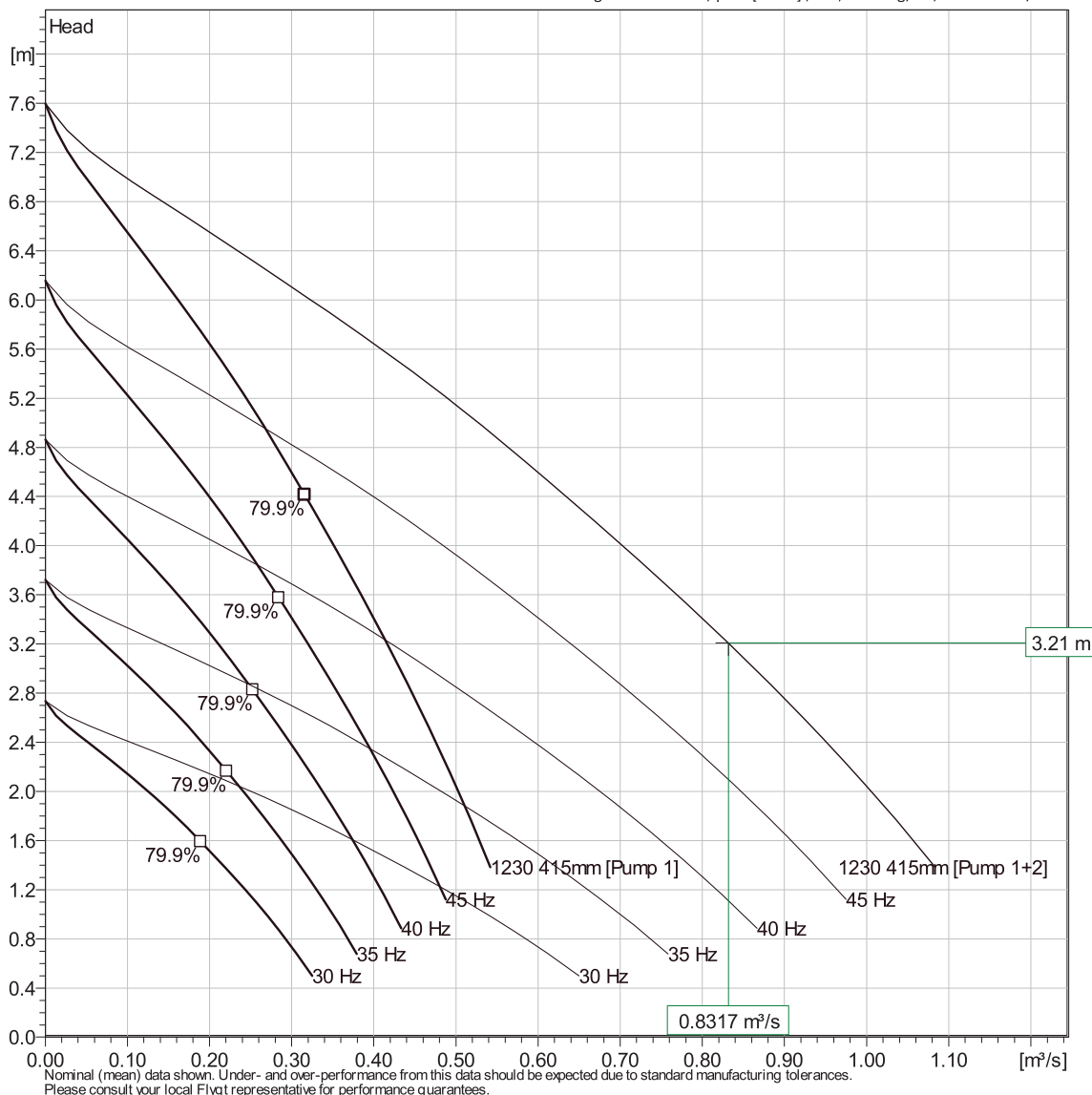
2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

Duty Analysis



Curves according to: Water, pure [100%] ; 4°C; 999.9kg/m³; 1.5692mm²/s



Operating characteristics

Pumps / Systems	Flow m³/s	Head m	Shaft power kW	Flow m³/s	Head m	Shaft power kW	Hydr.eff.	Spec. Energy kWh/m³	NPSHre m
2 / 1	0.416	3.21	17.5	0.832	3.21	34.9	74.9 %	0.0137	1.96
1 / 1	0.506	1.94	16.3	0.506	1.94	16.3	59.1 %	0.0106	2.97

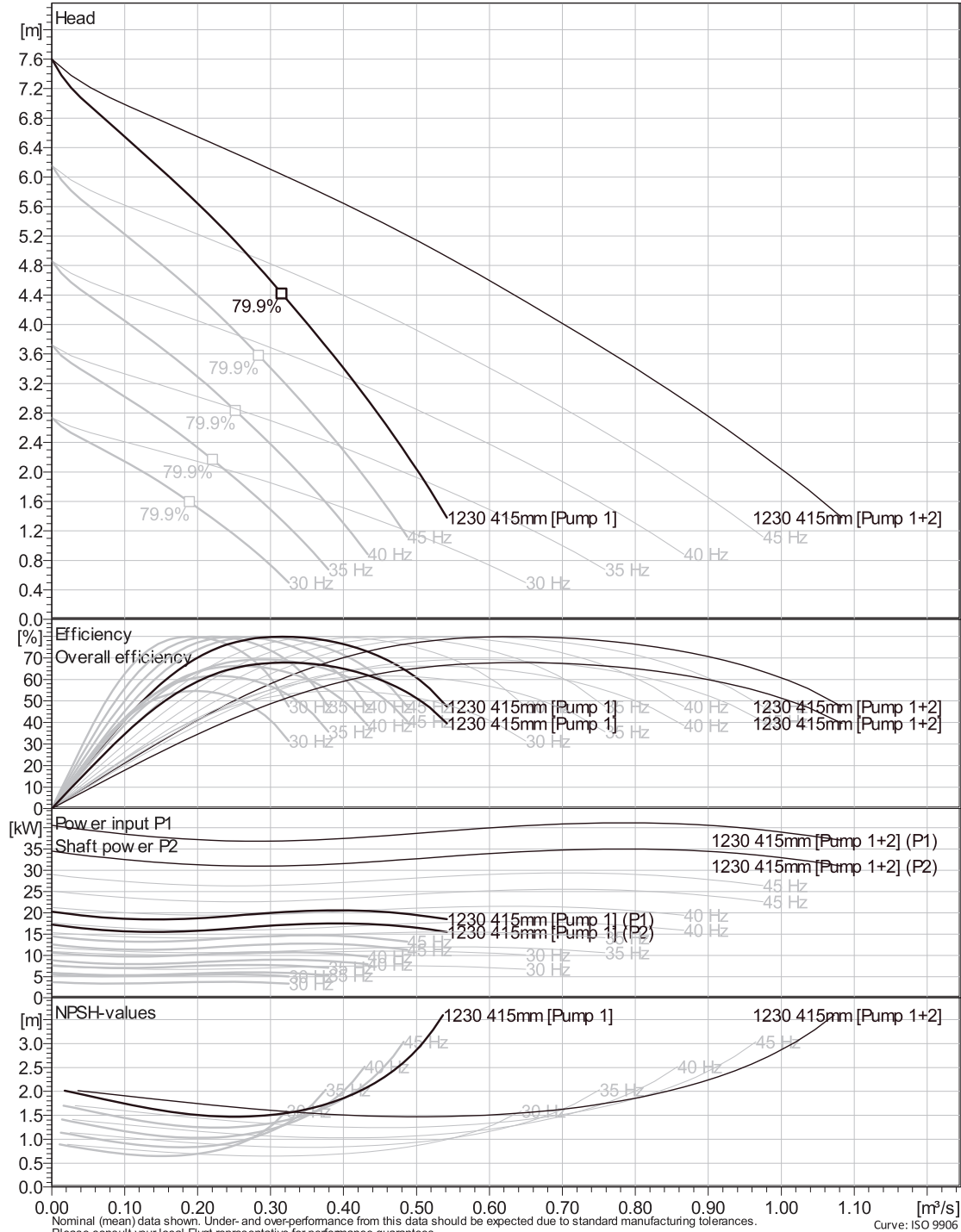
Project		Created by	Florencia Ureña
Block	Xylect-21822572	Created on	2/8/2024
		Last update	2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

VFD Curve



Curves according to: Water, pure, 4 °C, 999.9 kg/m³, 1.5692 mm²/s

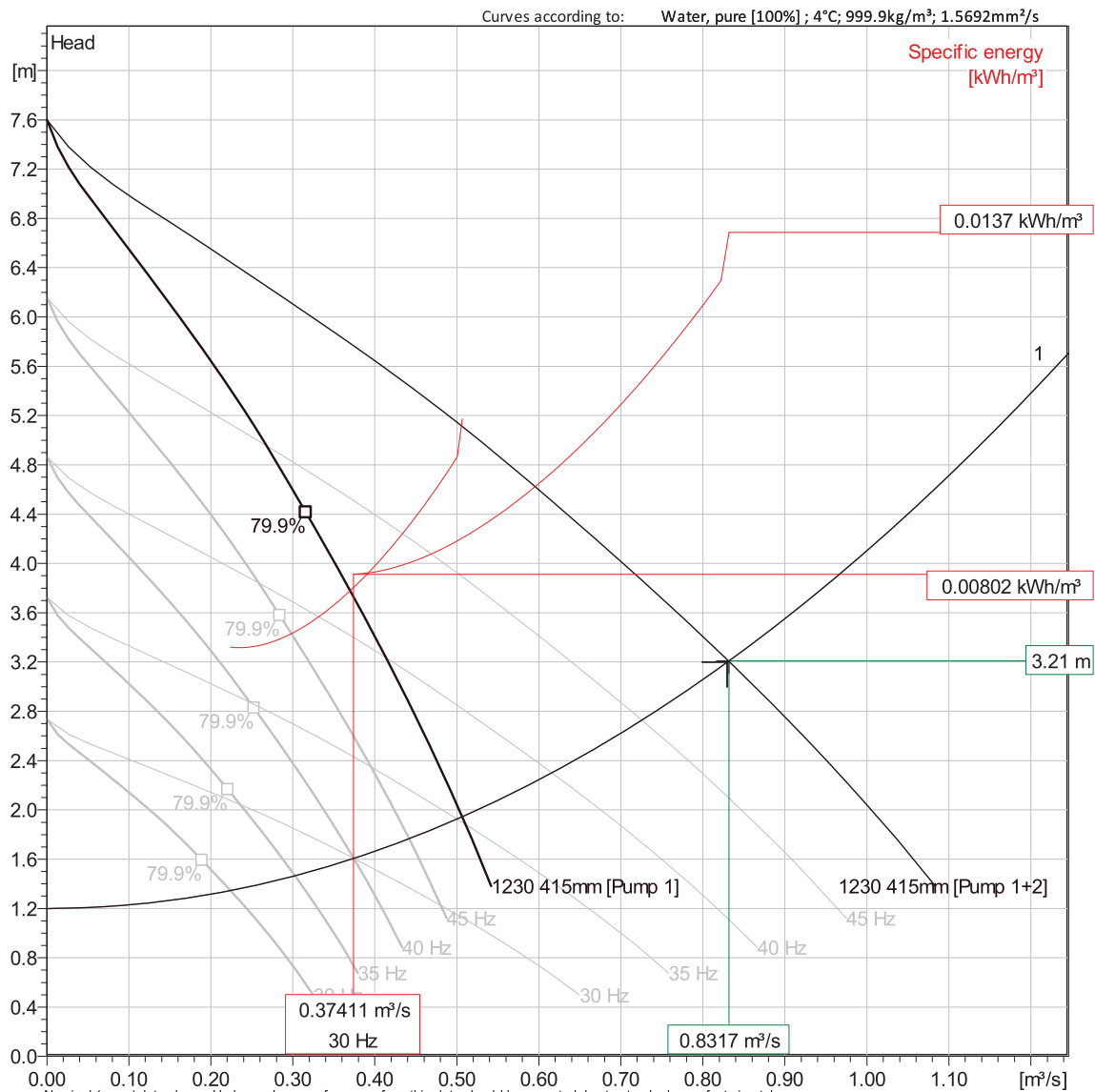


Project Xylect-21822572
Block

Created by Florencia Ureña
Created on 2/8/2024 Last update 2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

VFD Analysis



Operating Characteristics

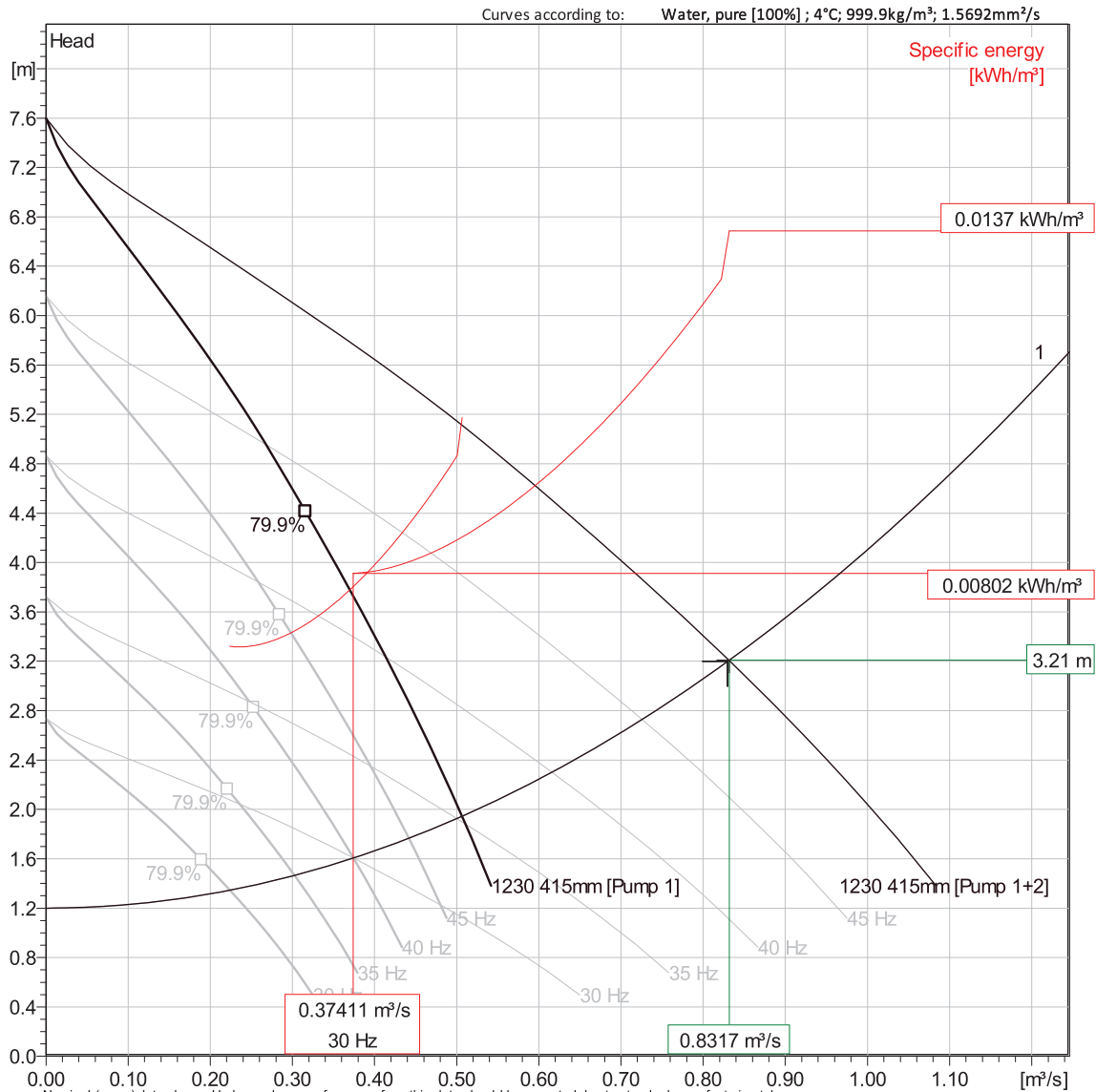
Pumps / Systems	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hydr. eff.	Specific energy	NPSH _{req}
		m³/s	m	kW	m³/s	m	kW		kWh/m³	
2 / 1	50 Hz	0.416	3.21	17.5	0.832	3.21	34.9	74.9 %	0.0137	1.96
2 / 1	45 Hz	0.363	2.73	12.8	0.726	2.73	25.5	76.1 %	0.0112	1.59
2 / 1	40 Hz	0.308	2.3	8.96	0.616	2.3	17.9	77.6 %	0.00972	1.24
2 / 1	35 Hz	0.25	1.93	5.98	0.5	1.93	12	79.1 %	0.00858	0.935

Project Xylect-21822572
Block

Created by Florencia Ureña
Created on 2/8/2024
Last update 2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

VFD Analysis



Operating Characteristics

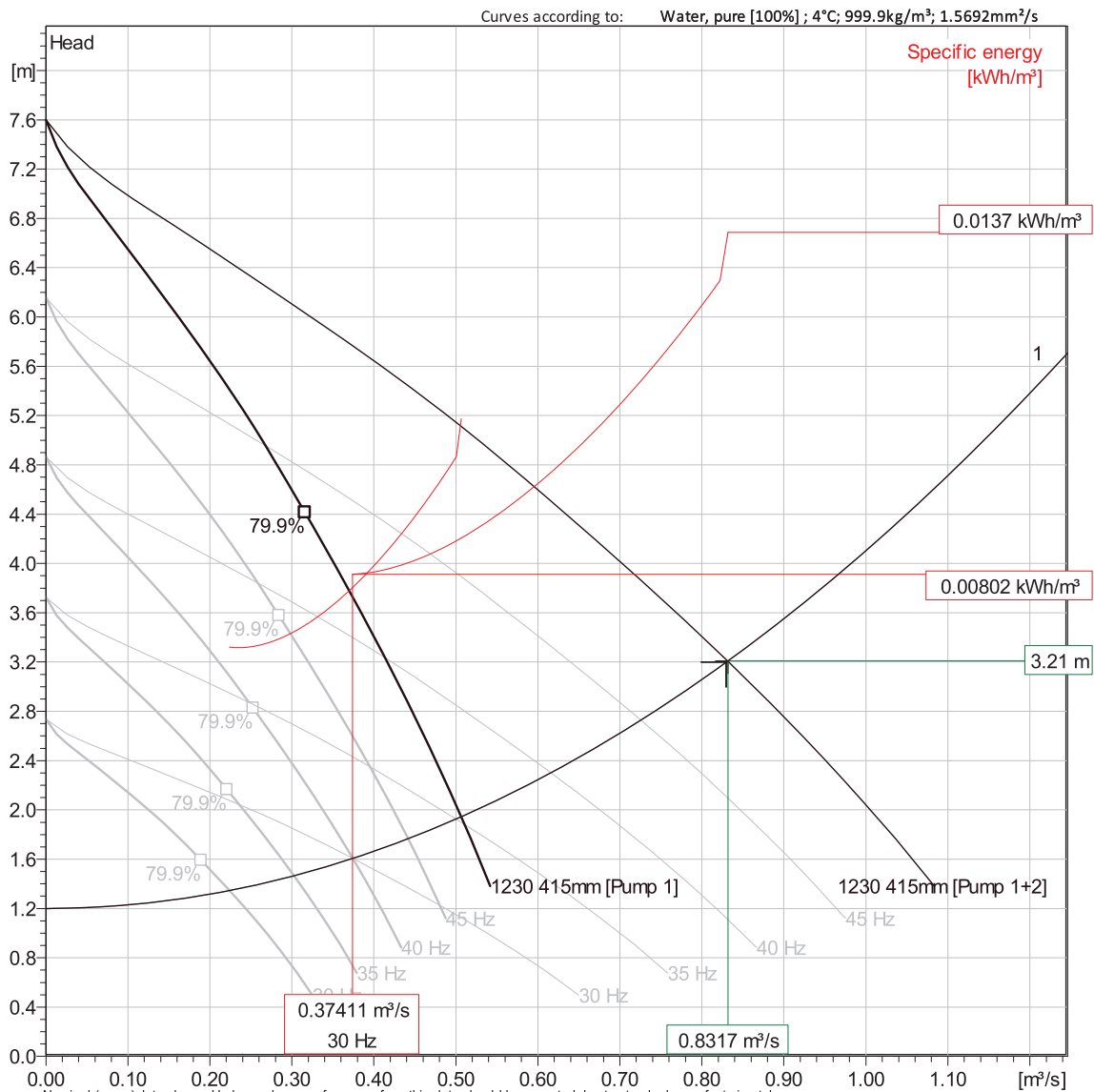
Pumps / Systems	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hydr. eff.	Specific energy	NPSH _{req}
		m³/s	m	kW	m³/s	m	kW		kWh/m³	
2 / 1	30 Hz	0.187	1.61	3.69	0.374	1.61	7.38	79.9 %	0.00802	0.674
1 / 1	50 Hz	0.506	1.94	16.3	0.506	1.94	16.3	59.1 %	0.0106	2.97
1 / 1	45 Hz	0.442	1.77	12.1	0.442	1.77	12.1	63 %	0.00884	2.3
1 / 1	40 Hz	0.374	1.61	8.71	0.374	1.61	8.71	67.7 %	0.00781	1.7

Project Xylect-21822572
Block

Created by Florencia Ureña
Created on 2/8/2024
Last update 2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

VFD Analysis



Operating Characteristics

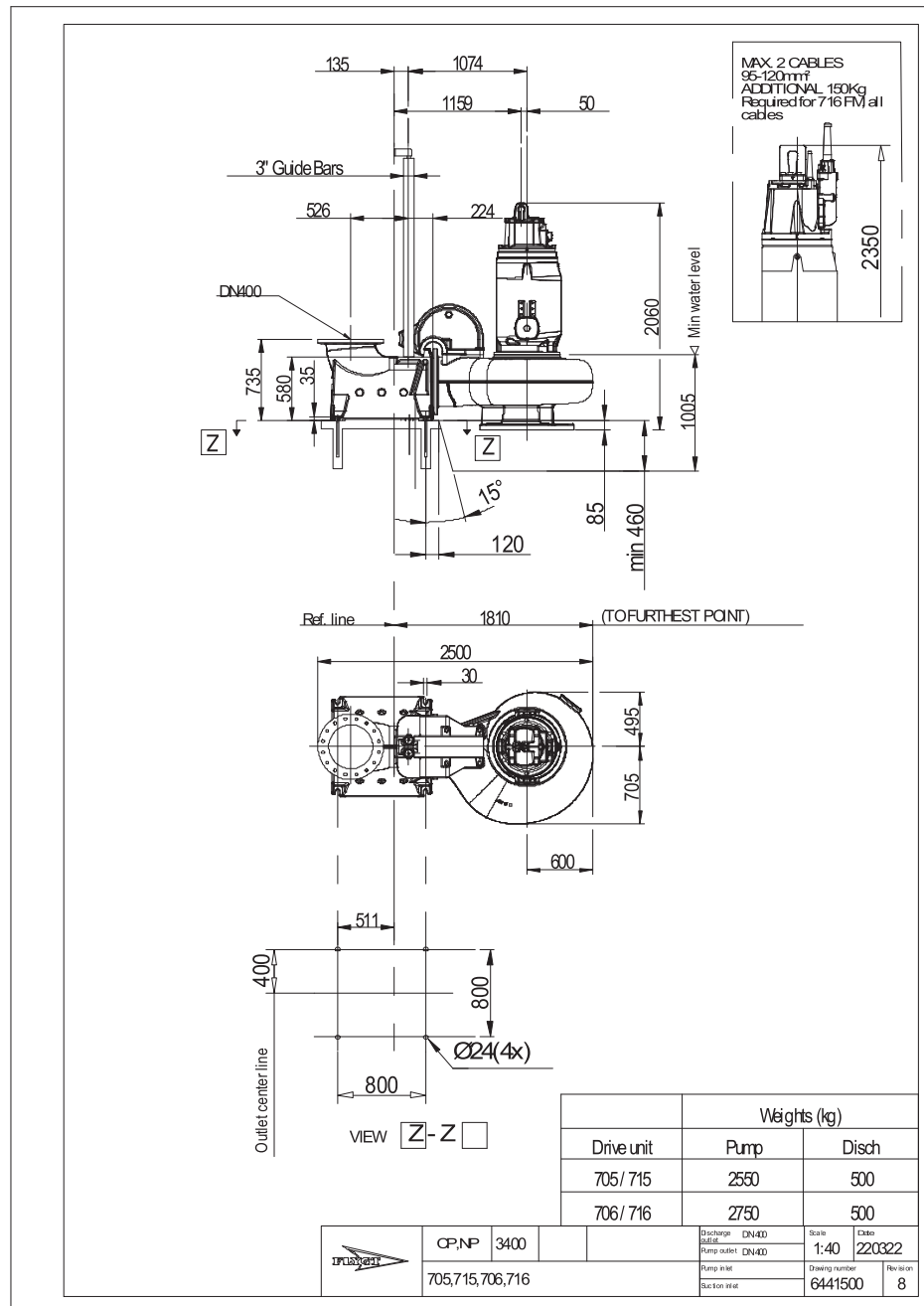
Pumps / Systems	Frequency	Flow m³/s	Head m	Shaft power kW	Flow m³/s	Head m	Shaft power kW	Hydr. eff.	Specific energy kWh/m³	NPSHre m
1 / 1	35 Hz	0.303	1.47	5.96	0.303	1.47	5.96	73 %	0.00707	1.18
1 / 1	30 Hz	0.224	1.35	3.78	0.224	1.35	3.78	78.3 %	0.00681	0.759

Project Xylect-21822572
Block

Created by Florencia Ureña
Created on 2/8/2024
Last update 2/8/2024

CP 3400/706 3~ 1230

Dimensional drawing



Project	Xylect-21822572	Created by	Florencia Ureña
Block		Created on	2/8/2024
		Last update	2/8/2024



WPG S.R.L.

Juan José Castelli 125 (1708) Morón – Buenos Aires – Argentina.

Teléfonos: 011- 4627-2704 // 4629-7522

E mail: info@wpgsrl.com.ar | www.wpgsrl.com.ar

COTIZACIÓN

[Redacted]

Pág. 1 de 7

[Redacted] 18 de septiembre de 2023

Señores, [Redacted]

Atención: Florencia Ureña

Referencia: Filtro banda

De nuestra consideración:

Agradeciendo vuestra invitación en el pedido de precios de la referencia, le hacemos llegar nuestra oferta por los materiales que se detallan a continuación y/o en hojas adjuntas

Sin más, saluda a Uds.

Muy atentamente.

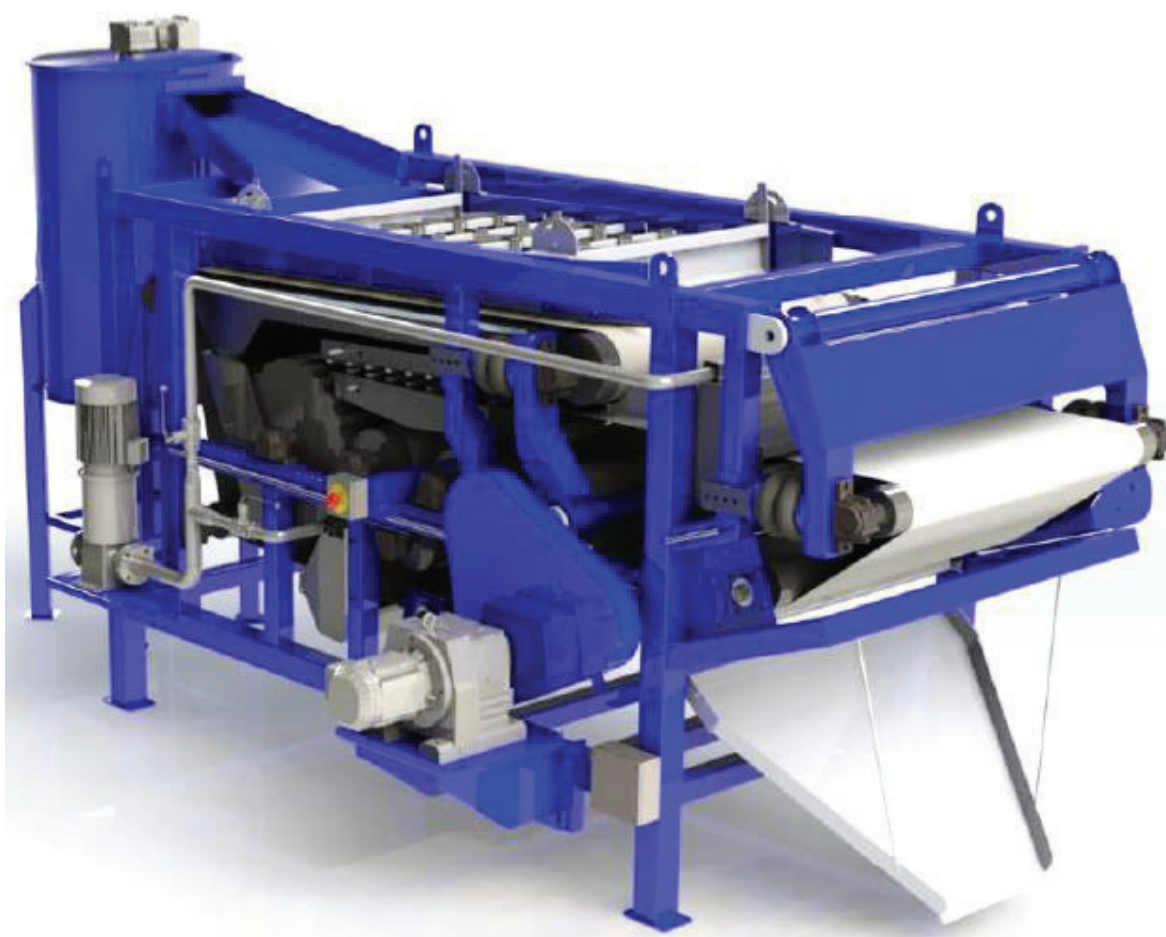
[Redacted]

Postventa

@ [Redacted]@postventa.com.ar

PROPUESTA TECNICA

FILTRO DE BANDAS		
DATOS GARANTIZADOS		
Nombre del fabricante	WPG	
Tipo y modelo de unidad	WPG 15	
Origen	ARG.	
Material	Acero al carbono	
Terminación	Pintura epoxi	
Representante en Argentina	ARG.	
Caudal	6-12	m3/h
Contenido de sólidos en la entrada del equipo	3%	
Ancho de banda	1400	mm
Velocidad de la cinta	2,4 - 6,5	m/min
Consumo y presión de agua para lavar	0,46	m3/h
	6.5	bar
Ancho de Filtro	1.400	mm
Potencia instalada	0,37	kW
Peso del equipo	1.500	kg
Descripción de las zonas de drenaje por gravedad, acuífamiento y compresión		
Superficie de goteo por gravedad	1,79	m2
Superficie de baja presión	1,35	m2
Superficie de media presión	2,47	m2
Superficie de alta presión	5,3	m2
Detalles de la correa, dispositivos de tensión, dispositivos de alineación y velocidades		
La TENSIÓN DE CORREAS se realiza mediante cilindros neumáticos con cuerpo en aluminio y vástago en AISI 304, alimentado por compresor de aire (opcional), que controla la unidad de ajuste neumático instalada en la máquina.		
El CENTRADO DE LAS CORREAS se realiza mediante dispositivo electroneumático, mediante sensores, electroválvulas, cilindros neumáticos y palpador con recuperación por muelle.		
Sistema de lavado de cinturones		
El lavado de las correas se realiza mediante boquillas AUTOLIMPIANTES. Se incluye bomba centrífuga		
Características de todos los sensores y dispositivos de control y emergencia		
El PANEL DE CONTROL instalado en un lateral de la máquina, incluye electroválvulas de centrado, la unidad de aire completa de filtro y lubricador, regulador de presión, caja de bornes y presostato de seguridad para control de baja presión de aire comprimido.		
Las PLANTAS ELÉCTRICAS, HIDRÁULICAS y NEUMÁTICAS están cableadas y ensambladas en máquina, con caja de bornes para la parte eléctrica y filtro de alimentación para el agua de lavado.		
Motor		
MOTORIZACIÓN por motor con inversor con transmisión de cadena para una velocidad de las correas de 0,4 a 6,4 m / min.		
La unidad está equipada con motor eléctrico IP 55, B5, clase F, 400V, 50 Hz.		





WPG S.R.L.

Juan José Castelli 125 (1708) Morón – Buenos Aires – Argentina.

Teléfonos: 011- 4627-2704 // 4629-7522

E mail: info@wpgsrl.com.ar | www.wpgsrl.com.ar

COTIZACIÓN

Nº XXXXXXXXXX

Pág. 4 de 7

OFERTA COMERCIAL

ITEM	DESCRIPCION	CANT.	PRECIO UNIT.	PRECIO TOTAL
1	FILTRO BANDA	1	USD 196.700,00	USD 196.700,00
			TOTAL	USD 196.700,00

El filtro banda incluye los siguientes ítems:

- Bomba de lavado.
- Flocculador con agitador lento.
- Mezclador.
- Tablero de control.
- Sistema de preparación y dosificación de polielectrolito.
- Tanque con agitador para polielectrolito.
- Compresor.

CONDICIONES PARTICULARES DE VENTA:

- **PLAZO DE ENTREGA:** 140/180 días de recibida la OC (Salvo venta), aprobados los planos constructivos, acreditado el anticipo.
- **LUGAR DE ENTREGA:** Sobre Camión en Depósito WPG, Morón Buenos Aires, Argentina.
- **FORMA DE PAGO:** A convenir.
- **PRECIOS:** No-incluyen IVA expresados en dólares estadounidenses y/o euros según corresponda. Pagaderos en pesos argentinos y/o dólares y/o euros según tipo de cambio billete tipo vendedor BNA a la cotización del día anterior de acreditación del efectivo pago.
- **VALIDEZ DE LA OFERTA:** 7 días (SIN PRORROGA AUTOMATICA- NO PRORROGABLE)

**WPG S.R.L.**

Juan José Castelli 125 (1708) Morón – Buenos Aires – Argentina.

Teléfonos: 011- 4627-2704 // 4629-7522

E mail: info@wpgsrl.com.ar | www.wpgsrl.com.ar

COTIZACIÓN

Nº [REDACTED]

Pág. 5 de 7

IMPORTANTE:

En caso de corresponder se emitirá Nota de Debito por variación del tipo de cambio entre el momento de la emisión de la factura y la acreditación efectiva del pago.

Las Notas de Débito por ajuste deberán ser canceladas en un plazo no mayor de 72 horas desde su fecha de emisión.

Los plazos de entrega corren a partir de la efectiva acreditación del pago del Anticipo y del pago de las ND de ajustes en el caso de corresponder.

En caso de tratarse de mercadería importada y, de haberse estipulado el pago de un determinado importe en concepto de arribo a puerto, cualquier costo extra generado en aduanas por demora en el pago, será trasladado al cliente, previa presentación de constancia por parte de WPG SRL.

En caso de no devolverse las pólizas de seguro de caución por anticipos, garantías o fondo de reparo, una vez completada la entrega o el plazo acordado, se les facturarán los gastos adicionales por los días de demora en la devolución.

CONDICIONES GENERALES DE GARANTÍA

La garantía de los equipos provistos por WPG SRL considera las siguientes condiciones:

- Las máquinas y/o equipamiento fabricado por *WPG SRL* están garantizadas por un período de 12 meses desde la fecha de entrega y/o instalación del equipo si la misma está a cargo de personal *WPG SRL*.
- La garantía cubre fallas por procesos de fabricación y/o mano de obra de instalación, siempre que este realizado por personal de *WPG SRL*.
- Dentro del período de la garantía *WPG SRL* reparará o sustituirá; lo antes posible, aquellas piezas que hayan sido determinadas defectuosas por su equipo técnico.

La garantía no ampara los siguientes puntos:

- El desgaste por uso.
 - Los defectos que pudieran ser originados por el transporte no provisto por WPG SRL.
 - Instalaciones defectuosas no realizadas por el personal de WPG SRL.
 - Alteraciones o intervenciones por personal ajeno a nuestra empresa, sin consentimiento y autorización previa de WPG SRL.
 - Accidentes, abuso, y/o desviaciones respecto a las instrucciones de uso y mantenimiento entregadas por WPG SRL.
 - Cualquier otro desperfecto originado por fuerza mayor o caso fortuito.
 - Desperfectos ocasionados por corrientes galvánicas.
 - Desperfectos ocasionados por acciones/corrosiones químicas.
 - Errores de selección en los elementos.
- Para aquellos equipamientos donde no se provea la supervisión de instalación por parte de WPG SRL, la empresa no se hará responsable por los gastos eventuales de remoción, instalación u otros gastos que pudieran surgir relacionados con el reclamo de la garantía. Tampoco se hará responsable por daños, perjuicios o incidentes que resulten de cualquier causa, uso u mala operación del producto.
 - El extravío o daño de toda devolución es responsabilidad del remitente.
 - Quedan por fuera de cobertura todas las cláusulas que no estén expresamente indicadas en las condiciones particulares de garantía de esta oferta.



WPG S.R.L.

Juan José Castelli 125 (1708) Morón – Buenos Aires – Argentina.

Teléfonos: 011- 4627-2704 // 4629-7522

E mail: info@wpgsrl.com.ar | www.wpgsrl.com.ar

COTIZACIÓN

Nº ~~0010-2704~~

Pág. 7 de 7

Garantía para elementos importados:

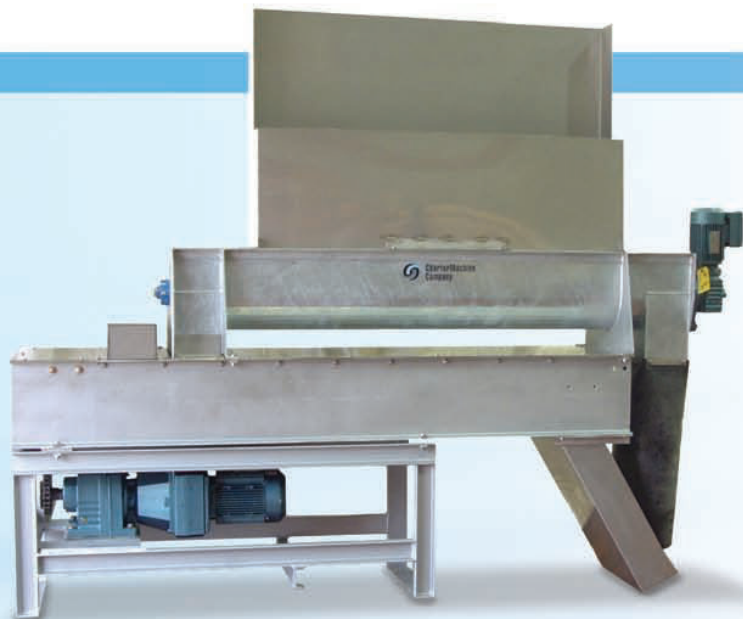
En caso de que los equipamientos cuenten con elementos importados, los mismos poseen un periodo de garantía de 6 meses, desde la fecha de recepción de los mismos, o 18 meses adquiriendo garantía extendida.

Aclaraciones

- En caso de que la instalación no sea a cargo de WPG SRL; el periodo de garantía comienza una vez recibidos los equipos, aunque los mismos no estén en funcionamiento.
- Cualquier tipo de reclamo por posibles fallas atribuidas a defectos de funcionamiento y/o roturas debe ser comunicado a WPG SRL dentro de los 7 (siete) días de identificado el defecto, enviando un mail a la siguiente casilla: postventa@wpgsrl.com.ar; especificando el tipo de falla, adjuntando imágenes, e indicando los siguientes datos:
 - o Tipo de maquina:
 - o N° de serie:
 - o N° y fecha de factura de compra:
- Dentro de los 7 (siete) días hábiles después de recibido el mail de notificación, WPG SRL dará una respuesta sobre los procedimientos a seguir, en caso de que corresponda algún tipo de acción por parte de la empresa.
- Cualquier reclamo por garantía será desestimado si alguno de los pagos estipulados en las condiciones comerciales no se cumple según lo acordado.
- El periodo de garantía no se extiende por los plazos necesarios para realizar las reparaciones y/o adquisiciones de piezas defectuosas.
- WPG SRL tiene el derecho a cambiar las descripciones de los productos propios expresadas en las descripciones técnicas de los manuales de los equipos, sin dar derecho al comprador para presentar objeciones sobre posibles diferencias entre las maquinas suministradas con respecto a las descripciones y datos técnicos publicados por WPG SRL en sus manuales.



Better. Smarter. Faster.
Charter.



ROEMIX®
LIME POST TREATMENT SYSTEM

Quicklime makes quick work of pathogens.

Wastewater sludge can be more easily and more economically neutralized and disposed of in an eco-friendly manner.

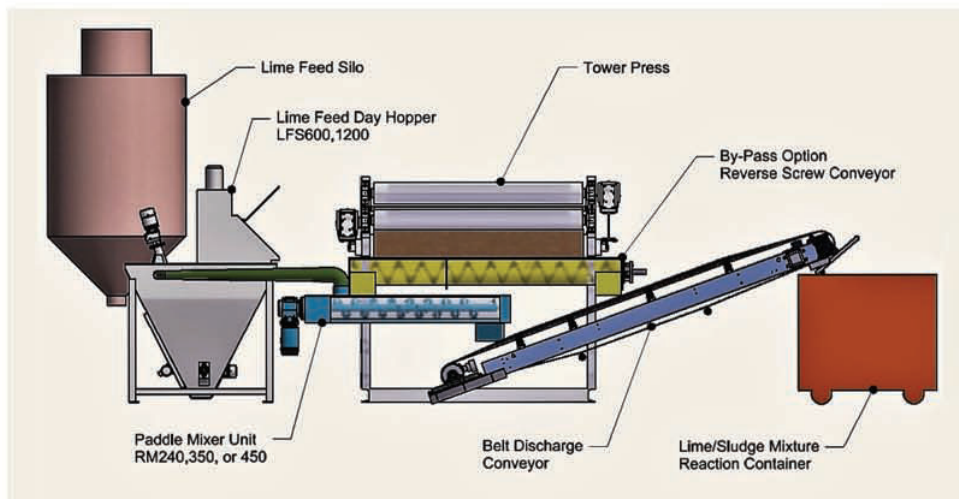
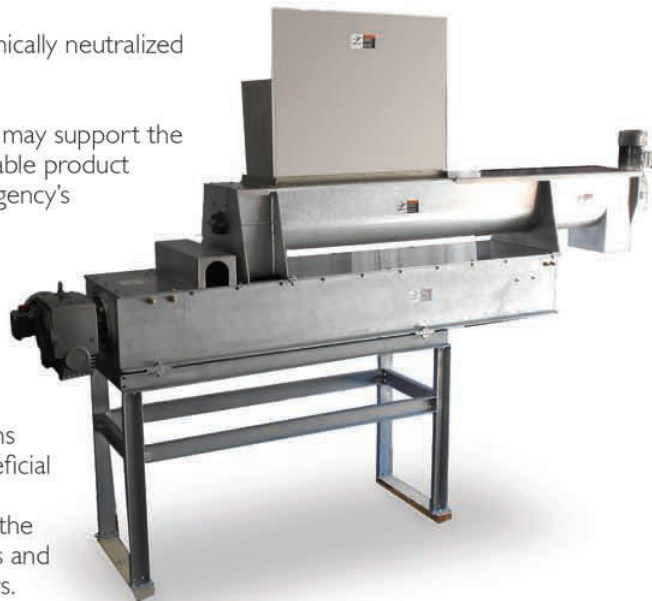
Quicklime treatment controls conditions in biosolids that may support the growth of pathogens. It converts sewage sludge into a usable product and is sanctioned by the U.S. Environmental Protection Agency's biosolids regulations.

More specifically, EPA 40 CFR Part 503 establishes two biosolids classes – Class A and B – that specify performance goals and the degree of treatment biosolids must receive before beneficial use or disposal:

- Class B biosolids contain higher pathogen concentrations than Class A, but have levels low enough for some beneficial uses, such as land application with restrictions. To meet Class B requirements using lime stabilization, the pH of the biosolids must be elevated to more than 12 for 2 hours and subsequently maintained at more than 11.5 for 22 hours.
- Class A biosolids contain extremely low pathogen concentrations and have few or no use restrictions. To meet Class A requirements using lime stabilization, the Class B elevated pH requirements are combined with elevated temperatures (70°C for 30 minutes) or other EPA-approved time/temperature processes.

Because sludge must reach a pH of 12 at temperatures above 50° C to be hygienized sufficiently, only quicklime reacts with the remaining water in dry sludge well enough to produce such high temperatures. Hydrated lime alone isn't as effective. The high pH and a rise in temperature both reduces pathogens and reduces offensive odors as well.

Further, aerobically and anaerobically stabilized sludge, and even raw sludge, can be effectively conditioned with quicklime due to the chemical stabilization resulting from the elevated pH.



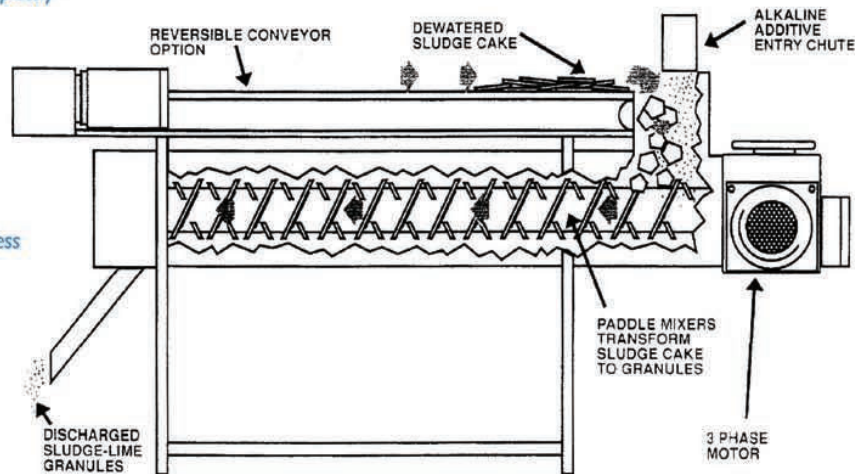
A better way to do the right thing.

When it comes to sludge, dryer is better. Roediger Lime Post Treatment Modules further dewater sludge creating a dry, crumbly mixture that will not clog equipment and is easy to haul.

Roemix® Lime Post Treatment Model RM240

The reversible conveyor allows you to bypass the unit completely if liming isn't needed.

Roemix LPT modules use less lime which saves money.



Each one is extremely energy efficient and highly productive handling of up to 42,000 lbs. of sludge an hour.



304 stainless steel paddle construction.

Find the model that fits your capacity demands and contact Charter Machine Company for more information.

SPECIFICATIONS	RM150	RM240	RM350	RM450
Roediger Lime Post-Treatment Module (LPT) Maximum capacity range, lbs. of sludge per hour	2,000-8,000	3,000-12,000	8,000-25,000	14,000-42,000
LPT Mixer Dimensions*				
length, overall (feet)	7.2	9.3	9.3	9.3
width, overall (feet)	2.4	3.0	3.5	4.0
height (feet) variable	1.7	2.0	2.5	2.9
Electrical Power Requirements				
Mixer (hp)	3.0	5.0	7.5	10.0
Reversible conveyor (hp)	0.75	0.75	1.0	1.0

Lime Post Treatment Modules can be added to existing equipment at current facilities.

Roemix Lime Storage Hopper and Feed System



MODEL LFS 600



MODEL LFS 1200

HOW IT WORKS

Pulverized quicklime is conveyed by a 3" elevator screw and a 3" horizontal feed screw. The elevator screw is driven by a mechanically variable traction disc drive with 3/4 HP constant-speed AC motor. The horizontal feed screw is driven by an infinitely adjustable SCR drive using a 1 HP DC motor. Speed control of the drives lies in the lime post treatment or belt press control panel. Lime flow is maintained by means of a double agitator driven by a 0.5 HP constant speed AC drive plus an electrical vibrator; channel mounted on the hopper body.

SPECS

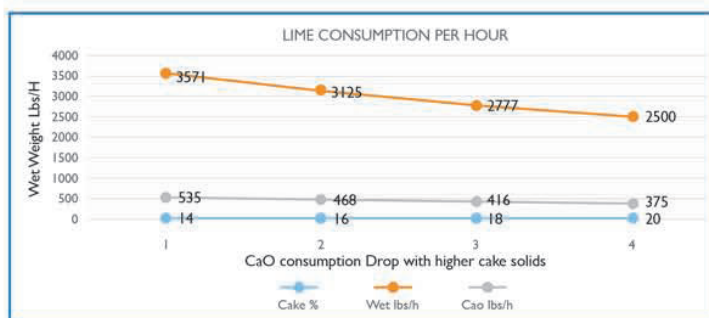
The lime storage hopper is made of welded carbon steel construction, leg mounted, square at the bottom, with sides sloped at 60 degrees minimum to the horizontal.

- Complete with bag shelf and self-supporting lid.
- Comes with loading platform, steps and railings.

DETAILS

- All external surfaces are primed coated with two part epoxy of four (4) mil dry film thickness plus two (2) finish coats of two part epoxy at four (4) mil per coat dry film thickness.
- Drives and accessories shall be factory coated in similar manner.
- Controls, starters, lights and alarms shall be located in the lime post treatment or belt filter press control panel.

Sample	Infeed Solids %	Flow Rate GPM	LBS/DS/H	Cake %	Wet lbs/h	CaO lbs/h
1	0.5	200	500	14	3571	535
2	0.5	200	500	16	3125	468
3	0.5	200	500	18	2777	416
4	0.5	200	500	20	2500	375



Optional Loading Platform

The optional loading platform and steps are made of carbon steel tread plate. Railings protect both sides of the steps and all of the platform except stair access and bag dump access. Platform height and orientation allow for comfortable access to the bag shelf. All platforms, steps, and railings if required will comply with OSHA standards.

Optional Dust Collector

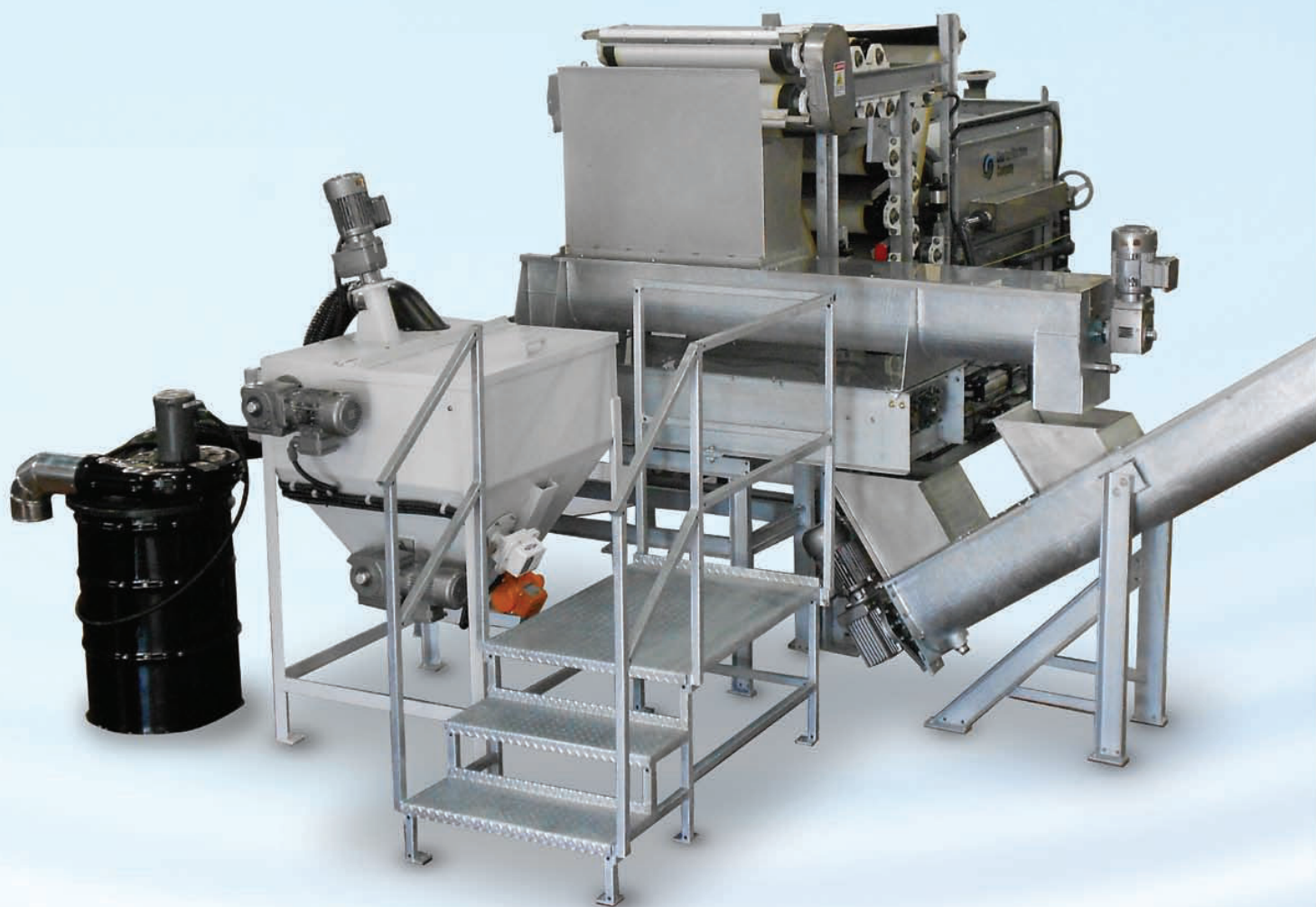
Dust collector is flange mounted to the hopper body and will return collected dust to process without secondary handling, contamination, or waste. Filtered air vents to work area. Cleaning cycle can be automatically controlled by a solid-state timer in a factory mounted NEMA 12 enclosure. The unit has a hinged access door for visual inspection of filter bags. The jet pipe and filter tube are capable of individual removal. Drive is 1 HP AC. The dust collector will require a minimum of 3/4" air connection.

Saves dollars. Makes sense.

Lime treatment of wastewater solids is already Europe's preferred method of recycling treated sludge. Today, it is quickly being mandated throughout America.

Lime stabilization is generally more cost effective than alternative biosolids options. A series of studies comparing lime stabilization to composting, thermal drying and digestion technologies found that lime stabilization has unit costs as much as 60 percent lower than alternatives. Reduced capital cost requirements of lime stabilization are even more dramatic – particularly with communities with limited capital budgets.

As populations rise and environmental standards tighten, the need for better solutions to sludge disposal becomes more critical. Roemix lime post treatment systems can be an economically-smart and ecologically-sound sludge hygienization option.



Seamless Solutions for Biosolids Handling and Treatment.

Whether its dewatering, thickening, polymer addition, conveyance or lime stabilization, Charter Machine provides customized and integrated biosolids solutions.

With our in-house staff of design engineers, we have complete control over the design, fabrication and start-up of biosolids systems perfectly suited to your operation. As a result, we can provide seamless total system responsibility -- from sludge testing, to design assistance to equipment start-up and training.

Occasionally our equipment will need servicing. At Charter Machine Company we maintain a complete inventory of replacement parts ready for immediate shipment. Assistance is a phone call away with help in troubleshooting and problem solving. Technicians are available for on-site visits.

We strive very hard to meet all your biosolids processing needs and would welcome the opportunity to be of service.



55 Wester Avenue, Metuchen, New Jersey 08840

732-494-5350 • FAX 732-494-4596 • www.chartermachine.com